

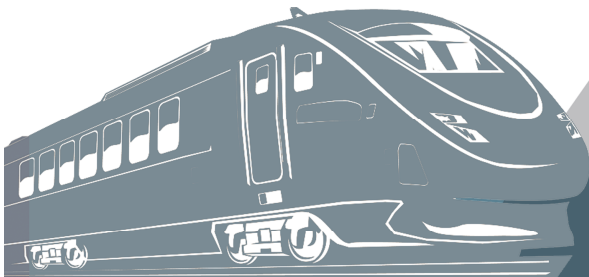
Міністерство освіти і науки України
Український державний університет залізничного транспорту



ПРОБЛЕМИ НАДІЙНОСТІ ТА ДОВГОВІЧНОСТІ
ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД І БУДІВЕЛЬ
НА ЗАЛІЗНИЧНОМУ ТРАНСПОРТІ
VIII-ї МІЖНАРОДНОЇ НАУКОВО-ТЕХНІЧНОЇ КОНФЕРЕНЦІЇ

Тези доповідей

Частина 2



20–22 листопада 2019 р., м. Харків, Україна

УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО
ТРАНСПОРТУ

**Тези доповідей 8-ої міжнародної
науково-технічної конференції**

**«ПРОБЛЕМИ НАДІЙНОСТІ ТА ДОВГОВІЧНОСТІ
ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД І БУДІВЕЛЬ
НА ЗАЛІЗНИЧНОМУ ТРАНСПОРТІ»**

Харків 2019

8-а Міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті», Харків, 20-22 листопада 2019 р.: Тези доповідей. Ч.2. - Харків: УкрДУЗТ, 2019. - 241 с.

Збірник містить тези доповідей науковців вищих навчальних закладів України та інших країн, підприємств транспортної та будівельної галузі за трьома напрямками: залізниця, автомобільні дороги, промисловий транспорт і геодезичне забезпечення; будівельні конструкції, будівлі та споруди; будівельні матеріали, захист і ремонт конструкцій та споруд.

ЗМІСТ

Секція БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ, БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ

ESTABLISHMENT OF THE SCOPE OF TESTING OF CIVIL STRUCTURES FOR MULTISTAGE QUALITY CONTROL M.V. Savytskyi, T.J. Shevchenko, O.M. Savytskyi, A.M. Savytskyi.....	13
STABILITY OF LIGHT STEEL THIN-WALLED STRUCTURES FILLED WITH LIGHTWEIGHT CONCRETE V.O. Semko, A.V. Hasenko, N.M. Mahas, O.G. Fenko, V.O. Sirobaba....	15
НОВІ КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ПРИ ПОСИЛЕННІ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК Т.Н. Азізов, Д.В. Кочкар'єв, Т.А. Галінська.....	17
РАСЧЕТ ЖЕСТКОСТИ ПРИ КРУЧЕНИИ ДВУТАВРОВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С НОРМАЛЬНЫМИ ТРЕЩИНАМИ Т.Н. Азізов, О.М. Орлова, О.В. Нагайчук.....	19
РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ДЕФОРМАТИВНОСТІ ТА ТРІЩИНОВАТОСТІ НЕРОЗРІЗНИХ ДВОПРОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ІЗ КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ О.В. Андрійчук, М.В. Нінічук.....	21
ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНЬ У СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ТОНКОСТІННИХ ПОКРИТТЯХ У ФОРМІ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА О.В. Андрійчук, С.О. Ужегов.....	23
РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ УТОЧНЕНИМИ МЕТОДАМИ Х.З. Байтала, П.І. Бакін, Т.П. Донець, О.А. Фесенко.....	25
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ КАТЕГОРІЇ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЛІ ТА ЗМІНИ ІНТЕНСИВНОСТІ СЕЙСМІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ М.С. Барабаш, Н.О. Костира, Б.Ю. Писаревський.....	27
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ФІБРОБЕТОННИХ ПРИЗМ ЩО ЗАЗНАЛИ ДІЇ ВИСОКИХ ТЕМПЕРАТУР С.Ю. Берестянська, Є.І. Галагуря, О.В. Опанасенко, І.В. Биченок А.О. Берестянська,	29
ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК АРМОВАНИХ ВИСОКОМІЩНОЮ АРМАТУРОЮ ТА СТАЛЕВИМ ЗОВНІШНІМ ЛИСТОМ Т.В. Бобало, Я.З. Бліхарський, Н.С. Копійка, М.Е. Волинець.....	31

ПРОБЛЕМИ ДОТРИМАННЯ ЕКОЛОГІЧНОЇ БЕЗПЕКИ ПІДПРИЄМСТВ УКРАЇНИ	
Л.О. Богінська, О.В. Юрченко, В.І. Шушкевич.....	33
ПІДСИЛЕННЯ КАМ'ЯНИХ КОЛОН (СТОВПІВ) ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЮ ОБОЙМОЮ	
Ю.В. Бондаренко, В.Л. Земляков, К.В. Спіранде, І.А. Плахотнікова...	35
ДОСВІД ПРАКТИЧНОГО БУДІВНИЦТВА ГРЕБЕЛЬ З УКОЧЕНОГО БЕТОНУ	
С.В. Бутнік, А.О. Мозговий.....	37
МЕТОДИКА ВЕРОЯТНОСТНОЇ ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТІ МОНОЛИТ- НИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННИХ ОБДЕЛОК НАПОРНИХ ГИДРОТЕХНИЧЕС- КИХ ТУННЕЛЕЙ ГЭС И ГАЭС В ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЙ ПЕРИОД	
А.И. Вайнберг.....	39
ВЛИЯНИЕ СВЕРХНОРМАТИВНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ СТАЛЬНЫХ КОЛОН НА ИХ ОГНЕСТОЙКОСТЬ	
А.В. Васильченко, Ю.А. Отрош, Д.Б. Анацкий, А.С. Гапонова.....	41
ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ С МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТОЙ	
Г.Л. Ватуля, О.В., Лобяк, С.В. Дериземля, М.А. Веревичева, Є.Ф. Орел	44
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ	
М.М. Вигнанець, С.Ф. Неутов, М.Г. Сур'янінов.....	46
МОДЕЛЮВАННЯ ДИНАМІЧНОЇ ПОВЕДІНКИ БАШТОВОЇ СПОРУДИ З ПРИЄДНАНИМ ГАСНИКОМ У РІВНОМІРНОМУ ВІТРОВОМУ ПОТОЦІ	
В.Є. Волкова, І.В. Шаповал.....	48
ОЦІНКА ТЕПЛОФІЗИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ	
Л.В. Гапонова, С.С. Гребенчук.....	50
НЕНЬЮТОНОВСКИЕ ЖИДКОСТИ В БАЛЛИСТИЧЕСКИХ ПАНЕЛЯХ МОБИЛЬНОГО БРУСТВЕРА	
Г.М. Гасий, В.И. Шушкевич, Е.В. Гасий, Н.Н. Срибняк.....	52
ШЛЯХИ ПІДВИЩЕННЯ ТОЧНОСТІ РОЗРАХУНКУ КРУТИЛЬНИХ ГЕОМЕТРИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК СТАЛЕВИХ БАЛОК	
С.А. Гудзь, Г.М. Гасій, О.В. Гасій.....	54
РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО РОЗТЯГНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ІЗ МАЛИМИ ЕКСЦЕНТРИСИТЕТАМИ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ ДЕФОРМАЦІЙНОГО МЕТОДУ	
Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко.....	56

РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ СТОЯКІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТРИШАРНІРНИХ РАМ БІЛЯ ОПОР ПРИ ЗРІЗІ НА ОСНОВІ ТЕОРІЇ ПЛАСТИЧНОСТІ	
О.О. Довженко, В.В. Погрібний, Л.В. Карабаш, О.О. Мальована.....	59
УСТОЙЧИВОСТЬ РАВНОВЕСИЯ РЕБРИСТОЙ ТРЕХСЛОЙНОЙ ОБОЛОЧКИ	
Т.А. Емельянова, А.Ю. Бажанова, Д.В. Лазарева, В.Ю. Денисенко.....	61
ДОСЛІДЖЕННЯ ПАРАМЕТРІВ «ЗОНИ ВПЛИВУ» ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ	
М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, С.М. Манжалій.....	63
ВИЗНАЧЕННЯ АМПЛІТУДИ КОЛИВАНЬ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ РОБОТІ ПРОМИСЛОВОГО ОБЛАДНАННЯ	
Б.М. Ільницький, А.П. Крамарчук, С.С. Була, Т.В. Бобало.....	65
УЧЕТ ДИНАМИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ СЫПУЧЕГО НА БОКОВУЮ ПОВЕРХНОСТЬ В МИРОВОЙ ПРАКТИКЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	
О.О. Калмиков, Р. Халіфе.....	67
РУЙНУВАННЯ ЦЕГЛЯНОЇ КЛАДКИ СТІН БУДІВЕЛЬ НА НЕРІВНОМІРНО-ДЕФОРМОВАНІЙ ОСНОВІ	
О.В. Кічасва, О.В. Доброходова, С.М. Золотов.....	69
ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КЛЕЙОВИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВИХ З'ЄДНАНЬ З БЕТОНОМ	
О.В. Кічасва, С.М. Золотов, П.М. Фірсов, Зафарі Тогіан.....	71
ВРАХУВАННЯ ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ ПРИ РОЗРАХУНКУ ШИРИНИ РОЗКРИТТЯ ТРІЩИН І ПРОГІНІВ БЕТОННИХ БАЛОК ІЗ РІЗНИМИ ВИДАМИ АРМУВАННЯ	
П.М. Коваль, Р.І. Полюга, С.В. Стоянович, О.Я. Гримак.....	73
МЕТОДИКА ОЦІНЮВАННЯ ВОГНЕЗАХИСНОЇ ЗДАТНОСТІ ПОКРИТТІВ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ	
А.І. Ковальов, Ю.А. Отрош, О.В. Король.....	75
ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ТА ПРИЧИН РУЙНУВАННЯ ШЛЯХОПРОВОДУ НА А/Д М-18-1	
В.П. Кожушко, К.В. Бережна, С.М. Краснов, С.О. Бугаєвський.....	77
ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ ТА ДЕФОРМАЦІЇ ЛОКАЛЬНОЇ ОБЛАСТІ КОНСТРУКЦІЇ	
В.В. Колохов, А.М. Сопильняк, Г.М. Гасій, А.М. Савицький.....	79
МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННОЮ ОБОЙМОЮ	
П.І. Країнський, П.І. Вегера, Р.Є. Хміль, З.Я. Бліхарський.....	81

ПІДСИЛЕННЯ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПОКРИТТЯ ПОШКОДЖЕНИХ КОРОЗІЄЮ БЕТОНУ ТА АРМАТУРИ А.П. Крамарчук, Б.М. Ільницький, О.Я. Литвиняк, Ю.Є. Фамуляк...	83
ПРОГИНИ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК О.М. Крантовська, Л.М. Ксьоншкевич, М.М. Петров, С.В. Синій, С.М. Ксьоншкевич.....	85
ТОЧНИЙ РОЗВ'ЯЗОК ЗАДАЧІ ПРО СТІЙКІСТЬ СТРИЖНЯ ПІД ДІЄЮ ВЛАСНОЇ ВАГИ Ю.С. Крутій, В.Ю. Вандинський.....	87
ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ ТЕПЛООВОГО ВПЛИВУ МОДЕЛЬНОЇ ПОЖЕЖІ КЛАСУ "В" НА СУСІДНІ БУДИНКИ ЗА КРИТЕРІЄМ ТЕПЛООВОГО ПОТОКУ В.В. Ніжник, Ю.Л. Фещук, С.В. Поздєєв.....	89
ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ СТІН ПРИ НЕРІВНОМІРНОМУ ПРОГРІВІ О.М. Нуязін, О.М. Тищенко, С.В. Жартовський, П.І. Заїка, А.В. Перегін.....	91
ЗМІНА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОСОЗІГНУТИХ БАЛОК ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ ПРИ ЗМІНІ НАВАНТАЖЕННЯ А.М. Павліков, Ю.О. Приходько.....	93
ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНИХ МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ ЗАКРІПЛЕННЯ ҐРУНТІВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД С.В. Панченко, Г.Л. Ватуля, О.В. Лобяк, М.В. Павлюченков, О.С. Герасименко, С.М. Богдан.....	95
ВПРОВАДЖЕННЯ В УКРАЇНІ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З НАПРУЖЕННЯМ КАНАТНОЇ АРМАТУРИ НА БЕТОН (ПОСТНАПРУЖЕННЯ) ТА ЇХ НАТУРНІ ВИПРОБУВАННЯ Ю.М. Петрик.....	98
УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДУ РОЗРАХУНКОВОЇ ОЦІНКИ МОЖЛИВОСТІ ПРОГРЕСУЮЧОГО РУЙНУВАННЯ БУДІВЕЛЬ УНАСЛІДОК ПОЖЕЖІ С.В. Поздєєв, О.В. Некора, Т.М. Кришталь, С.О. Сідней, А.В. Швиденко, В.М. Зажома.....	100
РОЗРАХУНОК ЕНЕРГЕТИЧНОГО РЕСУРСУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І КОНСТРУКЦІЙ О.В. Ромашко, В.М. Ромашко.....	102
ОСНОВИ МОДЕЛЮВАННЯ БАГАТОРІВНЕВОГО УТВОРЕННЯ НОРМАЛЬНИХ ТРІЩИН В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ І КОНСТРУКЦІЯХ О.В. Ромашко, В.М. Ромашко.....	104

ЛАБОРАТОРНІ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОЗВИТКУ ДОВАНТАЖУВАЛЬНИХ СИЛ ТЕРТЯ, ЩО ДІЮТЬ ПО БІЧНІЙ ПОВЕРХНІ КОНУСОПОДІБНИХ ПАЛЬ	
О.В. Самородов, А.В. Убийвовк, А.Ю. Купрейчик.....	106
ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ РАЦИОНАЛЬНОГО НЕСУЩЕГО ЭЛЕМЕНТА ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ СТОЛБЧАТОЙ МОСТОВОЙ ОПОРЫ	
Е.В. Синьковская, А.В. Игнатенко.....	108
СЕЙСМІЧНИЙ ЗАХИСТ ПРИКАР'ЄРНИХ ЗАБУДОВ	
А.А. Скачков, О.А. Паливода, С.О. Жуков, Д.А. Єрмоленко.....	110
РОЗВ'ЯЗОК ЗАДАЧІ ПРО ВІЛЬНІ КОЛИВАННЯ КРУГОВИХ АРОК ЧИСЕЛЬНО-АНАЛІТИЧНИМ МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ	
М.Г. Сур'янінов, Ю.С. Крутій, А.М. Чучмай.....	112
СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНЕ МОДЕЛЮВАННЯ АРМОКАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ У ПК «ЛІРА-САПР»	
А.В. Томашевський.....	114
ДБН БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ, ЩО ПРИЗНАЧЕНІ ДЛЯ РОБОТИ ЗА УМОВ ВПЛИВУ ПІДВИЩЕНИХ І ВИСОКИХ ТЕМПЕРАТУР	
С.Л. Фомін, Ю.В. Бондаренко, С.В. Бутенко, І.А. Плахотнікова.....	116
МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ДІАГРАМИ ДЕФОРМУВАННЯ БЕТОНУ ПРИ НАГРІВАННІ	
С.Л. Фомін, С.В. Бутенко, К.В. Спіранде, М.В. Якименко.....	118
НАДІЙНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ ПРИ РІЗНИХ РІВНЯХ НАВАНТАЖЕННЯ	
Р.Є. Хміль, Р.Ю. Титаренко, Я.З. Бліхарський, Р.В. Вашкевич.....	120
СТАТИСТИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ РОЗПОДІЛУ МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗІГНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ	
О.А. Шкурупій, П.Б. Митрофанов, Ю.О. Давиденко.....	122

Секція

БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ, ЗАХИСТ І РЕМОТ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД

BASALT FIBER CONCRETE IS A NEW CONSTRUCTION MATERIAL FOR ROADS AND AIRFIELDS	
К. Krayushkina, Т. Khymeryk, А. Bieliatynskiy.....	124
SHORT-TERM STRENGTH OF ANCHOR SCREWS ON MODIFIED ACRYLIC ADHESIVES	
V.O. Sklyarov, N.M. Zolotova, O.Y. Suprun.....	125

NEW HEAT-INSULATING DOLOMITE MATERIALS V.V. Taranenkova, G.N. Shabanova, I. Tymoshenko, P. Korekian.....	127
ВПЛИВ МІЖМОЛЕКУЛЯРНИХ ВЗАЄМОДІЙ КОМПОНЕНТІВ ЗВ'ЯЗУЮЧОГО НА РЕОЛОГІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ О.С. Барабаш, Ю.В. Попов, Ю.М. Данченко.....	128
ВПЛИВ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ФАКТОРІВ НА ФОРМУВАННЯ СТРУКТУРИ ПОВЕРХНІ БАЗАЛЬТОВОГО ВОЛОКНА О.Ю. Бердник, Н.О. Амеліна, А.А. Майстренко.....	130
СИСТЕМИ ПІДСИЛЕННЯ КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ ТМ МАРЕІ ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА ЦЕГЛЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ С.М. Богдан	132
ФІЗИКО-ХІМІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІКРОСТРУКТУРИ ЦЕМЕНТНОГО КОМПОЗИТУ НАПОВНЕНОГО АЛЮМОСИЛІКАТНИМИ ТА СКЛЯНИМИ МІКРОСФЕРАМИ Д.О. Бондаренко, К.В. Плахотніков, Т.О. Костюк, О.Б. Деденьова, О.А. Калінін.....	134
ВПЛИВ ДОБАВКИ ВИСОКОДИСПЕРСНОГО КАЛЬЦИТУ НА КОРОЗІЙНУ СТІЙКІСТЬ ЦЕМЕНТНИХ КОМПОЗИТІВ О.С. Борзяк, А.А. Плугін, С.М. Чепурна, О.В. Завальний, О.А. Дудін, О.В. Калюжна.....	136
ПІДВИЩЕННЯ ДОВГОВІЧНОСТІ ФІБРОЦЕМЕНТНИХ КОМПОЗИЦІЙ ШЛЯХОМ ПРОСОЧЕННЯ ПОРИСТОГО ПРОСТОРУ ФІБРОБЕТОНУ О.Г. Вандоловський, О.В. Рачковський, Т.А. Наливайко, Т.Т. Наливайко, К.В. Плахотніков.....	137
ВПЛИВ ТЕХНОЛОГІЧНОЇ ПОШКОДЖЕНОСТІ НА ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ДЕКОРАТИВНОГО КОМПОЗИТУ В.М. Вировой, О.Д. Довгань, П.М. Довгань.....	139
ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ЗАХИСТУ ЕПОКСИДНИМ ПОКРИТ- ТЯМ ПОВЕРХНІ БЕТОНУ ВІД ДІЇ СІРЧАНОКИСЛОТНОЇ КОРОЗІЇ Д.Ф. Гончаренко, А.І. Алейнікова, Ю.В. Коломієць, О.В. Кабусь.....	141
КИСЛОТНО-ОСНОВНІ ВЛАСТИВОСТІ ПОВЕРХНІ ДИСПЕРСНИХ НАПОВНЮВАЧІВ НА ОСНОВІ ОКСИДІВ TiO_2 , Al_2O_3 , CaO ТА Fe_2O_3 Ю.М. Данченко, М.П. Галайда, О.С. Барабаш, Т.М. Обіженко.....	143
МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВЛАСТИВОСТЕЙ СТАЛЕФІБРОБЕТОНІВ ТА ПІДБІР ЇХ ЕФЕКТИВНОГО СКЛАДУ Л.Й. Дворкін, В.В. Житковський, О.М. Бордюженко, В.В. Марчук, Ю.О. Степасюк.....	145
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН СТАЛЕКЛЕЕВИХ З'ЄДНАНЬ НА АКРИЛОВИХ КЛЕЯХ С.М. Золотов, О.М. Пустовойтова, П.М. Фірсов, С.М. Камчатна, Хусаин Каис.....	147

АНАЛІЗ НЕБЕСПЕЧНИХ ДЕФЕКТІВ І ПОШКОДЖЕНЬ ФУНДАМЕНТІВ МЕТАЛЕВИХ СИЛОСІВ ТА ВИЯВЛЕННЯ ОСНОВНИХ ПРИЧИН ЇХ ВИНИКНЕННЯ	
А.О. Ісмагілов, О.С. Герасименко, О.В. Романенко, І.В. Семашко, І.В. Подтележнікова,	149
ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ ФОРМУВАННЯ СТРУКТУРИ АРБОЛІТУ ПРИ ХІМІЧНІЙ АКТИВАЦІЇ КОСТРИ ЛЬОНУ	
І.Е. Казімагомедов, Л.В. Трикоз, Ф.І. Казімагомедов, О.В. Рачковський.....	150
МОДИФІКОВАНІ БЕТОНИ ДЛЯ РЕМОНТУ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОРУД	
А.Т. Камінський, Т.П. Кропивницька, Р.М. Семенів.....	152
ДОСЛІДЖЕННЯ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЛУЖНОГО ЦЕМЕНТУ З ВИКОРИСТАННЯМ ВІДХОДІВ ГАЛЬВАНІЧНИХ ВИРОБНИЦТВ	
О.Ю. Ковальчук, Г.М. Кочетов, Д.М. Самченко.....	154
ПРАКТИЧНИЙ ДОСВІД УКЛАДАННЯ БЕТОННИХ ДОРІГ ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ НЕКОНДИЦІЙНИХ ЗАПОВНЮВАЧІВ	
О.Ю. Ковальчук, П.В. Кривенко, О.В. Бойко	156
ЛУЖНИЙ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТ З РЕГУЛЬОВАНИМИ ВЛАСНИМИ ДЕФОРМАЦІЯМИ ДЛЯ АНКЕРНИХ РОЗЧИНІВ	
П.В. Кривенко, І.І. Руденко, О.М. Петропавловський, О.П. Констатиновський, А.В. Ковальчук.....	158
ДИСПЕРСНОАРМОВАНІ БЕТОНИ НА МЕХАНОАКТИВОВАНОМУ В'ЯЖУЧОМУ	
Л.М. Ксьоншкевич, І.В. Барабаш, О.М. Крантовська, С.В. Синій, П.О. Сунак.....	160
ДОСЛІДЖЕННЯ ПОВЕДІНКИ ҐРУНТІВ ПІД ВПЛИВОМ ПЕРУКСУСНОЇ КИСЛОТИ	
Г.М. Левенко.....	162
МОДИФІКОВАНІ ФІБРОБЕТОНИ ДЛЯ ПРОМИСЛОВИХ ПІДЛОГ	
У.Д. Марущак, Н.І. Сидор, І.В. Маргаль, Р.А. Солтисік.....	163
ВИКОРИСТАННЯ ВІДХОДІВ БУРІННЯ В БУДІВНИЦТВІ	
О.В. Михайловська, М.Л. Зоценко.....	165
ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТОПОЛІМЕРНОГО КОМПОЗИТУ: ПРОГНОЗ ДОВГОВІЧНОСТІ	
С.В. Мірошніченко, О.А. Калінін, В.А. Лютий, А.С. Зверєва, Т.О. Костюк.....	167
ПОСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТУ ЧЕРЕЗ РІЧКУ ЧІЧКЛЕЯ В ОДЕСЬКІЙ ОБЛАСТІ	
А.В. Мішутін, І.О. Твардовський.....	169

ДОСЛІДЖЕННЯ ЗЧЕПЛЕННЯ КОМПОЗИТНОЇ ПОЛІМЕРНОЇ АРМАТУРИ З БЕТОНОМ М.М. Мольський, М.В. Якименко, М.Г. Салія, Р.М. Шемет	171
ПІДВИЩЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ СКЛОФІБРОБЕТОНУ ПРИ ЙОГО ПРОСОЧЕННІ КОМПАУНДОМ Т.Т. Наливайко, Т.А. Наливайко, І.Е. Казімагомедов, В.П. Сопов, М.М. Токарєв.....	173
АНАЛІЗ ВПЛИВУ ВОДНОГО КАТІОННОГО ЛАТЕКСУ BUTONAL NS 198 НА ВЛАСТИВОСТІ БІТУМНИХ КАТІОННИХ ЕМУЛЬСІЙ ТА ЗАЛИШКОВОГО В'ЯЖУЧОГО В.Я. Новаковська, В.К. Жданюк.....	175
ЕФЕКТИВНІ МАТЕРІАЛИ ДЛЯ РЕКОНСТРУКЦІЇ ОБ'ЄКТІВ ЗАЛІЗНИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ Є.Ф. Орел, О.М. Пустовойтова, В.Р. Богуцький.....	177
ШЛАКО-ЛУЖНІ В'ЯЖУЧІ НА ОСНОВІ ВІДХОДІВ КОТЛІВ ТЕПЛОЕЛЕКТРОСТАНЦІЙ А.М. Павліков, О.В. Петраш, Н.М. Попович, Л.В. Бондар.....	178
ВПЛИВ ДОБАВОК МІКРОКРЕМНЕЗЕМУ І МЕТАКАОЛІНУ НА ТВЕРДІННЯ ЦЕМЕНТУ Л.О. Першина, О.В. Макаренко, Л.М. Буцька, В.А. Гуркаленко	180
ДОСЛІДЖЕННЯ ЯКОСТІ ФАНЕРИ АКУСТИЧНИМИ МЕТОДАМИ О.О. Пінчевська, О.С. Баранова, О.Ю. Горбачова, В.М. Гандзюк.....	181
МЕХАНІЗМ ФОРМУВАННЯ МІКРОСТРУКТУРИ ТОНКОШАРОВОГО СИЛКАТНОГО КОМПОЗИТУ К.В. Плахотников, О.І. Дьоміна, О.І. Бондаренко, І.А. Плахотникова, С.В. Мірошніченко.....	183
ПОЛІМЕРЦЕМЕНТНИЙ РОЗЧИН ДЛЯ ЗАХИСТУ БУДІВЕЛЬ ВІД ЕЛЕКТРИЧНИХ ВПЛИВІВ О.А. Плугін, А.М. Плугін, С.Г. Нестеренко, Д.А. Плугін, О.М. Савченко..	185
ФАКТОРИ, ЩО ВИЗНАЧАЮТЬ ЕФЕКТИВНІСТЬ ЗАХИСТУ ВІД ЕЛЕКТРОКОРОЗІЇ ЗАЗЕМЛЕНИМИ ЕКРАНАМИ З ЕЛЕКТРОПРОВІДНИХ В'ЯЖУЧИХ КОМПОЗИЦІЙ О.А. Плугін, Д.А. Плугін, В.В. Касьянов, В.В. Конєв, О.О. Скорик, А.В. Никитинський.....	187
ДОСЛІДЖЕННЯ ОБВУГЛЮВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛОК ІЗ РІЗНИМИ ВОГНЕЗАХИСНИМИ СИСТЕМАМИ С.В. Поздєєв, А.Ю. Новгородченко, М.І. Змага, Я.В. Змага.....	190
РОЛЬ КРИСТАЛОХІМІЧНОГО ФАКТОРА В ОЦІНЦІ ТА ПІДВИЩЕННІ ЕФЕКТИВНОСТІ НАНОМОДИФІКАЦІЇ БУДІВЕЛЬНИХ РОЗЧИНІВ І БЕТОНІВ К.К. Пушкарьова, О.А. Гончар, К.О. Каверин.....	191

ВПЛИВ ДИСПЕРСНИХ МІНЕРАЛЬНИХ НАПОВНЮВАЧІВ НА ЗМОЧУВАННЯ ВОДНО-ДИСПЕРСІЙНИХ ПОЛІМЕРНИХ ПОКРИТТІВ Н.В. Саєнко, Д.В. Демідов, Р.О. Биков, Ю.В. Попов, Башір Н. Юніс	194
ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПОЛІМЕРНИХ ДОБАВОК-СТАБІЛІЗАТОРІВ НА ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ПОКАЗНИКИ ТА МІКРОСТРУКТУРУ ЦЕМЕНТОГРУНТУ С.Й. Солодкий, Ю.Л. Новицький, Н.І. Топилко, Ю.В. Турба.....	196
ДОСЛІДЖЕННЯ ФАКТОРІВ, ШО ВПЛИВАЮТЬ НА НАДІЙНІСТЬ ЕКСПЛУАТАЦІЇ МЕРЕЖ ВОДОПРОВІДНО-КАНАЛІЗАЦІЙНОГО ГОСПОДАРСТВА О.В. Старкова, А.І. Алейнікова, Ю.В. Коломієць.....	197
ПРОГРАМНИЙ МОДУЛЬ ВИБОРУ МЕТОДУ ВІДНОВЛЕННЯ ПІДЗЕМНИХ ІНЖЕНЕРНИХ МЕРЕЖ О.В. Старкова, Д.О. Бондаренко, Є.М. Литвиненко, О.В. Мерлак.....	199
ТЕОРЕТИЧНІ ОБГРУНТУВАННЯ ЗНИЖЕННЯ ТЕМПЕРАТУРИ ВИПАЛУ СТИНОВОЇ КЕРАМІКИ К.В. Сторчай.....	201
ХАРАКТЕРНІ КОРОЗІЙНІ ПОШКОДЖЕННЯ НЕСУЧИХ ЗБІРНИХ І МОНОЛІТНИХ ПЛИТ МОСТОВИХ ПРОГОНОВИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТА ЧЕРЕЗ Р. ДНІПРО У М. ЗАПОРІЖЖЯ А.М.Тимощенко, С.В. Бутнік, О.В.Макаренко, О.Є.Недорєз.....	204
ДОСЛІДЖЕННЯ РУХОМОСТІ БЕТОННИХ СУМІШЕЙ І МОРОЗОСТІЙКОСТІ БЕТОНІВ С.М. Толмачов, Г.В. Бражник, О.А. Беліченко, Д.С. Толмачов.....	206
ЕЛЕКТРОПОВЕРХНЕВІ ВЗАЄМОДІЇ В СИСТЕМІ ГРУНТ-ШЛАК- АКТИВНИЙ МУЛ Л.В. Трикоз, С.В. Панченко, Д.О. Бондаренко, О.С. Борзяк, А.А. Плугін.....	208
ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ ТЕМПЕРАТУРОПРОВІДНОСТІ ВОГНЕЗАХИЩЕНОЇ ДЕРЕВ'ЯНОЇ СТІНКИ Ю.В. Цапко, О.П. Бондаренко, М.В. Суханевич, О.О. Пінчевсика, Н.В. Буйських, Ю.П. Лакида.....	210
ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛОК ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ ІНТУМЕСЦЕНТНИМ ПОКРИТТЯМ Ю.В. Цапко, О.Ю. Цапко, О.П. Бондаренко, М.В. Кобрин.....	212
ПІДВИЩЕННЯ ВОДОСТІЙКОСТІ МАГНЕЗІАЛЬНИХ В'ЯЖУЧИХ В.В. Шульгін, О.В. Демченко, Р.В. Петраш.....	214
ПЕРЕТВОРЕННЯ ЗАЛЕЖНОСТЕЙ ЛЯМЕ ТА КЛЕЙН СТОСОВНО ДО РОЗРАХУНКУ БЕТОННИХ ТРУБОПРОВІДІВ Юніс Башір Н., Л.В. Саєнко.....	216

РОЛЬ АКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТРУКТУРЫ В ЖИЗНЕННОМ ЦИКЛЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	
В.Н. Выровой, О.А. Коробко, В.Г. Суханов, А.А. Постернак.....	218
МОДИФИЦИРОВАННЫЕ РАСТВОРЫ ДЛЯ РЕМОНТНЫХ РАБОТ И ЭЛЕМЕНТОВ МНОГОСЛОЙНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СИСТЕМА ХРАНЕНИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ	
С.И. Гришин, Е.С. Шинкевич, А.А. Тертычный, А.И. Сурков.....	220
БЕЗОПАСНОСТЬ ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ БЕТОНОВ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ТВЕРДЕНИИ	
О.А. Коробко, Ю.О. Закорчемний, И.М. Постернак, Н.Ф. Уразманова..	222
ИЗВЕСТКОВО-ГИПСОВЫЕ ВЯЖУЩИЕ В ТЕХНОЛОГИИ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ СИСТЕМЫ $\text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{SiO}_2$	
С.М. Логвинков, О.Н. Борисенко, А.А. Ивашура, В.Г. Кобзин, Г.С. Попенко.....	224
ОТХОДЫ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОЙ ПРОМЫШЛЕННОСТИ КАК СЫРЬЕ ДЛЯ ПОЛУЧЕНИЯ ШЛАКОПОРТЛАНДЦЕМЕНТА И ШЛАКОЩЕЛОЧНЫХ ВЯЖУЩИХ И БЕТОНОВ	
Н.В. Нагорный, А.И. Теличенко, О.В. Юрченко.....	226
ПРИЙНЯТТЯ РІШЕНЬ ПРО ЯКІСТЬ КОМПОЗИЦІЙНИХ МАТЕРІАЛІВ, ЯКІ ЗАЗНАЛИ ВПЛИВУ ТЕМПЕРАТУРНИХ ПЕРЕПАДІВ	
В.В. Афонін, І.В. Єрофєєва, В.І. Кондращенко, Д.В. Ємел'янов, В.А. Федорцов.....	228
ДО ПИТАННЯ АКТИВАЦІЇ ВОДИ ЗАМІШУВАННЯ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТУ	
О.П. Ніколаєв, О.В. Кондращенко, В.І. Кондращенко.....	230
АНАЛИЗ ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ	
В. Виниченко, А.И. Габитов, Л.З. Рольник, В.А. Рязанова, А.Р. Чернова.....	232
МНОГОСЛОЙНЫЕ ТЕПЛОЭФФЕКТИВНЫЕ НАРУЖНЫЕ СТЕНЫ ЗДАНИЙ В УСЛОВИЯХ РЕСПУБЛИКИ БАШКОРТОСТАН	
В. Виниченко, А.М. Гайсин, А.И. Габитов, В.А. Рязанова, А.С.Салов...	233
ВПЛИВ ЗОВНІШНЬОГО АГРЕСИВНОГО СЕРЕДОВИЩА НА МОРОЗОСТІЙКІСТЬ ЦЕМЕНТОБЕТОНІВ	
Г.В. Бражник.....	234

Секція
БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ, БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ

УДК 624.01

**ESTABLISHMENT OF THE SCOPE OF TESTING OF CIVIL
STRUCTURES FOR MULTISTAGE QUALITY CONTROL**

*M.V.Savytskyi, D.Sc. (Tech.), T.J.Shevchenko PhD (Tech.),
O.M.Savytskyi, PhD (Tech.), A.M.Savytskyi
State High Educational Institution "Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and
Architecture" (Dnipro)*

Multistage control comprises three stages: the 1st - establishment of a number of structures to be tested; 2nd - localization and establishment of a number of testing areas of the structure subject to control; 3rd - establishment of a number of tests at each area.

In terms of method of control, the structures are divided into two types: same type structures and unique ones

In accordance with [1] there have been established three levels of quality control for the same type structures: increased, standard and reduced ones.

Increased control is testing of all elements of the general population. It shall be carried out for objects or structures, on which no design and as-built documents are available, or there are signs of structure damages, characterizing the condition of the structure as "non-serviceable" or "dangerous"

Standard control means that out of the whole number of elements of the general population N there shall be selected, randomly, a number of the elements $n < N$ by the results of instrumental control of which there shall be made a conclusion on a controlled parameter of the whole general population.

Under reduced control, the number of elements of the general population does not depend upon statistical characteristics of quality indices.

According to recommendations [2], under reduced control, the number of elements of the General population subject to instrumental control depends upon degree of aggressiveness of environment, to be identified according to [3] (Table 1).

It is admitted to carry out reduced control if "a priori" it is known that the elements (structures) had been constructed by the same technique with known quality indices and their statistical characteristics, which had been subject to statistical control by verified methods (i.e. under availability of QC system at the stage of construction).

Localization of testing areas may be performed proceeding from static behavior of the structure (optimal area) [2], or using Procedure [3] (admissible area).

Establishment of a sample or of admissible areas shall be performed by randomization of statistical tests (Monte-Carlo) [4]. To generate a random sample of designs, a random number generator built into modern software packages, such as MathCAD Professional 2000 or the Random Number Generator v1.2 is used.

Randomization is carried out in such a way that each structure, elements, zones of structures had the same probability of being selected.

The number of tests of structures and their parameters is determined on the basis of the regulation of the estimation of the mathematical expectation of the functions of the properties of structures or their parameters, the permissible error in estimation, the statistical characteristics of the functions of the properties of structures or their parameters.

Table 1

Aggressiveness degree	Number of elements	
	%	pcs., not less than
Not aggressive	10	3
Low-aggressive	10	3
Mean-aggressive	15	4
High-aggressive	20	6

The test rate (n), which characterizes the number of structures, areas of control, is calculated by the formula [5]:

$$n = \left(\frac{t \times V}{d} \right)^2 \quad (1)$$

where: $t = 1.64$ on the basis of the approved design security of the controlled characteristics (strength of materials), equal to 95%;

V - coefficient of variation of the controlled property of the structure (concrete strength) is accepted a priori equal to 0.05 - 0.20 and is refined after conducting surveys and probabilistic calculations.

$d = 5-15\%$ - the maximum permissible error in the estimation of the average value of the functional property of the structure.

An example of a randomization of a test plan for mass-type structures.

a) Problem statement: It is necessary to form a sample of 10 structures for the general population of beams of ceilings containing 100 structures.

b) Solution of the problem: MathCAD Professional 2000 software package was used for the solution.

The results of the calculations are given in Table 2.

Table 2

Sampling for quality control of beams

Test number	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Design number	1	20	59	36	82	18	71	31	10	16

[1] GOST 20736-75 Statistical acceptance control in accordance with variable. Plans of control

[2] Recommendation on assurance of reliability and durability of reinforced concrete structures of industrial buildings and structures during reconstruction and restoration of them Kharkov Scientific-Research, Designing Institute for Construction of Industrial Projects. - Stroizdat, 1990. -176 p

[3] SNiP 2.03.11-85 Anticorrosion protection of civil structures

[4] Sobol I.M. Monte-Carlo method. 4th edition. M. Science Editions. Physics and Mathematics Editorial, 1985. -80 p

[5] Stepnov M.N. Statistical methods for processing the results of mechanical tests: a Handbook. - M.: Mechanical Engineering, 1985. - 232 p

STABILITY OF LIGHT STEEL THIN-WALLED STRUCTURES FILLED WITH LIGHTWEIGHT CONCRETE

V.O. Semko¹, D.Sc. (Tech), A.V. Hasenko², PhD (Tech.), N.M. Mahas², PhD(Tech.),

O.G. Fenko², PhD (Tech.), V.O. Sirobaba³, PhD (Tech.)

¹*Central Ukrainian National Technical University (Kropyvnytskyi)*

²*Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University (Poltava)*

³*Sumy Building Collage (Sumy)*

In order to reduce the cost of construction, the functions of load-bearing structures (providing of load-bearing capacity) are sometimes combined with the functions of enclosing structures (providing of thermal conductivity). In the global construction practice one of the most effective structures is reinforced concrete. These are the factors that lead to a search leads complex reinforced concrete structures of increased lightness with appropriate bearing capacity. To create lightweight concrete structures, it is proposed to reinforce lightweight steel thin-walled cold-formed constructions (LSTC) with lightweight concrete. Taking into account the peculiarities of calculating LSTC and their compatible work with lightweight concrete, this issue needs detailed study.

The purpose of the work is to highlight the results of reinforced concrete columns stability calculation using LSTC filled with lightweight concrete: based on the equations of stability and conditions of compatibility strains to show dependencies for determining the load limit at the moment of column' failure; to compare the results with the computer simulation of such racks by the finite element method.

The investigated lightweight reinforced concrete column consists of a steel shell, a concrete core and connecting bolts (see Fig. 1). The shell consists of two channel-shaped steel thin-walled profiles of type "C" or "Σ". The concrete core is made on light placeholder (polystyrene). This concrete core increases the local and general structural stability. If use steel fittings, that increases the load-bearing capacity of the column.

Bearing capacity of columns from axial compression will be ensured, if the condition (1) is satisfied [1].

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1. \quad (1)$$

In the formula (1) N_{Ed} – estimated value of the longitudinal force elements from axial compression; $N_{pl,Rd}$ – bearing capacity of reinforced concrete element in plastic stage; χ – the lowering coefficient for the relevant shape of the stability.

The bearing capacity of the column under the combined action of axial compression and uniaxial bending will be ensured if the condition (2) is satisfied.

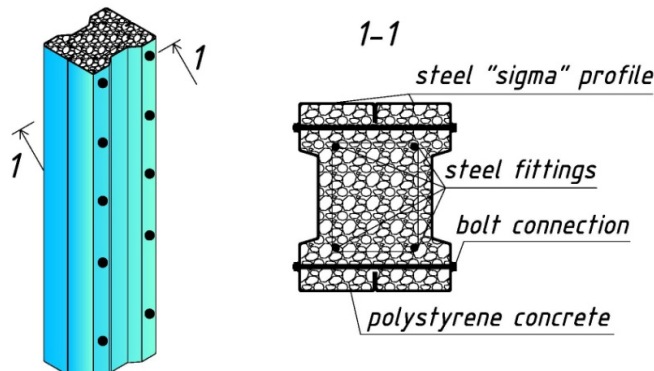


Fig. 1. Lightweight reinforced concrete column using LSTC: a) general view; b) cross-section

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (2)$$

In the formula (2) M_{Ed} – the largest of the moments in two planes and the highest bending moment within the column length; $M_{pl,N,Rd}$ – the plastic moment of the inner pair of forces, taking into account the longitudinal force N_{Ed} ; $M_{pl,Rd}$ – the plastic moment of the inner pair of forces; μ_d – lowering coefficient; α_M – coefficient accepted for steel grades S235...S355 $\alpha_M = 0.9$, and for steel grades S420...S4605 $\alpha_M = 0.8$.

With the development of computer technology and its broad technical capabilities, to study the stress-strain state of building structures as a whole and its individual elements conveniently using computer finite elements' analysis. As a result of the finite elements' analysis of models of reinforced concrete columns made of light steel thin-walled structures filled with lightweight concrete with polystyrene filler, the forms of general stability loss at different degrees of loading were obtained (see Fig. 2), as well as distribution of local stress concentrators and local loss of resistance.

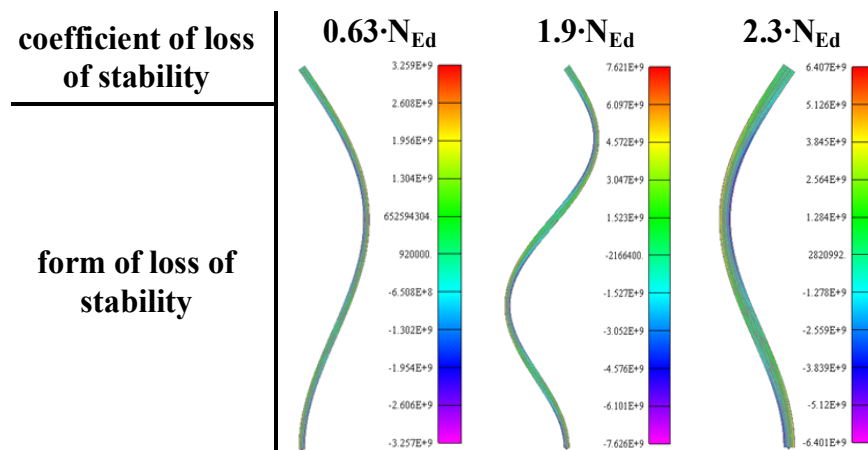


Fig. 2. Forms of loss of models' overall stability with a shell from a profile type $\Sigma 150$

Conclusions. The difference between the critical (obtained by numerical calculation) and the calculated (obtained by analytical calculation) value of forces indicates the stock of bearing capacity of the columns. Stock for the columns with profiles $\Sigma 100 \times 1.0$ is 21%, for $\Sigma 150 \times 1.0$ – 40%, for $\Sigma 200 \times 1.5$ – 47%.

[1] Semko O. Bearing Capacity and Deformability of Three-Component Steel Reinforced Concrete Constructions Made of Lightweight Concrete / O.V. Semko, A.V. Hasenko, N.N. Mahas, V.O. Sirobaba // International Journal of Engineering & Technology: Publisher of International Academic Journals. – Vol 7, No 4.8 (2018). Special Issue 8 – Science Publishing Corporation, RAK Free Trade Zone, 2018. – Pages: 53-57. DOI: 10.14419/ijet.v7i4.8.27213.

НОВІ КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ПРИ ПОСИЛЕННІ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

NEW DESIGN CONCEPTS FOR STRENGTHENING CONTINUOUS REINFORCED-CONCRETE BEAMS

*д-р техн. наук Т.Н. Азізов¹, д-р техн. наук Д.В. Кочкар'єв²,
канд. техн. наук Т.А. Галінська³*

¹*Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини (м. Умань)*

²*Національний університет водного господарства та природокористування (м. Рівне)*

³*Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (м. Полтава)*

*T.N. Azizov¹, D.Sc. (Tech.), D.V. Kochkarev², D.Sc. (Tech.),
T.A. Galinska³, PhD (Tech.)*

¹*Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical University (Uman)*

²*National University of Water and Environment Engineering (Rivne)*

³*Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University (Poltava)*

Розглядаються основні методи підсилення нерозрізних залізобетонних балочних конструкцій [1, 2]. Встановлено основні недоліки та складнощі при посиленні таких несучих конструкцій [2, 3]. Представлено метод підсилення нерозрізних залізобетонних балочних конструкцій та встановлено порядок проектування ефективних залізобетонних нерозрізних балок при їх посиленні. Запропоновано основний принцип при посиленні нерозрізних залізобетонних балок. Даний принцип полягає у пошуку необхідної пролітної жорсткості нерозрізних балочних систем, яка б забезпечила достатність армування в опорному перерізі балок. У такому разі відпадає необхідність у посиленні опорних перерізів, що у більшості випадків практично не можливо виконати без демонтажу існуючих перекриттів. Для проектування систем підсилення запропоновано використовувати метод розрахункових опорів залізобетону [4, 5, 6], який використовує теоретично та експериментально підтверджені передумови та гіпотези. Розрахунки виконуються методом ітерацій. Пропонується наступний порядок проектування посилення нерозрізних балок:

1. Встановлюємо максимальний згинаючий опорний момент, який може сприйняти переріз існуючої нерозрізної залізобетонної балки до посилення.
2. У пружній стадії встановлюємо співвідношення пролітної та опорної жорсткості нерозрізної балки. На даному етапі впливом армування нехтують.
3. Попередньо встановлюють розміри перерізу пролітної частини, із отриманих співвідношень за пружного розрахунку.
4. Виконують нелінійний розрахунок з урахуванням пружно-пластичних

властивостей матеріалів та уточнюють значення епюри згинаючих моментів. Даний розрахунок пропонується виконувати методом розрахункових опорів залізобетону з урахуванням нелінійних діаграм деформування [4, 5, 6]. У даному методі основним параметром який характеризує рівень навантаження виступають умовні напруження, які затабульовані по основним параметрам, тобто

$$\sigma_{zM} = M / W_c = f(\Sigma\varepsilon, \rho_f, C, f_y). \quad (1)$$

У виразі (1): M – згинаючий момент у відповідному перерізі, кН·м; $\Sigma\varepsilon$ – сумарні деформації найбільш стиснутої зони бетону та розтягнутої арматури $\varepsilon_c + \varepsilon_s$; C – клас бетону, клас бетону характеризується параметрами діаграми деформування при стиску та при розтязі тобто $E_c, \varepsilon_{cl}, \varepsilon_{cu}, f_c, \varepsilon_{ct1}, \varepsilon_{ctw}, \rho_f$ – процент армування перерізу елемента поздовжньою арматурою $\rho_f = A_s / (bd) \cdot 100\%$; W_c – момент опору робочого перерізу бетону $W_c = bd^2 / 6$, f_y – межа текучості арматури.

Показано можливість проведення розрахунків запропонованих конструктивних систем при різних класах бетону існуючих та посиленних балок. Для цього запропоновано використовувати модифікований метод розрахункових опорів залізобетону. Комбінований переріз залізобетонного елемента із різних класів бетону умовно поділяється на два елемента із фіктивним значенням площі поперечного перерізу арматури. За умови отримання однокової несучої здатності отриманих перерізів. Такий підхід дає доволі просто визначати площу арматури комбінованих перерізів згинальних елементів.

Приведено приклад розрахунку підсилення нерозрізної балочної залізобетонної конструкції запропонованим методом, який показав ефективність запропонованого методу. Розроблено програму яка дозволяє перевіряти ефективність запропонованих рішень при підсилення нерозрізних залізобетонних балочних систем. З нею можна ознайомитись за посиланням <http://sciencehunter.net/Services/Apps/Concrete>.

- [1] Onufriyev N. M. Usylenye zhelezobetonnykh konstrukcyj promyshlennyykh zdanyj y sooruzhenyj. [Strengthening of reinforced concrete structures of industrial buildings and structures.] – М. – Л.: Strojzdat, 1965.
- [2] Wahab N., Soudki K., Topper T. Experimental Investigation of Bond Fatigue Behavior of Concrete Beams Strengthened with NSM Prestressed CFRP Rods. – Waterloo: journal of composites for construction, 2014. – Vol. 16. – Issue 6. – P. 684–692.
- [3] Minelli F., Plizzari G., Cairns J. Flexure and shear behavior class of RC beams strengthened by external reinforcement. – Cape Town: Concrete repair, rehabilitation and retrofittingii, 2009. – P. 377–378.
- [4] Taliat Azizov, Nadzieja Jurkowska, Dmytro Kochkarev BASIS OF CALCULATION ON TORSION FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH NORMAL CRACKS // Concrete Innovations In Materials, Design And Structures. Fib Symposium 2019. Cracow 27-29 May 2019. Book of Abstracts. S. 489-490
- [5] Kochkarev, D., Azizov, T., & Galinska, T. (2018). Bending deflection reinforced concrete elements determination. Paper presented at the MATEC Web of Conferences, 230 doi:10.1051/mateconf/201823002012
- [6] Kochkarev D. Calculation methodology of reinforced concrete elements based on calculated resistance of reinforced concrete / D. Kochkarev, T. Galinska // Matec Web of Conferences **116**, 02020 (2017), Materials science, engineering and chemistry, Transbud–2017, Kharkiv, Ukraine, April 19–21, 2017.

**РАСЧЕТ ЖЕСТКОСТИ ПРИ КРУЧЕНИИ ДВУТАВРОВЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С НОРМАЛЬНЫМИ
ТРЕЩИНАМИ**

**CALCULATION OF TURNING RIGIDITY OF TWO-TURBLE
REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WITH NORMAL CRACKS**

*д-р техн. наук Т.Н. Азизов, О.М. Орлова, канд. пед. наук О.В. Нагайчук
Уманский государственный педагогический университет имени Павла Тычины (г. Умань)*

*T.N.Azizov, D.Sc. (Tech.), O.M Orlova, O.V. Nagaychuk, PhD (Ped.)
Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical University, Ukraine (Uman)*

Существенное влияние нормальных трещин на жесткость железобетонных стержневых элементов при кручении показана в ранее опубликованных работах авторов [1, 2]. Задача определения жесткости при кручении железобетонных элементов является достаточно сложной. Это связано с тем, что использование формул теории упругости не представляется возможным в связи с тем, что касательные напряжения распределены не по всему сечению стержня. В работе [3] предложена методика расчета железобетонных элементов с нормальными трещинами с помощью стержневой аппроксимации. В этой работе показано, что такая аппроксимация возможна и для расчета двутавровых элементов, однако даны только принципы расчета элементов двутаврового сечения.

В настоящей работе представлено развитие метода стержневой аппроксимации на расчет жесткости железобетонных двутавровых элементов с нормальными трещинами.

Для расчета воспользуемся стержневой аппроксимацией сплошного тела на основе методики, изложенной в [3]. На блок длиной l_{crc} двутаврового железобетонного элемента, отделенного нормальными трещинами, с двух торцов действуют крутящие взаимно противоположные крутящие моменты. Поэтому можно рассмотреть схему блока длиной $l_{crc}/2$, заделанного одним (дальним) торцом. Согласно методике [3] разделим поперечное сечение на конечное число прямоугольников. Будем считать, что все прямоугольные стержни, на которые условно разделено двутавровое сечение, соединены между собой посередине горизонтальных и вертикальных граней. Таким образом, вместо сплошного блока двутаврового поперечного сечения мы получим систему продольных и поперечных (вертикальных и горизонтальных) стержней.

Количество и размеры продольных стержней выбираются произвольно на

усмотрение расчетчика. В продольных стержнях этой системы сосредоточена осевая, изгибная и крутильная жесткости стержней, на которые разделены полки и ребро двутаврового сечения. Поперечные горизонтальные и вертикальные стержни моделируют местную деформацию продольных стержней в местах горизонтальных и вертикальных узлов соединения продольных стержней.

Для существенного уменьшения количества неизвестных предложено рассекать поперечные стержни только в одном сечении поочередно. Сначала рассматривается первый блок перекрестно-стержневой системы длиной l , равной одному шагу поперечных стержней. Продольные стержни перекрестно-стержневой системы считаются условно жестко заделанными в плоскости, где располагается следующий ряд поперечных стержней (на расстоянии l от торца). Определение усилий в продольных стержнях осуществляется путем условного рассечения поперечных стержней и рассмотрения условий совместности деформаций в местах рассечения по [3].

Усилия в продольных стержнях первого блока, определенные из решения первого этапа задачи, прикладываются к торцам продольных стержней второго блока (на расстоянии l от торца), которые в свою очередь считаются условно заделанными в уровне начала третьего блока (на расстоянии $2l$ от торца). Снова определяются усилия в продольных стержнях, которые прикладываются к стержням следующего блока, и т.д. Такой расчет повторяется до середины длины рассчитываемого блока между трещинами, т.е. до $l_{cr}/2$ столько раз, сколько шагов l в продольном направлении выбрано в расчетной схеме.

Для определения перемещений в уровне i -того блока по длине следует сложить все перемещения блоков от первого (от середины рассматриваемого параллелепипеда) до $i-1$ -го плюс перемещения самого i -того блока.

Такая схема расчета позволяет решать задачу с количеством неизвестных в n раз меньшим по сравнению с решением путем рассмотрения всей стержневой системы (где n – число расчетных блоков по длине элемента), как это предложено в [1, 2]. Поэтому в отличие от [1, 2] система уравнений получается существенной меньшей. При этом, правда, система уравнений решается n раз, но, как известно, решение системы с $m \cdot n$ неизвестными сложнее решения системы с n неизвестными m раз. Кроме того, при таком поэтапном решении можно без труда решать задачу с измененными жесткостями продольных стержней в результате нелинейной работы материалов и трещинообразования.

[1] Taliat Azizov, Nadzieja Jurkowska, Dmytro Kochkarev. Basic of calculation on torsion for reonforced concrete structures with normal cracks // Concrete Innovations In Materials, Design And Structures. Fib Symposium 2019. Cracow 27-29 May 2019. Book of Abstracts. S. 489-490

[2] Taliat Azizov, Wit Derkowski, Nadzieja Jurkowska. Consideration of the Torsional Stiffness in Hollow-Core Slabs' Design// Materials Science Forum Submitted: 2019-05-28 ISSN: 1662-9752, Vol. 968, pp 330-341 Accepted: 2019-05-29 doi:10.4028/www.scientific.net/MSF.968.330 Online: 2019-08-23 © 2019 Trans Tech Publications Ltd, Switzerland

[3] Azizov T.N. Improved sheme rod approximation for cflcation deformstion of reinforced concrete elements in torsion // Sciences of Europe. – 2019. – Vol 1, № 42. – P. 63-69.

**РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ
ДЕФОРМАТИВНОСТІ ТА ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ НЕРОЗРІЗНИХ
ДВОПРОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ІЗ КОМБІНОВАНИМ
АРМУВАННЯМ**

**RESULTS OF EXPERIMENTAL RESEARCH OF DEFORMABILITY AND
CRACK-RESISTANCE OF TWO SPAN CONTINUOUS REINFORCED
CONCRETE BEAMS WITH COMBINED REINFORCEMENT**

*канд. техн. наук О.В. Андрійчук, М.В. Нінічук
Луцький національний технічний університет (м. Луцьк)*

*O.V. Andriiuchuk, PhD (Tech.), Ninichuk M.V.
Lutsk National Technical University (Lutsk),*

В сучасному будівництві в конструкціях промислових та цивільних будівель, естакадах, мостових конструкціях, і т.д. широко застосовуються нерозрізні багатопролітні залізобетонні балки. Їх вибір обумовлений особливостями роботи та технологією влаштування. Варто відмітити, що для підвищення міцності залізобетонних елементів в зоні розтягу, підвищення їх жорсткості та тріщиностійкості одночасно із класичним армуванням застосовується і дисперсне сталевими фібрами (комбіноване армування) [1–3].

Робота сталевих фібробетону (СФБ) в нерозрізних несучих конструкціях, вплив різного типу дисперсного армування на несучу здатність і жорсткість таких елементів є маловивченим питанням – тому проведення експериментальних досліджень нерозрізних СФБ-балок і їх результати є актуальними на даний час.

Для дослідження деформативності та тріщиностійкості нерозрізних двопролітних залізобетонних балок із комбінованим армуванням було виготовлено та проведено випробування трьох зразків (ЗБ-1, ЗБ-2, ЗБ-3), що являли собою балки довжиною $l=300$ см, з розмірами поперечного перерізу 10×16 см, і з довжиною прольотів по $l_{np}=140$ см (представлено на рис. 1).

Цементно-піщана матриця для виготовлення СФБ мала наступні механічні характеристики: $f_{cm,cube}=33$ МПа; $f_{cm,prism}=22,6$ МПа, $f_{ctk,0,05}=0,5$ МПа.

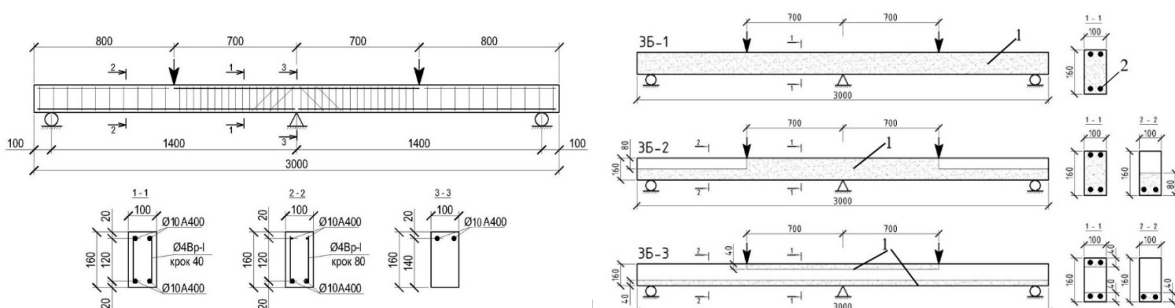


Рис.1. Конструктивна схема дослідних балок і розподіл фібр по об'єму в зразках:
1 – зона додаткового армування фібрами; 2 – основна арматура

Для проведення експериментальних досліджень зразків-балок була запроектована і виготовлена спеціальна силова установка (рис. 2, а). Плоский поперечний згин двопролітних балок у ній створюється за допомогою гідравлічного домкрата та металевої двотаврової балки-траверси, що передає від нього на дослідну балку дві однакові, симетрично розташовані відносно середньої опори на відстані 700 мм, зосереджені сили (контролюється динамометрами) [4–5].

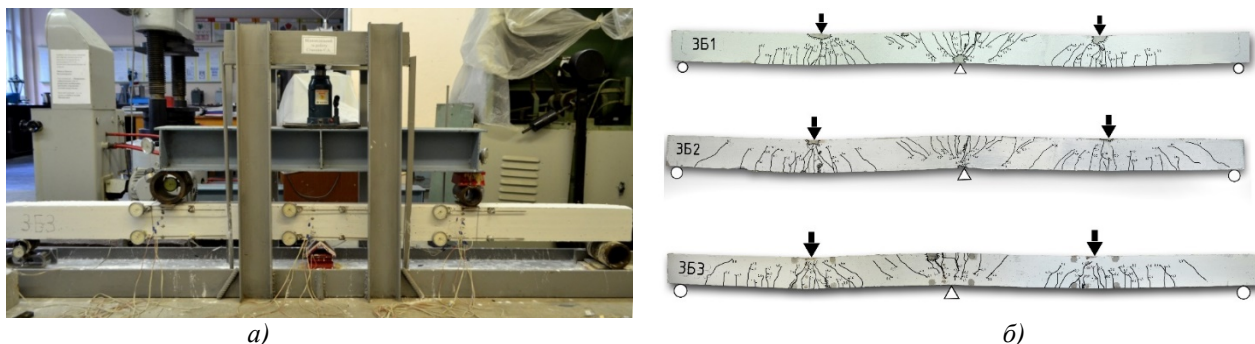


Рис. 2. Загальний вигляд випробування балок (а) та характер розвитку тріщин у дослідних зразках

В процесі випробування були отримані середні експериментальні значення реакцій крайніх опор R і таким чином розкрита статична невизначеність балок.

Аналізуючи результати дослідження тріщиностійкості (рис. 2, б) можна стверджувати, що наявність фібр у стиснутих зонах несуттєво впливає на несучу здатність і прогини, однак сприяє зменшенню розвитку похилих тріщин.

Балки 3Б-1 та 3Б-2, які додатково армовані сталевією фіброю по всьому об'єму та тільки в розтягнутих зонах відповідно, мають приблизно однакову несучу здатність та характер тріщиноутворення на експлуатаційних рівнях навантаження. Лише перед руйнуванням спостерігається збільшення максимальної ширини розкриття тріщин у балки 3Б-2 без сталевієї фібри у стиснутих зонах.

Додаткове армування сталевими фібрами всієї розтягнутої зони бетону збільшує несучу здатність балки на 18%, зменшує прогини на 25%, та збільшує жорсткість балки в порівнянні із армуванням тільки зони подвійного захисного шару бетону. Додаткове армування рівномірно-розподіленими по об'єму сталевими фібрами впливає на перерозподіл зусиль у нерозрізних балках, що призводить до більш пружної роботи елементів на всіх рівнях навантаження.

[1] Бабич Є.М. Дослідження опору високоміцних бетонів та фібробетонів пробиванню / Є.М. Бабич, Д.В. Кочкар'єв, С.В. Філіпчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - 2017. - Вип. 34. - С. 71-85.

[2] Білозір В. Визначення необхідної довжини анкерування фібри в бетоні / В. Білозір, А. Височенко // Вісник Львівського національного аграрного університету. Сер : Архітектура і сільськогосподарське будівництво. - 2013. - № 14. - С. 64-70.

[3] Uzhehov S. The influence of repeated loading on work of the steel fiber concrete drainage trays and pipes on the roads / O. Andriichuk, V. Babich, I. Yasyuk, S. Uzhehov // MATEC Web of Conferences. N 116. P. 02001, 1–9.

[4] Нінічук М.В. Вивчення роботи нерозрізних залізобетонних балок з різними способами армування / М.В. Нінічук // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – 2014. – Вип. 1. – С. 105 – 111.

[5] Нінічук М.В. Напружено-деформований стан нерозрізних залізобетонних балок з різним типом армування сталевими фібрами / М.В. Нінічук, Д.Я. Кислюк, Д.Г. Дмитрук // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – 2017. – Вип. 7. – С. 154 – 160.

ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНЬ У СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ТОНКОСТІННИХ ПОКРИТТЯХ У ФОРМІ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА

DETERMINATION OF STRESSES IN THIN-WALLED STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE ROOFS IN THE FORM OF HYPERBOLIC PARABOLOID

*канд. техн. наук О.В. Андрійчук, С.О. Ужегов
Луцький національний технічний університет (м. Луцьк)*

*O.V. Andriichuk, PhD (Tech.), S.O. Uzhehov
Lutsk National Technical University (Lutsk),*

За останні роки під час будівництва промислових і громадських будівель та спеціальних споруд спостерігається тенденція до застосування нових конструктивних рішень елементів покриттів – тонкостінних оболонок. Особливе місце серед оболонок покриттів займають оболонки від’ємної гаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда (гіпар). Завдяки архітектурній виразності та можливості зведення з них різноманітних комбінацій конструктивних систем, гіпари найчастіше можна зустріти у вигляді покриттів ангарів, спортивних залів, виставкових павільйонів та інших великопролітних споруд (рис. 1).



Рис. 1. Загальний вигляд оболонки у формі гіпара (а) та її практичне застосування в конструкції покриття (б)

Оболонки у формі гіпарів знайшли практичне застосування в будівництві пізніше, ніж оболонки інших типів, тому їх статичні та жорсткісні характеристики виявились недостатньо дослідженими та вивченими.

Сучасні тенденції вдосконалення будівель та споруд направлені на заміну конструкцій із традиційних матеріалів композитними матеріалами, для яких характерними є ряд специфічних особливостей – серед яких, перш за все, підвищена тріщиностійкість і несуча здатність. Вітчизняні та іноземні науковці, досліджуючи залізобетонні конструкції з дисперсним армуванням отримують позитивні та затребувані результати [1-3].

На даний момент для пологих оболонок найбільш вивченим і розвиненим є метод розрахунку без врахування кривини кручення. Проведені дослідження

для оболонки показали, що кривина кручення істотно впливає на напруження в оболонці. Зокрема, виявлено, що при нерухомо закріпленому контурі – напруження у гіперболічному параболоїді були у більш ніж 2 рази меншими, ніж у пластині (в якій кривина кручення рівна нулю) [4].

Напруження та прогини в тонкостінних оболонках, що мають форму гіперболічного параболоїда визначалися на основі розробленої методики розрахунку, яка базується на рівняннях моментної теорії пологих оболонки. Для розв'язування основних рівнянь авторами узагальнено метод подвійних рядів Фур'є, в якому враховано кривину кручення гіпарів. Розв'язок для вільно опертих по контуру гіпарів прямокутної в плані форми знайдено через подвійні ряди Фур'є з додатковим застосуванням методу ітерацій. При цьому коефіцієнти в рядах визначені в аналітичному вигляді за рекурентними формулами. Запропоновано підхід до дослідження напружено-деформованого стану прямокутних у плані гіпарів із закріпленням контуром.

На основі отриманих формул розроблено комп'ютерні програми на основі мови програмування «Matlab» [5-6], що дають можливість визначати напруження в оболонках зі сталевібробетону у формі гіперболічного параболоїда при їх шарнірно-рухомому та шарнірно-нерухомому закріпленні. Збіжність експериментально одержаних результатів із даними отриманими за допомогою ПК ЛІРА не перевищувала 80 % [7]. А в розроблених програмах, що враховують під час розрахунку кривину кручення гіпарів – збіжність із експериментальними даними при дії експлуатаційних навантажень є значно вищою та становить 92-94 %.

Під час досліджень встановлено, що при шарнірному закріпленні максимальні напруження виникають у центральній частині сталевібробетонної оболонки, тоді як при жорсткому її закріпленні – біля контуру.

Теоретично встановлено, що при жорсткому закріпленні контуру оболонки у формі гіперболічного параболоїда відбувається зменшення значення виникаючих напружень більш ніж в два рази в порівнянні з вільним обпиранням. Це можна пояснити тим, що значну частину навантаження сприймає (передається на) закріплення.

[1] Бабич Є.М. Дослідження опору високоміцних бетонів та фібробетонів пробиванню / Є.М. Бабич, Д.В. Кочкар'єв, С.В. Філіпчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - 2017. - Вип. 34. - С. 71-85.

[2] Білозір В. Визначення необхідної довжини анкерування фібри в бетоні / В. Білозір, А. Височенко // Вісник Львівського національного аграрного університету. Сер : Архітектура і сільськогосподарське будівництво. - 2013. - № 14. - С. 64-70.

[3] Uzhehov S. The influence of repeated loading on work of the steel fiber concrete drainage trays and pipes on the roads / О. Andriichuk, V. Babich, I. Yasyuk, S. Uzhehov // МАТЕС Web of Conferences. N 116. P. 02001, 1–9.

[4] Бернакевич І.Є. Розрахунок напружено-деформованого стану будівельних споруд на основі уточнених теорій оболонки / І.Є. Бернакевич, П.П. Вагін, С.О. Ужegov // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2014. – Вип. 54. – С. 42 – 49.

[5] Пасічник Р.В. Свідectво про реєстрацію авторського права на твір № 59810 "Комп'ютерна програма "Розрахунок оболонки" / Р.В. Пасічник, С.О. Ужegov, О.В. Андрійчук, О.А. Ужegov, В.В. Божидарнік // Дата реєстрації 22.05.2015 р.

[6] Бабич Є.М. Свідectво про реєстрацію авторського права на твір № 5083-18. "Комп'ютерна програма «Розрахунок оболонки двоїної кривини» / Є.М. Бабич, О.В. Андрійчук, С.О. Ужegov. Дата реєстрації 18.07.18 р.

[7] Андрійчук О. В. Дослідження тонкостінного сталевібробетонного покриття у формі гіперболічного параболоїда за допомогою програмного комплексу «ЛІРА-САПР» / О.В. Андрійчук, А.Б. Григорчук, С.О. Ужegov // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2017. – Вип. 34. – С. 176 – 183.

**РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ
НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ УТОЧНЕНИМИ МЕТОДАМИ**

**STRUCTURAL FIRE DESIGN OF THE REINFORCED CONCRETE FLOOR
SLAB USING ADVANCED CALCULATION METHODS**

Х.З. Байтала¹, П.І. Бакін², Т.П. Донець¹, канд. техн. наук О.А. Фесенко¹
¹ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (м. Київ)
²Луганський національний аграрний університет (м. Харків)

K.Z. Baytala¹, P.I. Bakin², T.P. Donets¹, O.A. Fesenko¹, PhD (Tech.)
¹The State enterprise "The State research institute of building constructions" (Kyiv)
²Luhansk national agrarian university (Kharkiv)

Уточнені методи розрахунку залізобетонних конструкцій на вогнестійкість достатньо точно відображають закономірності їх поведінки за умов вогневого впливу пожежі [1, 2]. Уточнені методи містять розрахункові моделі для визначення зростання і розподілення температури в конструкції (теплофізичний розрахунок), а також механічної роботи конструкції (статичний розрахунок).

Застосування уточнених методів розглянуто на прикладі розрахунку на вогнестійкість монолітної залізобетонної плити перекриття; розрахункова модель плити наведена на рис. 1. Теплофізичний розрахунок плити було виконано методами теорії теплопровідності, що реалізовані у ПК ANSYS; статичний розрахунок – методом скінченних елементів за допомогою ПК Лира-САПР; розрахунок залишкової несучої здатності – деформаційним методом за ДБН В.2.6-98 [3] і ДСТУ Б В.2.6-156 [4] згідно з рекомендаціями [5].

За результатами теплофізичного розрахунку було визначено розподіл температури в перерізі конструкції плити, див. рис. 2, 5; за результатами статичного розрахунку визначено напружено-деформований стан плити для аварійного сполучення навантажень під час пожежі, див. рис. 3, 4.

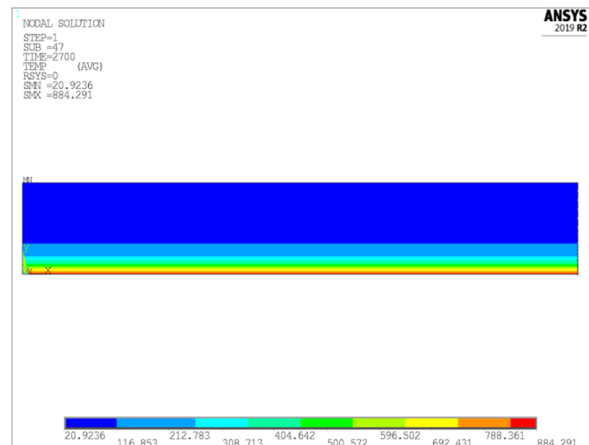
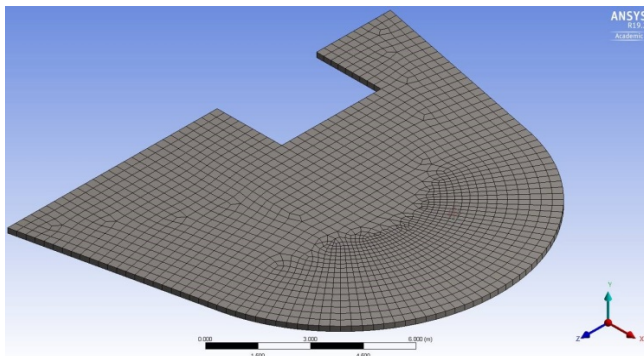


Рис. 1. SE модель для теплофізичного розрахунку плити перекриття

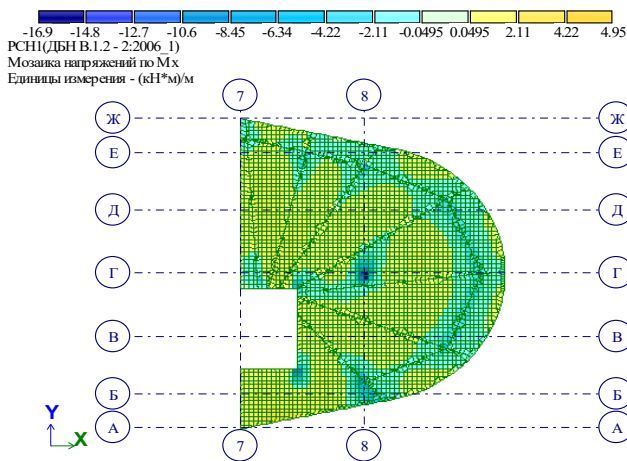


Рис. 3. Мозаїка згинальних моментів M_x плити перекриття

Рис. 2. Розподіл температури в перерізі плит перекриття

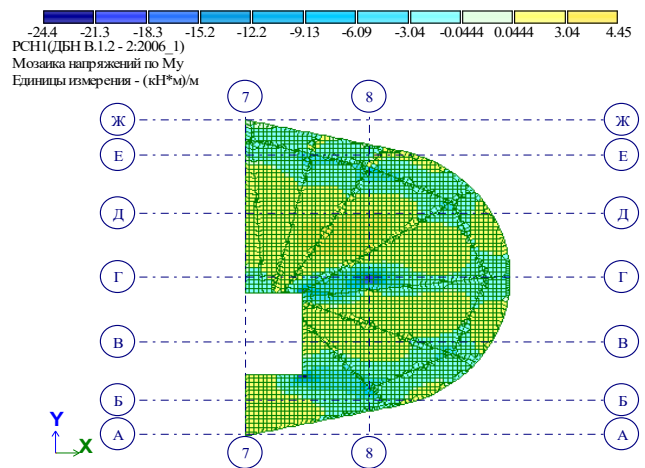


Рис. 4. Мозаїка згинальних моментів M_y плити перекриття

Несуча здатність поперечного перерізу плити за нормальних температур і залишкова несуча здатність приведенного перерізу плити внаслідок вогневого впливу пожежі були визначені за діаграмами «момент-кривизна» як найбільші значення моменту, див. рис. 6.

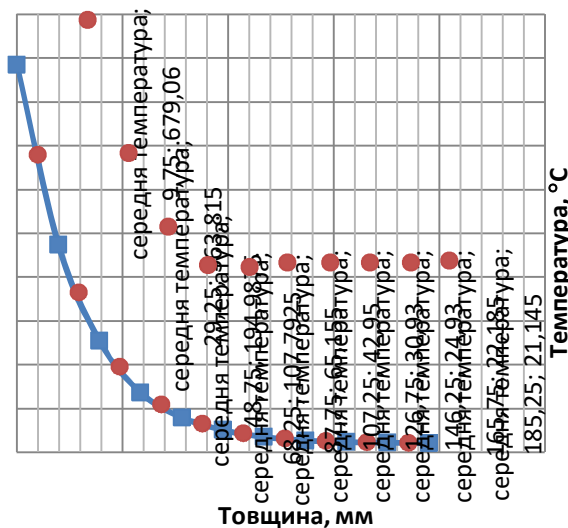


Рис. 5. Графік розподілу температури в перерізі плити перекриття

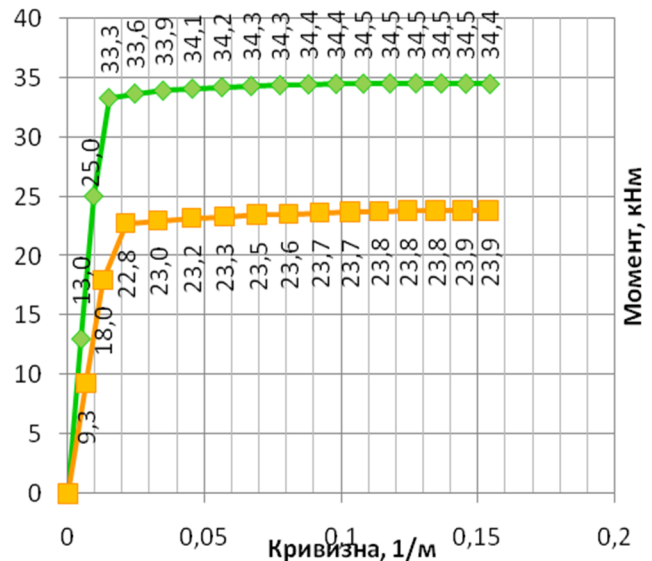


Рис. 6. Діаграми «момент-кривизна» для поперечного перерізу плити

[1] Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 – [Чинні 2013-07-01]. – К.: Мінрегіон України, 2012. – 87с. – (Національний стандарт України)

[2] Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 2. Практичний посібник [Текст] : / В.Г. Поклонський, О.А. Фесенко, В.Г. Тарасюк та ін. – , Київ: Інтертехнологія, 2016 – 83с.

[3] Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний 2011-06-01]. – К.:Мінрегіонбуд України, 2011. – 73с. – (Державні будівельні норми України).

[4] Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 – [Чинні 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118с. – (Національний стандарт України)

[5] Проектування залізобетонних конструкцій. Посібник / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В. Войцехівський; за ред. А.М. Бамбури. – , Київ: Майстер книг, 2018 – 240с.

**НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН КОНСТРУКЦІЙ З
УРАХУВАННЯМ КАТЕГОРІЇ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЛІ ТА
ЗМІНИ ІНТЕНСИВНОСТІ СЕЙСМІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ**

**STRENGTH-STRAIN STATE OF THE STRUCTURES WITH
CONSIDERATION OF THE TECHNICAL CONDITION AND CHANGES IN
INTENSITY OF SEISMIC LOADS**

*д-р техн. наук М.С. Барабаш, канд. техн. наук Н.О. Костира,
Б.Ю. Писаревський
Національний авіаційний університет (м. Київ)*

*M.S. Barabash, D.Sc. (Tech.), N.O. Kostyra, PhD (Tech.), B.Y. Pysarevskiy
National aviation university (Kiev)*

При проектуванні будівель та інженерних споруд для будівництва у сейсмічно небезпечних районах, окрім розрахунків на основне сполучення навантажень, слід також виконувати розрахунки на аварійне сполучення навантажень з урахуванням наступних рівнів сейсмічного впливу - слабого землетрусу (СЗ), проектного землетрусу (ПЗ) і максимального розрахункового землетрусу (МРЗ). Сейсмічні навантаження, що відповідають СЗ, можуть використовуватися при проектуванні будівель і споруд класу наслідків СС1 з використанням детальних карт ЗСР-2004-А0 (для територій АР Крим та Одеської області).

Однак, прояв сили землетрусу, навіть в межах території забудови може відрізнятися від прийнятого району на 1..2 бали в залежності від геологічних та гідрогеологічних умов ділянки. Це призводить до збільшення сейсмічних навантажень на будівлю у 2...4 рази. Тому, для уточнення сейсмічності проводиться мікрорайонування ділянки будівництва на основі інженерно-геологічних та сейсмометричних вишукувань [1, 2].

Сейсмічні впливи являють собою найбільш небезпечний тип динамічного навантаження. Вони викликають істотні пошкодження конструкцій, а в окремих випадках призводять до часткового або повного руйнування будівель [3].

При розрахунку будівель на сейсмічні впливи застосовується два основні методи розрахунку: спектральний метод (інженерний), що включає розкладання по власним формам і прямий динамічний (пряме інтегрування в часі). Сучасні нормативні документи [4, 5] також пропонують використовувати методику спрощеного нелінійного статичного розрахунку будівлі на сейсмічні впливи - Pushover Analysis. Pushover - це статичний нелінійний розрахунок, при якому вертикально навантажена розрахункова модель споруди піддається монотонного нарощування горизонтального сейсмічного навантаження з контролем горизонтального переміщення.

Методика дозволяє врахувати нелінійні властивості конструкцій виходячи з їх несучої здатності (запасів міцності), а не за допомогою коефіцієнтів до інерційним силам, як в спектральному методі. Нелінійні характеристики матеріалів враховуються за рахунок перевизначення інтегральних характеристик жорсткості скінченних елементів моделі на кожному кроці прикладання навантаження. Потім обчислюється точка перетину кривих несучої здатності і спектра реакції - точка динамічної рівноваги, виходячи з якої визначається поведінка конструкції. Навантаження прикладається покроково від горизонтальних сейсмічних сил до досягнення заданого перекосу поверхів, руйнування будівлі або досягнення максимального значення сил, якщо попередні критерії не спрацювали. Виконується побудова розрахункового графіка залежності спектрального прискорення від спектрального переміщення. Накладення скороченої нормативного графіка спектра реакцій на графік спектра несучої здатності визначає точку стану розрахункової моделі.

Універсальний алгоритм Pushover Analysis реалізований в ПК «ЛІРА САПР» та може бути застосований до всіх можливих спектрів реакцій. Це залежності «коефіцієнт динамічності в - період коливань T » і залежності «прискорення S_a - переміщення S_d ». Також можна задати довільні призначені для користувача спектри реакцій і обчислені спектри реакцій від призначених для користувача акселерограмм. Для простоти рекомендується розподіл горизонтальних сил відповідно до основної форми коливання будівлі. За допомогою ітераційних процедур визначається максимальне сейсмічне переміщення нелінійної системи з одним ступенем свободи за допомогою еквівалентної лінійних, період і коефіцієнт затухання якої більше початкових значень нелінійної системи. При використанні цього методу криву «здатності» необхідно трансформувати в криву залежності «спектральний прискорення-спектральний переміщення», після чого крива «здатності» і сейсмічне «вимога» викреслюється в одній і тій же системі координат.

У результатах розрахунку Pushover Analysis, як і для будь-якої фізично нелінійної схеми, можна переглянути результуючі переміщення по історії навантаження, проаналізувати зусилля в елементах схеми, оцінити стан матеріалів, тобто отримати інформацію про зруйновані елементи. А також побудувати графік «Спектр несучої здатності».

Кінцевим етапом є пошук точки перетину редукованого спектра реакцій зі спектром несучої здатності. Ця точка називається точкою стану. Саме для неї визначається НДС всієї схеми і оцінюється несуча здатність конструкції при сейсмічних впливах.

[1] Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва : ДБН А.2.1-1-2014. – К.: Мінрегіон України, 2014 – 126с.

[2] Основні положення проектування. Основи та фундаменти споруд. ДБН В.2.1-10-2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009 – 161с.

[3] Костира Н.О. та ін. Вертикальні в'язі каркасних будівель в сейсмічно активних зонах // Науковий вісник Національного університету біоресурсів і природокористування України. Серія: техніка та енергетика АПК – К., 2017. – Вип. 258. – С. 117-131. (стаття у фаховому виданні України, внесено до бібліографічних баз наукових публікацій РИНЦ, Ulrich's Periodicals Directory, USJ, BASE, SIS, AGRIS)

[4] Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2014. –К.: Мінрегіон України, 2014 – 109с.

[5] Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. European Committee for Standardisation. CEN 2005.

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ФІБРОБЕТОННИХ ПРИЗМ
ЩО ЗАЗНАЛИ ДІЇ ВИСОКИХ ТЕМПЕРАТУР**

**EXPERIMENTAL STUDIES OF THE FIBER-REINFORCED CONCRETE
PRISMS EXPOSED TO HIGH TEMPERATURES**

*канд. техн. наук С.Ю. Берестянська, канд. техн. наук Є.І. Галагура,
канд. техн. наук О.В. Опанасенко, А.О. Берестянська, І.В. Биченок
Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

*S.Yu. Berestianskaya, PhD (Tech.), E.I. Galagurya, PhD (Tech.),
O.V. Opanasenko, PhD (Tech.), A.O. Berestianskaya, I.V. Bychenok
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

Дисперсно-армовані бетони представляють собою одну з різновидностей композитних матеріалів. На даний час такі матеріали набувають широкого розповсюдження. Дисперсне армування здійснюється різними волокнами – фібрами, які рівномірно розповсюджуються по об'єму бетонної матриці та забезпечує при цьому її трьохмірне зміцнення. Механічні властивості дисперсно-армованих матеріалів залежать від багатьох факторів: різновиду фібри, процентного вмісту, тощо. Аналіз останніх публікацій показав, що різними авторами були проведені дослідження по визначенню процентного або масового впливу фібри та її розмірів на міцнісні та деформативні характеристики при різних видах деформацій. Для широкого розповсюдження фібробетонних конструкцій необхідно подальше вивчення їх властивостей та удосконалення методів розрахунків при різних впливах. При цьому будівельні конструкції повинні відповідати ще і вимогам протипожежної безпеки. На даний час немає залежностей міцнісних та деформативних характеристик фібробетону від високих температур. Тому метою досліджень є встановлення залежностей міцнісних характеристик від температури.

Для цього були проведені експериментальні дослідження фібробетонних призм. Для виготовлення призм був прийнятий наступний склад бетонної суміші: цемент М400 – 437,5 кг/м³, щебінь – 1158,12 кг/м³, пісок – 552,6 кг/м³, вода - 210 л/м³. У [1, 2, 3] були визначені раціональні характеристики для базальтової та сталеної фібр, а саме:

- базальтову фібру рекомендовано довжиною 12 мм і процентним вмістом 0,2%;
- сталеву – фібру «Челябінку» з витратою 25...50 кг/м³.

Було виготовлено три серії зразків: без фібри (контрольна серія), з базальтовою фіброю, та зі сталеною фіброю. Кожна серія складалась з 24-х призм. Фібра вводилась у цемент, ретельно перемішувалась, а потім усі компоненти змішувались методом ротаційного змішування. Залита у форми суміш витримувалась протягом 3-х діб, а потім опалубка знімалась і зразки витримувались протягом 28 діб у вологій тирсі. Після цього зразки нагрівались до

температур 20 °С, 60 °С, 90 °С, 120 °С, 200 °С, 400 °С, 600 °С, 800 °С. Нагрів здійснювався в муфельній печі зі швидкістю нагріву 150 °С/год. Після досягнення заданої температури зразки витримувались протягом 4 години, а потім залишались в печі до повного охолодження. Така схема нагрівання була вибрана у відповідності до [4].

Випробування проводились на базі сертифікованої лабораторії УкрДУЗТ. Для визначення фізико-механічних властивостей призм використовувались індикатори годинникового типу. Навантаження прикладалося з кроком 5 кН. [5]. В ході випробувань були отримані граничні деформації та межа міцності бетонних та фібро бетонних призм при різних температурах.

В результаті випробувані фібробетонні зразки мали більш високі міцнісні та деформативні характеристики у порівнянні з бетонними. Це дає можливість зробити висновок о доцільності використання фібр.

[1] Vatulia G., Berestianskaya S., Opanasenko E., Berestianskaya A. Substantiation of concrete core rational parameters for bending composite structures. *DYN-WIND'2017 – MATEC Web of Conferences*. 2017. Vol. 107. 00044 2017.

[2] Vatulya G., Berestianskaya S., Berestianskaya A., Opanasenko E. Theoretical and Numerical Analyses of Thermal-Load Behavior of Steel-Concrete and Steel-Fiber-Concrete Slabs. *Journal of Civil Engineering and Construction*. Volume 5, Number 2 (2016).

[3] Вєревичєва М.А., Бєрєст'янська А.А., Дєризємля С.В. В'єбор р'ацион'альних параметр'ов ф'єбрового арм'ирован'ия. *Строительство, материаловедение, машиностроение*. 2015. Вып. 82. С. 60-69.

[4] Милованов А.Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций при пожаре. Москва : Стройиздат, 1986. 225 с.

[5] Д. Кравченко О.М. Залізобетонні конструкції фундаментів коксових батарей, які працюють в умовах впливу технологічних температур : автореф. дис ... канд. техн. наук : 05.23.01. Харків, 2016. 23 с

**ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК АРМОВАНИХ
ВИСОКОМІЦНОЮ АРМАТУРОЮ ТА СТАЛЕВИМ ЗОВНІШНІМ
ЛИСТОМ**

**DEFORMABILITY OF RC BEAMS REINFORCED WITH HIGH
STRENGTH REBAR'S AND STEEL PLATE**

*канд. техн. наук Т.В.Бобало, канд. техн. наук Я.З.Бліхарський,
Н.С. Копійка, М.Е.Волинець
Національний університет «Львівська політехніка» (м.Львів)*

*T.V. Bobalo, PhD (Tech.), Ya.Z. Blikharskyu, PhD(Tech.),
N.S. Kopiiika, M.E. Volynets
Lviv Polytechnic National University, (Lviv)*

На сьогоднішній день, проектування об'єктів будівництва та їх окремих конструкцій, неможливо уявити без застосування математичного моделювання. Моделювання роботи проектованої конструкції, під навантаженням, з використанням ЕОМ, дозволяє більш детально досліджувати та проектувати нетипові конструкції довільних геометричних форм, з врахуванням сумісної роботи матеріалів з різними фізичними характеристиками, а також з врахуванням геометричної і фізичної нелінійності роботи матеріалів. Представлений аналіз порівнянь результатів експериментальних даних та математичного моделювання на ЕОМ (за методами скінченних елементів та послідовних наближень з врахуванням реальних діаграм деформування матеріалів) довів, що математичне моделювання роботи сталобетонної конструкції, армованої пакетом арматур різних класів відповідає характеру роботи реальної конструкції, тому використана у попередньому дослідженні методика розрахунку на ЕОМ за допомогою програмного комплексу «Ліра» потребує подальшого детального дослідження та більш ширшої апробації результатів. Математичне моделювання виконано з врахуванням фізичної нелінійності та реальних діаграм деформування матеріалів «у-ε» з використанням закону нелінійного деформування №14 ПК «Ліра». Використана методика дозволяє отримати значення напружень, розвитку деформацій по висоті перерізу на всіх рівнях навантаження. Наведено порівняння результатів експериментального дослідження деформативності та тріщиностійкості сталобетонних балок із комбінованим армуванням, із результатами математичного моделювання. Порівняння виконано з метою апробації математичної моделі та з метою її використання у подальшому дослідженні сталобетонних конструкцій із комбінованим армуванням.

Використання у практиці будівництва сталобетонних балок та інших комбінованих систем, дозволяє більш ефективно використати характеристики міцності матеріалів та збільшити несучу здатність конструкцій [4]. Концентроване розташування стрічкової арматури на зовнішніх гранях

перетину конструкцій дозволяє знизити їхню масу, зменшити розміри перетину в порівнянні із залізобетонними або одержати економію сталі при однаковій висоті перерізу.

З метою вичерпання надлишкових деформацій високоміцну арматуру [5] прийнято використовувати як правило у попередньо напружених залізобетонних конструкціях та попереднє напруження робочих стержнів призводить до додаткових затрат, і є складним у звичайних умовах. Тому використання комбінованого армування дає можливість підібрати оптимальне співвідношення сталей різних типів, що дозволить зменшити витрати металу при забезпеченні вимог щодо міцності та деформативності таких конструкцій. Отримані на основі запропонованої математичної моделі результати мають добру збіжність з експериментальними даними, аж до вичерпання несучої здатності конструкції та дозволяють з достатньою точністю оцінити особливості руйнування дослідних зразків, а саме: їх несучу здатність, появу тріщин; оцінити напруження, як в стержневій так і в стрічковій арматурі; слідкувати за прогинами та деформаціями в ході навантаження експериментальних балок.

Відхилення експериментальних значень, для сталобетонних балок із комбінованим армуванням, від результатів отриманих за допомогою математичної моделі, становить: до 5,0% по тріщиностійкості; та до 14,3% по деформативності.

[1] Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 – [Чинні 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118с. – (Національний стандарт України).

[2] Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний 2011-06-01]. – К.:Мінрегіонбуд України,2011. – 73с. – (Державні будівельні норми України).

[3] Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) [Текст] : навчальний посібник / В.М. Бабаєв , А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін.; за заг. Ред.. В.С. Шмуклера. — , Харків: Золоті сторінки, 2015.

[4] Experimental research on flexural fatigue behavior of RC beams strengthened with combination of CFRP and steel plates / Lu, Y & Hu, L & Liang, H & Li, W. // Chemical, Material and Environmental Engineering. — 2015. — №36

[5] Behavior of Concrete Deep Beams with High Strength Reinforcement / Dios Garay, Juan & Lubell, Adam // Proceedings of the 2008 Structures Congress - Structures Congress 2008: Crossing the Borders . — 2008. — №314. 1-10. 10.1061/41016(314)216.

**ПРОБЛЕМИ ДОТРИМАННЯ ЕКОЛОГІЧНОЇ БЕЗПЕКИ ПІДПРИЄМСТВ
УКРАЇНИ**

**PROBLEMS OF ENVIRONMENTAL SECURITY OF ENTERPRISES OF
UKRAINE**

*канд. екон. наук Л.О. Богінська, канд. екон. наук О.В. Юрченко,
канд. техн. наук В.І. Шушкевич*

Сумський національний аграрний університет, кафедри будівельного виробництва (м. Суми)

*L.O. Boginska, PhD (Econ.), O.V Yurchenko, PhD (Econ.),
V.I. Shushkevych, PhD (Tech.)*

Sumy National Agrarian University, departments of construction production (Sumy)

Сучасна економіка України представлена сукупністю різноманітних галузей, які забезпечують виробництво матеріальної продукції і надання послуг споживачам на вітчизняному й зарубіжному ринках. Серед галузей матеріального виробництва особливе значення посідають будівництво і сільське господарство, тому що їхня продукція спрямована на задоволення фізіологічних потреб людини, які, згідно з пірамідою А. Маслоу, є першочерговими [1]. Однак, саме ці галузі, а особливо підприємства АПК, здійснюють відчутний вплив на стан довкілля. Проблеми навколишнього середовища, як правило, впливають на життя країни як вирішальний фактор або як складова національного добробуту й потенційних можливостей держави. Отож, національна й міжнародна безпека неможливі без урахування екологічного фактору. Поняття безпеки суттєво розширюється. Безпека стає всеохоплюючою категорією, що поєднує більшість проблем захисту населення від будь-яких загроз. Визнання екологічної безпеки рівнозначною, або навіть важливішою за військову, сприятиме уважнішому ставленню до проблем навколишнього середовища. В рамках стратегії поступального розвитку проблема збалансування економічного зростання та збереження довкілля є проблемою номер один. Якими б прекрасними не були сучасні рішення економічних проблем, вони одразу ж зазнають краху, якщо не вдасться поєднати їх із розв'язанням глобальних проблем. Дієва охорона довкілля неможлива без міжнародного співробітництва у світових масштабах. Екологічні питання, які ще донедавна були внутрішніми, стали невід'ємною складовою міжнародних взаємин і впливають на подальші еколого-геополітичні проблеми. Унаслідок нераціонального і неконтрольованого використання природних ресурсів на території України все помітнішим стає погіршення екологічного стану, характерними ознаками якого виступають забруднення атмосферного повітря, поверхневих та підземних вод, порушення земель, забруднення ґрунтів. Ці чинники у свою чергу активізують розвиток несприятливих природних процесів (зсуви, підтоплення і т.п.), ускладнюють

використання природних компонентів як виробничих ресурсів у промисловості і сільському господарстві. Сумська область, відповідно до матеріалів «Екологічного атласу України, за ступенем перетворення природи і небезпеки для здоров'я людей відноситься до умовно сприятливої зони та задовільної екологічної ситуації, яка відповідає відносно сприятливим умовам проживання населення та мінімальним зрушенням у природі. У 2016 році Україна з другої спроби увійшла у Всесвітню Раду по «зеленому» будівництву [5]. На початковому етапі членства від країни-учасника вимагає розуміння плану розвитку ситуації, створення регіональної мережі представництв і вже наступним етапом має бути створення системи проектування, будівництва та оцінки за показниками, що пред'являються до «зеленого» будівництва. Економічно розвинуті країни вже давно вивчають різні способи будівництва екологічних видів житла. Можна будувати з дерева, можна будувати з каменю, а можна побудувати екобудинки з соломи - наймасовішою культури, яка купується легко і дешево; має досить хорошою теплоізоляцією (краще, ніж у пінобетону); є сухим матеріалом і не гниє, не поїдається мишами; завдяки досить волокнистої структурі добре пресується; має чудову властивість – при паралельному розташуванні стебел з нахилом більше 20 градусів не пропускає воду (вода скочується, не проникаючи всередину). Дахи з соломи були найпоширенішими на Україні, 400 років підтверджуючи право на існування [3].

Системні перетворення і модернізація будівельного виробництва за допомогою розробки [6], впровадження технологічних інновацій і використання промислових відходів як вторинної сировини можуть допомогти в досягненні екологічної спрямованості будівельної діяльності, а також дозволять підвищити ефективність використання природно-ресурсної бази певного регіону, країни та поліпшити екологічні умови життя людини, забезпечити стійке розвиток території в цілому [2]. Орієнтація аграрного бізнесу на прибутковий результат повинна бути економічно пов'язана з його зацікавленістю не лише у збереженні, а й у підвищенні ґрунтородючості.

З цією метою запропоновано запровадження паспорту якості землі з метою оцінки об'єктивного стану і рівня інтенсифікації використання конкретних земельних ділянок. Норми споживання родючості і методи їхнього дотримання та відтворення доцільно запроваджувати в кожному підприємстві як біологічну норму та організаційну основу землекористування [4].

[1] Пирамида потребностей по Маслоу// Википедия - свободная энциклопедия (электр. ресурс), режим доступа: <http://ru.wikipedia.org/wiki/%D0%9F%D0%B8%D1%80%D0%B0%D0%BC%D0%B8%D0%B4%>

[2] Богінська Л.О. Екологічна складова в діяльності підприємств будівельної галузі /Л.О.Богінська // Вісник СНАУ (Серія “Будівництво”). Випуск 10 (19), С., 2016.- С. 112-117

[3] Інформаційне бюро. Зелені стандарти. [Електр. ресурс] – Режим доступу: <http://www.greenstand.ru/publ/view/3.html>

[4] Фурдичко О. І. Екологічні проблеми стану агросфери в контексті збалансованого розвитку природокористування в Україні / О. І. Фурдичко // Збалансоване природокористування. – 2015. – № 1. – С. 5-11.

[5] Storozhenko L., et al. The modern steel and concrete composite cable space frames // Sustainable housing and human settlement: Monograph. – Dnipro – Bratislava: SHEE «Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture» – Slovak University of Technology in Bratislava, 2018. – P. 116–119.

[6] Zabolotskyi O., et al. Constructive concept of composite structures for construction including geological specifics // Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym – 2017. – № 20 (2). – P. 37-42.

**ПІДСИЛЕННЯ КАМ'ЯНИХ КОЛОН (СТОВПІВ) ПОПЕРЕДНЬО
НАПРУЖЕНОЮ ОБОЙМОЮ**

STRENGTH OF STONE COLUMNS (PILLARS) PRE-STRESSED VOLUME

*канд. техн. наук Ю.В. Бондаренко, канд. техн. наук В.Л. Земляков,
канд. техн. наук К.В. Спіранде, канд. техн. наук І.А. Плахотнікова
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

*Y.V. Bondarenko, PhD (Tech.), V.L. Zemlyakov, PhD (Tech.),
K.V. Spirande, PhD (Tech.), I.A. Plakhotnikova, PhD (Tech.)
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

Підсилення кам'яних конструкцій будівель та споруд завжди була і є актуальною проблемою будівництва. Найбільш поширеним способом підсилення цегляних колон є використання металевих та залізобетонних обойм. Цегляна кладка у обоймі працює в умовах обмежених поперечних деформацій і, як наслідок, у таких комплексних конструкціях опір зовнішній повздовжній силі збільшується. Ефективність обойми рекомендується підвищувати її попереднім напруженням.

На кафедрі залізобетонних та кам'яних конструкцій Харківського національного університету будівництва та архітектури розроблено спосіб посилення кам'яних колон (стовпів) [1], який полягає в застосуванні гнучких елементів із сталевих дротів або композитних матеріалів, в яких створюється попереднє напруження шляхом стяжки гілок гнучких елементів і фіксації їх в напруженому стані, що призводить до обтиснення кам'яної кладки в поперечному напрямку, сприяючи включенню обойми в роботу і підвищенню її несучої здатності.

У якості матеріалу для гнучких елементів можуть використовуватися високоміцний арматурний сталевий дріт або вироби з композитних матеріалів на основі ниток, джгутів, нетканих стрічок з високоміцних скляних, базальтових та інших волокон, які просочені полімерними в'язучими.

Обтиск колони здійснюється шляхом попереднього напруження гнучких елементів за допомогою попарного стягування сусідніх гілок посередині між кутовими елементами. Стягування виконується одночасно на протилежних гранях колони за допомогою простих механізмів ручної дії (гвинтових або важільних). Досягнуте в гнучких елементах попереднє напруження фіксується за допомогою стяжок - фіксаторів. Таким чином, натяг в стяжках трансформується в поперечне обтиснення перетину приводячи до об'ємного напруженого стану ядра утвореної комплексної конструкції колони.

Представлений спосіб підсилення цегляних колон дозволяє без застосування потужних силових пристроїв при менших витратах праці і матеріалів створювати необхідний рівень попередніх напружень цегляної кладки.

Стримуючим фактором практичного використання даного методу

посилення є відсутність практичних рекомендацій щодо розрахунку необхідних і достатніх величин попереднього обтиску. При цьому існує проблема що пов'язана з необхідністю встановлення обмежень зусиль попереднього обтиску кладки, яка знаходиться в умовах об'ємного напруженого стану, в зв'язку з небезпекою перевищення в ній допустимих «деформацій-напружень».

У виконаних дослідженнях зроблена спроба встановити величину граничних зусиль поперечного попереднього напруження кладки з використанням відомих досліджень, а також власних - на основі чисельного моделювання напруженого стану кам'яного ядра обжатою обіймою в програмному комплексі «ЛІРА-САПР».

Отримані теоретичні результати визначення кількісного впливу попереднього напруження кладки в поперечному напрямку на несучу здатність кам'яних колон вимагають підтвердження в запланованих експериментальних дослідженнях.

[1] Спосіб підсилення цегляних колон: патент 117084 Україна: МПК E04C 5/18, E04C 3/30, E04C 3/34, E04G 23/02, E04C 5/01, E04C 5/07. № а 2017 10252 ; заявл. 23.10.2014 ; опубл. 11.06.2018, Бюл. № 11.

ДОСВІД ПРАКТИЧНОГО БУДІВНИЦТВА ГРЕБЕЛЬ З УКОЧЕНОГО БЕТОНУ

EXPERIENCE IN PRACTICAL CONSTRUCTION OF ROLLER COMPACTED CONCRETE DAMS

*канд. техн. наук С.В. Бутнік, канд. техн. наук А.О. Мозговий
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

*S.V. Butnik, PhD (Tech.), A.O. Mozgovyy, PhD (Tech.)
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

Застосування укоченого бетону є найбільш важливим досягненням в технології зведення бетонних гребель за останню чверть століття. В цій технології завдяки повній механізації бетонних робіт скорочуються витрати праці і тривалість будівництва [1]. Крім того, застосування технології укоченого бетону дає проектувальникам можливість економічного відновлення існуючих бетонних гребель, які не мають достатню стійкість проти зсуву і потребують встановлення контрфорсів, а також можливістю реконструкції земляних гребель з недостатньою потужністю водоскиду.

Швидке всесвітнє визнання укоченого бетону є результатом економічно успішного його застосування у поєднанні з високими технологічними якістьми. Ідея об'єднання переваг укладання сипких матеріалів і бетону, як будівельного матеріалу для гребель, розроблена у 1960-х роках. Протягом 1960-х–1970-х років використовувалися матеріали, які можна розглядати як укочений бетон [2–3].

Швидкі темпи будівництва гравітаційних гребель з використанням обладнання для землерийних робіт, у тому числі – великих котків для ущільнення, було запропоновано у 1965 році, як життєздатний підхід до більш економічного будівництва гребель [4].

Великомасштабні відновлювальні роботи із застосуванням укоченого бетону були виконані у Пакистані на греблі Tarbela. Максимальна інтенсивність укладання укоченого бетону склала 18 тис. м³/добу.

В Японії дослідження укоченого бетону почалися у 1974 році і перші проекти були виконані за допомогою технології під назвою RCD, яка була заснована на найнижчому можливому вмісті цементу, який задовольняє вимогам міцності. Крім того, деяку кількість золи-виносу було використано в якості добавки. Найперша гравітаційна гребля була побудована саме в Японії. Це була гребля Simadzigava заввишки 89 м із об'ємом укоченого бетону 165 тис. м³ при загальному обсязі бетону 317 тис. м³.

У Великобританії дослідження укоченого бетону почалося під час будівництва греблі Winbleball у 1979 році. Укочений бетон, розроблений під час цього експерименту, містив високу кількість пасти [5].

У США гребля Willow Creek була побудована менш ніж за п'ять місяців у

1982 році і стала першою великою греблею у світі, побудованою повністю з укоченого бетону [6].

Бюлетень 126 ICOLD дає визначення укоченому бетону, як "бетону з безусадковою консистенцією в своєму незатверділому стані, який перевозиться, укладається і ущільнюється з використанням обладнання для будівництва накидних гребель" [7].

Сучасний стан питань надійності бетонних гравітаційних і аркових гребель, технології виконання робіт і контролю їх якості при зведенні гребель з укоченого бетону розглянуто в роботах [8–12].

Технологічні особливості укоченого бетону обумовлені тим, що він є бетоном з нульовою усадкою, властивості якого дуже залежать від пропорцій суміші і від якості ущільнення. Укочені бетони отримують з особливо жорстких бетонних сумішей, що не піддаються ущільненню глибокими вібраторами. Їх ущільнення здійснюється укочуванням вібраційними котками, важкими автомашинами, пневматичними котками та іншими механізмами при укладанні сумішей шарами завтовшки 0.25–0.75 м [13].

Менша кількість води для приготування еквівалентного водоцементного співвідношення потребує менше цементу, що в свою чергу призводить до зниження усадки при твердінні, а менша кількість цементу зменшує вироблення теплоти. Зниження усадки при твердінні та вироблення теплоти, разом, знижують появу температурно-усадкових тріщин.

Використання укоченого бетону дозволяє у 2–3 рази скоротити терміни будівництва гідровузлів і при цьому в 4–5 разів скоротити трудомісткість за рахунок повної механізації робіт.

[1] Судаков В.Б. Строительство плотин из укатаного бетона. Перспективы и задачи [Текст]. Санкт-Петербург: ОАО «ВНИИГ» им. Б.Е. Веденеева», 2011. 42 с.

[2] Concrete Gravity Dam Built Like Earthfill [Text]. Engineering News-Record, V. 173, Dec. 24, 1964, P. 32.

[3] Gentile G. Study, preparation, and placement of Low Cement Concrete, with special regard to its use in Solid Gravity Dams [Text]. VIII International congress of Large Dams, Edinburgh, Great Britain. Volume 03. 1964. P. 265.

[4] Humphreys T.D., Jardine F.M. and Nash J.K. The economic and physical feasibility of Soil-Cement Dams [Text]. 6th International conference on soil mechanics and foundation engineering, Canada, V. II, 1965.

[5] Schrader E.K. Roller Compacted Concrete for RCC Dams - A General Overview with Comments Pertinent to High vs Low Cementitious Content and the Cine Dam [Text], 2001.

[6] Hansen K.D., Reinhardt W.G. Roller Compacted Concrete Dams [Text], McGraw Hill, New York, 1991.

[7] ICOLD Bulletin 126. Roller Compacted Concrete Dams — State of the Art and Case Histories [Text]. International Commission on Large Dams, Paris, France, 2003, 100 p.

[8] Zhong D., Yang S., Chang H., Yu J., & Yan F. (2015). Construction schedule risk analysis of high roller-compacted concrete dams based on improved CSRAM [Text]. Science China Technological Sciences, 58(6), 1021–1030.

[9] Su H., Wen Z., Yan X., Liu H. & Yang M. (2018). Early-warning model of deformation safety for roller compacted concrete arch dam considering time-varying characteristics [Text]. Composite Structures, 203, 373–381.

[10] Zhong D., Li X., Cui B., Wu B. & Liu Y. (2018). Technology and application of real-time compaction quality monitoring for earth-rockfill dam construction in deep narrow valley [Text]. Automation in Construction, 90, 23–38.

[11] Bass R.P. & Horninger G. (2018). RCC Dam Construction [Text]. Concrete International, 40(2), 31–36.

[12] Pietrangeli G., Bezzi A., Rossini C., Masciotta A. & D'Alberti D. (2017). Design of Grand Ethiopian Renaissance RCC Main Dam (H = 175m) [Text]. Hydropower & Dams. URL: [http://studiomasciotta.it/pdf/Design_of_Grand_Ethiopian_Renaissance_RCC_Main_Dam_\(H=175m\).pdf](http://studiomasciotta.it/pdf/Design_of_Grand_Ethiopian_Renaissance_RCC_Main_Dam_(H=175m).pdf) (дата звернення: 30.08.2019).

[13] Рекомендации по применению укатанных бетонов в гидротехническом строительстве [Текст]. Ленинград: ВНИИГ, 1985. 21 с.

**МЕТОДИКА ВЕРОЯТНОСТНОЙ ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТИ
МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБДЕЛОК НАПОРНЫХ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ ГЭС И ГАЭС В
ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЙ ПЕРИОД**

**PROCEDURE OF PROBABILISTIC STRENGTH ASSESSMENT OF
MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE LININGS OF HIGH-PRESSURE
HYDROTECHNICAL TUNNELS OF HPP AND PSPP DURING THE
OPERATIONAL PERIOD**

*д-р техн. наук А.И. Вайнберг
ЧАО «Укргідропроєкт» (г. Харків)*

*O.I. Vaynberg, D.Sc. (Tech.)
Private joint-stock company "Ukrhydroproject" (Kharkiv)*

Согласно действующим в настоящее время в Украине государственным стандартам и строительным нормам для обоснования надежности и безопасности строительных конструкций, зданий и сооружений дополнительно к нормативным проектным расчетам по методу предельных состояний рекомендуется выполнять вероятностные расчеты надежности уникальных и особо ответственных конструкций.

До настоящего времени нет установившихся методик, которые можно было бы использовать для выполнения вероятностных расчетов надежности и безопасности ряда сложных и ответственных конструкций и сооружений. К числу таких сооружений относятся напорные гидротехнические туннели, которые широко применяются в качестве стационарных водоводов ГЭС и ГАЭС.

В настоящее время в Украине по проектам ЧАО «Укргідропроєкт» строятся высоконапорные гидротехнические туннели в составе Днестровской ГАЭС и Ташлыкской ГАЭС. Предусмотрены монолитные железобетонные обделки этих туннелей. Известно, что наибольшая опасность возникновения аварий на туннелях с такими обделками связана с потерей прочности этих обделок в эксплуатационный период. Учитывая высокую ответственность туннелей строящихся ГАЭС, следует выполнить вероятностные расчеты, обосновывающие надежность этих туннелей. Для выполнения этих расчетов необходима методика, основные положения которой изложены в настоящей работе.

Согласно действующим в Украине нормам проектирования прочность железобетонной обделки напорного гидротехнического туннеля в эксплуатационный период определяется одним параметром – прочностью рабочей кольцевой арматуры, размещенной в такой обделке. Поэтому вероятностные расчеты надежности рассматриваемого туннеля целесообразно выполнять в рамках параметрической теории надежности.

Рассмотрены следующие, стандартные для параметрической теории надежности, этапы расчетов по определению вероятности потери прочности рабочей кольцевой арматуры железобетонной обделки напорного туннеля.

1-й этап – составление уравнения связи между входными параметрами (характеристики нагрузок, свойств материалов и грунтов и т.п.) и выходными параметрами (результаты расчета). Уравнение связи принято на основе полученного ранее решения задачи об определении напряжений y_s в расчетной кольцевой арматуре в виде

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_s \cdot A_s + K_0 \cdot r_s} \cdot \left[q \cdot r_i + \frac{2}{3} \cdot \frac{K_0 \cdot r_s \cdot R_{bt} \cdot (r_e - r_i)}{E_s \cdot A_s} \right] \leq R_s.$$

где q – расчетное внутреннее давление воды в туннеле, представляющее собой сумму $q = q_{st} + q_p + q_{wp} + q_s$; q_{st} – статическое давление воды, зависящее от разности уровня воды в верхнем бьефе Z_w и отметки оси туннеля в рассматриваемом сечении Z_0 ; q_p – давление пульсации потока воды; q_{wp} – давление гидравлического удара; q_s – сейсмическое давление, зависящее от сейсмического ускорения a_s ; r_i – внутренний радиус обделки туннеля; r_e – наружный радиус обделки туннеля; r_s – радиус оси рабочей кольцевой арматуры; A_s – площадь сечения рабочей кольцевой арматуры на единицу длины туннеля; E_s – модуль упругости материала арматуры (стали); K_0 – приведенный коэффициент удельного упругого отпора массива горных пород, вмещающих туннель; R_{bt} – прочность бетона при растяжении; R_s – прочность арматуры при растяжении.

2-й этап – подготовка исходных данных для расчета в соответствии с принятым уравнением связи и разделение параметров на неслучайные (детерминированные) и случайные. Приведены рекомендации по подготовке исходных данных на основе проектных материалов, данных инженерно-геологических изысканий с учетом рекомендаций норм проектирования. На основе выполненного анализа показано, что параметры Z_0 , r_i , r_s , A_s , E_s , целесообразно рассматривать как детерминированные, а параметры Z_w , q_p , q_{wp} , a_s , r_e , K_0 , R_{bt} , R_s – как случайные.

3-й этап – определение на основе имеющейся информации вероятностных характеристик случайных входных параметров. Для случайных входных исходных данных приведены рекомендации для нахождения принимаемых видов функций распределения и определяемых параметров этих функций.

4-й этап – определение вероятности достижения предельного состояния железобетонной обделки по условию прочности рабочей кольцевой арматуры на основе решения соответствующей задачи статистической динамики. Предложен алгоритм решения этой задачи методом статистических испытаний (Монте-Карло).

В ЧАО «Укрэнергопроект» разработана компьютерная программа, реализующая изложенный алгоритм. По этой программе выполнены расчеты вероятности разрушения железобетонной обделки высоконапорного туннеля Днестровской ГАЭС.

ВЛИЯНИЕ СВЕРХНОРМАТИВНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ СТАЛЬНЫХ КОЛОНН НА ИХ ОГНЕСТОЙКОСТЬ**INFLUENCE OF SUPERNORMATIVE DEFORMATIONS OF STEEL COLUMNS ON THEIR FIRE RESISTANCE**

*канд. техн. наук А.В. Васильченко, канд. техн. наук Ю.А. Отрош,
Д.Б. Анацкий, А.С. Гапонова
Национальный университет гражданской защиты Украины (г. Харьков)*

*A.V. Vasilchenko, PhD (Tech.), Y.A. Otrosh, PhD (Tech.),
D.B. Anatskiy, A.S. Haponova
National University of Civil Defence of Ukraine (Kharkiv)*

Чрезвычайные ситуации на промышленных объектах, связанные с увеличением нагрузки (например, аварийные взрывы), могут приводить к значительным деформациям строительных конструкций. Эти деформации не обязательно приводят к их обрушениям, однако снижают несущую способность. Кроме того, следствием аварийных взрывов являются пожары, также влияющие на несущую способность конструкций. Поскольку на промышленных объектах аварийные взрывы, сопровождающиеся возникающими после них пожарами, весьма вероятны, то изучение особенностей поведения строительных конструкций в этих условиях является актуальным [1].

Значительная часть промышленных зданий представляет собой стальные каркасные конструкции. Поэтому имеет смысл изучить поведение именно таких конструкций при воздействии взрыва и пожара. При этом необходимо ответить на вопросы: насколько сильно при комбинированном воздействии влияет деформация стальной конструкции на её предел огнестойкости, насколько эффективны защитные покрытия в такой ситуации, нужно ли это учитывать при проверке степени огнестойкости здания и возможна ли дальнейшая эксплуатация здания после подобного комбинированного воздействия [2].

Стальную колонну, подвергшуюся воздействию взрыва можно представить схематично в виде центрально сжатого шарнирно закрепленного на концах стержня. Действие на стержень ударной волны можно представить, как кратковременный изгибающий момент (КИМ), вызывающий деформацию изгиба в его средней части. Если при этом достигается II стадия НДС, то после релаксации в стержне сохраняется остаточная деформация (изгиб) $e_{ост}$. Стержень в этом случае следует рассматривать как сжато-изогнутый с эксцентриситетом $e_{ост}$ [3]. Устойчивость стержня (его несущая способность) будет зависеть от параметров сечения, механических свойств материала и эксцентриситета. При пожаре, возникшем после взрыва, огнестойкость стержня будет определяться соотношением рабочей нагрузки N_p и несущей способности $N_{нс}$, параметрами сечения и условиями обогрева [3-4].

Для защиты стальных конструкций применяют различные способы огнезащиты, обеспечивающие необходимую степень огнестойкости сооружения. Однако при аварийном взрыве гарантировать сохранность или повреждение огнезащиты при взрыве невозможно. Поэтому оценивать огнестойкость стальных конструкций целесообразно не по пределу огнестойкости, а по их критической температуре.

Для оценки влияния деформации на огнестойкость стальной конструкции в качестве примера рассмотрены одноопорные центрально сжатые колонны различных профилей высотой $H = 8$ м, обогреваемые в случае пожара с 4-х сторон. Параметры колонн выбирались сопоставимыми по гибкости, площади сечения и радиусу инерции. Результаты вычислений приведены в табл. 1.

Приведенный пример показывает, что сверхнормативные деформации, возникающие при воздействии взрыва на 8-метровую стальную колонну, которые не вызывают потери несущей способности, тем не менее, приводят к снижению критической температуры на 200-300°C.

Используемые для огнезащиты вспучивающиеся покрытия начинают работать с температуры 200–220 °С [5]. Из табл. 1 видно, что при таких температурах после воздействия взрывной волны колонна уже может находиться на грани потери несущей способности. То есть, деформация стальной колонны при взрыве даже без повреждения огнезащитного покрытия приведет к значительному снижению ее огнестойкости.

Таблица 1

Зависимости критической температуры стальной колонны от величины остаточного эксцентриситета (изгиба)

Профиль колонны	Нагрузка на колонну, N_p [кН]	Эксцентриситет, $e_{ост}$ [см]	Коэф. снижения несущей способности, Γ_T	Критическая температура колонны, $t_{кр}$ [°С]
Труба $\varnothing 273 \times 7$ $A = 58,5 \text{ см}^2$; $r_x = 9,42 \text{ см}$; $W_x = 593,5 \text{ см}^3$; $d_{л} = 0,682 \text{ см}$	400	0	0,454	600
		2	0,471	591
		4	0,508	577
		6	0,581	500
		8	0,664	463
		10	0,723	406
Труба 200Ч200Ч6 $A = 58,7 \text{ см}^2$; $r = 7,73 \text{ см}$; $W = 351 \text{ см}^3$; $d_{л} = 0,734 \text{ см}$	400	0	0,579	500
		2	0,67	430
		4	0,76	310
		6	0,92	156
Двутавр 50Ш1 $A = 122,4 \text{ см}^2$; $r_y = 7,18 \text{ см}$; $W_y = 420 \text{ см}^3$; $d_{л} = 0,625 \text{ см}$	400	0	0,303	634
		2	0,344	598
		4	0,418	585
		6	0,486	536
		8	0,555	509
		10	0,622	470

- [1] Голоднов О.І. Про необхідність розрахунку будівель зі сталевим каркасом на температурні впливи / Голоднов О.І., Антошина Т.В., Отрош Ю.А. // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2017. – Вип. 20. – С. 65-84.
- [2] Ковальов А.І. Точність визначення параметрів покриттів сталевих конструкцій при вуглеводневому режимі пожежі /Ковальов А.І., Зобенко Н.В., Отрош Ю.А., Хмиров І.М., Данілін О.М.// Проблеми пожежної безпеки: Сб. науч. тр. – Харьков, НУЦЗУ, 2018.– Вип. 43. – С.73-79.
- [3] Васильченко А.В. Огнестойкость стальной колонны при комбинированном воздействии "взрыв-пожар" /Васильченко А.В., Ковалевская Т.М.// Проблеми пожежної безпеки: Сб. науч. тр. – Харьков, НУЦЗУ, 2018.– Вип. 43. – С.25-30. <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/7009>.
- [4] Anatskiy D.B. Method of investigation of combined influence "explosion-fire" on a reinforced concrete ribbed plate / Anatskiy D.B., Vasilchenko A.V.// Матеріали міжнародної науково-практичної конференції «Universum View 6».– Вінниця: ТОВ «Нілан-ЛТД», 2018. – С.19-21. <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/8652>.
- [5] Vasilchenko A. Feature of fire resistance calculation of steel designs with intumescent coating / Vasilchenko A., Otrosh Y., Adamenko N., Doronin E., Kovaliov A. // MATEC Web of Conferences 230, 02036 (2018). DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201823002036>.https://www.matec-conferences.org/articles/mateconf/abs/2018/89/mateconf_transbud2018_02036/mateconf_transbud2018_02036.html.

**ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ С МОНОЛИТНОЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТОЙ**

**OPTIMAL CROSS-SECTION DESIGN OF THE COMPOSITE
REINFORCED CONCRETE SPAN STRUCTURE OF BRIDGES WITH A
MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE SLAB**

*д-р техн. наук Г.Л. Ватуля, канд. техн. наук О.В., Лобяк, С.В. Дериземля,
канд. техн. наук М.А. Веревичева, канд. техн. наук Є.Ф. Орел
Український державний університет залізничного транспорту (г. Харків)*

*G. L. Vatulia, D.Sc (Tech.), O. V. Lobiak, PhD (Tech.), S.V. Deryzemlia,
M.A. Verevicheva, PhD (Tech.), Ye. F. Orel, PhD (Tech.)
Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

Эффективность сталежелезобетонных пролетных строений с применением монолитной железобетонной плиты проезжей части проверяется расчетом на стадии проектирования, и в первую очередь будет зависеть от адекватности моделирования задачи. Однако в действующих строительных нормах Украины [1] не приводится методика подобных расчетов, что усложняет применение указанного типа конструкций. Возникают сложности и с рациональным выбором предварительных конструктивных параметров объединенного сечения (высоты балки, толщины плиты, ширины верхнего и нижнего пояса балок, толщины стенок и т.д.). В работе описан практический опыт конечно-элементного моделирования работы пролетного строения на примере автодорожного неразрезного сталежелезобетонного моста с учетом стадий эксплуатации сооружения, начиная с момента завершения строительства и заканчивая поздними сроками службы.

На рис. 1 показано составное сечение балки, работающей на изгиб. На основании анализа работ [2, 3] с предложениями по усилению стальных стержней бетоном, в статье [4] приведены обоснования того, что эффективным усилением при восприятии деформации при изгибе является расположение плиты в сжатой зоне двутаврового сечения. Такая форма сечения приемлема в том числе при реконструкции сооружения для его усиления.

Чтобы сечение было рациональным, необходимо учесть одно из требований оптимальности конструкции – равнопрочность. Равнопрочность для сечения означает, что напряжения в наиболее удаленных от нейтральной оси волокнах одновременно достигают предельных значений.

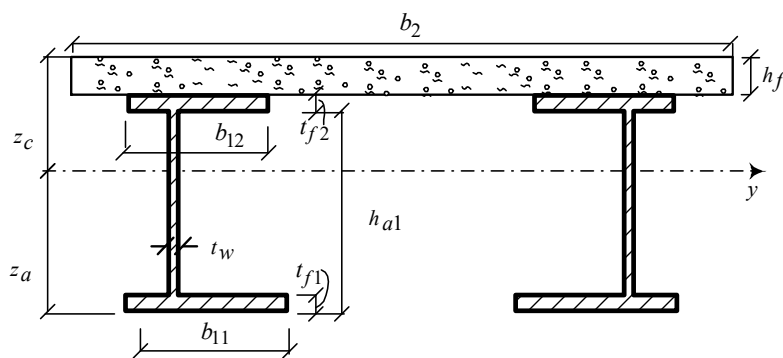


Рис. 1. Поперечное сечение

Положение нейтральной оси определим, используя метод приведенного сечения [5]. Решая уравнение определения положения нейтральной оси, можно получить различные сочетания геометрических параметров равнопрочных сечений, из них необходимо выбрать то, для которого будет выполняться равенство $M_{\max} = M_{Ed}$.

Уточненный расчет пролетного строения выполнен с помощью ПК ЛИРА САПР. Конечно-элементная модель выполнена с целью проверки и уточнения результатов с учетом многостадийной работы, физической нелинейности, ползучести бетона и перераспределения усилий по контакту бетона и стали.

На этапе анализа результатов расчета решалась задача по уточнению принятых размеров объединённого поперечного сечения. В результате, решением поисковой задачи подобрано два типоразмера.

Таблица 1

Подобранные геометрические размеры сечений

Параметр рационализации	Объединенное сечение в пролете	Объединенное сечение на опоре
	мм	
Толщина плиты	225	225
Высота стенки	2100	2100
Ширина верхнего пояса	600	600
Ширина нижнего пояса	700	900
Толщина верхнего пояса	20	20
Толщина нижнего пояса	30	40

[1] Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006. К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 359 (2006).

[2] Jianguo, Nie. Experimental Studies on Shear Strength of Steel-Concrete Composite Beams / Jianguo Nie, Yan Xiao, Lin Chen // Journal of Structural Engineering, 2004. – Vol 130. – № 8. – pp. 1206 – 1214.

[3] Vasdravellis, George. Shear Strength and Moment-Shear Interaction in Steel-Concrete Composite Beams / George Vasdravellis, Brian Uy // Journal of Structural Engineering, 2014. – Vol. 140. № 11. – pp. 04014084-1-11.

[4] Китов, Ю. П. О целесообразности усиления двутавровых балок путем заполнения межпоясных пустот бетоном [Текст] / Ю. П. Китов, М. А. Веревицева, Л. Б. Кравцов // Будівельні конструкції. Міжнародний науково-технічний збірник «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону». Зб. наук. праць. – 2011. – Вип. 74. – С. 318 – 325.

[5] Тимошенко, С. П. Механика материалов [Текст] / С. П. Тимошенко, Дж. Гере – Москва: Мир, 1976. – 564 с.

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МЕХАНІЧНИХ
ВЛАСТИВОСТЕЙ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ**

**EXPERIMENTAL RESEARCH ON THE MECHANICAL
PROPERTIES OF STEEL FIBER CONCRETE**

*М.М. Вигнанець, канд. техн. наук С.Ф. Неутов,
д-р техн. наук М.Г. Сур'янінов
Одеська державна академія будівництва та архітектури (м. Одеса)*

*M.M. Vugnanec, S.F. Neutov, PhD (Tech.), M.G. Surianinov, D.Sc. (Tech.)
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture (Odessa)*

Конструкції з фібробетону вже більш ста років широко застосовуються за кордоном, є позитивний досвід їх ефективного використання і у вітчизняному будівництві [1-3]. Обмежене застосування сталеві фібробетону в нашій країні можна пояснити дуже малою наявністю відповідної нормативної документації [4] та вкрай незначною кількістю проведених в нашій країні експериментальних досліджень та публікацій, що їх описують.

Проведені системні експериментальні дослідження міцності сталеві фібробетону. Завдання проведеної роботи склалися в визначенні оптимальних характеристик сталеві фібробетонної суміші з подальшим дослідженням кубикової і призмової міцності фібробетону при короточасних і тривалих навантаженнях.

Метою першого етапу було визначення оптимальних характеристик сталеві фібробетонної суміші. Для цього визначалася кубикова міцність сталеві фібробетону на зразках 100x100x100 мм. При цьому варіювався відсоток дисперсного армування, який становив 0,5%, 1,0% і 1,5%, а також розмір фракції крупного заповнювача (щебінь) \bar{I} з розміром фракції ≤ 10 мм в одній серії випробувань та ≤ 20 мм \bar{II} у другій. Одночасно визначалася кубикова міцність звичайного бетону при тих же розмірах крупного заповнювача. Всього було проведено 8 серій випробувань по 9 зразків в кожній.

Обробка результатів першого етапу випробувань показала, що оптимальними характеристиками сталеві фібробетонної суміші є матриця з крупним заповнювачем 10 мм при 1,0% фібрового армування. Цей склад і був прийнятий для проведення другого етапу випробувань.

Завданнями експериментальних досліджень на другому етапі були визначення кубикової і призмової міцності, вивчення характеру їх зміни з плином часу та визначення модуля пружності і модуля деформацій.

Для вирішення зазначених завдань було випробувано 108 зразків з фібробетону: 54 \bar{I} при короточасному додатку навантаження (27 кубиків 100x100x100 мм і 27 призм 100x100x400 мм) і 54 \bar{II} при тривалому навантаженні (в такій же пропорції). Одночасно випробувана аналогічна за кількісним

складом партія зразків з бетону.

Випробування зразків-кубиків на стиск з однієї і тієї ж виготовленої партії проводилися в віці 28 діб, а потім ї у віці 370 діб. При цьому кубикова міцність звичайного бетону за час спостереження виросла на 3,5 МПа, що становить 11,3%. Міцність фібробетону за той же період виросла на 10,1 МПа, тобто на 31%. І якщо до моменту набору марочної міцності бетону (28 діб) міцність фібробетону лише на 4,7% перевищувала міцність звичайного бетону, то практично через рік ця різниця збільшилася до 24%.

Для визначення несучої здатності, а також з метою зіставлення результатів короточасного і тривалого навантаження, в кожній групі зразків 3 призми доводили до руйнування короточасним навантаженням на гідравлічному пресі. П'ять призми кожного складу бетону завантажували тривалим навантаженням в силових стендах і 4 призми кожної групи зберігали до закінчення експерименту для визначення відповідної призмової міцності. В результаті проведення короточасних випробувань встановлено, що призмova міцність звичайного бетону \bar{f} 235 кН, а сталefібробетону \bar{f} 252 кН.

Щоб охопити весь експлуатаційний спектр напруженого стану реальних залізобетонних елементів, як рівні тривалого навантаження були прийняті рівні 0,3; 0,4; 0,5; 0,67 і 0,8 від короточасної руйнівного навантаження. На рис. 1 представлені результати тривалих випробувань для трьох рівнів \bar{f} 0,3; 0,5 і 0,8. Суцільними лініями показані деформації бетону, а пунктирними \bar{f} сталefібробетону. Деформації повзучості сталefібробетону в середньому на 20% нижче, ніж бетону.

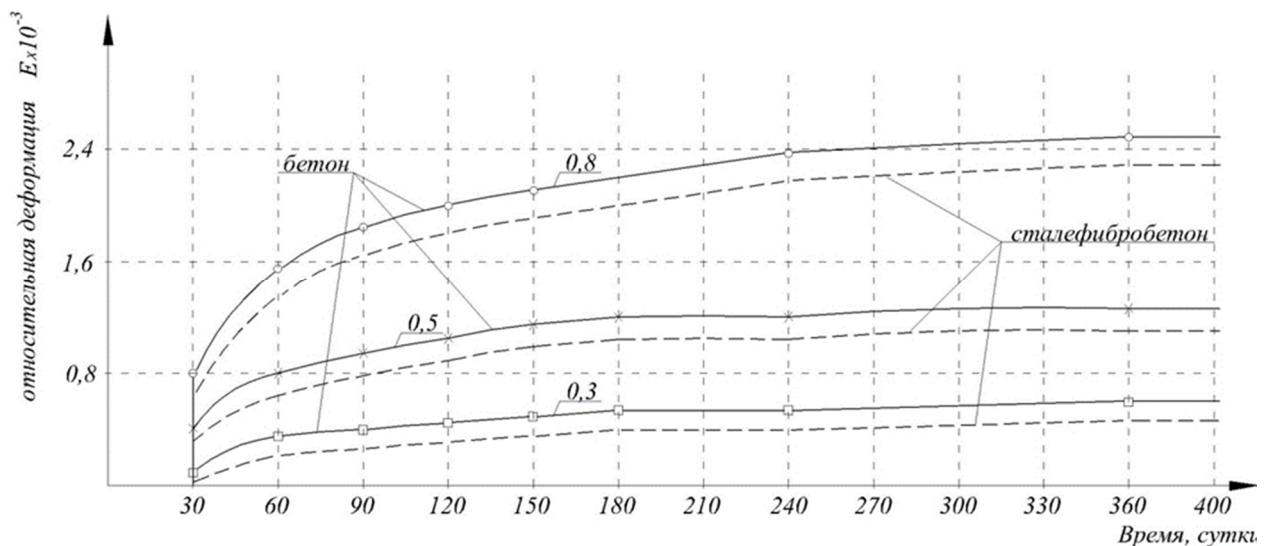


Рис. 1. Результати тривалих випробувань

- [1] Талантова К. В. Сталefібробетон с заданными свойствами и строительные конструкции на его основе: дисс. д-ра. техн. наук / К. В. Талантова. – Барнаул, – 2013. – 287 с.
- [2] Окольников Г.Э., Белов А.П., Слинкова Е.В. Анализ свойств различных видов фибробетонов / Системные технологии. – 2018. – № 1 (26). – С. 206-210.
- [3] Experimental Investigation of Fiber Reinforced Concrete Beams /Karrar Ali Al-lami, Dissertations and Theses, Portland State University, Spring 6-1-2015.
- [4] BS EN 14889-1:2006: Fibres for concrete. Steel fibres. Definitions, specifications and conformity.

**МОДЕЛЮВАННЯ ДИНАМІЧНОЇ ПОВЕДІНКИ БАШТОВОЇ СПОРУДИ
З ПРИЄДНАНИМ ГАСНИКОМ У РІВНОМІРНОМУ ВІТРОВОМУ
ПОТОЦІ**

**NUMERICAL SIMULATION OF DYNAMIC BEHAVIOUR OF A TOWER
STRUCTURE WITH AN ATTACHED DAMPER IN A UNIFORM WIND
FLOW**

д-р техн. наук В.Є. Волкова¹, І.В. Шаповал²

¹*Національний технічний університет «Дніпровська політехніка» (м. Дніпро)*

²*Дніпровський національний університет залізничного транспорту ім. академіка В. Лазаряна*

V.E. Volkova¹, D.Sc. (Tech.), I.V. Shapoval²

¹*Dnipro University of Technology (Dnipro)*

²*Dnipro National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan (Dnipro)*

Явища, які спостерігаються при взаємодії споруд та їх окремих елементів з потоком повітря дуже різноманітні. Найбільш відомими є вітровий резонанс, голопінг і бафтинг. Вони мають дуже складний характер і не всі з них до кінця досліджені. Традиційно, припускають, що дія вітру являє собою комбінацію середнього сталого тиску і випадкових пульсацій, викликаних турбулентністю вітрового потоку. Така ідеалізація механізму взаємодії споруди з вітровим потоком дозволяє прогнозувати і дослідити основні аеродинамічні ефекти і не викликає додаткові обчислювальні труднощі.

Стале тиск вітру крім статичного ефекту, при певних умовах може призводити до встановлення тривалих (довгочасних) коливань конструкцій в широкому діапазоні швидкостей вітрового потоку. Дане явище багаторазово спостерігалось на практиці і отримало назву вітрового резонансу. Такі коливання, як правило, відбуваються в площині перпендикулярній напрямку потоку. Раніше експериментально було встановлено, що вони являють собою автоколивальний процес, викликаний зривом вихорів в крайніх точках. Пульсації вітрового потоку призводять до появи випадкових коливань в площині вітрового потоку. Амплітуда автоколивань істотно залежить від величини демпфірування. Зважаючи на це установка гасників коливань є досить ефективним способом зниження рівня вібрацій.

Дана робота присвячена дослідженню динамічної поведінки баштового споруди з приєднаним гасником. Розрахункова схема баштового споруди розглядається у вигляді консольного стрижня, що має змінний поперечний переріз. Основу стержня жорстко защемлено. До верхнього кінця стержня приєднані два гасники коливань, що розташовані в двох взаємно перпендикулярних площинах. Гасник коливань являє собою масу приєднану до стержня за допомогою пружного зв'язку і демпфера в'язкого тертя. Математична модель об'єкта досліджень це система двох нелінійних диференціальних рівнянь.

Для спрощення аналізу досліджуваної динамічної системи, внутрішнє непружний опір стержня враховувалося за гіпотезою Фойгта. Таке припущення цілком справедливо через малість величини внутрішнього опору по відношенню до величин аеродинамічної сили і в'язкого опору гасника.

Коливання башти з приєднаним маятникових гасником в рівномірному вітровому потоці описуються системою диференціальних рівнянь в частинних похідних

$$\begin{cases} \left(1 + \gamma_0 \frac{\partial}{\partial t}\right) \left[\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EI_x \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right) \right] + m_x \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} - q_x + \delta(x-l) m_1 \frac{\partial^2 (y + \omega_l)}{\partial t^2} = 0 \\ \frac{\partial^2 (y + \omega_l)}{\partial t^2} + \mu \frac{\partial y}{\partial t} + f_0^2 y = 0 \end{cases} \quad (1)$$

де m_x, EI_x, γ_0 – погонна маса, згинальна жорсткість і коефіцієнт в'язкого опору стрижня;

m_1, μ, f_0 – маса, коефіцієнт в'язкого опору і парціальна частота коливань маятникового гасника;

ω, ω_l – переміщення стержня в довільному перерізі x і в перетині $x=l$,

y – відносне переміщення маятникового гасника, рівне подовженню його пружного зв'язку;

q_x – аеродинамічна сила, що діє на стрижень;

$\delta(x-l)$ – дельта функція Дірака.

Зважаючи на особливості системи при чисельному моделювання на перший план виходять питання стійкості та точності при застосуванні чисельних методів розв'язку нелінійних систем диференціальних рівнянь. Наявність функцій, що описують поведінку гасників коливань, в складі першого рівняння системи (1) не дає можливості відокремити рівняння системи, при використанні класичного прийому зниження порядку системи, і як наслідок застосувати більш прості схеми розрахунку. Тестування моделі дозволяє встановити крок інтегрування, що забезпечує необхідні вимоги до розв'язку системи та визначити допустимі діапазони значень параметрів системи. Реалізація моделі провадилась засобами системи MatLab, яка має широкі можливості програмного налаштування та модифікації методів чисельного розв'язку систем диференціальних рівнянь різних типів та візуалізації результатів.

На основі чисельного моделювання отримані часові процеси, спектральні характеристики. Так само була виконана оцінка впливу початкових умов на усталені режими коливань. Показано, що початкові умови справляють істотний вплив на динаміку досліджуваної системи. Вперше були отримані фазові траєкторії в розширеному просторі для нелінійної системи з двома степенями свободи.

Показано, що явища властиві нелінійних систем з одним степенем свободи залишаються і для систем з двома степенями свободи. У той же час, в системах з двома степенями свободи проявляються нові додаткові патерни фазових траєкторій, що мають більш складну структуру.

ОЦІНКА ТЕПЛОФІЗИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ

THERMAL PHYSICAL PROPERTIES ESTIMATION OF HIGH-RISE BUILDING FENCING CONSTRUCTIONS

канд. техн. наук Л.В. Гапонова¹, канд. техн. наук С.С. Гребенчук²

¹*Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова*

²*ООО «БУДІВЕЛЬНИК» (м. Харків)*

L.V. Haponova¹, PhD (Tech.), S.S. Hrebenchuk², PhD (Tech.)

¹*O.M.Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Kharkiv)*

²*LLC «BUDIVELNYK» (Kharkiv)*

Для розгляду процесів тепло- і масообміну, що відбуваються при формуванні температурно-вологісного режиму приміщення, потрібно враховувати: вимоги до характеристик внутрішнього клімату та чинники, що впливають на них; закони взаємодії огорожувальних конструкцій з внутрішніми і зовнішніми середовищами; тепло- і масообмінні процеси на обігріваних і охолоджуваних поверхнях. Розглядаючи нестационарні процеси, такі як охолодження будівельної конструкції, її зволоження введемо гранично допустимий стан процесів, що впливають на особливості експлуатації конструкцій.

При чисельному рішенні задачі приймалися такі вихідні дані: розрахункова температура внутрішнього повітря $t_g = 22^{\circ}\text{C}$; розрахункова температура зовнішнього повітря $t_n = -23^{\circ}\text{C}$; коефіцієнт Пуассона бетону $0,17$; коефіцієнт конвективного теплообміну на внутрішній поверхні $\alpha_{\text{вн}} = 8,7 \text{ Вт/м}^2\text{C}$; на зовнішній поверхні приймалося $\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт/м}^2\text{C}$. Розрахунок тепловологісного стану огорожувальних конструкцій будинку виконано графічно за допомогою програмного забезпечення для типових конструктивних рішень огорожувальних конструкцій будинку.

Облік теплової інерції, теплостійкості, повітропроникності, вмісту вологи розробленої конструктивної системи є одними з істотних критеріїв вибору конструктивного рішення огорожувальної конструкції.

Проведений аналіз, дослідження критеріїв теплових відмов та критичного стану теплоізоляційної оболонки. Виконана чисельна реалізація та розроблені конструктивні рішення розглядаємих огорожувальних конструкцій (рис.1).

Розподіл температури в товщі огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$t(x) = t_g - \frac{t_g - t_n}{R_{\Sigma}} \left(\frac{1}{\alpha_g} + R_x \right), \quad (1)$$

де t_g – внутрішня температура приміщення, $^{\circ}\text{C}$, що визначається в

залежності від призначення приміщення за додатком Г ДБН В.2.6-31 або за проектною документацією будинку;

t_3 - розрахункова температура зовнішнього повітря, $^{\circ}\text{C}$, що визначається за ДСТУ-Н Б В.1.1-27 в залежності від регіону України для якого проводиться розрахунок, як середня місячна температура повітря;

R_{Σ} - опір теплопередачі огорожувальної конструкції, $(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$;

α_e - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, $\text{Вт}/(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$, приймається за додатком Е ДБН В.2.6-31;

R_x - опір теплопередачі шарів огорожувальної конструкції, $(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$, що розташовані до площини, для якої проводиться розрахунок, починаючи з приміщення.



Рис. 1. Експериментальна огорожувальна конструкція, що розглядається

Опір теплопередачі термічно однорідної непрозорої огорожувальної конструкції розраховується за формулою:

$$R_y = \frac{1}{\alpha_e} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_e} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_3}, \quad (2)$$

де α_e , α_3 - коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції, $\text{Вт}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$, які приймаються згідно з додатком Е;

R_i - термічний опір i -го шару конструкції, $\text{m}^2 \cdot \text{K}/\text{Вт}$;

λ_{ip} - теплопровідність матеріалу i -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації (згідно з додатком Л), $\text{Вт}/(\text{m} \cdot \text{K})$.

[1] ДСТУ - Н. В.2.6.192: 2013. Настанова з розрахунку тепловологісного стану огорожувальних конструкцій. Київ. Мінрегіонбуд, 2013. – 132с.

[2] ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель, - Київ.:Мінрегіонбуд України, 2017. – 33 с.

НЕНЬЮТОНОВСКИЕ ЖИДКОСТИ В БАЛЛИСТИЧЕСКИХ ПАНЕЛЯХ МОБИЛЬНОГО БРУСТВЕРА

NON-NEWTONIAN LIQUIDS IN THE BALLISTIC PANELS OF THE MOBILE BREASTWORK

*д-р техн. наук Г.М. Гасий¹, канд. техн. наук В.И. Шушкевич¹,
канд. экон. Наук Е.В. Гасий², канд. техн. наук Н.Н. Срибняк¹*

¹*Сумской национальной аграрный университет (м. Суми)*

²*Полтавский университет экономики и торговли (м. Полтава)*

*G.M. Gasii¹, D.Sc (Tech.), V.I. Shushkevych¹, PhD (Tech),
O.V. Hasii², PhD (Econ.), N.N. Sribniak¹, PhD (Tech)*

¹*Sumy National Agrarian University (Sumy)*

²*Poltava University of Economics and Trade (Poltava)*

Сегодня внимание ученых разных стран (США, Великобритания, Польша), работающих как в сфере индивидуальной защиты военнослужащих (бронежилеты, каски и пр.), так и в сфере малой фортификации и защиты военной техники, привлекают так называемые «неньютоновские» жидкости. Это происходит в силу их специфических свойств, которые сегодня оказалось возможным использовать для повышения пулестойкости преграды. Именно в этом аспекте авторами решается проблема разработки мобильного брестера быстрого развертывания (рис. 1).

Для конструирования эффективной тактической защиты следует получить как можно более детальное представление о характере взаимодействия быстродвижущегося объекта (в данном случае – пули) с преградой. Как зачастую и случается, исследования в этой области разделились на теоретические и экспериментальные.

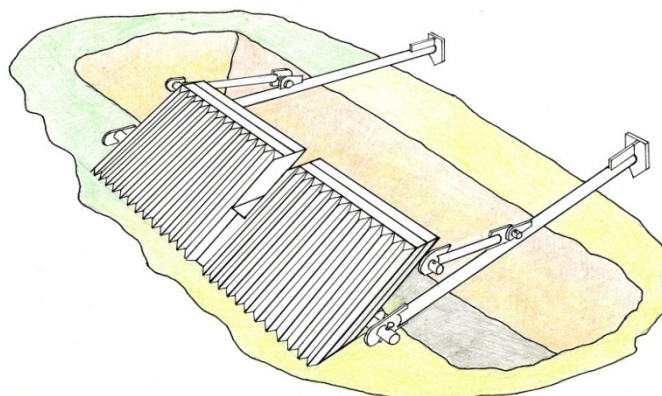


Рис.1. Мобильный брестер быстрого развертывания

Для моделирования ударного воздействия на компоненты инженерных сооружений распространение получили феноменологические модели Мизеса, Хилла, Джонсона-Кука, Престона-Тонкса-Валласа, Цая-Ву, Ямада-Сана,

Хашина, Пука [1, 2, 3] и др.

Взаимодействие летящей пули с преградой длится крайне короткое время, доли секунды. В связи с этим было бы целесообразно подобрать материал, способный отреагировать на воздействие пули. Совершенно очевидно, что скорость реагирования материала должна быть чрезвычайно высокой, т.е. на уровне взаимодействия молекулярных сил.

На уровне механического контакта, лишь вследствие него, на механическом уровне необходимую скорость реагирования демонстрируют *неньютоновские жидкости*, известные давно, но востребованные учеными, работающими над проблемами пулевой защиты, относительно недавно.

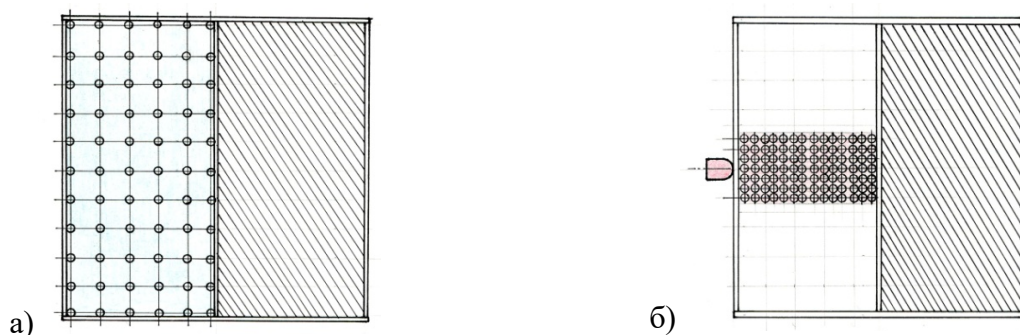


Рис. 2. Поведение молекул неньютоновской жидкости до внешнего механического воздействия пули (а) и в момент воздействия (б)

Именно свойства «жидкой брони» мгновенно затвердевать и создавать препятствие для дальнейшего механического воздействия были использованы при конструировании основного элемента баллистической панели. Испытания на пулестойкость – способность преграды противостоять сквозному пробиванию пулями и отсутствие при этом опасных для человека вторичных поражающих элементов. Для испытаний на пулестойкость были изготовлены образцы-фрагменты баллистической панели размером 50x50 см.

Выводы. В результате проведенных исследований предлагаемая авторами конструкция мобильного брестера быстрого развертывания с баллистической панелью, заполненной армированной неньютоновской жидкостью подтвердила свою жизнеспособность и пулестойкость. Подтверждена возможность использования в элементах баллистической панели рядовых строительных марок сталей, что позволяет сделать конструкцию экономичной при массовом производстве. Также подтвердил свою эффективность состав неньютоновской жидкости на основе полиэтиленгликоля с армированием полипропиленовой фиброй, а также спиральями из высокопрочной проволоки с диаметром 0,5 мм.

[1] Астанін В.В. Моделювання ударного пошкодження елементів інженерних споруд з використанням імовірнісного підходу / В.В. Астанін, Г.О. Щегель // 6-а Міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті», 19-21 квітня 2017 р. – Харків: УкрДУЗТ, 2017. – С. 94.

[2] Liu P.F. Recent developments on damage modeling and finite element analysis for composite laminates: A review / P.F. Liu, P.F. Zheng // Materials and Design. – 2010.– № 31. – P. 25–34.

[3] Astsnin V.V. Probabilistic modeling of physical damage processes of fiber-reinforced composite plates under dynamic loading / V.V. Astsnin, G.O. Shchegel // Scientific Journal of the Ternopil National Technical University (Mech. and Material Sci.). – 2016. – № 2 (82). – P. 7–22.

**ШЛЯХИ ПІДВИЩЕННЯ ТОЧНОСТІ РОЗРАХУНКУ КРУТИЛЬНИХ
ГЕОМЕТРИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК СТАЛЕВИХ БАЛОК****WAYS TO INCREASING THE ACCURACY OF CALCULATION
TORSIONAL GEOMETRIC PROPERTIES OF STEEL BEAMS**

*канд. техн. наук С.А. Гудзь¹, д-р техн. наук Г.М. Гасій²,
канд. екон. Наук О.В. Гасій³*

¹*Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (м. Полтава)*

²*Сумський національний аграрний університет (м. Суми)*

³*Полтавський університет економіки і торгівлі (м. Полтава)*

S.A. Hudz¹, PhD (Tech.), G.M. Gasii², D.Sc (Tech.), O.V. Hasii³, PhD (Econ.)

¹*Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University (Poltava)*

²*Sumy National Agrarian University (Sumy)*

³*Poltava University of Economics and Trade (Poltava)*

Геометричні характеристики, що потребують уточнення, пов'язані з крученням балок незамкненого профілю. До них належать: момент інерції при вільному крученні, секторіальний момент інерції, пружна згинально-крутильна характеристика перерізу, секторіальна координата (площа), координата центра згину, параметр моносиметричності (коефіцієнт Вагнера), параметр стійкості (допоміжна відстань перерізу при моносиметричності). До розрахунків, у яких використовуються ці геометричні характеристики, можна віднести: 1 – звичайний і альтернативний (за теорією другого порядку) розрахунок балок на загальну стійкість; 2 – розрахунок на сумісну дію поперечного згину (в одній або двох площинах) і кручення від ексцентричності прикладення навантаження; 3 – розрахунок балок із викривленнями у площині найменшої жорсткості. Для перерізів, які складаються з кількох вузьких прямокутників із певною довжиною і товщиною, момент інерції при вільному крученні визначається за формулою Сен-Венана і залежить від розмірів прямокутників. Але окрім розбиття на дві повні полиці та стінку, поперечний переріз швелера можна розкласти і на повну стінку, висота якої дорівнює висоті перерізу, та неповні полиці, що примикають до стінки. Якщо товщина полиці більша за товщину стінки, перший спосіб дає дещо вищий результат обчислення моменту інерції. Але є й інший метод розбиття перерізу на прямокутники, який призводить до усередненого результату, – по серединній лінії. Він виглядає найбільш обґрунтованим з точки зору теорії про кручення тонкостінних стрижнів. У роботі автора [1] визначено ступінь впливу заокруглення між стінкою та полчкою на емпіричний коефіцієнт α , що характеризує тип і складність поперечного перерізу. Цей коефіцієнт спрощено враховує наявність заокруглень між прямокутниками, на які розбитий поперечний переріз. Так момент інерції двотаврового перерізу при вільному крученні I_t за ДБН В.2.6-198:2014 [2] визначається з урахуванням сталого множника $\alpha = 1,29$, для швелерного перерізу прийнято $\alpha = 1,11$. Ці дані ґрунтуються на посібнику [3].

Було зібрано до таблиць результати визначення моменту інерції при вільному крученні для вибраних балочних двотаврів з паралельними гранями полиць (по ГОСТ 26020-83) і швелерів з ухилом полиць (по ГОСТ 8240-89). Виявлено, що для прокатних профілів, особливо з відносно великим радіусом заокруглень, ступінь наближеності визначення моменту інерції при вільному крученні може бути значним. Більш точна оцінка корекції моменту інерції для відрахувань на відкритих кінцях і його посилення на стику є виправданою і може виконуватись у програмі LTBeam, яка показала найкращу збіжність з МСЕ, або за методикою вписаного кола, наведеною, наприклад, в роботі [4], або в електронному довіднику інженера ЭСПРИ 2014. Значення перехідного коефіцієнта α для прокатних нормальних двотаврів, виходячи з найбільш подібних результатів у таблиці, коливається суттєво – в межах від 1,23 до 1,60 (для швелерів – від 1,05 до 1,13) і потребує аналітичного диференційованого опису. Найбільший ефект досягається для двотаврів середньої висоти (35Б1 – 45Б1) і високих швелерів (22 – 40). Наведені в [4] формули рекомендується використовувати для отримання I_t з урахуванням заокруглень. Припустимо, що при розкріпленні профіля в якості центра згину виступає перемінна точка, що проходить через вісь обертання перерізу і може переміщатися вгору або вниз залежно від ступеня розкріплення, тобто від жорсткості та місця розміщення приєднаних конструкцій. При достатній зсувній жорсткості приєднаних конструкцій вважається, що стиснутий пояс повністю закріплений від поперечних зміщень і вісь обертання, котру в цьому випадку називають зв'язаною, проходить по верху балки. Зсувна жорсткість настилу або в'язей часто досягає достатнього значення для прийняття зв'язаної осі обертання балки за критерієм наявності зменшеної потрібної зсувної жорсткості. Внаслідок високої збіжності результатів розрахунку і моделювання виявлено, що для швелера з достатньою жорсткістю настилу вісь обертання розташовуватиметься над центром згину на рівні верхньої полицьки. Урахування жорсткості приєднаних конструкцій при визначенні крутильних геометричних характеристик перерізу балки точніше відображає дійсну роботу балки у складі покриття. Урахування заокруглень у місці примикання полицьки до стінки дозволяє в прокатних профілях суттєво збільшити значення моменту інерції при вільному крученні. Зазначені фактори характеризують особливості роботи сталевих елементу при складному опорі, дозволяють точніше визначити значення внутрішніх зусиль, які впливають на загальний напружено-деформований стан конструкції та визначають розрахункове співвідношення. Секторіальні геометричні характеристики при жорсткому розкріпленні профіля пропонується визначати відносно точки примикання бокової опори, яка розташована на осі обертання балки.

- [1] Hudz S.A. The Problem of Consideration Torsion Emergence in Beams / S.A. Hudz, G.M. Gasii, V.F. Pents // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – Vol. 7, № 3.2. – P. 141–148.
- [2] ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування / Остаточна редакція. Видання офіційне. – Надано чинності з 1 січня 2015 р. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 199 с.
- [3] Суздалов П.И. Руководство по подбору сечений элементов строительных стальных конструкций / П.И. Суздалов, В.И. Мейтин, С.Д. Курина // Часть 2. – М.: ЦНИИПСК им. Мельникова, 1987. – 75 с.
- [4] Tata Steel, Steel building design: design data, The Steel Construction Institute and The British Constructional Steelwork Association Limited, (2013), 690 p.

**РОЗРАХУНОК ПОЗАЦЕНТРОВО РОЗТЯГНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
КОНСТРУКЦІЙ ІЗ МАЛИМИ ЕКСЦЕНТРИСИТЕТАМИ
ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ
ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ ДЕФОРМАЦІЙНОГО МЕТОДУ**

**CALCULATION OF NONCENTRAL TENSILE REINFORCED CONCRETE
STRUCTURES WITH SMALL ECCENTRICITIES AT THE LIMIT STATES
OF THE FIRST GROUP USING THE DEFORMATION METHOD**

*канд. техн. наук Є.А. Дмитренко, д-р техн. наук І.А. Яковенко
Національний університет природокористування і біоресурсів України (м. Київ)*

*E.A. Dmytrenko, PhD (Tech.), I.A. Yakovenko, D.Sc. (Tech.)
National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine (Kyiv)*

Вступ. Відповідно до діючих будівельних норм України у проектуванні залізобетонних конструкцій [1, 2], нормальні перерізи елементів при розрахунках на міцність та тріщиностійкість мають бути розраховані за деформаційним методом. Основною особливістю цього метода є необхідність розв'язання системи нелінійних рівнянь і, як наслідок, використання чисельних методів розрахунку і персональних комп'ютерів для їхнього впровадження [3–6]. Характерною особливістю вищезазначених норм є те, що в них практично не розглянуті випадки напружено-деформованого стану (НДС) нормальних перерізів при позацентровому розтягу, зокрема, в області малих ексцентриситетів і відсутні рекомендації щодо використання деформаційного методу. У чисельних посібниках до норм це питання також є недостатньо висвітленим.

Актуальність. З іншого боку, позацентрово розтягнуті елементи є достатньо розповсюдженими серед залізобетонних конструкцій, не дивлячись на те, що у випадку НДС нормальних перерізів таких елементів відносно висока міцність бетону на стиск не використовується у такій високій мірі, як при позацентровому стиску чи згині внаслідок меншої висоти стиснутої зони бетону. Як відомо, до залізобетонних конструкцій, які знаходяться в умовах позацентрового стиску відносяться стіни прямокутних у плані резервуарів та бункерів, нижні пояси безрозкосних ферм, деякі інші види конструкцій. При виконанні комп'ютеризованих скінченно-елементних розрахунків залізобетонних конструкцій у сучасних програмних комплексах до таких елементів відносяться стержньові (моделюють роботу балок, колон) та пластинчасті оболонкові скінченні елементи (моделюють роботу плит, діафрагм, стін).

Тому дослідження розрахунку НДС нормальних перерізів позацентрово-розтягнутих елементів залізобетонних конструкцій за деформаційним методом

є актуальним, а його результати мають практичне значення для реалізації розрахункових алгоритмів впровадження деформаційної моделі розрахунків залізобетонних конструкцій у програмні комплекси та проведення більш точного, достовірного аналізу роботи цих конструкцій під навантаженням.

Методика дослідження. Для дослідження вищезазначеної проблеми авторами був обраний прямокутний залізобетонний нормальний переріз із подвійним армуванням сталеву стержньовою арматурою. Клас бетону при цьому варіювався від С12/15 до С25/30, арматури – від А300С до А500С. Такий тип перерізу був обраний через те, що він є доволі розповсюдженим як для стержньових так і для плитних (оболончастих) типів скінченних елементів, із яких складаються розрахункові моделі будівель та споруд при розрахунку їх за методом скінченних елементів у сучасних програмних комплексах, наприклад ПК «ЛІРА-САПР».

Розрахункові діаграми для бетону та арматури прийняті білінійними із параметрами, вказаними у нормах [1]. НДС перерізу – позацентровий розтяг, є достатньо поширеним при розрахунку необхідної площі арматури в оболончастих елементах за методом Вуда-Армера [7], який призводить до більшої кількості розрахункових комбінацій зусиль, ніж метод М.І. Карпенка [8]. Для розробників комп'ютеризованих розрахункових алгоритмів залізобетонних конструкцій САПР за методом Вуда-Армера актуальною також є задача прискорення терміну виконання розрахунків.

Система нелінійних рівнянь рівноваги, яка описує роботу нормального перерізу при навантаженні (друга форма рівноваги), при трикутній епюрі стиснутої зони бетону, – формули (1), (2).

$$\frac{b \cdot E_{cd} \cdot \varepsilon_{c(l)}^2}{2 \cdot \chi} + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} - N = 0, \quad (1)$$

$$\frac{b \cdot E_{cd} \cdot \varepsilon_{c(l)}^2}{3 \cdot \aleph^2} + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot \frac{\varepsilon_{c(l)} - \aleph \cdot z_{si}}{\aleph} - M = 0. \quad (2)$$

Система нелінійних рівнянь рівноваги при трапецієвидній епюрі стиснутої зони бетону, – формули (3), (4).

$$\frac{b \cdot f_{cd}}{2 \cdot \aleph} (2\varepsilon_{c(l)} - \varepsilon_{c3,cd}) + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} - N = 0, \quad (3)$$

$$\frac{b \cdot f_{cd}}{3 \cdot \aleph^2} (3\varepsilon_{c(l)} \cdot \varepsilon_{c3,cd} - 2\varepsilon_{c3,cd}^2) + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot \frac{\varepsilon_{c(l)} - \aleph \cdot z_{si}}{\aleph} - M = 0. \quad (4)$$

Розглянуті розрахункові випадки позацентрового розтягу – випадок роботи перерізу із великими ексцентриситетами, який переходить до випадку із

малими ексцентриситетами (лінія дії зовнішньої сили розтягу знаходиться між стержнями поздовжньої арматури перерізу).

Програмування та налагодження розрахункового алгоритму, аналіз та отримання результатів виконувалося у програмі “MathCAD 15”.

Висновки. При виконанні розрахунків за міцністю нормальних перерізів за деформаційним методом позацентрово розтягнутих елементів залізобетонних конструкцій із малими ексцентриситетами може бути знайдена рівновага між внутрішніми і зовнішніми зусиллями лише при двознаковій епюрі розподілу відносних поздовжніх деформацій (при наявності стиснутої зони). При зменшенні ексцентриситету стиснута зона бетону зменшується аж до повного її зникнення – переріз стає повністю розтягнутим і рівновагу за допомогою деформаційного методу знайти не вдається, тому у даному випадку доцільним є перехід до методу граничної рівноваги (який був прийнятий за основний у попередніх будівельних нормах [9]) і виконання подальшого розрахунку саме за цим методом.

[1] Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).

[2] Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

[3] Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін.; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

[4] Биби Э. В. Руководство для проектирования к Еврокоду 2: Проектирование железобетонных конструкций: Руководство для проектировщиков к EN 1991-1-1 и EN 1991-1-2: Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий. Противопожарное проектирование строительных конструкций; пер. с английского / Э.В. Биби, Р.С. Нараянан. – М. : МГСУ, 2012.

[5] Pavlikov, A., Kochkarev, D., Harkava, O. (2019). Calculation of reinforced concrete members strength by new concept. Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete – Innovations in Materials, Design and Structures. Krakow, Poland, 2019.

[6] Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 627 с.

[7] Shin Myoungsu. Twisting moments in two-way slab / Myoungsu Shin, Allan Bommer, James B. Deaton, Bulent N. Alemdar // Concrete International. 2009. Vol. 78, pp. 35-40.

[8] Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона : монография / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416с.

[9] Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01–84*. – [Введены в действие с 1986–01–01]. – М. : ЦТИП Госстроя СССР, 1989. – 88 с. – (Строительные нормы и правила).

**РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ СТОЯКІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
ТРИШАРНІРНИХ РАМ БІЛЯ ОПОР ПРИ ЗРІЗІ НА ОСНОВІ
ТЕОРІЇ ПЛАСТИЧНОСТІ**

**STRENGTH CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE THREE-
HINGED FRAMES POLE NEAR THE SUPPORTS UNDER THE SHEAR
ARE BASED ON PLASTIC THEORY**

*канд. техн. наук О.О. Довженко¹, канд. техн. наук В.В. Погрібний¹,
канд. техн. наук Л.В. Карабаш², О.О. Мальована¹*

¹*Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (м. Полтава)*

²*Полтавський науково-дослідний експертно-криміналістичний центр МВС України
(м. Полтава)*

***O.O. Dovzhenko¹, PhD (Tech.), V.V. Pohribnyi¹, PhD (Tech.),
L.V. Karabash², PhD (Tech.), O.O. Maliovana¹***

¹*Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University (Poltava)*

²*Poltava Scientific Research Forensic Center of the MIA of Ukraine (Poltava)*

Тришарнірні залізобетонні рами розповсюджені в будівництві завдяки таким перевагам: зменшення маси конструкцій до 30% порівняно із традиційними балковими каркасами, скорочення кількості монтажних елементів до 2,5 разів та тривалості зведення до 15%. На даний час тришарнірні рами сільськогосподарських об'єктів, які не експлуатуються, демонтуються та в подальшому використовуються для будівництва складів, торгівельних павільйонів, критих басейнів, кінотеатрів, клубів тощо. Особливої уваги в таких конструкціях потребують ділянки у місцях дії максимальних згинальних моментів та поперечних сил, карнизні й опорні вузли. Карнизні вузли детально розглянуті в [1, 2], щодо опорних вузлів залишається певна неоднозначність в оцінюванні їх міцності.

При натурних випробуваннях серійних рам без наявних дефектів та пошкоджень руйнування ділянок стояків біля опор не спостерігається завдяки значним запасам їх міцності. Але за тривалої експлуатації в умовах агресивного середовища порушується структура бетону та знижується його міцність саме на цих ділянках, які до того ж мають зменшені розміри поперечного перерізу. Зазначене може сприяти їх руйнуванню шляхом зрізу.

Нормативна методика розрахунку міцності елементів на дію поперечних сил [3, 4] не враховує сумісну дію поздовжніх і поперечних сил за високого рівня стиску при серійних схемах та інтенсивності армування. Тому актуальною є необхідність розроблення методу розрахунку залізобетонних елементів при зрізі, який би враховував специфіку напружено-деформованого стану, характер руйнування та максимальну кількість факторів впливу.

Переміщення вздовж поверхні руйнування, котре характеризує зріз, можливе лише за наявності направленої пластичної деформації. Вказане

обґрунтовує перспективність застосування для розв'язання задач міцності при зрізній формі руйнування теорії пластичності [5–7].

У ПолтНТУ розроблено метод розрахунку елементів при зрізі на сумісну дію поперечних V і поздовжніх N сил з використанням теорії пластичності бетону, котрий дозволяє оцінити міцність ділянки стояків біля опор залізобетонних тришарнірних рам. Бетон розглядається як жорстко-пластичне тіло. Пластичні деформації вважаються локалізованими в тонких шарах на поверхні руйнування. Інші області приймаються абсолютно жорсткими. Використовуються математичний апарат теорії ідеальної пластичності та розривні рішення. На поверхні руйнування розглядаються стрибки швидкостей у нормальному та дотичному до неї напрямках.

Запропоновані кінематично можливі схеми руйнування бетонних клинів як моделей опорних ділянок рам підтверджені експериментальними дослідженнями, в яких спостерігалися два випадки руйнування клину: біля граней прямого кута та біля граней тупого кута.

У ході експериментальних досліджень варіювалися кут клину β від 0 до 45° через 15° та кут прикладання навантаження ν від -20° (напрямок до прямого кута клину) до 40° (напрямок до тупого кута) через 10° , а також випробувалися зразки з $\nu = -5^\circ$ і 5° .

Межа реалізації кінематичних схем визначається відношенням величин V і N та відповідає куту нахилу їх рівнодіючої $\nu = \beta / 2,5$.

З'ясовано, що можливе зменшення інтенсивності армування стояків біля опор рам у результаті корозійних пошкоджень арматури в ході їх експлуатації суттєво не впливає на їх міцність при зрізі. Залежність між опором стиску бетону f_{cd} та міцністю стояка біля опор для інженерних розрахунків можливо прийняти лінійною.

Міцність стояків серійних тришарнірних рам прольотом 21 м на опорних ділянках при зниженні характеристик опору бетону та зменшенні площі поперечного перерізу бетону й арматури цих ділянок до 25 % забезпечена.

В разі збільшення ступеня пошкоджень необхідно виконати заходи щодо підсилення конструкцій.

Використання отриманих результатів надає можливість удосконалення конструктивних рішень залізобетонних тришарнірних рам.

[1] Першаков В. М. Каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам: Монографія / В. М. Першаков. – К.: Книжкове видавництво НАУ, 2007. – 301 с.

[2] Першаков В. М. Експериментальні дослідження тришарнірних залізобетонних рам / В. М. Першаков. – К.: Будівництво України, 2011. – № 1. – С. 17–22.

[3] Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний 2011-06-01] – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).

[4] Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – [Чинний 2011-06-01] – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

[5] Mitrofanov V., Pogrebnoy V., Dovzhenko O. Strength of Concrete Elements Under Shear Action According to the Theory of Plasticity and tests. Proceeding of the 2nd fib Congress, June 5-8 2006. Naples, Italy. P. 284–285.

[6] Pohribnyi V. Dovzhenko O, Karabash L. The design of concrete elements strength under local compression based on the variational method in the plasticity theory. Web of Conferences. 2017. Vol. 116, 02026.

[7] Dovzhenko O., Pogrebnyi V., Yurko I. The bearing capacity experimental determination of the keyed joints models in the transport construction. Web of Conferences. 2017. Vol. 116, 02011.

**УСТОЙЧИВОСТЬ РАВНОВЕСИЯ РЕБРИСТОЙ ТРЕХСЛОЙНОЙ
ОБОЛОЧКИ****EQUILIBRIUM STABILITY OF A RIBBED THREE-LAYER SHELL**

*канд. техн. наук Т.А. Емельянова¹, канд. техн. наук А.Ю. Бажанова²,
канд. техн. наук Д.В. Лазарева¹, канд. техн. наук В.Ю. Денисенко¹*
¹*Одесская государственная академия строительства и архитектуры (м. Одесса)*
²*Одесский национальный политехнический университет (м. Одесса)*

*T.A. Yemelianova¹, PhD (Tech.), A.Yu. Bazhanova², PhD (Tech.),
D.V. Lazareva¹, PhD (Tech.), V.Yu. Denysenko¹, PhD (Tech.)*
¹*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture (Odessa)*
²*Odessa National Polytechnic University (Odessa)*

Создание новых конструкционных материалов, обладающих высокими прочностными характеристиками, малым весом и незначительной теплопроводностью, привело к появлению разнообразных ограждающих конструкций в форме пластин, плит и оболочек, состоящих из двух и более слоев [1]. Наиболее эффективными оказались трехслойные конструкции, представляющие собой композицию из двух достаточно прочных наружных слоев небольшой толщины и легкого внутреннего слоя, призванного, в первую очередь, обеспечить высокие тепло- и звукоизолирующие характеристики [2].

Одной из существенных проблем, возникающих при конструировании трехслойных конструкций, является потеря устойчивости при сравнительно небольших нагрузках. Для ее решения используется устройство ребер жесткости, подкрепляющих конструкцию в одном или двух направлениях. Такое решение приводит к увеличению прочностных и деформационных характеристик, повышению спектра критических сил потери устойчивости при незначительном увеличении веса всей конструкции. Однако методы расчета подкрепленных конструкций существенно усложняются, и остается актуальной разработка новых подходов.

В работе показано построение расчетной модели и разработка алгоритма исследования устойчивости трехслойной полой оболочки, подкрепленной поперечными ребрами жесткости. Для этого вариационным методом, на основе принципа возможных перемещений, получены дифференциальные уравнения устойчивости участка оболочки, заключенного между ребрами, а также условия по линиям ребер и по краям оболочки. Для численной реализации авторской методики разработана программа "Трехслойная оболочка-II", реализованная в среде WolframMathematica 11 [3].

Рассматривается устойчивость трехслойной полой оболочки с легким трансверсально-изотропным наполнителем, которая подкреплена поперечными ребрами одинаковой жесткости и расположенными на одинаковых расстояниях

друг от друга.

Дифференциальные уравнения устойчивости участка оболочки, замкнутого между ребрами, а также условия по линиям ребер и по краям при шарнирном опирании кромок имеют вид [4]

$$\nabla^4 \Phi + \frac{\bar{B}}{R} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\varphi - \frac{Bh}{G_3} \nabla^2 \varphi \right) = 0; \quad (1)$$

$$\nabla^4 \varphi - \frac{1}{RD^*} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{2\Gamma_1}{D^*} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(1 - \frac{Bh}{G_3} \nabla^2 \right) \varphi = 0; \quad (2)$$

$$\Psi - \frac{1-\mu}{2G_3} Bh \nabla^2 \Psi = 0. \quad (3)$$

Выполнено преобразование системы дифференциальных уравнений с помощью функции перемещений F :

$$\nabla^4 \nabla^4 F + \frac{\bar{B}}{R^2 D^*} \frac{\partial^4}{\partial x^4} \left(1 - \frac{Bh}{G^3} \nabla^2 \right) F + \frac{2\Gamma_1}{D^*} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(1 - \frac{Bh}{G^3} \nabla^2 \right) \nabla^4 F = 0. \quad (4)$$

Решение уравнений (3) и (4) для участка оболочки, замкнутого между ребрами, ищется в виде

$$F = f_1(x) \sin \frac{\pi}{b} y; \quad (5)$$

$$\Psi = f_2(x) \cos \frac{\pi}{b} y. \quad (6)$$

Показано, что существует конечное значение момента инерции подкрепляющих оболочку ребер, при котором может быть достигнуто максимальное критическое напряжение (критический момент инерции ребра), которое определяется из уравнения устойчивости. В качестве примера рассмотрена квадратная в плане оболочка, подкрепленная одним и тремя ребрами жесткости. Представлены значения критического момента инерции ребра, которые определялись как с учетом краевого эффекта Рейсснера, так и без его учета. Построены зависимости параметра критической нагрузки от линейных размеров оболочки, подкрепленной одним и тремя поперечными ребрами жесткости.

[1] Ugrimov, S.V. Generalized theory of multilayer plates // International Journal of Solids and Structures. – 2002. – Vol. 39. – № 4. – P. 819 – 839.

[2] Александров А.Я., Брюккер Л.Э., Куршин Л.М., Прусаков А.П. Расчет трехслойных панелей. — М.: Оборонгиз, 1960. — 272 с.

[3] Шапошников Н.Н., Кристалинский Р.Е. Решение вариационных задач строительной механики в системе Mathematica. Ъ Санкт-Петербург: Лань, 2010. Ъ 240с.

[4] Кириченко В.Л., Емельянова Т.А. Дифференциальные уравнения устойчивости пологой трехслойной оболочки с легким наполнителем, подкрепленной ребрами жесткости // Вестник Херсонского государственного технического университета, 1999. Ъ №3(6). Ъ С.39-46.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ПАРАМЕТРІВ «ЗОНИ ВПЛИВУ»
ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ**

**RESEARCH OF “INFLUENCE AREA” PARAMETERS
OF THE FOUNDATIONS, ARRANGED WITHOUT SOIL**

*д-р техн. наук М.Л. Зоценко¹, д-р техн. наук Ю.Л. Винников¹,
С.М. Манжалий²*

¹*Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (м. Полтава)*

²*«Технобуд – монтаж» (м. Горішні Плавні, Полтавська область)*

*M.L. Zotsenko¹, D.Sc (Tech.), Yu.L. Vynnykov¹, D.Sc (Tech.),
S.M. Manzhaliy²*

¹*Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University (Poltava)*

²*"Technical building - editing" (Gorishni Plavni, Poltava region)*

Фундаменти та штучні основи, що споруджують без виймання ґрунту, характерні загальною ознакою – формуванням в період їх влаштування, так званої, «зони впливу» у навколишньому стисливому ґрунті, в результаті чого відбувається його зміцнення. Ця зона при навантаженні конструкції працює з нею у взаємодії й визначає міцність і деформативність системи «основа – споруда» [1].

Властивості «зони впливу» схильні до змін у часі. Детальне вивчення всіх параметрів «зони впливу» дозволяє об'єктивно вирішувати проблему надійності основ і фундаментів будівель та споруд [2]. Одночасно вирішується завдання рівномірності цієї системи, яка безпосередньо пов'язана з матеріаломісткістю будівництва.

Ступінь зміни властивостей ґрунту в «зоні впливу» залежить, насамперед, від виду і стану ґрунту основи, форми збірного фундаменту чи снаряду, величини зусилля при влаштуванні та експлуатації фундаментів і деяких інших чинників. Оцінити ґрунт у межах ділянки ущільнення можливо шляхом прямого визначення його щільності чи характеристик механічних властивостей. Межі перехідної межі такими методами визначити не можливо. Тут слід вживати заходи, які дозволяють оцінити напружений стан ґрунтів основи [2].

Проведені дослідження дозволяють зробити такі основні узагальнення.

При зануренні фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту, в основі формується, так звана, «зона впливу», в межах якої в тій чи іншій мірі порушується структура ґрунту природного складу. У межах «зони впливу» виділяють, у свою чергу, ділянку ущільнення, в якій частки при порушенні структури перемістилися й набули більш щільного стану, й перехідну ділянку, в якій відбулася лише часткова зміна структури ґрунту без переміщення часток. Дослідження параметрів «зони впливу» має істотне значення для розрахунку основ таких фундаментів за граничними станами.

Існуючі методи дослідження «зони впливу» фундаментів: фіксаторів деформації горизонтальних і вертикальних марок; відбором проб на щільність-вологість ґрунту, – не дозволяють отримати коректні кількісні параметри цієї зони. Авторами розроблено пенетраційний метод визначення меж ділянки ущільнення в основі фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту. Він базується на залежності між опором пенетрації, щільністю та вологістю ґрунту природної структури при постійності його індикаційних характеристик. Широке впровадження методу при дослідженні ділянки ущільнення ґрунту довело його технологічність, високу точність і достовірність.

Для умов, коли не представляється можливим відкопати шурф для вивчення «зони впливу», розроблена та впроваджена в практику досліджень методика проведення зондувальних випробувань для оцінювання параметрів ділянки ущільнення ґрунту. При цьому використовують розширений конічний наконечник, за допомогою якого в процесі зондування створюється порожнина між штангою і стінкою свердловини. Це дозволяє в процесі зондування зберігати незмінною схему руйнування ґрунту та однозначно фіксувати зміни його механічних властивостей в межах ділянки ущільнення.

В результаті досліджень параметрів ділянки ущільнення більш ніж у 150 фундаментів, що споруджені без виймання ґрунту, розроблено метод побудови меж ділянки ущільнення, що враховує форму, розміри поперечного перерізу й поздовжнього профілю фундаменту, вид і властивості ґрунту основи.

У лабораторних умовах з використанням спеціального пристосування розроблено методику визначення меж ділянки поширення напружень у ґрунті – «зони впливу». В основу методики покладено принцип інваріантності питомого опору пенетрації, що порушується при концентрації напружень у ґрунті поблизу перешкоди. Розміри «зони впливу» вивчено в широкому діапазоні кута внутрішнього тертя ґрунту $\varphi^\circ = 12^\circ - 38^\circ$. Встановлено, що для ґрунтів з кутом внутрішнього тертя $\varphi < 25^\circ$ (трифазних глинистих, пухких пісків) межі ділянки ущільнення та «зони впливу» близькі між собою. При $\varphi > 25^\circ$ межі «зони впливу» перевищують межі ділянки ущільнення тим більше, чим більше кут внутрішнього тертя ґрунту.

Дослідженнями ділянки ущільнення фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту, однозначно встановлено, що дія горизонтальної сили, змінює границі ділянки ущільнення в площині її дії внаслідок повороту фундаменту.

Занурення фундаментів у лідируючі свердловини зменшує трудові витрати на роботу, але знижує їх несучу здатність. Причиною такого явища слід вважати зменшення розмірів і якості ділянки ущільнення. Встановлено залежність між обсягом лідируючої свердловини та діаметром ділянки ущільнення ґрунту.

[1] Innovative projects in difficult soil conditions using artificial foundation and base, arranged without soil excavation / P. Kryvosheiev, G. Farenjuk, V. Tytarenko, I. Boyko, M. Kornienko, M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, V. Siedin, V. Shokarev, V. Krysan // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 3007 – 3010.

[2] Зоценко М.Л. Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту: Монографія / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2019. – 346 с.

ВИЗНАЧЕННЯ АМПЛІТУДИ КОЛИВАНЬ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ РОБОТІ ПРОМИСЛОВОГО ОБЛАДНАННЯ

ESTIMATION OF STRUCTURE FLUCTUATIONS WITHIN INDUSTRIAL EQUIPMENT FUNCTIONING

*канд. техн. наук Б.М. Ільницький¹, канд. техн. наук А.П. Крамарчук¹,
канд. техн. наук С.С. Була¹, канд. техн. наук Т.В. Бобало¹*
¹Національний університет "Львівська політехніка" (м. Львів)

*B.M. Ilnytskyi¹, PhD (Tech.), A.P. Kramarchuk¹, PhD (Tech.),
S.S. Bula¹, PhD (Tech.), T.V. Bobalo¹, PhD (Tech.)*
¹Lviv Polytechnic National University (Lviv)

Вібрація серед всіх видів механічних впливів для будівель та споруд є найбільш небезпечною. Змінні напруження, викликані вібрацією, сприяють накопиченню пошкоджень у матеріалах, появі силових тріщин та подальшому руйнуванню конструкцій будівлі. Найчастіше швидке руйнування конструкцій споруди настає при вібраційних впливах за умов резонансу [1]. У зв'язку з цим, постає питання оцінки технічного стану конструкцій будівлі чи споруди [2] із обладнанням, розташованим усередині будівлі або у безпосередній близькості до неї (у зонах впливу вібраційного навантаження). Важливою також є прогнозована оцінка можливості виникнення дефектів та пошкоджень у конструкціях із розробкою заходів щодо їх усунення або недопущення.

У даному випадку несучі конструкції виробничої будівлі зазнали пошкоджень від вібрації установленого виробничого обладнання. Небажання персоналу і адміністрації підприємства звертати увагу на проблеми та зауваження щодо роботи обладнання призвело до порушення цілісності несучих конструкцій перекриття. Виробниче обладнання (таблетний прес KILIAN S250 [3]) розміщений на четвертому поверсі п'ятиповерхової каркасної будівлі - виробника харчових добавок. Споруда розміром 18x42м виконана у повному збірному залізобетонному каркасі з поздовжніми самонесучими керамзитобетонними зовнішніми стінами.

Після запуску фармацевтичного пресу було констатовано наявність суттєвих вібраційних навантажень на несучі конструкції перекриття виробничої будівлі.

Основні показники роботи пресу, що можуть впливати на рівень вібраційних навантажень включають в себе: задану продуктивність виробництва, силу пресування продукту та діаметр таблетки. Отже, для визначення фактичних показників, а також з метою отримання динаміки залежності вібрації від значень змінних параметрів, за допомогою віброметра VM-6380 було проведено вимірювання вібраційних навантажень від виробничого обладнання для різних режимів роботи. На рис.1 подані результати вимірювання прискорення конструкцій перекриття для продуктивності 80 000 ч 110 000 од./год., за тиску пресування 30 ч 35 кН., при

виробництві великої плоскої таблетки діаметром 11мм.

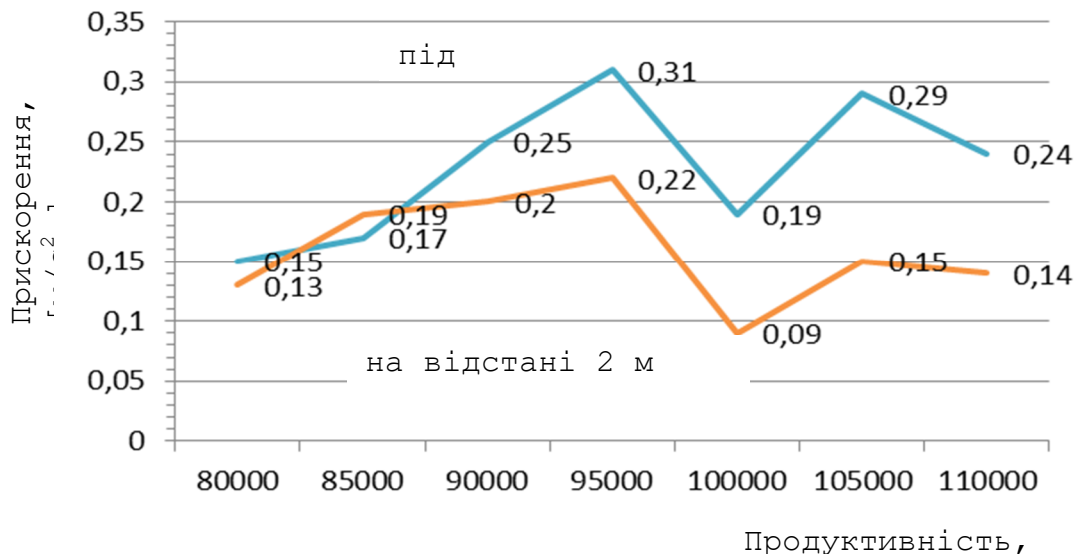


Рис. 1 Залежність прискорення в (m/s^2) від зміни продуктивності пресування 30 ч 32кН

Згідно проведених інструментальних досліджень (рис. 2) було встановлено, що максимальна вібрація у несучих конструкціях виробничої будівлі виникає при більшому тиску пресування та суттєво залежить від діаметру таблетки. Подальші спостереження за роботою обладнання показали, що експлуатація будівлі у такому режимі є неприйнятною [2], [4].



Рис. 2. Пошкодження несучих конструкцій каркасу будівлі

- [1] Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. Справочник проектировщика / Под ред. Б.Г.Коренева, И.М.Рабиновича. М.:Стройиздат.,1984. – 303 с.
- [2] ДСТУ-Н Б.В.1.2-18:2016 Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення їх технічного стану. Чинний від 01.04.2017. Київ: УкрНДНЦ, 2017. 44с.
- [3] Kilian S250 [Електронний ресурс] https://www.romaco.com/files/Dokumente/exploiting-technologies/Kilian/Romaco_DB_Kilian_S250SMART-EN.pdf (дата звернення: 01.09.2019)
- [4] ДСН 3.3.6. 039-99 «Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації». Чинний від 01.12.1999. Київ: МОЗ, ГСЕСУ, 2000. 38с.

**УЧЕТ ДИНАМИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ СЫПУЧЕГО НА БОКОВУЮ
ПОВЕРХНОСТЬ В МИРОВОЙ ПРАКТИКЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**ACCOUNTING OF THE DYNAMIC PRESSURE OF BULK ON THE SIDE
SURFACE IN THE WORLD PRACTICE OF DESIGNING BUILDING
STRUCTURES**

канд. техн. наук О.А. Калмыков, Р. Халифе

Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова

O.A. Kalmykov, PhD (Tech.), R. Khalife

O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv

При проектировании подпорных сооружений необходимо учитывать динамическую составляющую бокового давления сыпучего при расчетной сейсмичности 7 и более баллов. Согласно теории Мононобе-Окабе (1929 г.) расчетные зависимости, при этом, дополняются учетом так называемого сейсмического угла, зависящего от магнитуды землетрясения. В тот же момент на сегодняшний день существует ряд школ и передовых исследований, направленных на поиски альтернативных методов расчета подпорных сооружений при сейсмическом воздействии [1-3]. Невзирая на значительное количество передовых исследований обсуждаемого направления, в действующих нормативных документах указания по расчету подпорных сооружений на динамическое воздействие по-прежнему основаны, как правило, на теории Мононобе – Окабе [4].

Работа посвящена исследованию аналитического учета бокового давления грунта на боковую поверхность при сейсмическом воздействии. Ключевым параметром в определении давления грунта на подпорную стену является коэффициент бокового давления сыпучего, который находится в тригонометрической зависимости от ряда характеристик грунта и параметров конструктива: угла внутреннего трения сыпучего, трения грунта о материал стены, угла наклона обратной засыпки, сейсмического угла. Данный подход однообразен, однако имеют место некоторые расхождения в методике определения бокового давления сыпучего в нормативных документах Украины [5], Евросоюза [6], США [7] и других стран.

Различие выражений коэффициента бокового давления сыпучего на боковую поверхность λ в [6] и [7] предопределено базовой привязкой угла наклона воспринимающей давление поверхности. В американских и украинских кодах в расчетах применяется фактическое значение угла внутреннего трения сыпучего и трения грунта о поверхность стены, в европейских кодах эти величины принимаются с определенным запасом. Аналитические зависимости по определению λ , представленные в [5], хоть и не

значительно, но принципиально отличаются от выражений л в [6, 7].

Количественная оценка расхождений между выражениями по определению л произведена задавшись произвольными исходными данными: объемный вес грунта $\gamma = 18 \text{ кН/м}^2$; высота стены $H = 10 \text{ м}$; сейсмический угол u (u) = $5,93^\circ$; угол трения грунта по материалу стены $\delta_d = 0^\circ$, нагрузка на поверхности засыпки отсутствует. Оценены зависимости результирующего усилия бокового давления грунта в зависимости от угла внутреннего трения сыпучего (рис. 1) посчитанные по [6-8].

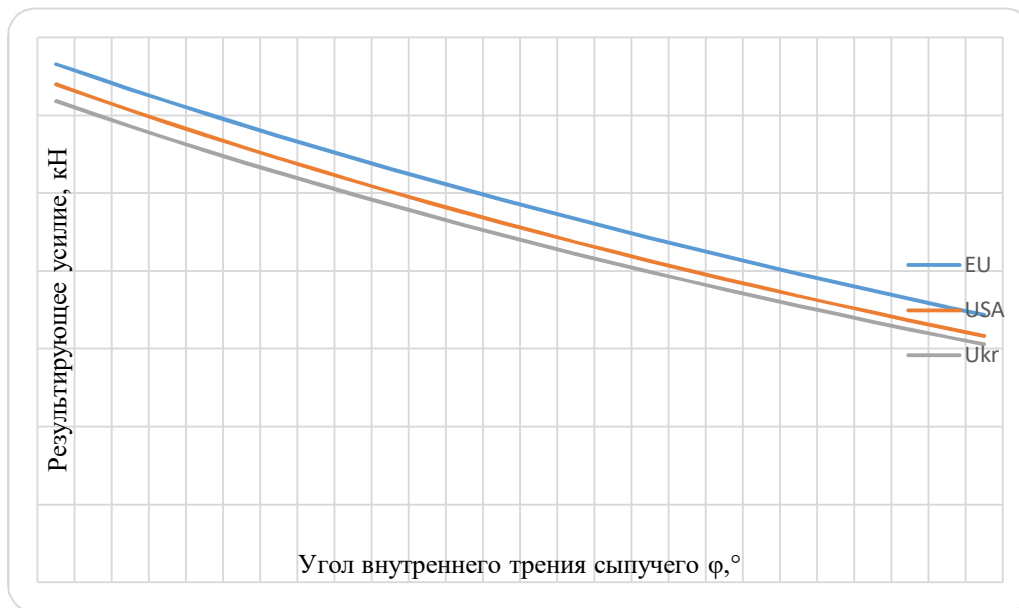


Рис. 2. График расхождения результирующей бокового давления в зависимости от угла внутреннего трения сыпучего

Расхождение между американскими и европейскими нормативными указаниями по определению бокового давления сыпучего при сейсмическом воздействии обусловлено только коэффициентами запаса. Отличие нормативных указаний Украины от вышеупомянутых имеет принципиальный характер и обуславливает погрешность в пределах до 17,4% в меньшую (неблагоприятную) сторону при определенных обстоятельствах. Отмечается, что действующие нормы Украины, в данном аспекте, дублируют указания, приведенные в нормативных документах СССР.

- [1] Okabe, S. (1926), General Theory of Earth Pressure, Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan, 12(1).
- [2] Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929), On the determination of earth pressure during earthquakes, Proceedings, World Engineering Conference, 9, 176.
- [3] Wu, G. and Finn W.D. (1999), "Seismic Lateral Earth Pressure for Design of Rigid Walls", Canadian Geotechnical Journal, Vol: 36, pp: 509-522.
- [4] M.H. Jahangir, H. Soleymani, S. Sadeghi. Evaluation of Unsaturated Layer Effect on Seismic Analysis of Unbraced Sheet Pile Wall. Open Journal of Marine Science, 2017, pp: 300-316
- [5] Sima Ghosh1, Satarupa Sengupta. Extension of Mononobe-Okabe Theory to Evaluate Seismic Active Earth Pressure Supporting c-ц Backfill. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering Vol. 17, 2012. pp. 495-504
- [6] ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 Настанова з проектування підпірних стін. Київ. Мінрегіон України. 2015
- [7] Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic actions and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. [Text]. – Brussels, 2003. – 229 p.
- [8] Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures Volume I: Part 1 Provisions, Part 2 Commentary FEMA P-1050-1/2015 Edition

**РУЙНУВАННЯ ЦЕГЛЯНОЇ КЛАДКИ СТІН БУДІВЕЛЬ НА
НЕРІВНОМІРНО-ДЕФОРМОВАНІЙ ОСНОВІ**

**THE DESTRUCTION OF BUILDINGS WALLS BRICKWORK
ON AN UNEVENLY DEFORMED BASE**

*д-р техн. наук О.В. Кічаєва¹, канд. техн. наук О.В. Доброходова²,
канд. техн. наук С.М. Золотов¹*

¹*Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова*

²*Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

***O.V. Kichaeva¹, D.Sc. (Tech.), O.V. Dobrokhodova², PhD (Tech.),
S.M. Zolotov¹, PhD (Tech.)***

¹*O. M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Kharkiv)*

²*Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

Даний матеріал присвячений аналізу результатів експериментальних досліджень опору цегляних конструкцій. Метою експериментальних досліджень було виявлення якісної картини деформування і характеру вичерпання несної здатності системи «цегляна балка-стінка – деформована основа» та отримання кількісних даних про напружено-деформований стан системи при короткочасних силових і деформаційних впливах на всіх стадіях завантаження, аж до вичерпання несної здатності [1, 2]. Також важливим було виявлення структури і фаз деформування і руйнування цегляної кладки та побудування залежностей «навантаження – деформація», які відповідають процесу деформування й руйнування цегляної кладки під зростаючим навантаженням.

За результатами експериментальних досліджень фрагментів цегляних стін, що спираються на різномодульний матеріал, сформульовані наступні механізми руйнування цегляної кладки.

1) Руйнування відбувається від розтягувальних напруг, які діють паралельно до горизонтальних розчинових швів. При цьому руйнування кладки відбувається в площині, що перпендикулярна до горизонтальних швів і проходить по вертикальному шву. Такий вид руйнування можна кваліфікувати як відрив власне цегли від розчинового каменю.

2) Руйнування відбувається за схемою зрізу по площині, що перпендикулярна до горизонтального шва і проходить по площині вертикального шва, при цьому в область руйнування включаються поперечні перерізи цегли і вертикального шва. Відзначено, що руйнування може відбуватися як по розчинових швах, так і по цеглі. Характер тріщин наскрізний; руйнування відбувається по ступінчастому перерізу.

Таким чином, експериментальними дослідженнями доведено, що:

1. Руйнування цегляної кладки відбувається за схемою відриву, зрізу,

роздроблення, а також руйнування матеріалу цегли та розчину.

2. Процес деформування й руйнування цегляної кладки в конструкціях зразків стін і стовпів складається з наступних етапів:

- стадія пружного деформування;
- стадія утворення зон локальних руйнувань (мікроруйнування);
- стадія наростання обсягу мікроруйнування під зростаючим навантаженням;
- стадія утворення зони макроруйнування, що характеризується об'єднанням локальних руйнувань в наскрізні магістральні тріщини;
- стадія наростання пошкоджень, після закінчення якої експериментальний зразок переходить у фазу руйнування.

3. В пружній фазі цегляна кладка деформується як монолітний композитний матеріал, при цьому механічні характеристики базових матеріалів достатньо точно описують цю фазу роботи.

4. Модель роботи цегляної кладки, яка враховує параметри тріщиноутворення в конструкції через зміну напружень (рівня навантаження), кореспондується з прийнятою 4-стадійною моделлю тріщиноутворення.

5. Встановлено залежності параметрів технічного стану – ширини розкриття тріщин, довжини тріщин та щільності розповсюдження тріщин від рівня навантаження.

6. За результатами експериментальних досліджень була складена таблиця, що зв'язує категорію технічного стану цегляних стін, які спираються на неоднорідно-деформовану основу, та стадію навантаження.

[1] Напряженно-деформированное состояние балки-стенки с отверстиями на неравномерно-деформируемом основании [Текст] : О.В. Кичаева, А.В. Убийвовк, Е.А. Яковлев. – Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування». – Київ, ДП НДІБК. – Вип. 83. 2016. – С. 126-136.

[2] Механизм разрушения кирпичной кладки при одноосном сжатии балки-стенки, опирающейся на разномодульные материалы (экспериментальные исследования) [Текст] : О.В. Кичаева, А.В. Убийвовк. – Збірник наукових праць ЛНТУ «Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві». – Луцьк, Луцький національний технічний університет. – Вип. 5, 2016. – С. 223-231.

**ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ
КЛЕЙОВИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВИХ З'ЄДНАНЬ З БЕТОНОМ**

**RESEARCH OF GLUED BASALT FIBER POLYMER JOINTS STRESS-
DEFORMED CONDITION WITH CONCRETE**

*д-р техн. наук О.В. Кічаєва, канд. техн. наук С.М. Золотов,
канд. техн. наук П.М. Фірсов, Зафарі Тогіан*

Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова

*O.V. Kichaeva, D.Sc. (Tech.), S.M. Zolotov, PhD (Tech.),
P.M. Firsov, PhD (Tech.), Zafari Toghian*

O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Kharkiv)

Основною проблемою металеві арматури та анкерів у хімічній і металургійній промисловості є вплив зовнішнього агресивного середовища. В результаті цього виникає корозія металевих стрижнів і, деякою мірою, самого бетону, при чому відбувається втрата несучої здатності конструкцій. Корозія арматури викликається надмірним розкриттям тріщин, недостатньою товщиною захисного шару та виникає незалежно від корозії бетону. Дана проблематика особливо актуальна при анкеруванні металевих виробів (стрижнів, анкерів, болтів) для кріплення різноманітного технологічного устаткування, армування покрівель, шахтних кріплень (для забезпечення надійного положення порід). Відомо, що композитні матеріали мінімізують корозію та інші силові й середовищні впливи. Композитна арматура – це матеріал, який складається з основи у вигляді базальтового або скляного ровінгу (з'єднані в пучок тонкі волокна діаметром 14-16 мкм) та термореактивної синтетичної смоли (пластика) в якості сполучника [1].

Метою проведених експериментальних досліджень було встановлення міцності і деформативності клейового анкерування в залежності від глибини закладання базальтопластикових стрижнів в бетонний масив (різного класу) і віддалення від краю бетонних зразків. Дослідження проводились в лабораторних умовах на бетонних зразках-блоках розміром 200Ч200Ч200 мм.

З метою виявлення оптимальної глибини закладання, вона змінювалась від 10 до 20 діаметрів базальтопластикового (далі БП) стрижня. Відстань від грані бетонного зразка до геометричного центру БП стрижня була прийнята від 5 до 15 його діаметру. Мінімальне значення $5d_a$ було взято виходячи з технологічних умов утворення свердловин [2]. Для улаштування високоміцного зчеплення БП стрижнів з бетоном використовувався акриловий модифікований клей з поліпшеними адгезійними властивостями [3]. В якості зразків-анкерів приймалися БП стрижні періодичного профілю Ш10 мм з наступними характеристиками: модуль пружності ≈ 55000 МПа, міцність на розтяг ≈ 1250 МПа, щільність $2,0$ г/см³, коефіцієнт подовження – 2,5%.

Результати випробувань демонструють, що характер руйнування і безпосередньо міцність клейового з'єднання базальтопластикової арматури з бетоном суттєво залежать від класу бетону та глибини закладання БП стрижнів. Отже, у випадку клейового анкерування БП стрижнів в бетон класу С12/15 на глибину $5d_a$ значення несучої здатності з'єднання дорівнювало 1062,2 МПа (дослідна серія 1), що становить майже 85% від межі міцності базальтопластикової арматури. Руйнування досліджуваного виду з'єднання відбувалося по шару бетону з утворенням в ньому спочатку тріщин та/або конусного виколу. В даному випадку конус виколу утворювався практично по всій глибині закладання. Даний характер руйнування пояснюється малою міцністю бетону.

На підставі статистичної обробки експериментальних результатів, із застосуванням кореляційних методів, також були розроблені графіки міцності і деформативності досліджуваних зразків з'єднання в залежності від глибини закладання БП стрижнів в бетон класу С16/20 на відстані 250 мм від грані бетонного масиву (рис. 1).

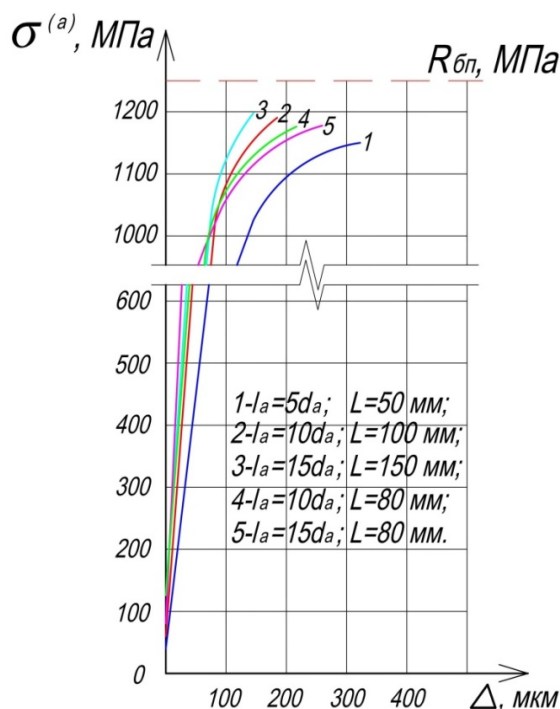


Рис.1. Діаграми деформативності клейового з'єднання БП стрижнів з бетоном в залежності від глибини закладання та віддалення від грані бетонного зразка

[1] Климов Ю.А. Современная композитная базальтовая арматура для армирования бетонных конструкций / Ю.А. Климов // Технологии бетонов. - 2010. - № 11/12. - С. 56–57.

[2] Золотов М.С. Анкерні болти: конструкція, розрахунок, проектування / М.С. Золотов. – Харків: ХНАМГ, 2005. - 121 с.

[3] Патент України на винахід № 117314. Україна. МПК С08L 33/12 (2006.01), С04В 24/24 (2006.01), С04В 111/72 (2006.01). Акрилова композиція / С.М. Золотов, П.М. Фірсов, В.К. Жданюк, П.А. Білим; власник ХНУМГ ім. О.М. Бекетова. - № а 2017 04337; Заявл. 03.05.2017; Опубл. 10.07.2018, Бюл. № 13. - 6 с.

ВРАХУВАННЯ ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ ПРИ РОЗРАХУНКУ ШИРИНИ РОЗКРИТТЯ ТРІЩИН І ПРОГИНІВ БЕТОННИХ БАЛОК ІЗ РІЗНИМИ ВИДАМИ АРМУВАННЯ

TAKING INTO ACCOUNT THE EFFECT OF LOW-CYCLE LOADS WHEN CALCULATING THE WIDTH OF CRACKS OPENING AND DEFLECTIONS OF CONCRETE BEAMS WITH DIFFERENT TYPES OF REINFORCEMENT

*канд. техн. наук П.М. Коваль¹, канд. техн. наук Р.І. Полюга¹,
канд. техн. наук С.В. Стоянович¹, канд. техн. наук О.Я. Гримак²*

¹Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури (м. Київ)

²Національний університет «Львівська політехніка» (м. Львів)

*P.M. Koval¹, PhD (Tech.), R.I. Polyuha¹, PhD (Tech.),
S.V. Stoyanovych¹, PhD (Tech.), O.Y. Hrymak², PhD (Tech.)*

¹National Academy of Fine Arts and Architecture (Kyiv)

²National University "Lviv Polytechnic" (Lviv)

Вступ. Дослідженнями науковців встановлено, що на конструкції мостів діють малоциклові навантаження високого рівня, які суттєво впливають на прогонові будови [1, 2]. До таких навантажень відносяться пропуск по мостах понаднормованих навантажень, натурні випробування та інші випадки циклічних навантажень.

Щоб забезпечити вимоги експлуатаційної придатності залізобетонна та базальтобетонна конструкція повинна мати такі початкові властивості, які запобігають утворенню або надмірному розкриттю тріщин, виникненню надмірних переміщень, коливань та пошкоджень, які ускладнюють нормальну експлуатацію.

Метою досліджень є встановлення впливу малоциклових навантажень на ширину розкриття тріщин і прогини бетонних балок, армованих сталевую та базальтопластиковою арматурою.

Опис досліджень. Під керівництвом Ковалю П.М. було досліджено зразки балок на дію одноразових і малоциклових навантажень і виконано порівняльний аналіз отриманих результатів [1, 2, 4, 5, 6].

Досліджувались бетонні балки однакового прогону і перерізу, армовані сталевую арматурою без попереднього напруження; сталевую попередньо напруженою і без попереднього напруження арматурою (змішане армування); базальтопластиковою арматурою. Поперечні перерізи балок - 100Ч200 мм, довжина - 2100 мм. Базою випробувань балок було прийнято N=10 циклів. На балках-близнюках при одноразовому статичному завантаженні були визначені значення руйнівного навантаження R_{cr} . Базовим рівнем навантаження, перші шість циклів, до якого доводилися зразки, прийнято $0,6R_{cr}$, на сьомому і

восьмому циклі рівень навантаження був доведений до $0,75R_{cr}$, дев'ятий цикл – $0,6R_{cr}$, десятий – знову до $0,75R_{cr}$, після чого балки доводилися до руйнування.

Рівні та кількість малоциклових навантажень були призначені на основі досліджень Полюги Р.І. пропуску понаднормованих транспортних засобів по автодорожніх мостах України [1, 2].

Під час випробувань балок фіксувалися прогини, моменти утворення тріщин, ширини розкриття тріщин, відносні фіброві деформації бетону.

Результати досліджень. Експериментальними дослідженнями залізобетонних, базальтобетонних та базальтофібробетонних балок за згинальним моментом було встановлено, що малоциклові навантаження високого рівня не впливають на несну здатність, при цьому збільшується ширина розкриття тріщин і ростуть прогини. Тому ширину розкриття нормальних до поздовжньої осі тріщин a_{cr} у балкових залізобетонних та базальтобетонних конструкціях мостів, що згинаються, при дії малоциклових навантажень пропонується визначати за формулою (3.85) ДБН В. 2.3 -14 [3] із врахуванням емпіричного коефіцієнта ψ_{cyc}^{erc} , прогини – введенням у формулу (3.92) ДБН В.2.3 – 14 [3] коефіцієнта ψ_{cyc}^f .

Значення коефіцієнтів ψ_{cyc}^{erc} та ψ_{cyc}^f отримано із експериментальних даних досліджень Полюги Р.І [2], Ковальчика Я.І. [5] та Гримака О.Я. [7].

В залежності від виду армування балок, при повторних навантаженнях рівня $0,6R_{cr}$ отримали, що ψ_{cyc}^{erc} знаходиться в межах від 1,12 до 1,41, при рівні навантаження $0,75R_{cr}$ – в межах від 1,4 до 1,59; коефіцієнт ψ_{cyc}^f при повторних навантаженнях рівня $0,6R_{cr}$ – в межах від 1,09 до 1,12, при рівні навантажень $0,75R_{cr}$ – в межах від 1,42 до 1,67.

Висновки. Згідно проведених експериментальних досліджень залізобетонних та базальтобетонних балок пропонується при розрахунку ширини розкриття тріщин та визначенні прогинів враховувати дію малоциклових навантажень високого рівня введенням відповідних коефіцієнтів.

[1] Коваль П. М. Робота автодорожніх мостів під дією малоциклових навантажень / П. М. Коваль, Р.І. Полюга // Автошляховик України, 2006: №3. – С. 34-37

[2] Полюга Р. І. Тріщиностійкість залізобетонних балкових конструкцій автодорожніх мостів в умовах малоциклових навантажень [Текст]: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Полюга Роман Ігорович. – Львів, 2006. – 160 с.

[3] Мости та труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006. – Чинні від 2007-02-01. – К.: Науково-видавничий центр «Інформавтодор», 2006. – 359 с. – (Буд. норми України)

[4] Стоянович С. В. Напружено-деформований стан збірно-монолітних попередньо напружених залізобетонних прогонових будов мостів [Текст]: дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Стоянович Сергій Володимирович. – К., 2013. – 197 с.

[5] Ковальчик Я. І. Міцність, тріщиностійкість та деформативність попередньо напружених балкових залізобетонних прогонових будов мостів [Текст]: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Ковальчик Ярослав Ігорович. – К., 2015. – 224 с.

[6] Коваль П. М. Вплив малоциклових навантажень на роботу бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою // П. М. Коваль, О. Я. Гримак / Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: Збірник наукових праць Дніпропетровського університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2016. – Вип. 10. – С. 35-42

[7] Гримак О. Я. Міцність, деформативність і тріщиностійкість бетонних балкових конструкцій мостів із базальтопластиковою арматурою [Текст]: дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Гримак Олег Ярославович. – Львів, 2019. – 180 с.

**МЕТОДИКА ОЦІНЮВАННЯ ВОГНЕЗАХИСНОЇ ЗДАТНОСТІ
ПОКРИТТІВ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ**

**METHOD OF ASSESSMENT OF FIRE PROTECTION ABILITY OF STEEL
STRUCTURES COATINGS**

канд. техн. наук А.І. Ковальов¹, канд. техн. наук Ю.А. Отрош², О.В. Король²

*¹Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля
Національного університету цивільного захисту України (м. Черкаси)*

²Національний університет цивільного захисту України (м. Харків)

A.I. Kovalov¹, PhD (Tech.), Y.A. Otrosh², PhD (Tech.), O.V. Korol²

¹Cherkassy Institute of Fire Safety of National University of Civil Defence of Ukraine

²National University of Civil Defence of Ukraine (Kharkiv)

На даний час в Україні не розроблено жодного нормативного документу, який би вимагав проведення досліджень по визначенню впливу кліматичних факторів на вогнезахисну здатність покриттів для сталевих конструкцій. Тому терміни служби таких вогнезахисних покриттів виробники встановлюють самостійно і жоден контролюючий орган не вимагає його перевірки. Хоча, як свідчать дослідження [1-3], вплив кліматичних факторів навколишнього середовища може призвести до зниження вогнезахисної здатності таких покриттів.

Так, в роботі [1] описується вплив на вогнезахисні покриття морського клімату під час натурних випробувань, проте відсутні дані про вогневі випробування таких покриттів після впливу. В роботах [2, 3] наводяться дані про пришвидшені кліматичні випробування, а для визначення вогнезахисної ефективності покриття використовують коефіцієнт спучування покриття, що не може в повній мірі відображати вогнезахисну ефективність покриття. Також в [2] пропонується враховувати такий показник як адгезія покриття до поверхні, що захищається. В роботі [4] проводиться оцінка збереження вогнезахисної ефективності покриттів для металевих конструкцій до і після прискорених кліматичних випробувань при проведенні сертифікаційних випробувань. У документі [5] прописано норми, що встановлюють методи визначення стійкості до старіння покриттів, що призначені для вогнезахисту металу. В якості основних показників використовуються вогнезахисна ефективність і адгезія [3].

Як видно з проведеного аналізу, у вказаних роботах не в повній мірі знайшли відображення питання щодо визначення параметрів вогнезахисних покриттів сталевих конструкцій після впливу на них кліматичних факторів [6]. До таких параметрів відносяться теплофізичні характеристики та характеристика вогнезахисної здатності покриття за відомою методикою [7]. Тому, вирішення цього завдання дослідження впливу кліматичних факторів на вогнезахисну ефективність покриттів сталевих конструкцій дозволить з

більшою точністю підходити до питань оцінювання вогнестійкості сталевих конструкцій захищених вогнезахисними покриттями при довготривалій експлуатації як в опалювальних, так і неопалювальних приміщеннях [8, 9].

Таким чином, на сьогоднішній день поза увагою досліджень цих вчених залишилися питання щодо оцінювання вогнезахисної здатності покриттів сталевих конструкцій після впливу кліматичних факторів задля уникнення помилок при інженерних розрахунках при проектуванні об'єктів різного призначення під час їх будівництва, розширення, реконструкції, технічного переоснащення, капітального ремонту, зміни функціонального призначення, а також на об'єкти, що експлуатуються [10].

Тому основна увага автора була спрямована на дослідження цього впливу, в результаті чого було розроблено методику оцінки вогнезахисної здатності покриттів сталевих конструкцій після впливу кліматичних факторів.

Запропонована методика попередньої оцінки вогнезахисної здатності покриттів сталевих конструкцій після впливу кліматичних факторів має такі етапи:

1. Проведення пришвидшених кліматичних випробувань зразків сталевих конструкцій захищених вогнезахисним покриттям.

2. Проведення експериментів по визначенню температури з необігрівної поверхні сталеві пластина з вогнезахисним покриттям в умовах вогневого впливу за стандартним температурним режимом пожежі або одним із альтернативних температурних режимів.

3. Визначення теплофізичних характеристик вогнезахисного покриття шляхом розв'язання оберненої задачі теплопровідності.

4. Визначення характеристики вогнезахисної здатності вогнезахисного покриття – залежності мінімальної товщини покриття від товщини сталеві пластина, тривалості вогневого впливу та значення критичної температури сталі, шляхом розв'язання прямих задач теплопровідності.

[1] Гайковая, О.Н. Оценка долговечности огнезащитных покрытий для металлических конструкций, применяемых в условиях морского климата [Текст] / О.Н. Гайковая // Будівництво та техногенна безпека. – 2007. – №. 22. – С. 14–19.

[2] Вахитова, Л.Н. Срок службы огнезащитных покрытий вспучивающегося типа F+S [Текст] / Л.Н. Вахитова, М.П. Лапушкин, К.В. Калафат // Технологии безопасности и противопожарной защиты. – 2011. – № 2 (50) – С.58–61.

[3] Баженов, С.В. Определение срока службы огнезащитных покрытий по результатам натурных и ускоренных климатических испытаний [Текст] / С.В. Баженов, Ю.В. Наумов // Пожарная безопасность. – 2005. – №6. – С.59–67.

[4] ETAG 018 Fire protective products part 4: Fire protective board, slab and mat products and kits.

[5] НПБ 98–2004. Огнезащитные покрытия. Методы определения устойчивости к старению.

[6] Ковальов А.І Точність визначення параметрів покриттів сталевих конструкцій при вуглеводневому режимі пожежі /Ковальов А.І., Зобенко Н.В., Отрош Ю.А., Хмиров І.М., Данілін О.М.// Проблеми пожежної безпеки: Сб. науч. тр. – Харьков, НУЦЗУ, 2018.– Вып. 43. – С.73-79.

[7] Методика УкрНДЦЗ № 181–2015 з визначення прогнозованого (очікуваного) строку придатності вогнезахисного покриття (просочення) для дерев'яних та металевих конструкцій (погоджена ДСНС України, лист № 26–9049/261 від 11.07.2014).

[8] Vasilchenko A. Feature of fire resistance calculation of steel designs with intumescent coating / Vasilchenko A., Otrosh Y., Adamenko N., Doronin E., Kovaliov A. // MATEC Web of Conferences 230, 02036 (2018). DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201823002036>.https://www.matec-conferences.org/articles/mateconf/abs/2018/89/mateconf_transbud2018_02036/mateconf_transbud2018_02036.html.

[9] Голоднов О.І. Про необхідність розрахунку будівель зі сталевим каркасом на температурні впливи / Голоднов О.І., Антошина Т.В., Отрош Ю.А. // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2017. – Вип. 20. – С. 65-84.

[10] Otrosh, Y., Kovalov, A., Semkiv, O., Rudeshko, I., & Diven, V. (2018). Methodology remaining lifetime determination of the building structures. MATEC Web of Conferences 230, 02023 (2018).

**ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ТА ПРИЧИН РУЙНУВАННЯ
ШЛЯХОПРОВОДУ НА А/Д М-18-1**

**THE ASSESSMENT OF THE TECHNICAL CONDITIONS AND THE CAUSE
OF THE OVERPASS COLLAPS ON M-18-1 ROAD**

*д-р техн. наук В.П. Кожушко, канд. техн. наук К.В. Бережна,
канд. техн. наук С.М. Краснов, канд. техн. наук С.О. Бугаєвський
Харківський національний автомобільно-дорожній університет (м. Харків)*

*V.P. Kozhushko, D.Sc. (Tech.), K.V. Berezhna, PhD (Tech.),
S.M. Krasnov, PhD (Tech.), S.O. Buhaiivskyi, PhD (Tech.)
Kharkiv National Highway University (Kharkiv)*

У червні місяці 2018 р. лабораторією по обстеженню та випробуванню мостів ХНАДУ було виконано роботу з обстеження та визначення фактичного стану шляхопроводу через залізничні колії на а/д М-18-1.

До задач обстеження входило: уточнення геометричних характеристик перерізів елементів та споруди в цілому, визначення характеристик міцності матеріалів, виявлення дефектів та врахування їх впливу на несучу здатність споруди, визначення залишкового ресурсу шляхопроводу.

Попередні обстеження цього шляхопроводу виконувались у 1988, 1991 та 2008 р, у 1988 р. виконувалось його випробування.

У процесі обстеження були виконані наступні види робіт: ознайомлення з матеріалами попередніх обстежень, обміри шляхопроводу та його елементів, заміри габаритів під шляхопроводом, нівелювання проїзної частини та тротуарів, визначення міцності бетону конструкцій, огляд елементів шляхопроводу з метою виявлення дефектів.

Шляхопровід є капітальною спорудою постійного типу довжиною 56,5 м (рис. 1). Поздовжня схема шляхопроводу – 11,36+33,0+11,36 м. Тип прогонової будови – розрізна. Габарит для автомобільного транспорту – 11,5 м, два тротуари – 1,55 м, загальна ширина – 25,15 м. Шляхопровід запроектовано на навантаження Н-30 та НК-80. Шляхопровід побудовано у 1977 р. Мостозагоном №27.

На підставі обстеження споруди і теоретичних розрахунків основних несучих елементів було зроблено висновок про те, що вантажопідйомність шляхопроводу, після ліквідації всіх дефектів, достатня для пропуску двох колон розрахункових навантажень Н-30, Н-40, А11, автомобілів типу КраЗ та одиночних навантажень за схемою НК-80. Рух сучасного нормативного навантаження за схемою А15 та НК-100 по шляхопроводу заборонено. Пропуск наднормативних навантажень допускається після додаткового обстеження, розрахунку та визначення режиму проїзду. На підставі результатів обстеження та аналізу несучої здатності, експлуатаційний стан шляхопроводу було

визначено як «обмежено працездатний» [1]. Для забезпечення нормальної експлуатації шляхопроводу було рекомендовано усунути всі дефекти, які наведено у звіті. Особливу увагу необхідно було приділити: негайній заміні тротуарних блоків з одночасним ремонтом або заміною бар'єрної огорожі, деформаційних швів та гідроізоляції; ремонту покриття проїзної частини та встановленню водовідвідних трубок; ремонту і підсиленню ригелів проміжних опор та підферменників; укріпленню лобових укосів насипу; очищеною та змащенню опорних частин середнього прольоту.

У разі невиконання рекомендацій з усунення дефектів та режиму пропуску навантаження ХНАДУ не гарантував безпечну роботу споруди в межах залишкового ресурсу.



Рис. 1. Загальний вид шляхопроводу зі сторони Харкова

25 серпня 2019 р. після проходу по шляхопроводу великовагових навантажень відбулося руйнування ригеля проміжної опори (рис. 2, а) та обвалення п'яти балок крайнього прольоту (рис. 2, б).



Рис. 2. Руйнування шляхопроводу: а – нахил підферменників; б – падіння п'яти балок крайнього прогону

Проїзд великовагового транспорту та вплив дефектів, які не були усунуті за минулий період, стали причиною руйнування шляхопроводу.

[1] Споруди транспорту. Настава з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів: ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012. (Чинні від 2013-12-01). – К.: Мінрегіонбуд України, 2013. – 45с. (Національний стандарт України).

ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ ТА ДЕФОРМАЦІЇ ЛОКАЛЬНОЇ ОБЛАСТІ КОНСТРУКЦІЇ

PROPERTIES OF CONCRETE AND DEFORMATIONS OF LOCAL AREA OF A STRUCTURE

*канд. техн. наук В.В. Колохов¹, канд. техн. наук А.М. Сопильняк¹,
д-р техн. наук Г.М. Гасій², А.М. Савицький¹*
¹ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва і архітектури» (м.Дніпро)
²Сумський національний аграрний університет (м.Суми)

*V.V. Kolokhov¹, PhD (Tech.), A.M. Sopilniak¹, PhD (Tech.),
G.M. Gasiy², D.Sc. (Tech.), A.M. Savytskyi¹*

¹State Higher Education Establishment "Pridneprovsk State Academy of Civil Engineering and
Architecture" (Dnipro)

²Sumy National Agrarian University (Sumy)

Геометричні розміри конструкції, властивості матеріалів її складових, вид та інтенсивність діючих навантажень на неї визначають працездатність будівельної конструкції. Під дією навантажень в структурі конструкції виникає напруга, яка пов'язана з обмеженнями, накладеними на переміщення її складових елементів. Деформації конструкції також пов'язані з фізико-механічними характеристиками (ФМХ) структурних компонентів, тобто безпосередньо матеріалом, з якого виготовлена конструкція. Мінливість ФМХ в часі при незмінності навантажень є визначальним чинником довговічності і надійності конструкції [1]. Оскільки більшість будівельних конструкцій є статично невизначними то зміна обмежуючих умов для таких конструкцій і/або ФМХ матеріалів їх складових призводить до перерозподілу зусиль між їх елементами. Для окремого елемента це приводить до перерозподілу внутрішньої напруги. Один з найвпливових факторів є неоднорідністю ФМХ бетону, яка в свою чергу залежить від низки технологічних операцій та природних умов [2]. Визначення властивостей бетону нормується державним нормами [3,4].

Локальна неоднорідність структури може викликати місцевий перерозподіл напруги в конструкції. В деяких випадках можливо навіть утворення локальних областей з нульовим рівнем напруги. Поява зони з відсутністю напруги обов'язково супроводжуватиметься появою «перехідної» зони від існуючого рівня напруги до нульового, а також появою зони з підвищеною напругою.

Проведено дослідження впливу ФМХ матеріалу конструкції на процес деформування локальної області конструкції суміжної з дефектом структури. Дослідження були виконані на моделях конструкції з використанням програмних комплексів «ЛИРА 9.4» і «SOLIDWORKS».

Для дослідження використана модель що має розміри 100x100x400 мм. Матеріал бетон класів С12/15 - С25/30 з відповідними параметрами.

Параметри навантаження для моделювання процесу деформації змінювалися в межах від 0,1 до 0,5 від величини тієї, що руйнує.

На рисунках 1 - 4 представлені результати одного з етапів дослідження роботи моделі, які виконаної ВК «ЛІРА 9.4». Виконані розрахунки дозволили отримати поля напруги, деформацій і переміщень при різних параметрах моделі і рівнях напруги.

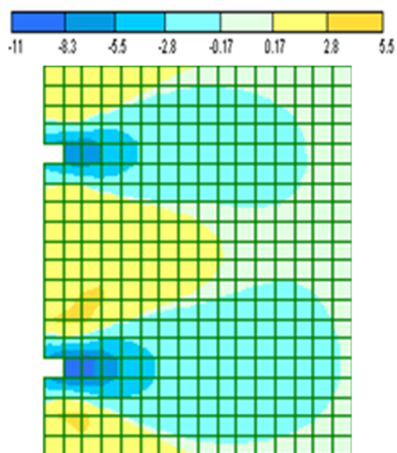


Рис. 1. Поле напруги N_x в околиці локального порушення структури елемента (глибина дефекту 5мм)

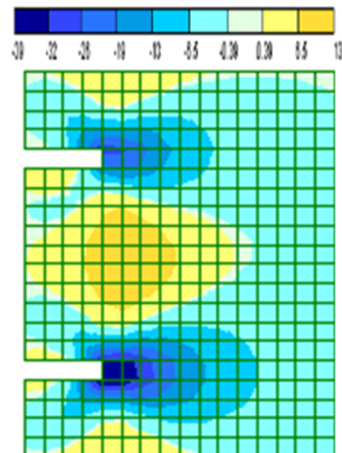


Рис. 1. Поле напруги N_x в околиці локального порушення структури елемента (глибина дефекту 20мм)

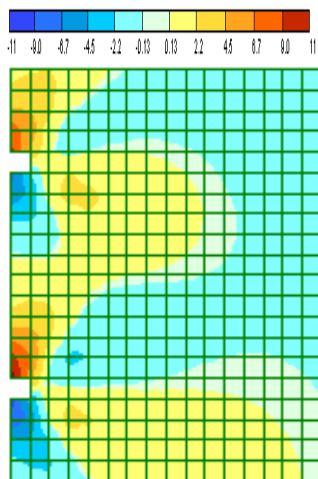


Рис. 3. Поле напруги N_x в околиці локального порушення структури елемента (глибина дефекту 5мм)

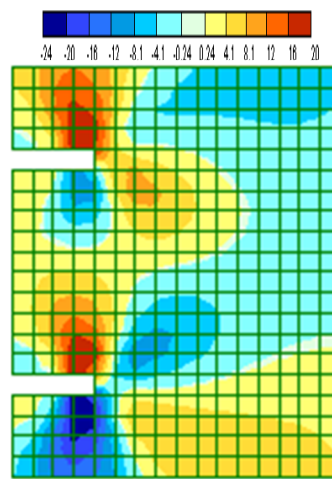


Рис. 4. Поле напруги N_x в околиці локального порушення структури елемента (глибина дефекту 20мм)

[1] Система забезпечення надійності і безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і дії. Норми проектування : ДБН В. 1.2-2:2006. - [Введ з 01.01.2007 р.]. - Київ: Минстрой України, 2006. - 78 с. (Державні будівельні норми України).
 [2] Kolokhov V. Structure materialphysic-mechanical characteristics accuracy determination while changing the level of stresses in the structure / Victor Kolokhov, Artem Sopilniak, Grygorii Gasii, Alexander Kolokhov // International Journal of Engineering & Technology. – 2018. – Vol. 7. – № 4.8. – Pp. 74–78.
 [3] Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення. призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона : ДСТУ 6 В. 2.7-217:2009. - [Відведене вперше (зі скасуванням ГОСТ 24452-80); чинний з 2010-09-01]. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. - 16 с. - (Національний стандарт України).
 [4] Будівельні матеріали. Бетони правила контролю міцності : ДСТУ 6 В. 2.7-224:2009. - [Відведене вперше (зі скасуванням ГОСТ 18105-86); чинний з 2010-09-01]. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. - 23 с. - (Національний стандарт України).

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННОЮ ОБОЙМОЮ

CALCULATION METHODOLOGY OF CRACK RESISTANCE OF JACKETED RC COLUMNS

*канд. техн. наук П.І.Крайнський, канд. техн. наук П.І. Вегера,
канд. техн. наук Р.Є. Хміль, д-р техн. наук З.Я. Бліхарський
Національний університет «Львівська політехніка» (м.Львів)*

*P.I. Krainyskyi, PhD(Tech.), P.I. Vegera, PhD(Tech.),
R.Ye. Khmil, PhD(Tech.), Z.Y. Blikharskyu, D.Sc. (Tech.)
Lviv Polytechnic National University, (Lviv)*

Залізобетон - один з найбільш широко використовуваних матеріалів у промисловому, цивільному та транспортному будівництві [1]. Дослідження залізобетонних конструкцій в даний час проводяться багатьма дослідниками. Останнім часом багато робіт було присвячено розробці комбінацій бетонних матеріалів, листової сталі, композитних матеріалів та залізобетону [2]. Напрямок цих робіт присвячений підвищенню довговічності, ефективності та надійності таких конструкцій. Проте під час експлуатації залізобетон, як і будь-який матеріал, зношується і отримує різні пошкодження.

Метою даної роботи є методики розрахунку ширини розкриття тріщин для залізобетонних конструкцій підсилених за допомогою залізобетонної обойми. До уваги взято залізобетонні позацентрово стиснуті колони підсилені без попереднього навантаження, колони підсилені під дією навантаження експлуатаційного рівня та контрольні, непідсилені зразки.

Усього було випробувано 12 дослідних зразків. Змінним параметром був рівень навантаження при якому виконувалось підсилення. Він набував значень 0, 0.3, 0.5, 0.7 та 0.9 від несучої здатності контрольних зразків. Впродовж випробування колон проводилось спостереження та фіксування розвитку тріщин по довжині зразків. Ширина розкриття на кожному етапі навантаження фіксувалася для тріщини з максимальним розкриттям. Гранична ширина розкриття тріщин прийнята $w_{\max} = 0,3$ мм.

Розрахунок конструкцій проводився згідно діючих норм [3]. При розрахунку ширини розкриття до уваги приймали тільки середні деформації арматури та середні деформації бетону між тріщинами обойми підсилення. Деформації основного перерізу колони не враховували у розрахунку, оскільки обойма підсилення включається в роботу з нульовими деформаціями, а деформації обойми рівні приростам деформацій колони на контактному шарі. Результати розрахунку та його аналіз наведено у таблиці 1.

Результати досліджень

Колони	N_u^{teor} , (кН)	N_w^{teor} , (кН)	Ефект підсилення	N_w^{teor} / N_u^{teor}	N_w , (кН)	$(N_w - N_w^{teor}) / N_w$ Ч100%
Контроль ні	161,05	134,19	-	0,83	165,73	19,0%
Рівень $0,0 \cdot N_u$	419,77	334,55	149%	0,80	464,02	27,9%
Рівень $0,3 \cdot N_u$	414,39	345,00	157%	0,83	444,73	22,4%
Рівень $0,5 \cdot N_u$	402,62	350,52	161%	0,87	427,19	17,9%
Рівень $0,7 \cdot N_u$	384,36	348,86	160%	0,91	403,98	13,6%
Рівень $0,9 \cdot N_u$	362,23	321,73	140%	0,89	387,91	17,1%

Максимального підвищення експлуатаційної придатності за розрахунковою шириною розкриття тріщин отримали зразки рівня підсилення $0,5 \cdot N_{u(K)}$ (161%), а мінімального (140%) – колони рівня $0,9 N_{u(K)}$. Закономірність, що ефект підсилення зменшується з підвищенням рівня навантаження перед підсиленням не виконується. В той же час дана закономірність є справедливою для експериментальних результатів експлуатаційної придатності за шириною розкриття тріщин. Розбіжність між експериментальними та розрахунковими величинами навантаження при досягненні граничної ширини розкриття тріщин знаходиться в межах 13,6...27,9%.

Відношення N_w^{teor} / N_u^{teor} всіх дослідних колон знаходиться в межах 0,80...0,91. Це означає, що після втрати експлуатаційної придатності колони за допустимою шириною розкриття тріщини конструкція ще має запас міцності близько 10...20%. В той час як результати експерименту свідчать, що граничні тріщини pojawiaються безпосередньо перед втратою несучої здатності.

Розрахункові значення навантаження при втраті експлуатаційної придатності за шириною розкриття тріщин відрізняються від експериментальних на 13,6...27,9% в сторону зниження розрахункових величин. Крім того експериментальна залежність про те, що величина навантаження при досягненні граничної ширини розкриття тріщин підвищується зі зниженням навантаження перед підсиленням не підтверджується результатами розрахунку.

[1] Azizov T., Kochkarev D., Galinska T. Reinforced Concrete Rod Elements Stiffness Considering Concrete Nonlinear Properties. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 47, 2020, p. 1-6.

[2] Tayeh, B., Bakar, B.H., Megat J., Megat A., Voo, Y. Evaluation of Bond Strength between Normal Concrete Substrate and Ultra High Performance Fiber Concrete as a Repair Material. Procedia Engineering, vol. 54, 2013, p. 554-563.

[3] Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону.: ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. - [чинний від 2011-06-01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118с. - (Національний стандарт України).

**ПІДСИЛЕННЯ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПОКРИТТЯ
ПОШКОДЖЕНИХ КОРОЗІЄЮ БЕТОНУ ТА АРМАТУРИ**

**THE STRENGTHENING OF PREFABRICATED REINFORCED
CONCRETE ROOF BEAMS THAT ARE DAMAGED BY CORROSION OF
CONCRETE AND REINFORCEMENT**

*канд. техн. наук А.П. Крамарчук¹, канд. техн. наук Б.М. Ільницький¹,
канд. техн. наук О.Я. Литвиняк¹, канд. техн. наук Ю.Є. Фамуляк²*

¹Національний університет «Львівська політехніка» (м. Львів)

²Львівський національний аграрний університет (м. Дубляни)

*A.P. Kramarchuk¹, PhD (Tech.), B.M. Ilnytskyi¹, PhD (Tech.),
O.Yu. Lytvyniak¹, PhD (Tech.), Yu.E. Famulyak², PhD (Tech.)*

¹Lviv Polytechnic National University (Lviv)

²Lviv National Agrarian University (Dubliany)

Необхідність підсилення несучих конструкцій перекриттів та покриттів в процесі експлуатації, виникає не тільки при реконструкції, але внаслідок недбалої експлуатації та впливу на ці конструкції агресивного середовища. Тривала в часі експлуатація конструкцій в змінних температуро – вологісних умовах знижує їх експлуатаційну надійність, а наявність агресивного середовища значно прискорює втрату несучої здатності конструкцій. Тому підсилення залізобетонних перекриттів та покриттів здійснюється не лише для забезпечення необхідної експлуатаційної придатності конструкцій при зміні діючих на них навантажень, а також при появі дефектів і руйнувань упродовж недбалої експлуатації [1...3].

Більшість науковців відзначають, що для економічного вирішення підсилення із прогнозованою оцінкою напруженого стану після підсилення, потрібно враховувати напружений стан конструкцій до виконання підсилення із забезпеченням сумісної роботи основної та додаткової арматур. Підсилення сталобетонних конструкцій (дані методи можна застосовувати і до залізобетонних) із розвантаженням балок, що підсилюються, до будь-якого рівня, детально проаналізовано у роботах [1...3]. Дані дослідження дають можливість використовувати отримані експериментальні величини міцності для оцінки технічного стану, несучої здатності та експлуатаційної придатності конструкцій. Експериментами доведено, що розвантаження несучих конструкцій перекриттів до будь-якого рівня, зменшує кількість арматури підсилення і забезпечує значну економію будівельних матеріалів. Для можливості виконання підсилень із розвантаженням, необхідно, щоб у конструкціях, які підлягають підсиленню, не було значної втрати фізико-механічних характеристик бетону і арматури із забезпеченням їх сумісної роботи.

Обстежувана будівля (колишній молокозавод), для збірних залізобетонних балок якої необхідно було провести підсилення, знаходиться у м. Дрогобич Львівської області, Україна.

Залізобетонні збірні двотаврові балки покриття прогонами 12 м та 24 м відповідно, знаходяться у складських приміщеннях, де зберігаються молочні продукти. Споруда двохпролітна, умовно розділена деформаційним швом на дві частини, кожна з яких із двома прольотами по 12 м та 24 м. Конструктивна схема споруди - повний залізобетонний каркас із стіновими навісними залізобетонними панелями. Крок усіх колон 6 м у поздовжньому напрямку. Геометрична незмінність частин будівель забезпечена жорстким з'єднанням колон у фундаментах та диском залізобетонних плит покриття. У будівлі із двома прогонами по 24 м є наявні цегляні стіни товщиною 380 мм із стрічковими фундаментами. Окремі стіни були використані для опирання незалежних металевих ферм у місцях зруйнованих залізобетонних балок покриття. У частині двохпролітної будівлі, із двома прогонами по 12 м, огорожуючі цегляні стіни, які могли б виконати роль несучих, відсутні, тому виконати опирання незалежних металевих елементів було неможливо.

Несучі конструкції покриття колишньої будівлі молокозаводу (на сьогодні складські приміщення для зберігання молочних продуктів) значно пошкоджені внаслідок впливу на них агресивного середовища. Окремі конструкції із прольотами 24 м пошкоджені вщент і були підсилені незалежними сталевими фермами набагато раніше. Пошкодження балок із прольотами 12 м не таке значне, хоча на сьогодні їхня несуча здатність не забезпечена. Виявлені при обстеженні [4] фізико-механічні руйнування бетону і арматури даних балок, не дозволили застосувати до них розвантаження, для можливого включення в роботу основної (наявної) арматури та стиснутого бетону.

Отже, було прийняте рішення розробити підсилення збірних залізобетонних двотаврових балок прольотом 12 м, взявши в обійму кожну із балок, яка вимагала підсилення. Підсилення цих балок без розвантаження було здійснено за допомогою сталевих прокатних елементів із попереднім напруженням арматурних стержнів виконуючи їх нагрівання. Для визначення профілів підсилення були встановлені постійні та змінні навантаження згідно [5].

[1] Крамарчук А. П., Ільницький Б. М., Бобало Т. В. Експериментальні дослідження міцності та деформативності нормальних перерізів сталобетонних балок, підсилених у розтягнутій зоні додатковою стрижневою арматурою без зчеплення А. П. Крамарчук, Б. М. Ільницький, Т. В. Бобало. // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва № 755. – Львів, 2013 – С. 205–213.

[2] Varabash V., Kramarchuk A., Ilitskiy B. Bearing capacity of steel-concrete bent elements reinforced with additional unstrained armature at different levels of strained state // The bulletin of Lviv Polytechnic National University. Series 'The theory and practice of construction. – 2018 - Vol. 888. – p. 3–11 (in [Ukrainian]).

[3] Крамарчук А. П., Ільницький Б. М. Результати експериментальних досліджень прогинів згинаних сталобетонних елементів із додатковою арматурою встановленою за різних рівнів напруженого стану та перевірка методики їхнього розрахунку/А.П. Крамарчук., Б.М. Ільницький// Вісник Національного університету «Львівська політехніка». «Теорія і практика будівництва». -2009.- №655.- С157-163

[4] Настанова щодо обстеження будівель та споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. ДСТУ-Н Б В.1.1-18:2016 – [Чинний 2017-04-01] - Київ, ДП «УкрНДНЦ», 2017 – 47 с. – (Національний стандарт України).

[5] Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинний 2007-01-01] – Київ, Мінбуд України, 2007 – 75 с. – (Національний стандарт України).

ПРОГИНИ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

DEFLECTIONS OF CONTINUOUS REINFORCED CONCRETE BEAMS

канд. техн. наук *О.М. Крантовська*¹, канд. техн. наук *Л.М. Ксьоншкевич*¹,
канд. техн. наук *М.М. Петров*¹, канд. техн. наук *С.В. Синій*²,
*С.М. Ксьоншкевич*³

¹Одеська державна академія будівництва та архітектури (м. Одеса)

²Луцький національний технічний університет (м. Луцьк)

³ВІІР Україна (м. Одеса)

*О.М. Krantovska*¹, PhD (Tech.), *L.M. Ksonshkevych*¹, PhD (Tech.),
*M.M. Petrov*¹, PhD (Tech.), *S.V. Synii*², PhD (Tech.), *S.M. Ksonshkevych*³

¹Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture (Odessa)

²Lutsk National Technical University (Lutsk)

³ВІІР Україна (Odessa)

Розрахунок за деформаціями має велике значення при проектуванні залізобетонних елементів і конструкцій. Як відомо, виникнення одного з граничних станів конструкцій характеризується саме розвитком надмірних деформації (переміщень) від статичних та динамічних навантажень.

Метою дослідження є удосконалення методу розрахунку прогинів нерозрізних залізобетонних балок, порівняння дослідних значень прогинів двухпрогінної залізобетонної балки з її розрахунковими значеннями, прорахованими за найбільш розповсюдженими методиками та запропонованим удосконаленим методом розрахунку.

Дослідженням нерозрізних залізобетонних балок займалися Бабич Є. М. [1-2], Бамбура А. М. [3], та багато інших науковців. Підтверджено, що на перерозподіл зусиль на перших етапах навантаження впливає тріщиноутворення, а вже перед руйнуванням значно впливають пластичні деформації в бетоні та арматурі.

Прогини дослідних зразків [4-6] вимірювали в шести точках: посередині прольотів, під зосередженими силами та на вільних кінцях балок. Поява перших нормальних тріщин та недовзі похилих в прольоті зрізу супроводжувалася різким збільшенням прогинів. Збільшення величини прогинів під час виникнення даних тріщин не було пропорційним збільшенню зовнішнього навантаження. По мірі вичерпання несучої здатності балки прогини суттєво збільшувалися навіть при невеликому прирості зовнішнього навантаження.

За результатами експерименту одержані нові дані, а саме адекватні математичні моделі, що характеризують прогини нерозрізних балок посередині прольотів та під зосередженими силами в експлуатаційній стадії (1), (2) і перед руйнуванням (3), (4)

$$\hat{Y} f_{np}^{0.67F_u} = 1.53 + 0.12X_1 + 0.26X_4 + 0.18X_5 + 0.14X_1^2 - 0.07X_1X_2 + 0.05X_1X_4 + 0.07X_2X_5, \text{ мм}, \Sigma = 0.22, y = 0.09, \nu = 6.0\%, \quad (1)$$

$$\hat{Y} f_{\text{під силами}}^{0.67F_u} = 0.274 + 0.43X_1 + 0.07X_4 + 0.04X_5 + 0.184X_1^2 + 0.014X_2^2 - 0.034X_1X_2 + 0.07X_1X_4 + 0.02X_3X_4, \text{ мм}, \Sigma = 0.008, y = 0.018, \nu = 6.4\%, \quad (2)$$

$$\hat{Y} f_{\text{пр}}^{0.95F_u} = 3.02 + 0.41X_1 + 0.084X_4 + 1.01X_1^2 - 0.19X_5^2 + 0.08X_2X_3 + 0.15X_4X_5, \text{ мм}, \Sigma = 0.770, y = 0.172, \nu = 5.7\%, \quad (3)$$

$$\hat{Y} f_{\text{під силами}}^{0.95F_u} = 1.35 + 1.71X_1 + 0.99X_1^2 - 0.07X_2^2 - 0.04X_4^2 + 0.13X_2X_3 + 0.126X_4X_5, \text{ мм}, \Sigma = 0.139, y = 0.073, \nu = 5.4\%, \quad (4)$$

На величину прогинів під зосередженими силами (2), (4) найбільший вплив має відносний прогин зрізу X_1 . Прогини в прольоті та під зосередженими силами в «експлуатаційній стадії» залежать від одних і тих же факторів (1), (2). Так вони збільшуються по відношенню до своїх середніх значень 1,53 та 0,274 при збільшенні відносного прогону зрізу від 1 до 3, відповідно, на 15.7 та 314 %, збільшенні кількості нижнього поздовжнього армування від 0,0101 до 0,0199 на 34 та 51 %, збільшенні кількості верхнього поздовжнього армування від 0.0101 до 0.0199 на 24 та 29 %. Прогини посередині прольотів (3) перед руйнуванням зростають по відношенню до середнього значення 3,02: зі збільшенням прогону зрізу від 1 до 3 – на 27 %, зі збільшенням кількості нижнього поздовжнього армування від 0.0101 до 0.0199 на 5.6 %.

Виконані експерименти підтвердили доцільність урахування деформацій зсуву на приопорних ділянках при визначенні прогинів залізобетонних балок, і їх вклад складає 25-30 % від сумарного прогину балки. Змодельована деформаційна методика методом скінчених елементів дозволяє достатньо точно прогнозувати деформативність нерозрізних балок в різних прольотних перерізах ($x = 10...22\%$), в той же час нормативні результати прогинів показують незадовільну їх збіжність ($x = 25...89\%$).

[1] Бабич В.Е. Экспериментальные исследования работы неразрезных железобетонных балок / В.Е. Бабич // Создание и применение высокоэффективных ресурсосберегающих технологий, машин и комплексов: материалы международной научно-технической конференции. – Могилев: 2001. – С. – 268-269.

[2] Бабич В.Є. Напружено-деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях: дис. на здобуття канд. техн. наук: 05.21.03 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Бабич Володимир Євгенійович. – Рівне, 2005. – 210с.

[3] Давыденко А.И. К расчету прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента с использованием полной программы деформирования бетона / А.И. Давыденко, А.Н. Бамбура, С.Ю. Беляева, Н.Н. Присяжнюк // 36. наук. праць фіз-мех. ін-ту ім. Г.В. Карпенка НАН України "Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій". – Львів : Каменяр, 2007. – № 7. – С. 209-216.

[4] Дорофеев В.С. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок (монография) / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская; ОГАСА. – Одесса: Эвен, 2010. – 175 с.

[5] Krantovska, O., Petrov, M., Ksonshkevych, L., Synii, S., Sunak, P.: Improved engineering method for calculating the strength of the supporting areas of reinforced concrete elements // Transbud-2018, Kharkiv, Ukraine, November 14-16, 2018 - MATEC Web of Conferences, Volume 230, 02014, pp. 1-9.

[6] Olena Krantovska, Mykola Petrov, Liubov Ksonshkevych, Matija Oreљkovij, Sergii Synii, Nelli Ismailova. Numerical simulation of the stress-strain state of complex-reinforced elements // Technical Journal, - Varaљdin (Croatia): University North. - Vol. 13, No. 2 (2019), pp.110-115.

ТОЧНИЙ РОЗВ'ЯЗОК ЗАДАЧІ ПРО СТІЙКІСТЬ СТРИЖНЯ ПІД ДІЄЮ ВЛАСНОЇ ВАГИ

EXACT SOLUTION OF STABILITY PROBLEM OF THE ROD LOADED BY ITS OWN WEIGHT

д-р техн. наук Ю.С. Крутій¹, В.Ю. Вандинський¹

¹*Одеська державна академія будівництва та архітектури (м. Одеса)*

Yu. S. Krutii¹, D.Sc. (Tech.), V. Yu. Vandynskiy¹

¹*Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture (Odesa)*

Задачі стійкості конструкцій досить часто зустрічаються у науковій літературі. Зокрема, з огляду на поширеність практичного застосування, задачі про стійкість стрижнів є наймасовішими. Адже у вигляді стрижневої схеми може розглядатись не лише окремий конструктивний елемент, але й споруда загалом. У вигляді стрижнів можуть бути представлені колони каркасних будівель, промислові висотні споруди у вигляді димових труб, водонапірних башт, багатоцільові сталеві опори, які застосовуються в лініях електропередач та ін. При дослідженні проблем стійкості висотних споруд актуальним стає питання врахування власної ваги конструкцій.

Саме тому однією з поширених розрахункових схем при дослідженні стійкості є стрижень сталої жорсткості, що знаходиться під дією власної ваги (рис 1).

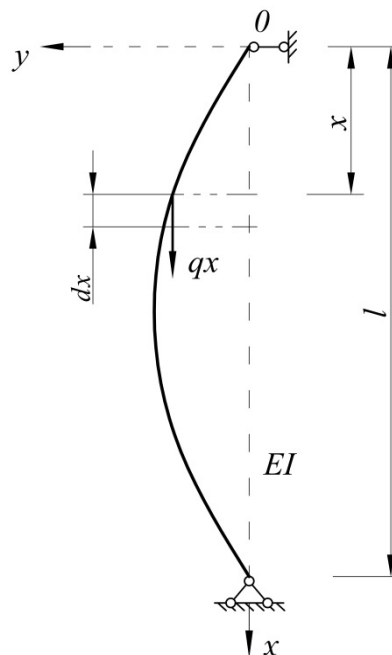


Рис. 1. Розрахункова схема стрижня

Тут EI – жорсткість стрижня, q – вага одиниці його довжини.

Відповідне диференціальне рівняння рівноваги стрижня має вигляд [1–3]

$$EIy''''(x) + q(xy'(x))' = 0 \quad (1)$$

Зазвичай у літературі при дослідженні впливу власної ваги в якості розрахункової схеми обирається вертикальний стрижень, верхній кінець якого вільний, а нижній – жорстко закріплений. Розв’язок відповідної задачі стійкості добре відомий [2, 4, 5] та знаходиться за допомогою функцій Бесселя. Однак, зрозуміло, що в реальних умовах зустрічаються і інші випадки граничних умов.

Застосувавши метод прямого інтегрування, запропонований та розвинутий в роботі [6], авторами отримано точний розв’язок рівняння (1). Виражений через початкові параметри, він матиме вигляд

$$y(x) = y(0) + \varphi(0)lZ_1(x) - M(0)\frac{l^2}{EI}Z_2(x) - Q(0)\frac{l^3}{EI}Z_3(x),$$

де

$$Z_n(x) = \frac{1}{n!}\left(\frac{x}{l}\right)^n - \frac{n}{(n+3)!}S\left(\frac{x}{l}\right)^{n+3} + \frac{n(n+3)}{(n+6)!}S^2\left(\frac{x}{l}\right)^{n+6} - \\ - \frac{n(n+3)(n+6)}{(n+9)!}S^3\left(\frac{x}{l}\right)^{n+9} + \dots \quad (n=1,2,3), \\ S = q\frac{l^3}{EI},$$

$y(0), \varphi(0), M(0), Q(0)$ – відповідно значення переміщення, кута повороту, згинального моменту та поперечної сили в точці $x = 0$.

Варто звернути увагу на безрозмірність невідомого параметру S , який будемо називати коефіцієнтом стійкості. Він визначається з характеристичних рівнянь, до яких приходимо, реалізувавши граничні умови для певного способу закріплення. Після цього критичне навантаження визначається за формулою

$$q = S\frac{EI}{l^3}.$$

Сукупність наведених формул дозволяє досліджувати стійкість стрижнів, що знаходяться під дією власної ваги за будь-яких можливих граничних умов.

[1] Алфутов Н. А. Основы расчета на устойчивость упругих систем / Н. А. Алфутов. – М.: «Машиностроение», 1978. – 312 с.

[2] Вольмир А. С. Устойчивость деформируемых систем / А. С. Вольмир. – М.: Издательство «Наука», 1967. – 984 с.

[3] Перельмутер А. В. Устойчивость равновесия конструкций и родственные проблемы / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. Т.1. – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2007. – 670 с.

[4] Ржаницын А. Р. Устойчивость равновесия упругих систем / А. Р. Ржаницын. – М.: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1955. – 476 с.

[5] Тимошенко С. П. Устойчивость стержней, пластин и оболочек / С. П. Тимошенко. – М.: Наука, 1971. – 808 с.

[6] Крутий Ю. С. Розробка методу розв’язання задач стійкості і коливань деформівних систем зі змінними неперервними параметрами: дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук. (Одеса, ОДАБА, 2016).

**ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ ТЕПЛООВОГО ВПЛИВУ МОДЕЛЬНОЇ
ПОЖЕЖІ КЛАСУ "В" НА СУСІДНІ БУДИНКИ ЗА КРИТЕРІЄМ
ТЕПЛООВОГО ПОТОКУ**

**STUDY OF THE THERMAL IMPACT OF MODEL FIRE IN CLASS "B"
ON NEIGHBORING BUILDINGS BY THE CRITERION OF HEAT FLOW**

*канд. техн. наук В.В. Ніжник, канд. техн. наук Ю.Л. Фещук,
д-р техн. наук С.В. Поздєєв*

¹*Український науково-дослідний інститут цивільного захисту (м. Київ)*

*V.V. Nizhnyk, PhD (Tech.), Y.L. Feshchuk, PhD (Tech.),
S.V. Pozdieiev, D.Sc. (Tech.)*

The Ukrainian Civil Protection Research Institute (Kyiv)

Для розроблення розрахункового методу визначення протипожежних відстаней між будівельними об'єктами необхідно обґрунтувати та визначити основний критерій за параметрами якого здійснюватиметься прогнозування можливості поширення пожежі на суміжні будівельні об'єкти, в якості якого може бути тепловий потік або температура.

Процедури обчислення теплового потоку через віконний проріз будинку представлені в [1, 2]. Однак не враховано пожежну навантагу, яка може бути на фасаді будинку та ін. Дані методики мають обмежену область застосування.

Мета роботи – дослідження впливу значення теплового потоку на елементи суміжних об'єктів, як підґрунтя для обґрунтування критерію, що характеризує небезпеку поширення пожежі на суміжні будівельні об'єкти.

Сутність методу визначення протипожежної відстані між будівельними об'єктами за критерієм теплового потоку полягає у визначенні його величини на поверхні суміжного будівельного об'єкту, що опромінюється від факелу пожежі об'єкту, що горить.

Згідно з схемою рис. 1 проведено вимірювання величини теплового потоку за допомогою приймачів теплового потоку ФОА 013-01: ПТП1, ПТП2, ПТП3. Приймачі встановлювалися на відстані 2 м, 4 м, 6 м від джерела теплового випромінювання та висоті 1 м від поверхні землі.

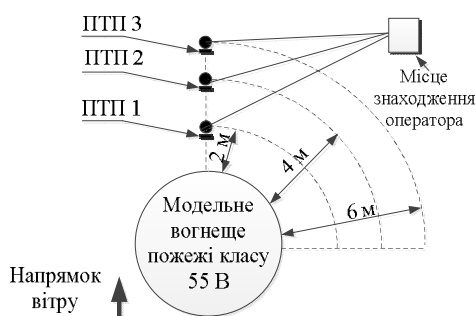


Рис. 1. Улаштування модельного вогнища та приймачів теплового потоку

Дослідження проводили три рази продовж 10 хвилинного впливу вогнища пожежі.

За результатами проведення трьох експериментів отримані дані щодо зміни густини теплового потоку залежно від відстані їх розташування до осередку горіння та тривалості теплового впливу. Усереднені дані експериментів наведено на рис. 2.

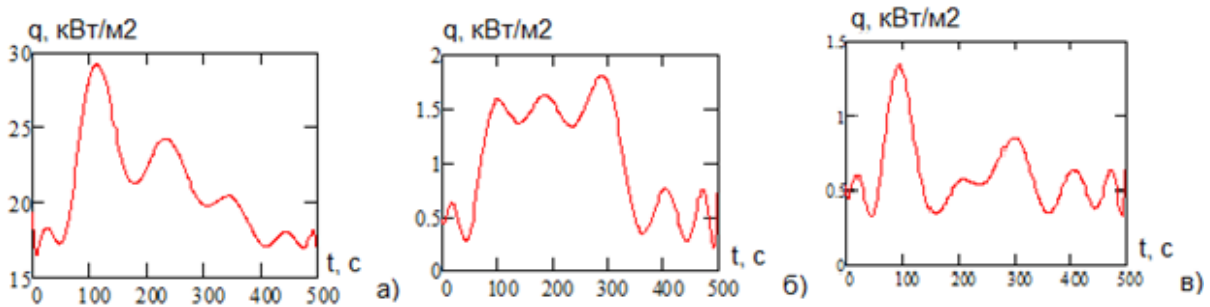


Рис.2. Графіки залежностей величини теплового потоку на досліджуваних зразках від часу вогневого впливу модельного вогнища пожежі класу 55 В встановлених: а) на відстані 2 м від модельного вогнища; б) на відстані 4 м від модельного вогнища; в) на відстані 6 м від модельного вогнища

З графіків рис. 2 можна встановити, що з віддаленням досліджуваних зразків від модельного вогнища пожежі класу 55 В, тепловий потік спадає. Однак впродовж всього періоду дослідження його величина є не стабільною. Це пояснюється тим, що експериментальні дослідження проводились на відкритій території, де погодні умови є чи не головним фактором впливу на отримані показники. Адже вітер, а особливо його пориви, змінюють нахил полум'я модельного вогнища пожежі, тим самим змінюючи напрям дії теплового потоку. Проведені експериментальні дослідження максимально наближені до реальних умов пожежі. Однак, при визначенні протипожежних відстаней між будинками, значення теплового потоку в якості критерію брати недоцільно, оскільки його величина нестабільна і суттєво залежить від погодних умов. Тому критерій по температурі має лягти за основу при визначенні протипожежних відстаней.

Отже, густину теплового потоку не доцільно використовувати, як основний критерій оцінювання небезпеки поширення пожежі між суміжними будівельними об'єктами. В роботі запропонований новий підхід щодо критеріїв небезпеки поширення пожежі на суміжні об'єкти, при цьому, виконуючи умову прямої індикації можливості утворення пожежі на суміжному будинку, враховуючи природу його матеріалів, в якості такого критерію має використовуватись температура займання матеріалів, що піддаються тепловому впливу з боку факелу пожежі, на суміжному будинку.

[1] Emil Carlsson, Report 5051 - External fire spread to adjoining buildings – A review of fire safety design guidance and related research - Department of Fire Safety Engineering Lund University, Sweden, 1999 – 125 p..

[2] Junsson R., Frantzich H., Karlsson B., Magnusson S.E., Ondrus J., Pettersson O., Bengtsson S., Osterling T., Thor J., Brandskydd – Teori och Praktik, Brandskyddslaget, LTH-Brandteknik, Stockholm, 1994, In Swedish.

**ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ СТІН
ПРИ НЕРІВНОМІРНОМУ ПРОГРІВІ**

**REINFORCED CONCRETE WALLS WITH UNEVEN WARMING
CARRYING ABILITY STUDY**

*канд. техн. наук О.М. Нуянзін¹, канд. техн. наук О.М. Тищенко¹,
д-р техн. наук С.В. Жартовський², канд. техн. наук П.І. Зайка¹, А.В. Перегін¹*

*¹Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного
університету цивільного захисту України (м. Черкаси)*

²Український науково-дослідний інститут цивільного захисту (м. Київ)

*O.M. Nuianzin¹, PhD (Tech.), O.M. Tyshchenko¹, PhD (Tech.),
S.V. Zhartovskiy², D.Sc (Tech.), P.I. Zayika², PhD (Tech.), A.V. Peregin¹*

¹Cherkassy Institute of Fire Safety named after Chernobyl Heroes National (Cherkassy)

²University of Civil Protection of Ukraine (Kyiv)

В умовах пожежі порушення загальної стійкості будівлі завжди відбувається внаслідок руйнування окремих елементів в каркасі споруди. Зважаючи на це, одним із важливих аспектів забезпечення пожежної безпеки у наш час є застосування будівельних конструкцій із гарантованою межею вогнестійкості [1].

Дослідженням процесу випробувань на вогнестійкість залізобетонних конструкцій займалися і займаються багато вчених. Відповідно до праць дослідників для визначення фактичних меж вогнестійкості вважається найбільш надійнішим і достовірним метод вогневих випробувань у спеціальних вогневих печах.

У роботах дослідників [2-3] недостатньо уваги було приділено впливу на значення межі вогнестійкості несучих стін дисперсії температур по їх обігрівальній поверхні, тому розв'язання цієї задачі є актуальним і сприятиме підвищенню ефективності випробувань з оцінювання вогнестійкості несучих стін.

Основною метою даної роботи було вирішення задачі міцності щодо визначення несучої здатності залізобетонної стіни в умовах пожежі і, як результат, визначення залежності значень межі вогнестійкості несучих стін від дисперсії температур на їхніх обігрівальних поверхнях як наукового підґрунтя для підвищення ефективності оцінювання результатів таких випробувань.

Застосовуючи весь комплекс математичних моделей згідно із алгоритмом використаної методики виконувалися розрахунки щодо визначення параметрів НДС залізобетонної стіни.

Для розв'язку задачі міцності була побудована кінцево-елементна схема, що наведена на рис. 1.

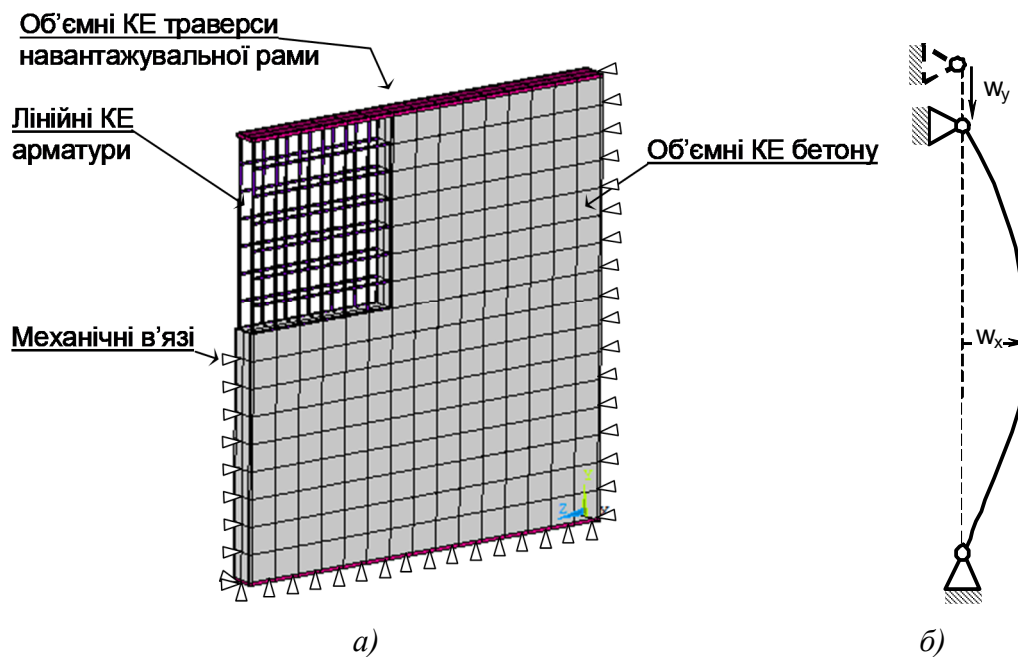


Рис. 1. Кінцево-елементна схема залізобетонної стіни та накладеній на її вузли механічні в'язі (а) та розрахункова схема закріплення стіни (б).

Після розв'язку задачі міцності був отриманий набір даних щодо НДС залізобетонної стіни в умовах температурного впливу вогневих випробувань.

Спираючись на отримані дані, наведені були визначені межі вогнестійкості досліджуваної стіни в умовах вогневих випробувань у печах із різними модифікаціями. При цьому був використаний алгоритм, що показаний у роботі [2].

Було проведено обчислювальні експерименти щодо розрахунку залежності межі вогнестійкості від максимальної дисперсії температур по обігрівальній поверхні вертикальної будівельної конструкції під час випробувань.

За результатами розрахунків одержано залежність значень межі вогнестійкості вертикальних залізобетонних будівельних конструкцій від дисперсії температур на їхніх обігрівальних поверхнях, а також похибки визначення межі вогнестійкості, що склала від 5 до 30 % в залежності від конфігурації вогневої печі.

[1] Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробування на вогнестійкість. Загальні вимоги (ISO 834:1975): ДСТУ Б В.1.1-4-98. – [Чинний від 1998-10-28]. - К.: Укрархбудинформ, 1999. – 21с. – (Державний стандарт України).

[2] Sidney S.O. Numerical study of the effectiveness of tests on fire resistance of bearing walls in fire furnaces of different configurations // Fire safety: theory and practice: Sb. Sciences Works. - Cherkasy: ChIPB, 2015. - No. 19. - P. 78 - 83..

[3] Thermal effects researching of heating concrete wall under in its fire resistance test / Sydney S.O., Nuianzin O.M., Tyshchenko O.M. [ets.] // Fire safety: theory and practice: Coll. Science. works. - Cherkasy: APB, 2015. - № 21. - pp. 88 - 95.

**ЗМІНА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ В
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОСОЗІГНУТИХ БАЛКАХ ТАВРОВОГО
ПРОФІЛЮ ПРИ ЗМІНІ НАВАНТАЖЕННЯ**

**THE CHANGE OF STRESS-STRAIN STATE IN BIAXIAL BENDED
REINFORCED CONCRETE T-SECTION BEAMS WITH
THE CHANGE OF LOAD**

д-р техн. наук А.М. Павліков, Ю.О. Приходько

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (м. Полтава)

A.M Pavlikov, D.Sc. (Tech.), Yu.O. Prykhodko

Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University (Poltava)

У розрахунках косозігнутих балкових залізобетонних елементів таврового профілю пропонується модель напружено-деформованого стану в нормальному перерізі від початку завантаження до моменту руйнування.

У наведеній моделі напруження та деформації залежать від таких факторів, як положення нейтральної лінії, котре характеризується кутом нахилу u нейтральної лінії до горизонтальної вісі, висотою стиснутої зони бетону X та значенням рівня відносних деформацій стиску бетону в найбільш стиснутій фібрі z_m [1–5]. Як показав аналіз, значення цих величин змінюються в таких межах: $0 \leq u \leq 90^\circ$, $0 \leq X \leq h \cos u + b \sin u - b_{eff} \sin u$, $0 \leq z_m \leq 2,7$, що можна використати в якості граничних характеристик.

З моделі випливає, що в процесі дії зовнішнього навантаження вона може представляти роботу залізобетонного елемента в одній із трьох характерних стадій: I, II та III. Розглянемо стадії 1 та 1a, які характеризують роботу залізобетонного елемента без тріщин.

На стадії 1 відносні деформації стиснутого та розтягнутого бетону в крайових фібрах залізобетонного елемента не досягають своїх граничних значень e_{cu} , e_{ct} . Зусилля розтягу сприймаються бетоном та арматурою сумісно. Розподіл напружень у бетоні стиснутої та розтягнутої зон має прямолінійний характер.

На стадії 1a (рис. 1) відносні деформації бетону в крайній фібрі розтягнутої зони досягає граничних значень e_{ct} . Розподіл напружень у розтягнутій зоні бетону набуває криволінійного характеру.

Значення параметрів напружено-деформованого стану залізобетонних косозігнутих балок змінюються залежно від рівня навантаження. Відносне значення висоти стиснутої зони o залежить від фізико-механічних характеристик b та від коефіцієнту армування s . Модель напружено-деформованого стану залізобетонного елемента в стадіях 1 та 1a особливо необхідна в розрахунках на утворення тріщин в залізобетонних елементах, нормальне функціонування яких виключає утворення будь-яких тріщин. Тому

для спрощення розрахунків автоматизовано процес побудови такої моделі з використанням програмного забезпечення MS Excel та AutoCAD.

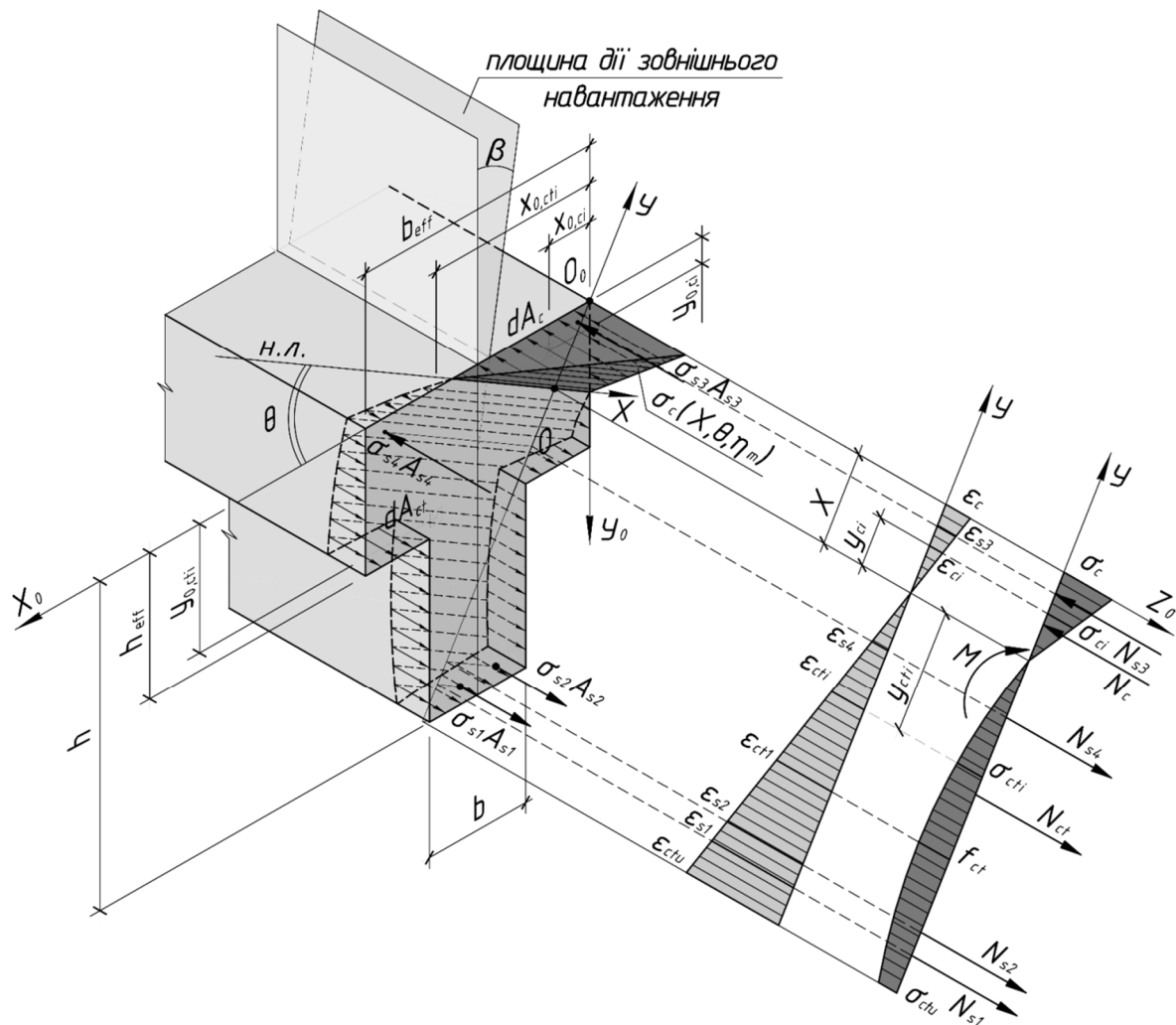


Рис. 1. Модель напружено-деформованого стану залізобетонної косозігнутої балки таврового профілю з трикутною формою стиснутої зони бетону в стадії 1а

- [1] Павліков А. М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану в косо-завантажених залізобетонних елементах у закритичній стадії: монографія / А. М. Павліков. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2007. – 259 с.
- [2] Бабич Є. М. Визначення напружено-деформованого стану та розрахунок згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу / Є. М. Бабич, П. С. Гомон // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2011. – Вип. 21. – С. 80 - 87.
- [3] Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. [Чинні від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, Державне підприємство „Укрархбудінформ“, 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
- [4] Харченко М. О. Розрахунок міцності косозігнутих залізобетонних балок таврового профілю з урахуванням нелінійного деформування бетону та арматури: дис. кан. тех. наук: спец. 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди / Марина Олександрівна Харченко. – Полтава, 2013. – 164 с.
- [5] Павліков А. М. Залежність кута нахилу нейтральної лінії від кута дії силової площини у косозігнутих елементах прямокутного профілю / А. М. Павліков, Д. Ф. Федоров // Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава : ПолтНТУ, 2011. – Вип. 1(29). – С. 66 - 70.

**ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНИХ МАТЕРІАЛІВ ДЛЯ ЗАКРІПЛЕННЯ
ГРУНТІВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД**

**USE OF MODERN MATERIALS FOR STRENGTHENING SOILS IN
RECONSTRUCTION OF BUILDINGS AND CONSTRUCTIONS**

*д-р техн. наук С.В. Панченко¹, д-р техн. наук Г.Л. Ватуля¹,
канд. техн. наук О.В. Лобяк¹, канд. техн. наук М.В. Павлюченков¹,
канд. техн. наук О.С. Герасименко¹, С.М. Богдан²*

¹Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

²ТОВ «Мареї» Україна (м. Київ)

*S.V. Panchenko¹, D.Sc. (Tech.), G.L. Vatulia¹, D.Sc. (Tech.),
O.V. Lobiak¹, PhD (Tech.), M.V. Pavliuchenkov¹, PhD (Tech.),
O.S. Herasymenko¹, PhD (Tech.), S.M. Bohdan²*

¹Ukrainian state university of railway transport (Kharkiv)

²LLC "Marei" Ukraine (Kyiv)

Закріплення ґрунтів є актуальною проблемою при реконструкції будівель в великих містах. Необхідність даного виду робіт виникає зокрема через комерційну привабливість придбання будівель в центральній частині міста з метою надбудови додаткових поверхів або внутрішнього перепланування. У кожному з випадків має місце збільшення навантажень на фундаменти. Крім того, у великих і швидко зростаючих містах спостерігається тенденція до замочування ґрунтів техногенними або ґрунтовими водами, що призводить до ослаблення основ фундаментів.

Перевагою хімічного закріплення ґрунтів полягає у відносній простоті виробництва робіт, можливості закріплення ґрунту на будь-яку глибину без розкриття фундаментів, коротких термінах виконання робіт, виконанні робіт по реконструкції без припинення експлуатації будівлі [1]. А у деяких випадках, хімічне закріплення залишається єдиним технічно можливим способом збільшення міцності і характеристик жорсткості основи.

Робота присвячена дослідженню сучасних матеріалів ТМ МАРЕІ, призначених закріплення піщаних ґрунтів або ґрунтів з низькою проникністю (Expanjet, Expanfluid, Dynamon Easy 11; Microcem 8000).

Фізико-механічні характеристики вихідних і закріплених ґрунтів визначено в лабораторних умовах [2] з використанням серій зразків відповідно до досліджуваного ґрунту і складу композиції. Характеристики ґрунтів: опір ґрунту зрізу(ϕ); кут внутрішнього тертя (u); питоме зчеплення (C) визначені за результатами випробувань зразків методом одноплощинного зрізу в одноплощинних зрізних приладах з фіксованою площиною зрізу. Суть методу полягає у зсуванні однієї частини зразка відносно другої його частини дотичним навантаженням, при одночасному навантажуванні зразка

навантаженням, нормальним до площини зрізу. Далі проводилися випробування ґрунту методом компресійного стиску для визначення таких характеристик деформативності: коефіцієнта стисливості (m_0) та модуля деформації E . Ці характеристики визначалися за результатами випробувань зразків ґрунту в компресійних приладах (одометрах), які виключають можливість бічного розширення зразка ґрунту при його навантажуванні вертикальним навантаженням.

Отримані результати покладено в основу проекту реконструкції 4-х поверхового будинку. У процесі реконструкції виконується пристрій всередині будівлі плитних фундаментів на штучній основі, з оперттям колон каркаса в центрі приміщень. Попередньо основа під додатковими фундаментами складалася з просадочних суглинків з початковим просадочним тиском 0.12 МПа, що підлягає хімічному закріпленню. Технологія хімічного закріплення основи передбачає перед зведенням додаткових фундаментів рівномірне перемішування ґрунту за допомогою спеціального шнека з подачею необхідних компонентів і наступним ущільненням [3].

Розрахункова схема будинку (рис. 1) виконана у середовищі ПК Lira-SAPR 2018 Pro [4] елементами оболонки, для моделювання стін, перекриттів і покриття, і універсальними стрижневими СЕ - для елементів каркасу (ригелі, колони). Для фундаментів застосовувалися універсальні СЕ оболонки з урахуванням параметрів пружної основи, які визначаються відповідно до тривимірної моделі ґрунту. Відповідно до цієї моделі по всій області фундаментів ітераційно визначаються значення коефіцієнтів постелі $C1$, $C2$, що залежать від власних навантажень на фундаменти і навантажень від прилеглих будівель, а також обчислюються глибина стисливої товщі і осадка.

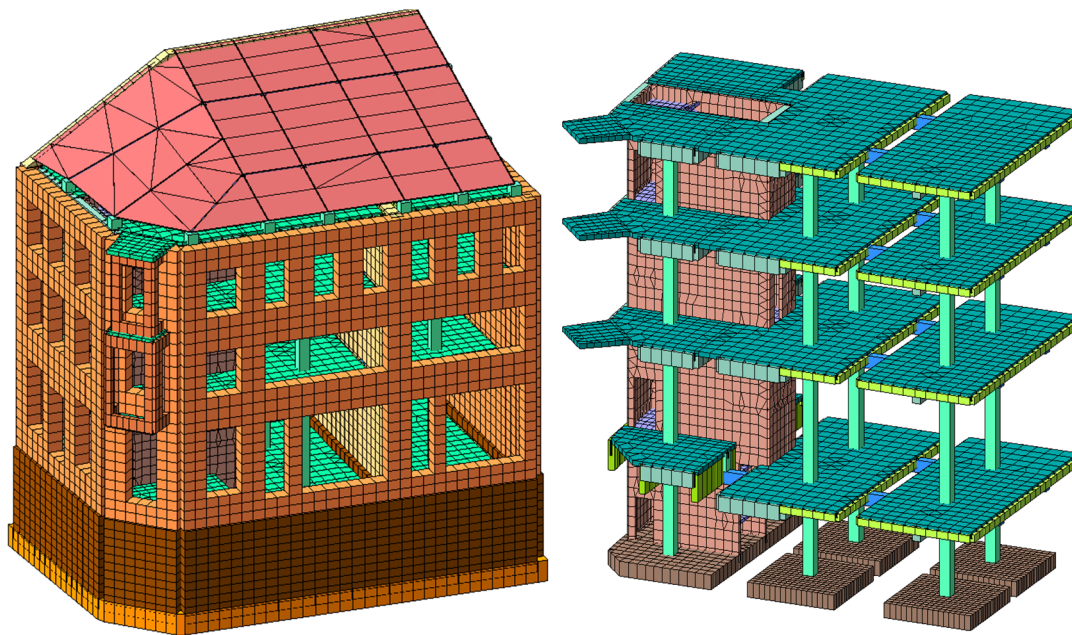


Рис. 1. Розрахункова модель будівлі

При моделюванні конструкцій будівлі приймалося умова незалежної роботи існуючої будівлі і проєктованих елементів, тобто – зовнішні стіни будівлі залишаються самонесучими з огорожувальними функціями.

Аналіз розрахунків та оцінка ефекту від закріплення виконувалися по значенням коефіцієнтів постелі $C1$ і $C2$, тиску на ґрунт Pz , вертикальним деформаціям та розрахунковому опору. Для кожного із составів дана оцінка несучої здатності закріпленого ґрунту (таблиця 1).

Таблиця 1

Результати розрахунку

Найменування	Тиск на ґрунт	Коефіцієнти постелі		Осадка	Запас несучої здатності основи
		$C1$	$C2$		
	т/м ²	т/м ³	т/м	мм	
Незакріплений ґрунт	13.7	112-158	1750-2470	116	0.89
Закріплення ґрунту композицією Expanjet	12.5	331-469	5210-7340	37.2	19.6
Закріплення ґрунту композицією Expanfluid	13.5	127-180	2000-2820	101	17.1
Закріплення ґрунту композицією Dynamon	13.6	116-164	1820-2570	111	19.5
Закріплення ґрунту композицією Microsem	13.1	184-261	2890-4080	68.3	93.8

Дослідження встановили високу ефективність матеріалів ТМ МАРЕІ у випадках хімічного закріплення посадочних ґрунтів при реконструкції за схемою створення штучної основи. Відповідно до прийнятих композицій вдалося збільшити жорсткість основи від 4.5% до 210%, несучу здатність збільшити в 10 разів і більше.

[1] Игошева Л.А., Гришина А.С. Обзор основных методов укрепления грунтов основания. Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура Т. 7, № 2 (2016) С. 5-21.

[2] ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96) Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформації. Чинний від 01.04.1997. Київ: НДІОСП, 1997. 102с. (Національний стандарт України: інформація та документація).

[3] Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Зоценко В.М. Бурові ґрунтоцементні палі, які виготовляються за бурозмішувальним методом: Монографія. Харків: «Друкарня Мадрид», 2016. 94 с.

[4] Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. К.: Факт, 2007. 394 с.

ВПРОВАДЖЕННЯ В УКРАЇНІ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З НАПРУЖЕННЯМ КАНАТНОЇ АРМАТУРИ НА БЕТОН (ПОСТНАПРУЖЕННЯ) ТА ЇХ НАТУРНІ ВИПРОБУВАННЯ

INTRODUCTION IN UKRAINE OF MONOLITIC REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH TENSION OF ROPE REINFORCEMENT ON CONCRETE (POST-TENSION) AND THEIR FULL-SCALE TESTS

Ю.М. Петрик

ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (м.Київ)

Y.M. Petryk

State enterprise "State Research Institute of Building Constructions"

В Україні напруження на бетон монолітних залізобетонних конструкцій (постнапруження) є перспективною технологією у промисловому та цивільному будівництві. За останні три десятиріччя будівництво за цією технологією стало займати домінуюче положення в світі .

Можливі дві системи постнапруження: пов'язана, з канатами в гофрованій трубі, що після напруження заповнюється ін'єктованим розчином, та непов'язана, зі змащеними канатами в пластиковій оболонці.

Монолітні залізобетонні конструкції з напруженням арматури на бетон мають ряд технічних і економічних переваг перед аналогічними ненапруженими конструкціями — більші прольоти, менша товщина елементів, зменшення ваги перекриттів та навантажень на фундаменти, тощо.

З застосуванням такої технології у світовій будівельній практиці в останні роки виконується до 80% площі перекриттів цивільних будівель.



Рис.1. Застосування постнапруження за технологією фірми VSL. Гонконг, Китай



Рис.2. Застосування постнапруження за технологією фірми VSL. Дубай, ОАЕ (фестивальне містечко). Загальна площа постнапруження 250 тис.м²

Положення щодо попереднього напруження залізобетонних конструкцій викладені у розділі 3.3 ДБН В.2.6-98:2009 . Проте, даний ДБН не регламентує ряд важливих характеристик попередньо напружених конструкцій (релаксація, пластичність, опір арматури втомі, характеристики анкерних і з'єднувальних пристроїв, тощо), а відносить їх до «відповідних нормативних документів».

Першочерговим об'єктом для застосування і перевірки моноканатних виробів було визначене незавершене будівництво паркінгу в осях 1-20/А-Г торгово-розважального центру по проспекту Генерала Ватутіна в м. Києві

Методика випробування розроблена згідно ДСТУ Б В.2.6-7-95.

Випробування було проведено 31 жовтня 2014 р. на ділянці перекриття над 2-м поверхом паркінгу в осях 6-8/А-Г. Навантаження перекриття виконувалось шляхом наповнення водою двох ємкостей, влаштованих з застосуванням герметизованої полімерною плівкою і розкріпленої щитової опалубки.

Для вимірювання прогинів було встановлено прогиноміри з ціною поділки 0,01мм з нижньої сторони плити. Кожен з прогиномірів був закріплений спеціальними струбцинами до індивідуального стояка на перекритті першого поверху. Висмикування канатів контролювалося індикаторами ИЧ-10 з ціною поділки 0,01мм, які було встановлено збоку плити перекриття по осі 8.



Рис.5. Випробування фрагменту перекриття другого поверху. Навантаження прикладається шляхом наповнення ємкостей водою. Вигляд зверху



Рис.6. Випробування фрагменту перекриття другого поверху. Навантаження прикладається шляхом наповнення ємкостей водою. Вигляд збоку

Виконані в ДП НДІБК дослідження дозволять перейти до практичного застосування конструкцій монолітних залізобетонних пост напружених перекриттів у повній відповідності до вимог нормативних документів України.

[1] Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості : ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). – [Чинні від 1996–01–01]. – Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 44 с. – (Державний стандарт України).

[2] Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. [Чинні від 2007–01–01]. – К.: Мінбуд України, 2006. – 59 с. – (Будівельні норми України).

[3] Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2009. – [Чинні від 2009–12–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с. – (Будівельні норми України).

[4] Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування : ДСТУ Б В.1.2-3:2006. – [Чинні від 2007–01–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 15 с. – (Будівельні норми України).

**УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДУ РОЗРАХУНКОВОЇ ОЦІНКИ
МОЖЛИВОСТІ ПРОГРЕСУЮЧОГО РУЙНУВАННЯ БУДІВЕЛЬ
УНАСЛІДОК ПОЖЕЖІ**

**IMPROVING OF CALCULATE METHOD FOR EVALUATION OF
PROGRESSIVE COLLAPSE POSSIBILITY OF BUILDINGS UNDER FIRE
INFLUENCE**

*д-р техн. наук С.В. Поздєєв, канд. техн. наук О.В. Некора,
д-р економ. наук Т.М. Кришталь, канд. техн. наук С.О. Сідней,
канд. техн. наук А.В. Швиденко, канд. техн. наук В.М. Зажома
Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного
університету цивільного захисту України (м. Черкаси)*

*S.V. Pozdieiev, D.Sc. (Tech.), O.V. Nekora, PhD (Tech.),
T.M. Kryshstal, D.Sc. (Econ.), S.O. Sidnei, PhD (Tech.),
A.V. Shvydenko, PhD (Tech.), V.M. Zazhoma, PhD (Tech.)
Cherkassy Institute of Fire Safety named after Chernobyl Heroes National University of Civil
Protection of Ukraine (Cherkassy)*

Відповідно до вимог будівельних норм України, зокрема ДБН В. 1.1-7 : 2016 [1], необхідно виконувати розрахунок щодо встановлення, що прогресуюче руйнування будівлі внаслідок пожежі не відбувається, за умови коли будівля або споруда відноситься до об'єктів будівництва, що відповідають класу складності СС-3. для даної будівлі має бути підтверджено. Оскільки система стандартів щодо регламентації методик розрахунку на прогресуюче руйнування знаходиться у стані створення, системою діючих будівельних норм та стандартів не надається науково обґрунтованих положень таких методик, тож дослідження спрямовані на створення продуктивних та економічних розрахункових методик щодо оцінки можливості прогресуючого руйнування будівель унаслідок пожежі є актуальними.

Для математичного описання роботи конструкцій у аварійному стані із наявними пластичними деформаціями конструктивної системи перевірку стійкості щодо прогресуючого руйнування елементів конструкцій, у зоні локального руйнування певного елемента, рекомендується проводити кінематичним методом теорії граничної рівноваги, що дає найбільш економічний розв'язок [2]. За таких умов розглядається декілька наперед прийнятих механізмів прогресуючого руйнування і визначаються роботи внутрішніх сил (W) і зовнішніх навантажень (U) на можливих переміщеннях механізму, на який перетворюється статична система, відповідна конструктивна система. Умовою зберігання геометричної незмінності статичної системи при цьому є виконання нерівності

$$W \geq U. \quad (1)$$

Схема каркасу будівлі у аварійному стані допускає, що зруйнована колона видаляється повністю з із схеми жорсткості будівлі, і не вважається частиною механізму, на який перетворюється будівля, із наявними пластичними шарнірами у ній. На рис 1 наведена схема утворення зони пластичних шарнірів за умови коли каркас складається із сталевих балок, залізобетонних та трубобетонних колон. При цьому розглядається два можливих механізми.

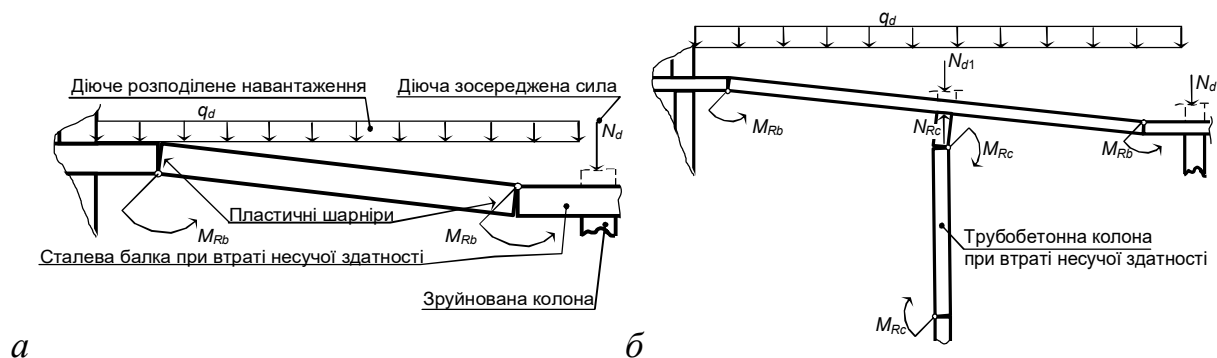


Рис. 1. Схема силової взаємодії при прогресуючому обваленні: *а* – за умови втрати несучої здатності тільки сталевій балки; *б* - за умови втрати несучої здатності сталевій балки і колони

Для проведення розрахунку щодо визначення можливості прогресуючого руйнування будівлі внаслідок пожежі при застосуванні запропонованого методу мають бути виконані наступні процедури. Визначається одна або група колон (діафрагм) що вилючаються із схеми жорсткості будівлі як зруйновані внаслідок пожежі. Визначаються точки положення пластичних шарнірів у колонах та балках. Визначаються граничні моменти у колонах та балках за умов нормальних температур. Шляхом розв'язку рівнянь рівноваги рівності віртуальних робіт зовнішніх та внутрішніх сили визначаються можлива робота внутрішніх сил у конструктивній системі що працює в умовах граничних зусиль на пластичних деформаціях. Визначається сумарна можлива робота зовнішніх сил та перевіряється виконання умови (1) із подальшим висновком про можливість прогресуючого руйнування будівлі внаслідок пожежі.

Висновки. Запропоновано математичне описання роботи зовнішніх та внутрішніх сил на можливих переміщеннях кінематичної системи на, на яку перетворюється статична система будівлі у аварійному стані прогресуючого руйнування унаслідок пожежі, у результаті чого розроблений продуктивний та економічний метод розрахункової оцінки його можливості. Обґрунтований метод оцінки можливості прогресуючого руйнування каркасу із сталевими балками, залізобетонними та трубо бетонними колонами.

[1] Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. ДБН В.1.1-7 : 2016 [Чинний від 2017-06-01.]. – К.: «Укрархбудінформ», 2017. – 40 с – (Національний стандарт України).

[2] Ю. М. Стругацкий, Г.И. Шапиро. Безопасность московских жилых зданий массовых серий при чрезвычайных ситуациях. ПГС № 8, Стройиздат, М., 1998.

РОЗРАХУНОК ЕНЕРГЕТИЧНОГО РЕСУРСУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І КОНСТРУКЦІЙ

CALCULATION OF ENERGY RESOURCE OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS AND STRUCTURES

О.В. Ромашко, д-р техн. наук В.М. Ромашко

Національний університет водного господарства та природокористування (м. Рівне)

O.V. Romashko, V.M. Romashko, D.Sc. (Tech.)

National University of Water Management and Nature Recourses Use (Rivne)

Модернізація та реконструкція будівельних об'єктів потребує не тільки встановлення дійсного технічного стану, але і визначення залишкового ресурсу несучої здатності будівельних конструкцій. Для останніх ці задачі є не тільки особливо важливими, але й вкрай складними, оскільки пов'язані з суттєвими змінами їх експлуатаційної жорсткості. Більшість чинних нормативних документів [1-3] подібні зміни повністю ігнорують, а тому технічний стан залізобетонних елементів та конструкцій оцінюється лише за сукупністю виявлених дефектів та пошкоджень без належних формалізованих розрахунків. Такий примітивний підхід до встановлення дійсного технічного стану будівельних об'єктів обумовлений відсутністю науково обґрунтованої методики розрахунку залишкового ресурсу будівельних конструкцій.

Авторами пропонується методика, що дозволяє формалізувати процес оцінювання технічного стану будівельних об'єктів за результатами розрахунку залишкового ресурсу несучої здатності елементів і конструкцій.

Найважливіші силові та деформаційні параметри залізобетонних елементів на всіх етапах деформування пов'язуються між собою функцією жорсткості $D = M / (1/r)$. Тому пропонується методика розрахунку їх залишкового ресурсу базується на використанні саме тих параметрів натурних досліджень (обстежень), які дозволяють безпосередньо чи опосередковано оцінювати жорсткість елементів. Крім реальних дефектів, пошкоджень та механічних характеристик матеріалів таким параметром може слугувати прогин елемента чи конструкції f_l , величину якого можна визначити будь-яким доступним способом. За величиною прогину можна доволі легко визначити осереднену кривину згинального елемента в експлуатаційній стадії (рис.1)

$$1/r_{f_l} = f_l / (s \cdot l^2), \quad (1)$$

де s – коефіцієнт, що залежить від схем завантаження та закріплення елемента;
 l – розрахункова довжина залізобетонного елемента.

Потенціальну енергію деформування згинального залізобетонного елемента W_3 , що відповідає його залишковому ресурсу (рис. 1), пропонується

обчислювати на основі узагальненої діаграми його стану [4] за виразом:

$$W_3 = W - W_1 - W_2 = \int_0^{1/r_u} Md(1/r) - \int_0^{1/r_f} Md(1/r) - M_l \cdot (1/r_{ful} - 1/r_{fl}), \quad (2)$$

де W – потенціальна енергія деформування згинального елемента в граничній стадії за короткочасної дії повного навантаження;

W_1 – те ж саме за короткочасної дії експлуатаційного навантаження;

W_2 – те ж саме за тривалої дії експлуатаційного навантаження.

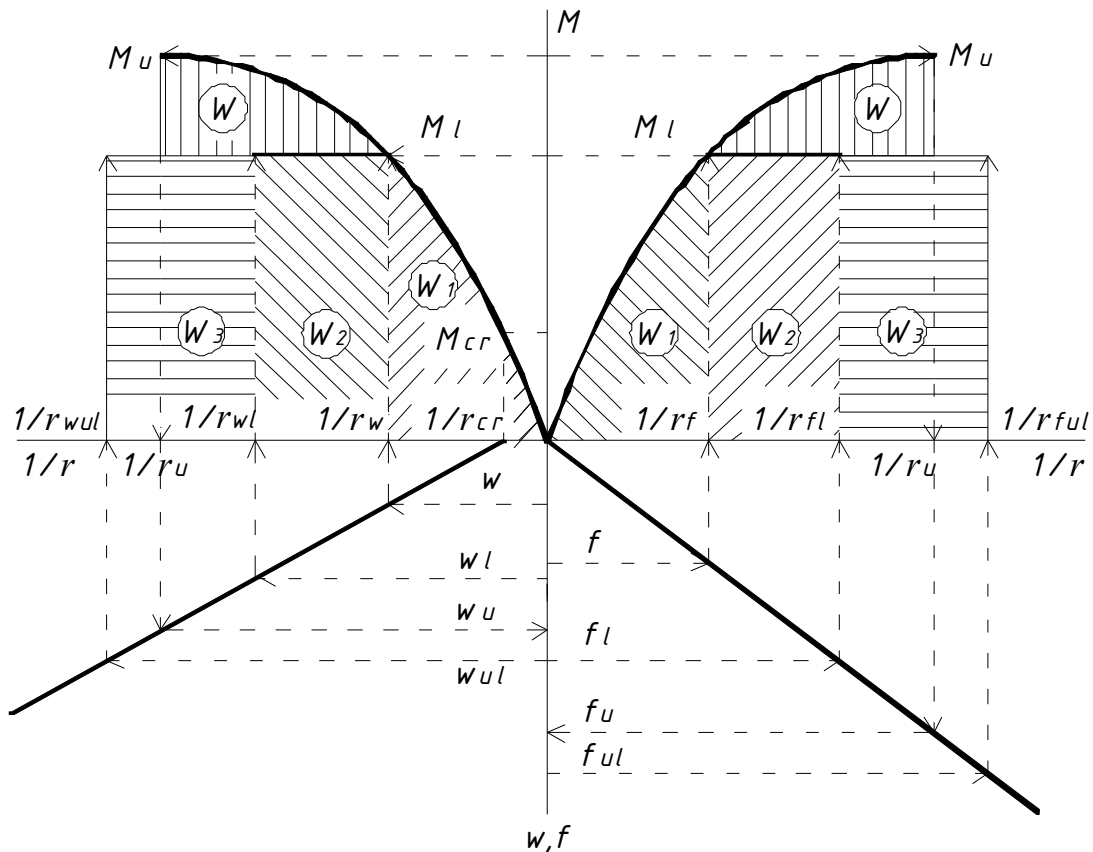


Рис. 1. До визначення потенціальної енергії деформування згинального залізобетонного елемента за дії навантажень різної тривалості

Використання запропонованого енергетичного критерію у розрахунках залишкового ресурсу залізобетонних елементів стає можливим навіть тоді, коли вихідними параметрами натурних досліджень будуть слугувати крок та ширина розкриття тріщин (рис. 1). І стає це можливим завдяки тому, що гіпотеза плоских перерізів дозволяє в осередненому розрахунковому перерізі пов'язати деформації матеріалів з жорсткістю елемента через його кривину.

[1] Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійн Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. Київ : Держбуд України, 1999. 153 с. (Інформація та документація).

[2] ДБН В.1.2-14-2008. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 43 с. (Національні норми України).

[3] ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 01.06.11]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 123 с. (Національний стандарт України).

[4] Ромашко В. М. Деформаційно-силова модель опору бетону і залізобетону : монографія. Рівне : О. Зень, 2016. 424 с.

ОСНОВИ МОДЕЛЮВАННЯ БАГАТОРІВНЕВОГО УТВОРЕННЯ НОРМАЛЬНИХ ТРІЩИН В ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ І КОНСТРУКЦІЯХ

FUNDAMENTALS OF MODELING OF MULTILATERAL FORMATION OF NORMAL CRACKS IN REINFORCED CONCRETE ELEMENTS AND STRUCTURES

О.В. Ромашко, д-р техн. наук В.М. Ромашко

Національний університет водного господарства та природокористування (м. Рівне)

O.V. Romashko, V.M. Romashko, D.Sc. (Tech.)

National University of Water Management and Nature Recourses Use (Rivne)

Модель послідовного багаторівневого утворення нормальних тріщин розроблена складовою частиною узагальненої деформаційно-силової моделі опору залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам [1]. Вона теж ґрунтується на основних співвідношеннях механіки деформованого твердого тіла, що виражені загально визнаною системою статичних, геометричних та фізичних співвідношень. Для розкриття внутрішньої статичної невизначеності перерізу залізобетонних елементів зазначена система доповнена аналітичною залежністю діаграми стану елемента $M - 1/r$ та функцією граничних деформацій стиснутого бетону $\varepsilon_{cu} = f(\varepsilon_{si}, \rho_{li}, x_{si}, m_h, m_b)$.

Виникнення перших нормальних тріщин першого рівня в залізобетонному елементі визначається за граничними деформаціях розтягнутого бетону ε_{ctu} , що фіксуються за екстремальним критерієм його міцності $dN_{ct} / d\varepsilon_{ct} = 0$ чи несучої здатності $dM_{ct} / d(1/r) = 0$ або приймаються рівними $\varepsilon_{ctu} = 2f_{ctk} / E_{c0}$. Застосування критерію $dM_w / d\varepsilon = 0$ для визначення моменту появи тріщин [2] є сумнівним, оскільки у цьому випадку максимальну несучу здатність втрачає тільки розтягнутий бетон, а не елемент в цілому. До того ж вираз $dM / d\varepsilon = 0$ не можна вважати критерієм взагалі. За фізичним змістом критерій Ферма є характеристикою жорсткості елемента (центрально завантаженого бетонного – E_c , центрально завантаженого залізобетонного – EA , згинального чи позациентрово завантаженого – EI), за якою він втрачає свою несучу здатність.

Що ж до відстаней між тріщинами s_{ri} , то їх визначають за умовою рівноваги максимальних зусиль в розтягнутому бетоні $N_{ct,cr} = f(\varepsilon_{ctu})$ та зусиль активного зчеплення на ділянці між тріщинами $N_{bd,cr}$. Зусилля активного зчеплення пропонується обчислювати за нелінійною функцією середніх напружень цього зчеплення τ_{bmi} , обґрунтованою степеневим виразом [3].

Для центрально розтягнутого елемента відстань між тріщинами першого рівня є обернено пропорційною до коефіцієнта його армування $\rho_{l,t} = A_s / N_{ct,cr}$

$$s_{r1} = \frac{\varnothing_s}{4 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot (\sigma_{s1} / f_{yk})^{1-1/\eta_s} \cdot \rho_{l,t}}, \quad (1)$$

де η_1 – коефіцієнт, що враховує профіль арматурного стержня за критерієм Рема; η_2 – коефіцієнт, що враховує вплив діаметру арматури; σ_{s1} – напруження в арматурі у перерізі з тріщиною першого рівня; σ_y – граничні напруження в арматурі ($\sigma_y = f_{yk}$); $1/\eta_s$ – параметр інтенсивності зчеплення арматури з бетоном [3].

Якщо врахувати, що відстань між тріщини другого рівня зменшиться вдвічі $s_{r2} = s_{r1} / 2$, то напруження, за яких ці тріщини почнуть утворюватися, можна визначити за наступною залежністю

$$\sigma_{s2} = f_{yk} \cdot \left(\frac{\varnothing_s}{2 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot s_{r1} \cdot \rho_{l,t}} \right)^{\frac{\eta_s}{\eta_s-1}}. \quad (2)$$

В згинальних елементах відстані між суміжними тріщинами першого рівня слід визначати за аналогією до центрально розтягнутих. Оскільки нормальні напруження в арматурі у межах ділянок між тріщинами є змінними, то середні напруження зчеплення на цих ділянках теж будуть різними. Тому відстані між нормальними тріщинами нових та попередніх рівнів теж завжди різнитимуться між собою. Виходячи з рівності зусиль зчеплення по обидві сторони від ймовірної тріщини другого рівня [3], відстані до неї від тріщин першого рівня можна визначити за наступними виразами

$$s_{r2,1} = \frac{s_{r1,1} \cdot \tau_{bm2,2}}{\tau_{bm2,1} + \tau_{bm2,2}}; \quad s_{r2,2} = \frac{s_{r1,1} \cdot \tau_{bm2,1}}{\tau_{bm2,1} + \tau_{bm2,2}}. \quad (3)$$

Ширину розкриття найнебезпечнішої нормальної тріщини пропонується обчислювати з позицій послідовного накопичення взаємних зміщень арматури і бетону за формулою

$$w_k = s_{r1,1} \cdot (\varepsilon_{sm,1} + \varepsilon_{sm,2} + \Delta\varepsilon_{sm,2} - \varepsilon_{ctm}) - s_{r2,1} \cdot (\varepsilon_{sm,2} + \Delta\varepsilon_{sm,2} - \varepsilon_{ctm}), \quad (4)$$

де $\varepsilon_{sm,1}$, $\varepsilon_{sm,2}$ та $\Delta\varepsilon_{sm,2}$ – відповідно, приріст середніх відносних деформацій розтягнутої арматури на ділянці між тріщинами від початку завантаження до моменту утворення тріщини першого рівня, від появи тріщини першого рівня до моменту утворення тріщини другого рівня, від появи тріщини другого рівня до моменту досягнення експлуатаційного навантаження; ε_{ctm} – середні значення граничних деформацій розтягнутого бетону на ділянках між тріщинами.

[1] Ромашко В. М. Деформаційно-силова модель опору бетону і залізобетону : монографія. Рівне : О. Зень, 2016. 424 с.

[2] Кочкар'єв Д. В. Нелінійний опір залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня д-ра техн. наук : 05.23.01. Полтава, 2018. 44 с.

[3] Ромашко В. М., Ромашко О. В. Розрахунок тріщиностійкості залізобетонних елементів з урахуванням рівнів утворення нормальних тріщин. *Зб. наук. праць УДУЗТ*. 2018. Вип. 181. С. 58–65.

**ЛАБОРАТОРНІ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОЗВИТКУ
ДОВАНТАЖУВАЛЬНИХ СИЛ ТЕРТЯ, ЩО ДІЮТЬ ПО БІЧНІЙ
ПОВЕРХНІ КОНУСОПОДІБНИХ ПАЛІ**

**LABORATORY EXPERIMENTAL RESEARCH OF LOADING FORCES
DEVELOPMENT ACTING ON THE SIDE SURFACE OF THE TAPERED
PILES IN STRUCTURALLY UNSTABLE SOILS**

*д-р техн. наук О.В. Самородов, канд. техн. наук А.В. Убийвовк,
А.Ю. Купрейчик*

Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)

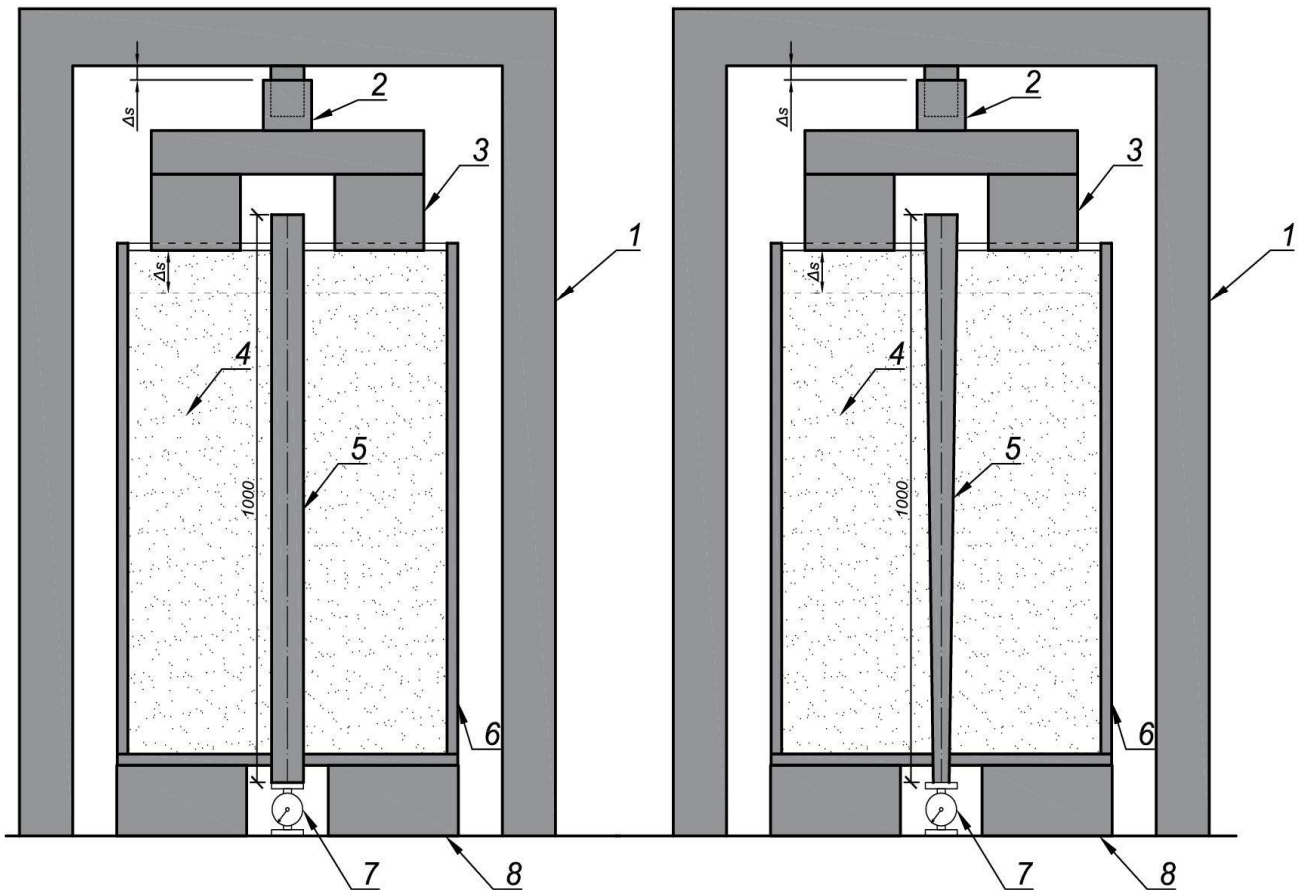
*O.V. Samorodov, D.Sc. (Tech.), A.V. Ubyivovk, PhD (Tech), A. Yu. Kupreichuk
Kharkiv national university of civil engineering and architecture (Kharkiv)*

В умовах сучасної забудови міських територій виникають потреби освоєння складних в геотехнічному відношенні та несприятливих для будівництва площадок. До особливостей таких площадок, серед іншого, відноситься наявність структурно-нестійких ґрунтів, які проявляють деформації просідання при замочуванні, динамічних та вібраційних навантаженнях у зв'язку зі зниженням міцності структурних зв'язків.

У зв'язку з цим актуальними задачами є розробка і впровадження раціональних конструктивних рішень при проектуванні і будівництві фундаментів за умов наявності структурно-нестійких ґрунтів. Одним із таких рішень є використання бурових палів. Відповідно до вимог діючих державних нормативних документів [1] при проектуванні палів на структурно нестійких ґрунтах слід враховувати дію довантажувальних сил тертя, які виникають у випадку, коли швидкість осідання масиву ґрунта навколо палів перевищує швидкість осідання палі. Дослідження взаємодії масиву структурно-нестійких ґрунтів с палями та належне теоретичне обґрунтування необхідне для уточнення методик оцінки довантажувальних сил тертя.

В експериментальному дослідженні було виявлено ефект зниження довантажувальних сил тертя в залежності від конусності палі та проведено аналіз результатів лабораторних вимірювань довантажувальних сил за різними схемами моделювання деформацій просідання.

Для виявлення ефекту впливу конусності палі на величину довантажувальних сил тертя в лабораторному експерименті одною з ключових задач було моделювання особливих властивостей ґрунта, що утворює оточуючий палю масив, при цьому не навантажуючи палю до моделювання розвитку деформацій просідання. Розвиток деформацій просідання оточуючого ґрунтового масиву навколо палів в експериментах було реалізовано трьома різними варіантами. На рисунку 1 наведено схему одного із способів моделювання.



а) циліндрична форма палі

б) конусоподібна форма палі

Рис.1. Схема експерименту

1-металева опорна рама; 2- домкрат; 3-кільцевий штамп для завантаження поверхні ґрунтового масиву; 4- ґрунтова суміш (пісок або пісок з ппс кульками);
5- а) циліндрична палія, б) конусоподібна палія; 6- металевий лоток;
7- динамометр; 8- основа лотка

Отримані результати експериментальних лабораторних досліджень вказали, що при незначному зниженні площі бічної поверхні конусоподібної модельної палі (на 25%) у порівнянні з циліндричною формою стовбура значення довантажувати сил тертя R_p знизилося на 60% [2], 45% та 38% відповідно до способів моделювання.

[1] ДБН В.2.1-10-2009 Зміна № 1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55.

[2] Samorodov O.V. New design of a tapered bored pile for installation in structurally unstable soils / O.V. Samorodov, A.V. Ubyivovk, A.Yu Kupreichyk, V.E. Naydenova // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering / Poltava National Technical Y. Kondratyuk University. – Issue 2(51) 2018. – Pp. 102–107.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ РАЦИОНАЛЬНОГО НЕСУЩЕГО ЭЛЕМЕНТА ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ СТОЛБЧАТОЙ МОСТОВОЙ ОПОРЫ

DETERMINATION OF GEOMETRIC PARAMETERS FOR RATIONAL LOAD-BEARING UNIT OF BRIDGE CYLINDRICAL COLUMN PIER

*канд. техн. наук Е.В. Синьковская, канд. техн. наук А.В. Игнатенко
Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет (г.Харьков)*

O.V. Synkovska, PhD (Tech.), A.V. Ihnatenko, PhD (Tech.)
Kharkov National Automobile and Highway University (Kharkov)

Учитывая, что энергетически равнопрочный несущий элемент, является наиболее рациональным и наименее материалоемким [1,2]. В данной работе представлен метод подбора рациональных параметров, обеспечивающих равнопрочность сечений по всей его высоте, сталебетонного несущего элемента мостовой опоры с сетчатой обоймой. Отметим, что такой элемент занимает среднее положение в смысле прочностных свойств, между аналогичным железобетонным и трубобетонным, при этом интегрируя в себе их лучшие качества [3,4,5].

Бетонное ядро, выполнено в виде, полого цилиндрического элемента, центр тяжести которого, в каждом горизонтальном сечении, совпадает с точкой приложения внешней нагрузки (Рис.1.). Для создания данной равнопрочной опоры моста сделан ряд допущений, а также считаем, что наиболее оптимальным является элемент, у которого напряжения во всех точках равны пределу прочности бетона при сжатии f_{ck} .

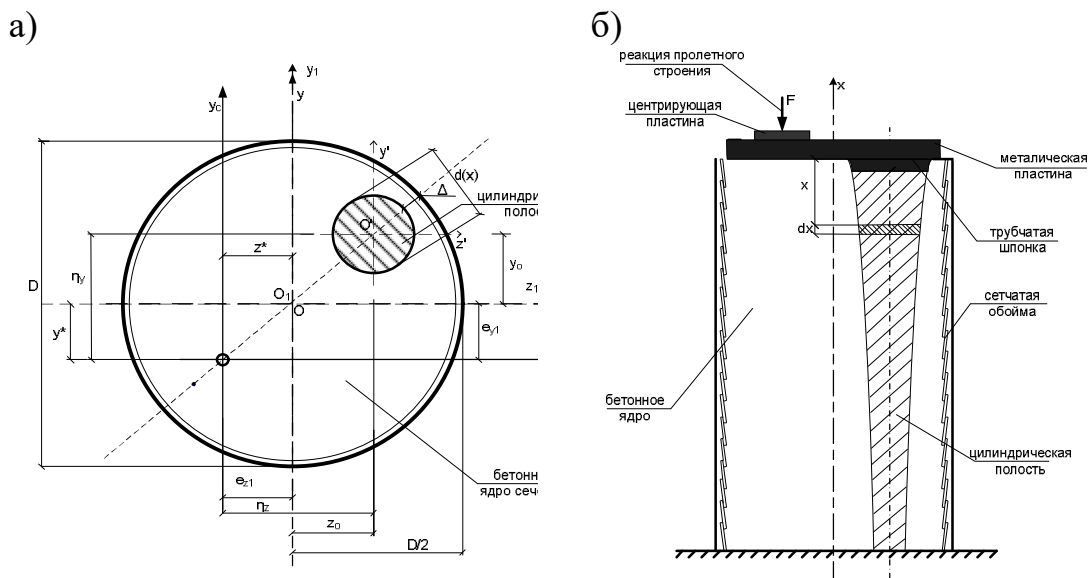


Рис.1. Равнопрочный несущий элемент мостовой опоры

Путем преобразований, учитывая увеличение площади поперечного сечения в зависимости от удлинения стержня на dx , и соответственно увеличения действующей суммарной нагрузки, получена формула для определения площади поперечного сечения опоры по всей высоте элемента:

$$A(x) = A_0 e^{\frac{\gamma}{f_{ck}} x} = \frac{F}{f_{ck}} e^{\frac{\gamma}{f_{ck}} x} \quad (1)$$

Получена формула для определения диаметра цилиндрической полости $d(x)$, которая также переменная по высоте (Рис.3.):

$$d(x) = D \sqrt{1 - \frac{4F}{\pi f_{ck} D^2} e^{\frac{\gamma}{f_{ck}} x}} \quad (3)$$

где D - диаметр бетонного ядра;

$d(x)$ - диаметр цилиндрической полости;

f_{ck} - прочность бетонного ядра на сжатие;

γ - плотность бетона.

Координаты приложения внешней сжимающей нагрузки, а также координаты центра тяжести сложного составного сечения зависят от соотношения диаметра сталебетонного несущего элемента и полости:

$$\eta_z = \frac{\xi_z (1 - \alpha^2(x))}{\alpha^2(x)};$$

$$\eta_y = \frac{\xi_y (1 - \alpha^2(x))}{\alpha^2(x)}. \quad (4)$$

Приведен расчет основных геометрических параметров предложенного сложного составного сечения, равнопрочного сталебетонного несущего элемента мостовых опор, к которым относится центр тяжести и его координаты, центральные моменты инерции, радиус инерции, ядро сечения

[1] O. Petrova, O. Lugchenko, M. Hammud, A. Nazhem // To the rationalization of the constructive solutions of the bridge supports // Peculiarities of carrying capacity evaluations of cylindrical CFST columns with new type casing. Matec web of Conferences 116, 02025 (2017), Transbud-2017.

[2] Синьковская Е.В. Рациональные конструкции сталебетонных несущих элементов мостовых опор нового типа // Бетон и железобетон – взгляд в будущее: III Всероссийская (II Международная) конференция по бетону и железобетону. – в 7 т. Т.2. Безопасность железобетонных конструкций при особых природных и техногенных воздействиях. Опыт строительства зданий и сооружений. Мониторинг состояния конструкций, зданий и сооружений. – Москва: МГСУ, 2014. – С.328-339.

[3] Шмуклер В.С. Рациональные конструкции сталебетонных мостовых опор / В.С. Шмуклер, Е.А. Петрова, Синьковская Е.В. // Науковий вісник будівництва. – Х.: ХДТБА, 2013. – № 74. – С. 148 – 156.

[4] Sinkovskaya, A. Ignatenko // Peculiarities of carrying capacity evaluations of cylindrical CFST columns with new type casing. Matec web of Conferences 116, 02031 (2017), Transbud-2017.

[5] V. Shmukler, O. Petrova, H. Mohammad // Rationalization of the parameters of the cylindrical bridge support (theoretical basis). Matec web of Conferences 230, 02031 (2018), Transbud-2018.

СЕЙСМІЧНИЙ ЗАХИСТ ПРИКАР'ЄРНИХ ЗАБУДОВ

SEISMIC PROTECTION OF BUILDINGS IN AREAS ADJACENT TO OPEN-PIT MINING

*канд. техн. наук А.А. Скачков¹, д-р техн. наук О.А. Паливода²,
д-р техн. наук С.О. Жуков², д-р техн. наук Д.А. Єрмоленко*

¹*ПрАТ «Північний гірничозбагачувальний комбінат» (м. Кривий Ріг)*

²*ДВНЗ «Криворізький національний університет» (м. Кривий Ріг)*

³*Полтавський національний технічний університет ім. Ю.Кондратюка (Полтава)*

*A.A. Skackov¹, PhD (Tech.), O.A. Palyvoda², D.Sc. (Tech),
S.O. Zhukov², D.Sc. (Tech), D.A. Yermolenko³, D.Sc. (Tech)*

¹*PJSC «Northern Mining and Processing Plant» (Krivyi Rih)*

²*SHEI «Kryvyi Rih National University» (Krivyi Rih)*

³*Poltava National Technical Yurii Kondratyuk University*

Як показує аналіз досліджень і практики експлуатації споруд, які піддаються впливу вибухових робіт [1, 2], одним з найменш вивчених теоретично й невіршених практично питань є нерівномірне формування під дією вибуху напружено-деформованого стану породних масивів складної регулярної структури із зумовленою нею акустичною анізотропією, яка азимутально зумовлює переважно періодичну функціональну залежність (епіциклоїдну) пружно-механічних характеристик у фронті хвилі навколо підірваного заряду. Нами було прийнято гіпотезу, що оптимізація напруженого стану стає можливою шляхом диференційованого енергонасичення масиву, а також – створення для цього реально працюючих додаткових відбиваючих пружні хвилі та екрануючих щілин [3, 4]. У зв'язку з чим в дослідження закладено ідею використання для утворення в акустично анізотропному масиві просторово складних форм поверхонь різного напруженого стану, а також поглиблення даної диференціації, для вирішення чого задачі досліджень передбачали обґрунтування оптимальних форм зон руйнування та взаємного розташування останніх, створюючи завдяки цьому умови для симетричної дії вибухів між двома відбиваючими поверхнями – вертикального укосу уступа з одного боку, та створюваної з короткочасним випередженням «тильної» щілини – з іншого. Просторові зони з будівлями на поверхні доцільно захищати щілинами екрануючими.

Характеристики ґрунтів визначалися апробованими апаратними та розрахунковими методами [5, 6]. Швидкість поздовжніх хвиль визначали за допомогою дефектоскопу УКБ-1 прямим прозвучуванням. Результати вимірювань свідчать про значну розбіжність показників швидкості в залежності від напрямку відносно шаруватості. Оскільки ж породи Криворіжжя часто

зім'яті у складки високих порядків, то брали швидкість середню: визначена в кар'єрі «Північний» – 1300 м/с, і на зразках за допомогою УКБ-1, – 1308 м/с, практично співпала. Визначення швидкості поперечної хвилі також виконували із застосуванням бетоноскопу УКБ-1. Зразки прозвучували короткими пакетами ультразвукових імпульсів. Під час затухання коливань фіксували величини критичного кута $\bar{\alpha}_{кр}$, після чого визначали його синус, а слідом за формулою $V_s = 1550/\sin\bar{\alpha}_{кр}$, м/с – швидкість поперечної хвилі.

Далі виконувалися дослідження сейсмічних проявів та визначення залежності гранично безпечної маси ВР в одному ступені підривання від характеристик ґрунтів з метою визначення закономірності поширення сейсмічних хвиль у структурно складному породному масиві. Запис сейсмічних хвиль проводився методом багатоканального виміру коливань [7] електронним осцилографом TPS2014 у комплекті з електродинамічними датчиками СВ-10Ц та СГ-10. Для визначення швидкості поширення сейсмічної хвилі в породному масиві було адаптовано два способи: а) прямим виміром; б) триангуляційного трикутника.

Аналіз осцилограм дозволив установити часові інтервали проходження сейсмічних хвиль між чотирма сейсмодатчиками. Використовуючи ці експериментально отримані дані, на підставі наведеної вище методики було встановлено значення фактичної швидкості поширення сейсмічних хвиль, що коливаються в межах $V_{sf} = 1291\text{ч}1320$ м/с. Ці значення на 12ч14% менші теоретичного ($V_s = 1500$ м/с), яке використовувалося при проектуванні.

Основними факторами, які характеризують сейсмічний вплив масових вибухів в кар'єрі були прийняті: маса ВР на ступінь уповільнення у вибухових блоках – Q ; відстань від блока до точки спостереження – R . Основним параметром, який характеризує інтенсивність, запропоновано вважати модуль вектора максимальної швидкості коливань (зміщення) ґрунту в основі споруд: $v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}$, де $v_x^2; v_y^2; v_z^2$ – горизонтальні та вертикальна проекції швидкості на координатні вісі відповідно. Для визначення пропорційності між рівнем сейсмічних коливань ґрунту в заданій точці та масою ВР, необхідно скористатися співвідношенням $Q = x^2 R^3 K_\phi^2$, де x – максимально допустима швидкість сейсмічних коливань ґрунту біля охоронного об'єкту, см/с; K_ϕ – коефіцієнт сейсмічності для даного району.

В результаті виконаних досліджень розроблено методи розрахунку сейсдобезпечних параметрів вибухових робіт на кар'єрі ПнГЗК «Укрмеханобр» з урахуванням сучасних ВР та засобів підривання. При цьому враховується акустична анізотропія скельних ґрунтів.

[1] Бротанек И., Вода Й. Контурное взрывание в горном деле и строительстве. – М.: Недра, 1983. – 144 с.

[2] Фокин В.А., Тарасов Г.Е., Тогунов М.Б., Данилкин А.А. Совершенствование технологии буровзрывных работ на предельном контуре карьеров - Апатиты: Изд-во Кольского научного центра РАН. 2008. - 224 с.

[3] Brothanek I., Voda J. Trhací práce s rizeným vylomen. Praha: SNTL – Nakladatelství technické literatury. 1981.

[4] Сейсмическое действие взрыва в горных породах. – М.: Недра, 1990, – 173 с.

[5] Системы испытания горных пород // Каталог оборудования Geotechnical Consulting & Testing Systems. – США, 2012. – 35 с.

[6] Ломтадзе В.Д. Физико-механические свойства горных пород. Методы лабораторных исследований. - Л.: Недра, 1990. - 328 с. ISBN 5-247-01375-1.

[7] Правила проведення гірничих вибухів. Норми безпечності сейсмічних коливань ґрунту. ДСТУ-П4704:2006, - К.: Держспоживстандарт України, 2007.

**РОЗВ'ЯЗОК ЗАДАЧІ ПРО ВІЛЬНІ КОЛИВАННЯ КРУГОВИХ АРОК
ЧИСЕЛЬНО-АНАЛІТИЧНИМ МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**SOLUTION OF THE PROBLEM ON FREE OSCILLATIONS OF CIRCLES
AROK NUMERICALLY BY THE BOUNDARY ELEMENTS METHOD**

*д-р техн. наук М.Г. Сур'янінов, д-р техн. наук Ю.С. Крутій,
канд. техн. наук А.М. Чучмай
Одеська державна академія будівництва та архітектури (м. Одеса)*

*M.G. Surianinov, D.Sc. (Tech.), Yu.S. Krutii, D.Sc. (Tech.),
O.M. Chuchmay, PhD (Tech.)
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture (Odessa)*

У технічній літературі досить повно освітлені питання статички й стійкості арок, а ось щодо коливань арок, досліджень дуже мало[1-2]. І тут досить ефективним є застосування чисельно-аналітичного методу граничних елементів (ЧА МГЕ), основні положення якого викладені в [3-4].

Алгоритм застосування ЧА МГЕ можна розділити на дві складових: "аналітичну" і "чисельну". Перша з них полягає в одержанні аналітичних виражень фундаментальних ортонормованих функцій, функції Гріна й вектору зовнішніх навантажень (який у цьому випадку буде нульовим) для усіх можливих коренів характеристичного рівняння, відповідного до диференціального рівняння завдання. Після певних перетворень основного рівняння ЧА МГЕ [3], одержимо систему алгебраїчних рівнянь, яка вирішується чисельно, а потім можна визначити шукані величини, у цьому випадку: власні частоти й форми коливань.

Шляхом перетворення рівнянь рівноваги отримується диференціальне рівняння задачі відносно функції u :

$$u^{VI} + 2u^{IV} + u^{II} \left(1 - \frac{mR^4 \omega^2}{EI} \right) + \frac{mR^4 \omega^2}{EI} u = 0 \quad (1)$$

Відповідне характеристичне рівняння:

$$k^6 + 2k^4 + \left(1 - \frac{mR^4 \omega^2}{EI} \right) k^2 + \frac{mR^4 \omega^2}{EI} = 0$$

або

$$t^3 + 2t^2 + zt + (1 - z) = 0, \quad (2)$$

де

$$t = k^2; \quad z = 1 - \frac{mR^4 \omega^2}{EI}$$

Розв'язок рівняння (1) буде залежати від коренів характеристичного рівняння (2). Розглянуто всі можливі десять випадків комбінацій цих

коренів. Отримано аналітичні вирази 360 фундаментальних функцій. Побудовано трансцендентне частотне рівняння ЧА МГЕ для арки:

$$|A_*(\omega, \alpha)| = 0. \quad (3)$$

Корені цього рівняння є частотами її власних коливань.

Розглянуто приклад розрахунку кругової арки (рис. 1) на вільні коливання методом граничних елементів та методом скінченних елементів у програмі ANSYS. Порівняння перших п'яти власних частот, визначених за алгоритмом ЧА МГЕ, з обчисленими в програмі ANSYS надане в табл. 1.

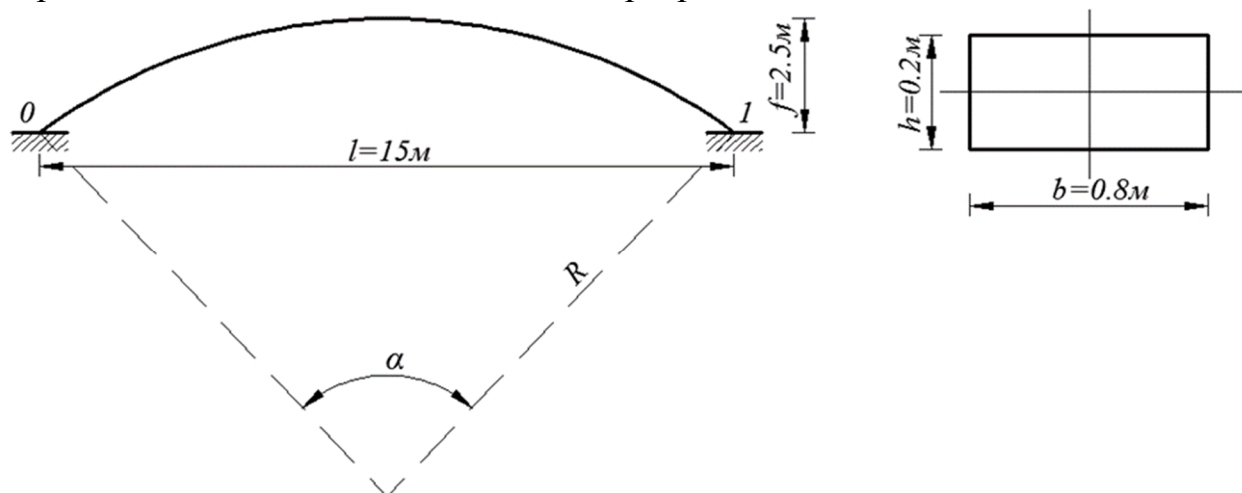


Рис. 1. Приклад розрахунку

Таблиця 1

Порівняння результатів ЧА МГЕ і МСЕ

Номер частоти	МГЕ, с ⁻¹	МСЕ, с ⁻¹	Розбіжність, %
1	65,625	65,069	0,85
2	106,080	106,618	0,51
3	206,819	208,119	0,62
4	271,575	274,559	1,09
5	341,290	345,714	1,28

Аналіз табл. 1 показує, що спектр власних частот, обчислених методом граничних елементів, трохи нижче (крім першої частоти), чим спектр, обчислений методом скінченних елементів, що свідчить про більшу вірогідність результатів ЧА МГЕ.

[1] Iman Dayyani, Michael I. Friswell, Erick I. Saavedra Flores. A general super element for a curved beam / International Journal of Solids and Structures 51 (2014) 2931–2939.

[2] J.S. Wu, F.T. Lin, H.J. Shaw. Free in-plane vibration analysis of a curved beam (arch) with arbitrary various concentrated elements / Applied Mathematical Modelling 37 (2013) 7588–7610.

[3] Дашенко А.Ф., Коломиєць Л.В., Оробей В.Ф., Сурьянинов Н.Г. Численно-аналитический метод граничных элементов. – Одесса: ВМВ, 2010. – В 2-х томах. – Т.1. – 416 с. – Т.2. – 512 с.

[4] Оробей В.Ф., Сурьянинов Н.Г. / Основные положения численно-аналитического варианта МГЭ. // Труды Санкт-Петербургского политехнического университета. / Инженерно-строительный журнал. // № 4 (22). // СПб, 2011. // С. 33-39.

**СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНЕ МОДЕЛЮВАННЯ АРМОКАМ'ЯНИХ
КОНСТРУКЦІЙ У ПК «ЛІРА-САПР»**

**FINITE-ELEMENT MODELLING OF REINFORCED MASONRY
STRUCTURES IN «LIRA-SAPR»**

А.В. Томашевський

Національний авіаційний університет (м. Київ)

A.V. Tomashevskyi

National aviation university (Kyiv)

З огляду на зростаючу складність проектування інженери все частіше вдаються до застосування САПР у своїй роботі. Так, сучасні будівлі нерідко мають складні геометричні форми, що ускладнює відображення їх у розрахункових схемах, збір навантажень, визначення розрахункових зусиль. Розрахунки ведуться на дію складних комбінацій навантажень і впливів з урахуванням нелінійних властивостей конструкцій. Отже, визначення найбільш навантаженого елемента конструкції в таких спорудах може бути нетривіальною задачею, а виконання розрахунків для усіх елементів конструкцій вимагають автоматизації.

Кам'яна кладка характеризується нелінійними анізотропними механічними властивостями та пружно-пластичною роботою й появою тріщин під навантаженням. Крім того, властивості кладки змінюються з часом і досягають проектних значень у стадії експлуатації будівлі, в той час як робота кладки під навантаженням починається ще на стадії зведення. Елементи кладки специфічним чином поєднуються з іншими конструкціями будівлі. Так, обпирання конструкцій перекриття на кладку в межах поверху являє собою односторонній вплив; перекриття проміжних поверхів можна вважати зацемленими у кладку стін, у той час як на останніх поверхах їхнє обпирання слід вважати шарнірним. Перелічені чинники вказують на необхідність урахування фізичної, генетичної та конструктивної нелінійності при моделюванні роботи кам'яних та армокам'яних конструкцій за допомогою МСЕ.

Методики моделювання роботи кам'яної кладки на сьогодні все ще знаходяться в процесі становлення. Так, дослідниками пропонується підходи із застосуванням «мікромоделей», де камені й розчин розглядаються як окремі елементи [1]. Такі моделі застосовуються для дослідження взаємодії елементів кладки, визначення впливу їхніх властивостей на напружено-деформований стан кладки, однак такий рівень деталізації призводить до обтяження розрахунків за МСЕ. До того ж, в інженерній роботі визначення розрахункової схеми, збір навантажень на елементи та визначення в них розрахункових силових факторів – це етапи, що передують найбільш трудомісткому та відповідальному - розрахункам конструювання.

Розрахунки конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій, що передбачаються застосовуваними в Україні нормативними документами [2], можна умовно поділити на такі типи.

1. Розрахунки міцності та деформацій перерізів елементів конструкцій (стін, простінків, стовпів) від дії окремих елементарних силових факторів. Мета цих розрахунків – конструювання елементів, перевірка достатності геометричних розмірів перерізів, визначення необхідності та підбір армування, конструювання елементів підсилення конструкцій тощо.

2. Розрахунки окремих елементів конструкцій (шарів багат шарових стін, анкерів кріплення, перемичок тощо) та вузлів обпирання від дії специфічних для кожного елемента силових факторів. Мета цих розрахунків – конструювання вузлів та деталей конструкцій.

3. Розрахунки конструкцій у цілому від дії приведених силових факторів.

Армокам'яний стовп або короткий простінок суцільного перерізу найбільш доцільно було б моделювати стержнем. Однак більш розповсюдженими серед армокам'яних конструкцій є продовгуваті простінки, суцільні стіни та стіни з отворами – усі вони з метою забезпечення суцільності скінченно-елементної моделі, а також з метою одержання коректних переміщень мають бути змодельовані за допомогою скінченних елементів оболонки.

У результаті розрахунку в скінченних елементах оболонки будуть визначені силові фактори. При цьому постає питання: яким чином виконати перехід від одержаних силових факторів у скінченних елементах до силових факторів у перерізах та елементах конструкцій для подальшого виконання розрахунків конструювання, якщо такі конструкції та їхні перерізи складені більш ніж одним скінченним елементом?

У ПК ЛІРА-САПР користувачеві пропонується самостійно визначити місце розташування розрахункових перерізів конструкцій кладки. Ці горизонтальні перерізи розташовуються безпосередньо в скінченно-елементній моделі таким чином, щоб у їхній площині знаходилися вузли та ребра скінченних елементів оболонки, що належать розраховуваним конструкціям. Визначення силових факторів у сформованих перерізах виконується аналогічно визначенню навантажень на фрагмент моделі. При цьому користувач має змогу самостійно вказати межі перерізу та область збору навантажень на нього, визначаючи таким чином приналежність елементів до однієї конструкції. Користувач також визначає вихідні дані, необхідні для розрахунків конструювання: властивості матеріалів кладки, армування та підсилення, коефіцієнти умов роботи, розрахункові довжини елементів.

Далі виконується автоматичний розрахунок силових факторів у вказаних перерізах та автоматичні розрахунки конструювання перерізів: перевірка перерізів неармованої кладки, підбір сітчастого та поздовжнього вертикального армування.

[1] Капустин С. А., Лихачева С. Ю. Моделирование процессов деформирования и разрушения материалов с периодически повторяющейся структурой : монография. – Н. Новгород : ННГАСУ, 2012. – 96 с.

[2] Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6:162:2010 – [Чинні 2011-09-01] – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 107 с. – (Державні будівельні норми України)

УДК 624.012:53.09

**ДБН БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ, ЩО ПРИЗНАЧЕНІ
ДЛЯ РОБОТИ ЗА УМОВ ВПЛИВУ ПІДВИЩЕНИХ І ВИСОКИХ
ТЕМПЕРАТУР**

**DBN CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIONS
DESIGNED FOR OPERATION UNDER HIGH AND HIGH TEMPERATURE
INFLUENCES**

*д-р техн. наук. С.Л.Фомін, канд. техн. наук Ю.В. Бондаренко,
канд. техн. наук С.В. Бутенко, канд. техн. наук І.А. Плахотнікова
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м.Харків)*

*S.L.Fomin, D.Sc. (Tech.), Y.V. Bondarenko, PhD (Tech.),
S.V. Butenko, PhD (Tech.), I.A. Plakhotnikova, PhD (Tech.)
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

На даний час нормативна база України перейшла на європейські норми. Закінчено процес гармонізації з Єврокодами, розроблені і введені в дію нові національні нормативні документи ДБН і ДСТУ, що замінили СНиП. При цьому у Єврокодах виявився відсутній великий розділ «Бетонних та залізобетонних конструкцій, що призначені для роботи за умов впливу підвищених і високих температур», для якого були розроблені будівельні норми і правила СНиП. За наказом Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України здійснено перевіряння СНиП 2.03.04-84. Ці норми і правила поширюються на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій, що призначені для роботи в умовах систематичного впливу підвищених (від 50 до 200°C включно) і високих (вище 200 °C) технологічних температур. Запропоновано розробити нормативний акт на заміну СНиП 2.03.04-84 зі зміною статусу на ДБН. Метою проекту створення нового національного нормативного акту, який ґрунтуються на сучасних досягненнях науки, техніки та технології, передовому вітчизняному та зарубіжному досвіді проектування і будівництва і в той же час використовує теоретичні і експериментальні дослідження актуалізованої редакції СНиП 2.03.04-84. Цей нормативний акт вкрай необхідний для розвитку національного виробництва України. Наведені основні завдання, що стосуються макету ДБН [1]. В цей час проведена робота щодо актуалізації нормативної бази в цій галузі, - в СП 52-101-2003 з'явився розділ з деформаційною моделлю, проте багато чого не вистачає для проведення коректного аналізу. Жаростійкі бетони в елементах теплових агрегатів застосовуються відповідно до додатку А СП 52-110-2009, що включає галузі чорної металургії (доменні печі, повітрянагрівачі, коксові батареї та ін.), кольорової металургії (графітові печі, печі киплячого шару, в промисловості будівельних матеріалів, і в різних галузях промисловості. При

заміні СНиП 2.03.04-84 зі зміною статусу на ДБН доцільно використовувати звід правил СП 27.13330.2011 «Бетонні та залізобетонні конструкції, призначені для роботи в умовах впливу підвищених і високих температур».

Запропоновано: з метою наповнення національної нормативної бази нормативним актом національного рівня, який регламентуватиме вимоги до проектування бетонних і залізобетонних конструкцій, що перебувають в умовах впливу підвищених і високих температур, розробити нормативний акт на заміну СНиП 2.03.04-84 зі зміною статусу на ДБН; Запропонована назва нормативного акту – «Бетонні та залізобетонні конструкції, що призначені для алюмінієві і магнієві електролізери), нафтопереробної та нафтохімічної промисловості роботи за умов впливу підвищених і високих температур».

Роботи Некрасова К.Д. [2], Гитмана Г.Ф., Малкиной Т.Н., Милованова А.Ф. [3], СП 27.13330.2011 [4], Б.А.Крылова [5] та ін. безумовно корисні, але вимагають сучасних досягнень науки і техніки.

Нові нормативні документи мають суттєві відмінності. Це, по-перше, нова концепція розрахунку - нелінійна деформаційна модель, по-друге, нові підходи до оцінки надійності, нові принципи аналізу напружено-деформованого стану елементів конструкцій, нові терміни, символи, позначення і багато інше. Тому таблицю 5.1 СП 27.13330.2011 і деформаційні характеристики треба доповнити.

Розрахунок «Бетонних та залізобетонних конструкцій, що призначені для роботи за умов впливу підвищених і високих температур» починається з визначення при використанні Єврокоду 2 EN 1992-1-1:2005 за нормальній температурі 20°C, а далі проводиться вдосконалення математичної моделі співвідношення "напруження-деформації" бетону при підвищених температурах, уточнення критеріїв несучої здатності бетону конструкцій в EN 1994-1-2:2005. Визначення $e_{cu1,n}$ на підставі енергетичного підходу дозволило сформулювати скориговану залежність граничної деформації від температури, залежність максимальної деформації від температури, значення параметрів діаграми "напруження-деформація". За цими даними за допомогою формул першої стадії розраховані діаграми "напруження - деформації" бетону при стисканні і нагріванні за Єврокодом EN 1992-1-2:2004.

[1] Фомин С.Л., Бутенко С.В., Поклонский В.Г. Бетонні та залізобетонні конструкції, що призначені для роботи за умов впливу підвищених і високих температур. / Науково-технічний, виробничий та інформаційно-аналітичний журнал «Наука та будівництво». Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій». – Київ, ДП НДІБК, 2016. – Випуск №4. – С. 24-31.

[2] Некрасов, К. Д. Огнеупорные бетоны, их свойства и применение / К.Д.Некрасов. – Москва; Ленинград: Стройиздат, 1949. – 164 с. : рис. – Библиогр.: с.162-164. 691.9 Н48 Наук. б-ка: 2 прим. Абонемент: 1 прим.

[3] Гитман Г.Ф. , Малкина Т. Н., Милованов А. Ф. Прочность жаростойкого бетона на сжатие при нагреве. В кн.: Жаростойкий бетон и железобетон и области их эффективного применения. Волгоград, ВИИГХ, 1969.

[4] СП 27.13330.2011 Свод правил Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. Актуализированная редакция СНиП 2.03.04-84. Издание официальное. Ответственный за выпуск В.Н. Калинин Тираж 100 экз. Заказ №111. Отпечатано ЦПП».

[5] Исследования в области жаростойкого бетона: сборник научных трудов / НИИ бетона и железобетона; под ред. Б.А.Крылова. – Москва : Стройиздат, 1981. – 119с. : ил. – Библиогр. после статей. 691.32 И88 Наук. б-ка: 2 прим.

МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ ДІАГРАМИ ДЕФОРМУВАННЯ БЕТОНУ ПРИ НАГРІВАННІ

MATHEMATICAL MODEL OF THE CONCRETE DEFORMATION DIAGRAM ON HEATING

*д-р техн. наук С.Л. Фомін, канд. техн. наук С.В. Бутенко,
канд. техн. наук К.В. Спіранде, канд. техн. наук М.В. Якименко
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

*S.L. Fomin, D.Sc. (Tech.), S.V. Butenko, PhD (Tech.),
K.V. Spirande, PhD (Tech.), M.V. Iakymenko, PhD (Tech.)
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

Розрахунок елементів залізобетонних конструкцій складається з двох стадій. Перша стадія починається з визначення їх несучої здатності при нормальній температурі 20°C, тобто при використанні Єврокоду 2 EN 1992-1-1:2005 [1]:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \quad (1)$$

де $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$, ε_{cl} - деформації при максимальних напруженнях, згідно з таблицею 1.

$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{cl}| / f_{cm}$ (f_{cm} - згідно з таблицею).

Визначені межі використання:

$$0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cul}|, \quad (2)$$

де ε_{cul} - номінальні граничні деформації бетону.

Приведені класи бетонів, значення відносних деформації стиску бетону e_{cl} при максимальних напруженнях $\hat{\sigma}_c$, номінальні граничні деформації бетону e_{cul} (значення відносних граничних деформації стиску бетону) і середнє значення початкового модуля пружності бетону E_{cm} (ГПа). Приведених даних у таблиці 1 достатньо для розрахунку залізобетонних конструкцій при температурі 20°C.

Таким чином, за допомогою базового Єврокоду 2 EN 1992-1-1:2005 проводяться розрахунки залізобетонних конструкцій при температурі 20°C.

При цьому визначені класи міцності бетону, деформації стиснення бетону e_{cl} при максимальних напруженнях $\hat{\sigma}_c$, номінальні граничні деформації бетону e_{cul} , середнє значення початкового модуля пружності бетону E_{cm} і повна діаграма «напруження - деформації» бетону.

Якщо розрахунок показав необхідність класу міцності бетону 30 по Єврокоду 2 EN 1992-1-1 деформації бетону при максимальних напруженнях $\hat{\sigma}_c = 30$ МПа рівні $e_{cl} = 0,0021 = 2,1\text{‰}$, граничні деформації бетону $e_{cul} = 0,0035 = 3,5\text{‰}$, модуль пружності бетону $E_{cm} = 31$ ГПа = 31000 МПа, повна діаграма «напруження - деформації» бетону при температурі 20°C визначається за

формулою (1).

Таблиця 1

Класи міцності бетону по Єврокоду 2 EN 1992-1-1: 2005

$f_{ck,cube}$ (МПа)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
e_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
e_{cu1} (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
E_{cm} (ГПа)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44

У розділі 3 стандарту [2] зазначено, що міцність і механічні властивості бетону при підвищених температурах можуть бути визначені по залежностям «напруження - деформації», наведеним в EN 1992-1-2:2004. У дійсності в таблиці 3.1 деформації $e_{c1,u}$ прийняті однаковими для усіх класів бетону, в тому числі для силікатних (колонка 4) та карбонатних (колонка 7) наповнювачів. Таким чином, в залежності від класу бетону в формулі (4) можна варіювати тільки значенням міцності на стиск f_c , тому ці діаграми навіть на висхідній гілці невірні відображають дійсні властивості фізичної нелінійності.

Основні результати проведених досліджень не узгоджені з базовим Єврокодом 2 EN 1992-1-1: 2005 [1]. Проведена корекція в указаних таблицях і методика визначення $e_{cu1,u}$ на підставі енергетичного підходу [3-6] дозволила сформулювати скориговану залежність граничної деформації від температури, залежність максимальної деформації від температури і таблицю 3.3 - Значення параметрів діаграми "напруження-деформація".

За цими даними за допомогою формули (1) розраховані діаграми "напруження - деформації" бетону класу 30 при стиску і нагріванні по Єврокоду EN 1992-1-2:2004.

[1] EN 1992-1-1:2005. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

[2] EN 1992-1-2:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules - Structural fire design.

[3] Фомин С.Л., Давиденко А.И., Поклонский В.Г. Уточнение параметров диаграммы "напряжение-деформация" бетона при повышенных температурах // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. № 46. – Одеса: ОДАБА, 2012. – С.360–367.

[4] Бамбура А.Н., Давиденко А.И. Экспериментальные исследования закономерности деформирования бетона при двухосном сжатии // Строит. конструкции. –1989. – Вып. 42 – С. 95–100.

[5] Пановко Я.Г. О критической силе сжатого стержня в неупругой области. – М.: Наука, 1954. – 179 с.

[6] Работнов Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела. – М.: Наука, 1979. – 774 с.

НАДІЙНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ ПРИ РІЗНИХ РІВНЯХ НАВАНТАЖЕННЯ**RELIABILITY OF STRENGTHENED REINFORCED CONCRETE BEAMS UNDER DIFFERENT LOAD LEVELS**

*канд. техн. наук Р.Є. Хміль, канд. техн. наук Р.Ю. Титаренко,
канд. техн. наук Я.З. Бліхарський, канд. техн. наук Р.В. Вашкевич
Національний університет «Львівська політехніка» (м. Львів)*

*R. Ye. Khmil, PhD (Tech.), R. Yu. Tytarenko, PhD (Tech.),
Y. Z. Blikharskyu, PhD (Tech.), R. V. Vashkevych, PhD (Tech.)
Lviv Polytechnic National University, (Lviv)*

На теперішній час, ймовірнісні методи розрахунку будівельних конструкцій набувають все більшого розповсюдження, оскільки дають можливість призначати гарантований рівень їх надійності на стадії проектування. У свою чергу, беручи до уваги темпи росту обсягів робіт із реконструкції існуючих будівель та споруд, ймовірнісний розрахунок таких елементів теж актуальний. При цьому проблема впливу рівня навантаження (як випадкового параметра) при підсиленні залізобетонних конструкцій на їх надійність (зокрема, ймовірність безвідмовної роботи) не є вивчена достатнім чином і потребує подальших досліджень й аналізу. Метою даних досліджень є оцінка впливу рівня навантаження при підсиленні непошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу шляхом нарощування розтягнутої сталеві арматури на ймовірність їх безвідмовної роботи, на основі апробації розробленої авторами раніше методики оцінювання надійності [1] на реальних зразках.

Оскільки діапазон статистичної мінливості випадкових параметрів будівельних конструкцій є в межах 5...25 %, оцінювання надійності експериментальних зразків балок після підсилення [2] проведемо методом статистичної лінеаризації, при цьому використавши та удосконаливши методику, розроблену в [1]. Для знаходження показників безвідмовності застосовано існуючу методику оцінювання надійності нових проектних конструкцій [3], загальновідомі тези теорії ймовірностей та рекомендації застосування цих тез до будівельних конструкцій [4].

Ймовірність безвідмовної роботи обчислюється за відомою формулою:

$$P(\beta) = 0,5 + \Phi(\beta), \quad (1)$$

де $\beta = (\bar{M}_{ult} - M_{ult}) / \hat{M}_{ult}$ – так звана «характеристика безпеки» згідно з [3] або індекс надійності відповідно до ДБН В.1.2-14:2018; M_{ult} – розрахункова несуча здатність нормального перерізу балки після підсилення; $\Phi(\beta)$ – функція помилок (функція Лапласа).

Основною відмінністю до існуючих методів оцінки ймовірності безвідмовної роботи в даних дослідженнях є врахування в розрахунку впливу рівня навантаження як випадкового параметра конструкції в момент підсилення. Ми дослідили два підходи до оцінки цього впливу.

Варіант 1. Значення стандартів ($\gamma_{s,dis}^{add}$, $\gamma_{s,inc}^{mid}$) та їх коефіцієнтів варіації ($V_{\gamma_{s,dis}^{add}}$, $V_{\gamma_{s,inc}^{mid}}$), які подані в [1] приймаємо для кожних умов випробувань (кожного рівня навантаження і діаметра арматури нарощування) окремими, тобто кожному числу у табл. 1 відповідає окреме число стандарту.

Таблиця 1

Ймовірність безвідмовної роботи $P(v)$ (вар. 1)

№	Арматура нарощування	Рівень навантаження на момент підсилення			
		$0,0\text{Ч}M_{ult,0}$	$0,3\text{Ч}M_{ult,0}$	$0,5\text{Ч}M_{ult,0}$	$0,75\text{Ч}M_{ult,0}$
1	Ш10 мм	0,999675	0,999675	0,999651	0,999624
2	Ш12 мм	0,999730	0,999698	0,999675	0,999638
3	Ш14 мм	0,999758	0,999730	0,999709	0,999675

Варіант 2. В даному випадку значення стандартів ($\gamma_{s,dis}^{add}$, $\gamma_{s,inc}^{mid}$) та відповідних коефіцієнтів варіації ($V_{\gamma_{s,dis}^{add}}$, $V_{\gamma_{s,inc}^{mid}}$) приймаємо єдиними та усередненими для всіх умов випробувань, що не залежать від рівнів навантаження і діаметрів арматури нарощування, тобто усім числам табл. 2 відповідає єдине число стандарту.

Таблиця 2

Ймовірність безвідмовної роботи $P(v)$ (вар. 2)

№	Арматура нарощування	Рівень навантаження на момент підсилення			
		$0,0\text{Ч}M_{ult,0}$	$0,3\text{Ч}M_{ult,0}$	$0,5\text{Ч}M_{ult,0}$	$0,75\text{Ч}M_{ult,0}$
1	Ш10 мм	0,999694	0,999675	0,999651	0,999606
2	Ш12 мм	0,999748	0,999720	0,999689	0,999638
3	Ш14 мм	0,999775	0,999748	0,999694	0,999641

Як видно з результатів теоретичного дослідження ймовірність безвідмовної роботи дослідних зразків отримана за двома варіантами обчислення впливу рівня навантаження є відмінною. А саме при рівнях навантаження до $0,3 M_{ult,0}$ розрахункова ймовірність безвідмовної роботи $P(v)$ є меншою при використанні варіанту 1. При рівнях навантаження вище $0,5 M_{ult,0}$ розрахункова ймовірність безвідмовної роботи $P(v)$ є меншою при використанні варіанту 2. Враховуючи ці результати можна рекомендувати для проектування підсилених залізобетонних балок за допомогою додаткового армування вищої надійності використовувати обидва варіанти оцінки впливу діючого рівня навантаження в залежності від його величини.

[1] Khmil, R., Tytarenko R., Blikharsky, Y., & Vegera, P. (2018). Development of the procedure for the estimation of reliability of reinforced concrete beams, strengthened by building up the stretched reinforcing bars under load. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies, 5/7(95), 32–42. doi:10.15587/1729-4061.2018.142750.

[3] Pichugin, S. (2011). Nadezhnost' stal'nykh konstrukciy proizvodstvennykh zdaniy. Moscow: ASV.

[2] Blikharsky, Z., Rymar, Y., & Dubizhansky, D. (2007). Eksperymental'no-teoretychni doslidzhennya mitsnosti zalizobetonnykh balok, pidsylenykh pid navantazhennyam. Visnyk Natsionalnoho universytetu «Lvivska politehnika». Seriya: Teoriya i praktyka budivnytstva, 600, 19–22.

[4] Lychev, A. (2008). Nadezhnost' stroitel'nykh konstrukciy. Moscow: ASV.

**СТАТИСТИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ РОЗПОДІЛУ МІЦНОСТІ
НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗІГНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
КОНСТРУКЦІЙ**

**STATISTICAL CHARACTERISTICS OF STRENGTH DISTRIBUTION OF
NORMAL SECTION OF BEND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES**

*канд. техн. наук О.А. Шкурупій, канд. техн. наук П.Б. Митрофано,
канд. техн. наук Ю.О. Давиденко
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (м. Полтава)*

*O.A. Shkurupiy, PhD (Tech), P.B. Mytrofanov, PhD (Tech),
Yu.O. Davydenko, PhD (Tech)
Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University (Poltava)*

Останнім часом все більшої актуальності набувають задачі, пов'язані з оцінюванням технічного стану існуючих конструкцій, будівель та споруд, серед яких значною кількістю представлені залізобетонні конструкції. Поряд з визначенням залишкової міцності чи несучої здатності пошкоджених конструкцій, досить важливим є оцінювання їх надійності. Відомо, що одним з найбільш розповсюджених пошкоджень залізобетонних конструкцій є корозія робочої арматури, а також корозія чи відлущування шарів бетону. Зазначені фактори значною мірою впливають на міцність, несучу здатність та надійність таких конструкцій. Тому проведення додаткових досліджень в оцінюванні їх надійності таких конструкцій із врахуванням стохастичності зазначених факторів є необхідною й актуальною задачею. В задачах надійності будівельних конструкцій, як правило, приймається нормальний закон розподілу міцності матеріалу чи конструкції, що є досить зручним при визначенні ймовірності безвідмовної роботи конструкції, але насправді в дійсності характеристики статистичного закону розподілу міцності конструкції зумовлені характеристиками вихідних параметрів проектування. У роботі досліджуються нормальні перерізи зігнутих статично визначуваних залізобетонних балок з армуванням на одному рівні в розтягнутій зоні бетону за дії рівномірно розподіленого навантаження, а також визначаються статистичні характеристики розподілу міцності у вигляді згинального моменту та характеристики розподілу напружень в арматурі, розташованої в розтягнутій зоні бетону нормального перерізу.

Розробці основних підходів до оцінювання надійності будівельних конструкцій присвячені роботи [1, 2]. Значний розвиток теорії надійності будівельних конструкцій набув у роботі [3, 4]. У роботі [5] зроблено аналіз впливу корозії на статистичні характеристики сталених прокатних профілів. Однією з базових робіт, де розроблені методи оцінювання надійності залізобетонних конструкцій є робота [3]. При цьому необхідно відмітити

відсутність результатів статистичного моделювання стохастичності різних вихідних параметрів проектування залізобетонних конструкцій. Великою мірою це зумовлено складністю використання аналітичних виразів для визначення характеристик гістограм результуючих розподілів.

Метою даної роботи є дослідження та аналіз впливу стохастичності різних параметрів проектування на характеристики розподілу міцності у нормальних перерізах зігнутих залізобетонних елементів. Зокрема, аналіз впливу корозії розтягнутої арматури та стохастичності геометричних характеристик бетонного поперечного перерізу на розподіл міцності зазначених конструкцій. При цьому цей вплив моделюється різними вихідними законами статистичного розподілу.

Особливості реалізації математичного моделювання цих досліджень за допомогою ПЕОМ наведені в роботі [6]. Кількість реалізації випадкових величин у даних дослідженнях приймалась 100000.

Висновки. Аналіз отриманих гістограм розподілу параметрів надійності перерізів таких конструкцій показує, що вони можуть бути описані різними статистичними законами. Це необхідно враховувати при оцінюванні надійності розглянутих конструкцій. Врахування впливу корозії є важливим для визначення дійсного статистичного закону розподілу глибини проникнення корозії в матеріалах конструкцій. Це може значно впливати на результуючий розподіл досліджуваного параметра. Статистичний стандарт розкиду мінливості міцності в нормальному перерізі розглянутих елементів лінійно залежить від вихідного стандарту корозійного пошкодження арматури.

Гістограми розподілу напружень в арматурі залізобетонного елемента та міцності його нормального поперечного перерізу часто не відповідають гістограмам нормального розподілу Гауса. Неврахування досить великих значень асиметрії та ексцесу для результуючих статистичних законів розподілу може призвести до значних похибок у вирішенні задач надійності таких конструкцій. Використання закону розподілу Гауса при визначенні характеристики безпеки міцності нормального перерізу зігнутого залізобетонного елемента з урахуванням впливу корозії може призводити до значних неточностей для визначення параметрів надійності таких конструкцій.

[1] Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – 2-е изд., доп. – М.: Стройиздат, 1982. – 351с.

[2] Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат, 1984. – 294с.

[3] Кудзис А.П. Оценка надежности железобетонных конструкций. – Вильнюс, Мокслас, 1985. – 156с.

[4] Пічугін С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: Автореф. дис. доктора техн. наук: 05.23.01 / КГТУСА – К., 1994. – 32с.

[5] Пашинський В.А. Методологія нормування навантажень на будівельні конструкції: Автореф. дис. доктора техн. наук: 05.23.01 / ПДТУ – Полтава, 1999. – 33с.

[6] Пічугін С.Ф., Пашенко А.М. Вплив корозійного зносу на надійність стиснуто-зігнутих елементів // Сталезалізобетонні конструкції: Зб. наук. ст. – Кривий ріг, 1998. – С. 144-147.

Секція
БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ, ЗАХИСТ І РЕМОНТ КОНСТРУКЦІЙ ТА
СПОРУД

UDC 625.7

BASALT FIBER CONCRETE IS A NEW CONSTRUCTION MATERIAL
FOR ROADS AND AIRFIELDS

K. Krayushkina¹, PhD (Tech), T. Khymeryk², PhD (Tech),
A. Bieliatynskyi², Dr. Sc. (Tech)

¹The State Enterprise "The State Road Research Institute"(Kyiv)

²National Aviation University (Kyiv)

In Ukraine, the main type of pavement is cement and asphalt concrete. It is possible to improve the riding qualities of cement and asphalt concrete by introducing basalt fibers into the mixture which will contribute to the elimination of the negative impact of the concentration of stresses from vehicles on these pavements during operation.

Significant reserves of basalt are available in Ukraine, the treatment of which is completely developed which makes this material accessible and economical for application.

In recent years, the use of basalt threads as fibers for the dispersed reinforcement of cement and asphalt mixtures have begun.

Depending on the diameter, basalt fibers are divided into: microthin with a diameter of less than 0.6 microns; ultrathin 0.6 - 1.0 microns; superthin 1.0 - 3.0 microns; thin 9 - 15 microns; thickened 15 - 25 microns and coarse with a diameter of 50 - 500 microns.

The results of numerous tests confirm the possibility of using fibers of thin (8 mm) and coarse (160 mm) thread. However, studies have established that the smaller diameter of the basalt fiber, the greater decrease in its strength in the cement medium is, especially in the first 3-6 months after introduction and arrangement in the pavement. It is positive that the process of strength reduction has a fading nature, it occurs in glass and metal fibers, but for basalt fibers this process it is less typical (Fig. 1).

Laboratory studies to determine the possibility of using basalt fiber for dispersed (chaotic) reinforcement of cement and asphalt concrete mixtures showed that the material can be effectively used as a reinforcing additive and this will lead to an improvement in the physical and mechanical properties of dispersed reinforced materials.

The economic efficiency of the use of materials dispersed-reinforced with basalt fiber is due to increase of the service life of road pavement, possibly reducing the thickness of the top layer, as well as reducing the repair and road maintenance costs due to the durability of concrete reinforced with basalt fiber.

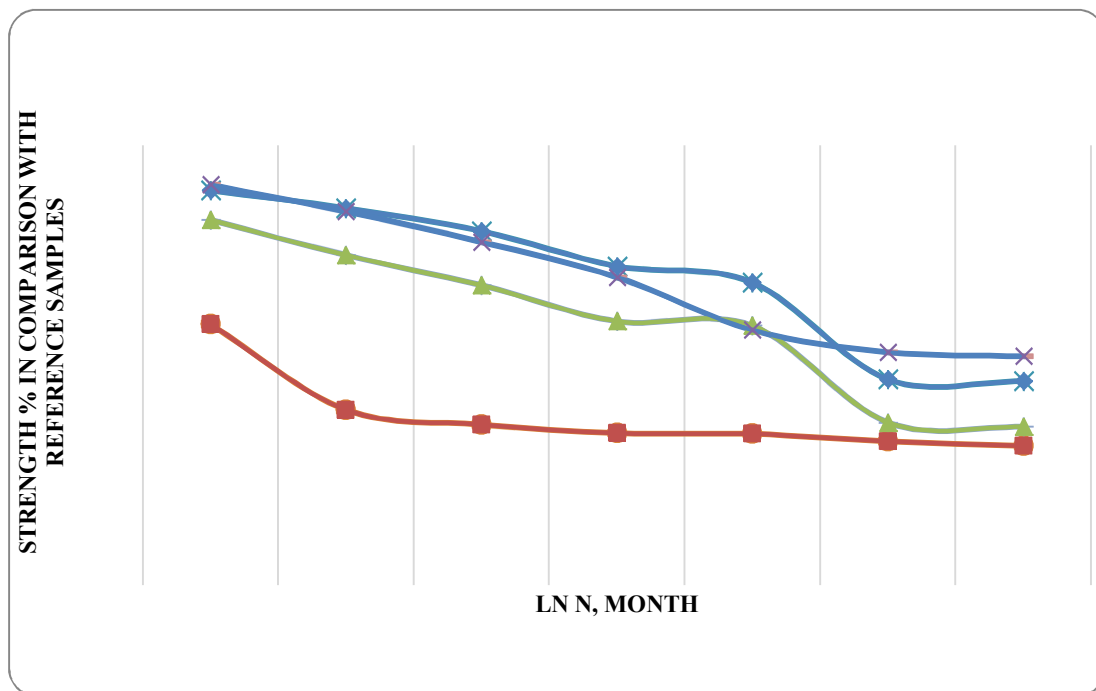


Fig. 1 Comparative dependence of the strength loss over time of fibers of different origin in the hardening medium of Portland cement

- [1] D.D. Dzhigiris, M.F. Makhova. Monograph. - M.: Basics of the production of Basalt fibers and products. Teploenergetik, 2002. -416p.
- [2] Kholmyansky M.M., Kurilin V.V., Edneral A.F. Steel-fiber concrete with an amorphous grid - Concrete No. 6, p. 9-10.
- [3] Reimer V., Dyagilev A., Liebenstund L., Kuznetsov A.A., Estimation of strength of composites reinforced with woven preform// Fiber chemistry, №6, 2019, p. 538-542.
- [4] Aavik A., Paabo P., Kaal T. Assessment of pavement structural strength by the falling weight deflectometer. The Baltic journal of road and bridge engineering 2006, Vol 1, №4, 193-199.
- [5] Kurakov D.V., Samodurov V.N. Methods of concreting road and airfield pavement: Pat 2209866. - Russia MPK E 01 with 7/00, 7/32 No. 2002103780/03.

UDC 624.012.4

SHORT-TERM STRENGTH OF ANCHOR SCREWS ON MODIFIED ACRYLIC ADHESIVES

*V.O. Sklyarov, PhD (Tech.), N.M. Zolotova, PhD (Tech.),
O.Y. Suprun, PhD (Tech.)
A.M. Beketov Kharkiv National University of Urban Economy (Kharkiv)*

The purpose of the experimental studies was to determine the short-term strength of anchor bolts on acrylic adhesives using various modifiers and bolt depths.

Experimental studies were performed in accordance with recommendations [1-5].

A modified acrylic composition was used as an adhesive in the manufacture of prototype anchor bolts (table 1) [4, 5].

Table 1. Physico-mechanical properties of acrylic adhesive modifiers

Modifier of ordinary acrylic glue	Tensile strength, MPa			Modulus of elasticity E , MPa	Poisson's ratio, μ
	when compressed	when cut	adhesive at uniform separation		
<i>ZnO</i>	98,61	33,78	18,6	$0,553 \cdot 10^4$	0,20
Methacrylic acid	97,43	28,19	17,9	$0,521 \cdot 10^4$	
Ground mica	96,34	30,83	18,1	$0,528 \cdot 10^4$	

The scheme of the samples testing with short-term impact on the anchorage of the tensile force is shown in Figure 1. The tests were performed on the hydraulic press of the UIM-50. The load application rate was 2.5 ... 3.0 MPa per second. Maximum force was determined corresponding to either the adhesive failure of the adhesive compound or the rupture of the anchor bolt connection.

The results of the experiments are shown in Table 2.

If you accept the strength of the anchor seal with the application *ZnO* by 100%, then the strength of the seals using ground mica and methacrylic acid is different on 0,35MPa and 3,5% respectively.

The use of zinc oxide as a modifier simplifies a little the technological process of preparation of glue and anchor bolt connection device, creates more favorable conditions from the point of view of safety of conducting anchorage works.

Zinc oxide is less deficient and relatively cheaper, that is why it has been accepted in further studies as a modifying additive.

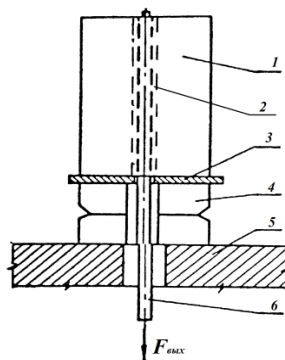


Fig. 1. Scheme of test of samples under the influence of short-term static loading:
 1 - concrete prism; 2 - adhesive layer; 3 - metal gasket; 4 - the hinge; 5 - press traverse; 6 - anchor

The modified acrylic adhesive has high strength characteristics [4], that can be varied over a wide range by introducing special additives. Changing the adhesive properties, it is possible to choose an economical composition with minimal consumption of acrylic polymer adhesive composition.

Table 2. Strength characteristics of anchor bolts at 20 mm diameter anchors

Depth of anchor seal $l_{анк}$, мм	Tensile strength, MPa					
	+ ground mica		+ ZnO		+ methacrylic acid	
	strength	the nature of the destruction	strength	the nature of the destruction	strength	the nature of the destruction
$l_{анк} = 10d_s = 200$	-	-	467,8	rupture of the anchor	-	-
$l_{анк} = 9d_s = 180$	-	-	341,1	mixed	-	-
$l_{анк} = 8d_s = 160$	283,7	on contact adhesive anchor	284,7	on contact adhesive anchor	274,8	on contact adhesive anchor

[1] Золотов С.М. Технологічні властивості акрилових клеїв / С.М. Золотов // 36. науч. праць «Будівництво, матеріалознавство, машинобудування». - Дніпропетровськ, ПДАБА, 2010. - Вип. 56. - С.183-187.

[2] Сталь вуглецева звичайної якості. Марки: ДСТУ 2651:2005/ГОСТ 380-2005.– [Чинні 2015-12-18]. – К: Держспоживстандарт України, 2006. – 24 (Державні будівельні норми України).

[3] Cook R.A., Kunz J., Fuchs W., Konz R.C. Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete // ACI Structural Journal, V.95, № I, January-February 1998. - P. 9-26.

[4] The influence of technological factors and the type of loading on connection durability of concrete elements using acrylic glues. N.M. Zolotova //A.O. Garbuz, V.A. Sklyarov/ Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Вип. 4(39). Т.1 - 2013.- ПолтНТУ

[5] Анкерні болти: конструкція, розрахунок, проектування, технологія влаштування: навч. посіб. / Л.М. Шутенко, М.С. Золотов, В.О. Склярів, Н.М. Золотова; Харк. нац. акад. міськ. госп-ва. – Х.: ХНАМГ, 2010. – 204 с.

UDC 666.974-614.8

NEW HEAT-INSULATING DOLOMITE MATERIALS

*V.V. Taranenkova, PhD (Tech.), G.N. Shabanova, DSc (Tech.),
I. Tymoshenko, P. Korekian
National Technical University “Kharkov Polytechnic Institute” (Kharkiv)*

Foam concrete is an artificial stone material based on mineral binder and siliceous component with pores evenly distributed throughout the volume. The pore formation in the solution is carried out mechanically: binder paste is mixed with stable foam prepared separately. There are several technologies for the production of foam concrete. A foaming agent or prepared foam is added in the cement-sand mixture. After mixing the components the mixture is ready for forming the various building products: wall blocks, lintels, floor plates and so on.

Nowadays foam concretes based on cement-sand mixes are mainly present on the Ukrainian market of heat-insulating materials. But in Europe and Asia a great attention is paid to development of technology for a new kind of heat-insulating materials – magnesia foam concrete. Such foam concrete consists of a caustic product of magnesite or dolomite burning, magnesium chloride solutions for addition to concrete mix, finely ground aggregates, as well as foaming agents, foam stabilizers and additives for regulation of concrete properties.

Unfortunately, despite availability of great reserves of dolomite and bischofite as well as favorable production prospects the magnesia binders are not applied widely in Ukraine yet, and, as a consequence, mentioned above materials are not present on our market of building materials. This fact results from unavailability of domestic research developments in considered field.

As a result of our studies the new compositions of dolomite foam concretes on the base of developed high-strength water-resistant dolomite binder have been obtained. For the first time the possibility of using the finely ground limestone as aggregate for dolomite foam concrete has been investigated. It is proved that the bischofite brines of various Ukrainian deposits can be applied for stable foam obtaining. Moreover, substitution of crystalline magnesium chloride by brine of natural mineral bischofite allows to reduce the concrete cost. Obtained foam concretes are characterized with (in depending on the kind of bischofite brine and aggregate): porosity 67,6 – 73,0 %; water absorption 67,8 – 75,3 %; average density 0,95 – 1,0 g/cm³. Developed materials take advantage over aerated concrete production because of ones do not require considerable energy costs for autoclave treatment.

Thus, the obtained new building materials in their properties correspond to non-autoclaved foam concretes and can be used as heat-insulating structural materials in modern civil engineering.

УДК 691.678.544

ВПЛИВ МІЖМОЛЕКУЛЯРНИХ ВЗАЄМОДІЙ КОМПОНЕНТІВ ЗВ'ЯЗУЮЧОГО НА РЕОЛОГІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ

INFLUENCE OF INTERMOLECULAR INTERACTIONS OF BINDING COMPONENTS ON RHEOLOGICAL PROPERTIES

*канд. техн. наук О.С. Барабаш, канд. техн. наук Ю.В. Попов,
канд. техн. наук Ю.М. Данченко
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

*E. Barabash, PhD (Tech.), Yu. Popov, PhD (Tech.),
Yu. Danchenko, PhD (Tech.)
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

Реологічні властивості зв'язуючого, а саме низька в'язкість та гарна змочувальна здатність є основними передумовами формування міцного адгезійного контакту захисного покриття з поверхнею сталевих конструкцій і виробів, що в подальшому гарантує відмінні експлуатаційні властивості покриттів. Тому проведено оцінку ефективності методу модифікації епоксидних зв'язуючих малими домішками ПАР та кремнійорганічних сполук з метою визначення можливості регулювання їхніх технологічних властивостей. У зв'язку з тим, що основні технологічні властивості залежать від рівня міжмолекулярної взаємодії компонентів зв'язуючого, експериментальна оцінка

якої ускладнена, для їх вивчення були застосовані методи комп'ютерного моделювання та квантово-хімічні розрахунки [1].

В якості об'єктів дослідження обрано епоксидний олігомер марки ЕД-20. В якості модифікуючих добавок обрано поверхнево-активні речовини різної хімічної природи: катіоноактивні алкілтриметиламоній хлорид (АМА) і цетриамоніум хлорид (ЦТАХ); аніоноактивні алкілбензосульфونات натрію (АБС), лауретсульфат натрію (ЛТС), а також поліметилсилоксан (ПМС). За результатами моделювання вихідних молекул і міжмолекулярних комплексів визначено дипольні моменти та енергії взаємодії добавок із ЕД-20 ($E_{взаєм}$), що представлені у табл.1.

Таблиця 1 Енергія міжмолекулярних взаємодій ПАР і КОС із ЕД-20

Добавка	$E_{взаєм}$, кДж/моль
ЕД-20	65,58
АМА	-11,83
ЦТАХ	-11,04
АБС	-5,06
ЛТС	-5,43
ПМС	-0,83

Із представлених даних у табл.1 видно, що найбільше на властивості епоксидного олігомеру впливають катіоноактивні ПАР. Про це свідчить найбільше значення енергії взаємодії між молекулами цих добавок та ЕД-20 у поєднанні з досить великим значенням дипольного моменту бімолекулярного комплексу.

Проведені дослідження впливу ПАР на зміну динамічної в'язкості [2] визначили, що ступінь впливу хімічної природи добавок на в'язкість напряму пов'язана із рівнем міжмолекулярної взаємодії олігомеру з добавками, а саме зі збільшенням міжмолекулярної взаємодії ПАР із ЕД-20 ефективність дії добавок на зниження ньютонівської в'язкості ($\eta_{н}$) збільшується (рис. 1).

Дослідження змочувальної здатності модифікованих зв'язуючих по відношенню до сталевій підложки показали [3], хімічна природа ПАР, яка обумовлює рівень енергії взаємодії з олігомером, також впливає на змочувальну здатність епоксидного олігомеру. Найбільш ефективними добавками, що сприяють зниженню крайового кута змочування (θ) на поверхні сталі є кремнійорганічні добавки.

За результатами досліджень впливу ПАР та КОС на в'язкісні властивості і змочувальну здатність епоксидних зв'язуючих (рис.2) можна зробити висновок, що чим вища енергія міжмолекулярної взаємодії ПАР із ЕД-20, тим більший вплив ПАР на властивості в об'ємі зв'язуючого і тим менше вони проявлятимуть поверхневі властивості.

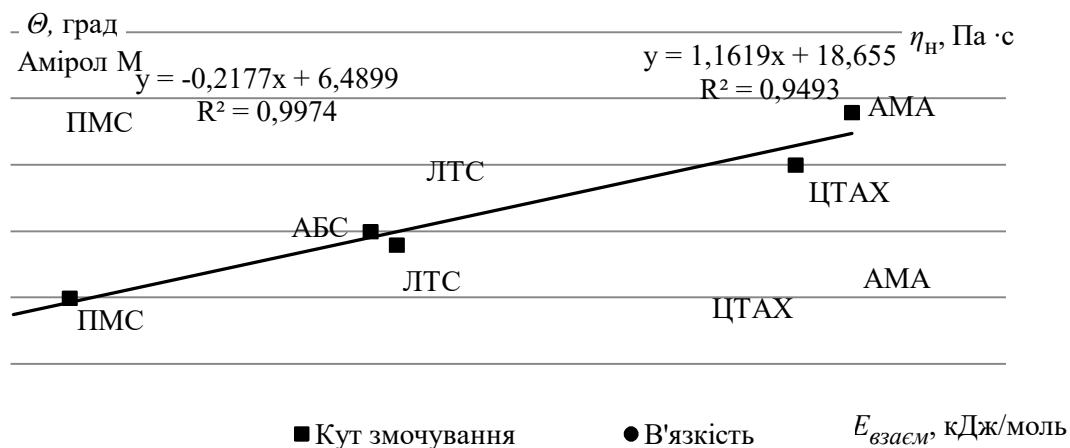


Рис. 1. Зміна динамічної в'язкості та змочувальної здатності зв'язуючих по відношенню до поверхні сталі в залежності від енергії взаємодії ЕД-20 з ПАР

[1] Барабаш О.С. Вивчення впливу малих домішок поверхнево-активних та кремнійорганічних речовин на процеси твердіння епоксидних зв'язуючих: / О.С. Барабаш, Ю.В. Попов, Ю.М. Данченко // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту, 2017. – Вип. 170. – С. 104–111.

[2] Барабаш Е.С. Влияние ПАВ и кремнийорганических добавок на вязкостные свойства эпоксидного олигомера / Е.С. Барабаш, Ю.В. Попов // Науковий вісник будівництва: зб. наук. праць. Харків: ХНУБА ХОТВ АБУ, 2014. – Вип 77. 2014. – С. 103-106.

[3] Барабаш Е. С. Влияние модифицирующих добавок на адгезионную способность эпоксидных связующих к алюмосиликатному стеклу: / Е. С. Барабаш, Ю.В. Попов, Ю.М. Данченко // Науковий вісник будівництва: зб. наук. праць. Харків: ХНУБА ХОТВ АБУ, 2015. – № 4. – С. 122-127.

УДК 677.522

ВПЛИВ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ФАКТОРІВ НА ФОРМУВАННЯ СТРУКТУРИ ПОВЕРХНІ БАЗАЛЬТОВОГО ВОЛОКНА

FLOW OF TECHNOLOGICAL FACTORS TO FORMING STRUCTURE OF SURFACE FIBER

канд. техн. наук О.Ю. Бердник, канд. техн. наук Н.О. Амеліна,
канд. техн. наук А.А. Майстренко
Київський національний університет будівництва і архітектури (м. Київ)

*O.Y. Berdnyk, PhD (Tech.), N.O. Amelina, PhD (Tech.),
A.A. Maystrenko, PhD (Tech.)
Kiev National University of Construction and Architecture (Kyev)*

Створення нових енергоефективних та екологічно чистих тепло-звукоізоляційних матеріалів в значній мірі пов'язано з розробкою і застосуванням скляних, неорганічних, мінеральних і базальтових волокон, використання яких вносить суттєвий вклад у формування технологічних та експлуатаційних властивостей.

На сьогоднішній день найбільш ефективними є теплозвукоізоляційні вироби на основі базальтових волокон, які відрізняються від аналогічних виробів на

основі волокон з інших матеріалів стабільністю фізико-механічних характеристик в процесі експлуатації, екологічною чистотою і відносною дешевизною виробництва, не створюють умов для розвитку мікроорганізмів. Базальтові волокна є хімічно нейтральними і не мають негативного впливу на здоров'я людини. Однак, недоліками волокнистих утеплювачів є не відповідність властивостей виробів до підвищених експлуатаційних факторів, таких як низька термостійкість до 450°C та висока вартість.

Фізико-механічні характеристики базальтів і базальтових волокон (середня густина, діаметр волокна, довжина волокна, його міцність на розтяг та ін.), проводяться за стандартними методиками у відповідності з вимогами ДСТУ Б.В. 2.7.-94-2000, а також теплопровідність джгутів на основі модифікованого базальтового волокна досліджуються згідно вимог ДСТУ Б.В. 2.7.-105-2000 «Метод визначення теплопровідності і термічного опору».

Температура початкового плавлення вихідної базальтової сировини становить відповідно 1540°C, 1400°C, 1200°C, 980°C, що дозволило визначити оптимальні параметри структуроутворення базальтового розплаву з розрахунковими реологічними характеристиками, які забезпечують формування його фазового складу та експлуатаційних властивостей.

Оптимізацію складу і реологічних характеристик базальтового розплаву виконували за критеріями максимальної кількості скловидної фази при максимально низькій температурі. З аналізу результатів дослідження впливу складу вихідної сировини на технологічні характеристики (рис. 1) та час досягнення робочої в'язкості розплаву (рис. 2) можна зазначити, що при співвідношенні оксидів $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ в межах 6...9 та $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{TiO}_2$ в межах 0,8...1,6 в хімічному складі досліджуваних систем досягається зниження температури плавлення базальтової шихти на 150...210°C.

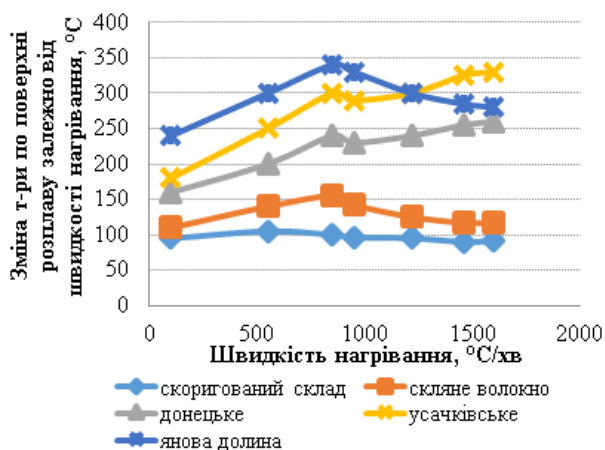


Рис. 1. Вплив швидкості нагрівання базальтового розплаву на рівномірність зміни температури по поверхні базальтового розплаву

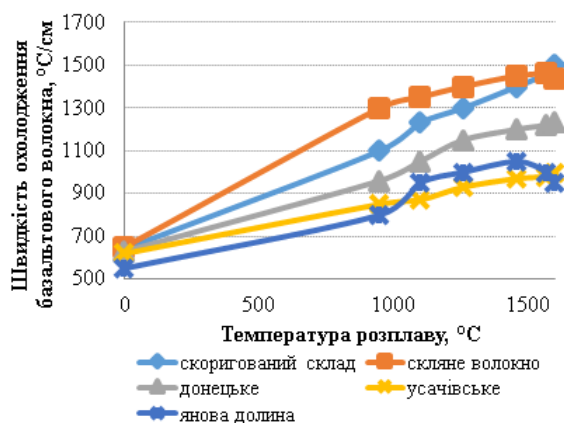


Рис. 2. Вплив швидкості охолодження на температуру розплаву

[1] Бердник О.Ю. Особливості вилугування базальтового волокна і підвищені експлуатаційні характеристики матеріалу / Бердник О.Ю. // Енергоефективність в будівництві та архітектурі. –Київ, 2016. –Вип. 8. –С.29-35.

[2] Гоц В.І. Вплив розчинів кислот на формування структури базальтового волокна. / Гоц В.І., Пальчик П.П., Бердник О.Ю.// Науково-технічний збірник. Енергоефективність в будівництві та архітектурі. –Київ, 2018. –

Вип.10. - С.96-101.

[3] GotsV.I., The basal theatresistingconcrete. 18 INTERNATIONALE Baustofftagung /. GotsV.I., PaichikP.P., ReznikO.U. 12...15 September,Germani, Weimar.-2012.- P.2-0523-2-0528.

[4] Investigation of properties of modified basalt fibers/ Gots V., Palchik P, Berdnyk O. // Scientific journal "EUREKA: Physikal Sciences and engeneering". - Tallin, 2018. – Vol. 4. –P.43-48.

[5] Гоц В.І. Розробка наукових закономірностей створення безперервних базальтових волокон з заданою текстурною характеристикою. / Гоц В.І., Пальчик П.П., Амеліна Н.О., Бердник О.Ю. // Науковий вісник будівництва. –Харків. -№2. 2018р. –Том 92. -С.207-214.

УДК 691.54

СИСТЕМИ ПІДСИЛЕННЯ КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ ТМ МАРЕІ ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА ЦЕГЛЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

REINFORCEMENT SYSTEMS WITH COMPOSITE MATERIALS TM MAPEI FOR REINFORCED CONCRETE AND BRICK STRUCTURES

С.М. Богдан

ТОВ «Мареі Україна» (м.Київ)

S.M. Bogdan

LLC Mapei (Kyiv)

На сьогоднішній день в Україні найчастіше ремонтно-відновлювальні роботи усувають лише відшарування поверхневого захисного шару та забезпечують відновлення зовнішнього вигляду. Але при цьому не з'ясовуються причини виникнення руйнувань та не проводиться структурне відновлення конструкції.

Компанія **МАРЕІ** при підготовці технічних рішень з відновлення конструкцій спирається на Європейські норми EN 1504 та EN998, основними принципами яких є:

- використання ефективного обладнання для ремонту;
- конструктивний та глибинний підхід до ремонту;
- гарантія довговічності виконаного ремонту.

Зміцнення ґрунтів. Для зміцнення ґрунтів, залежно від їх типів, обираються ін'єкційні суміші на основі цементу, мікрозернисті гідравлічні в'язучі або двокомпонентні безцементні суміші.

Відновлення конструкцій. В залежності від типу конструкції, її стану, умов експлуатації тощо, обираються відповідні технічні рішення з асортименту матеріалів **ТМ МАРЕІ**:

Для історичних конструкцій використовуються матеріали на основі безцементних в'язучих з лінійки матеріалів **Маре-Antique** або **Poromap**.

Для сучасних цегляних конструкцій використовуються матеріали на цементній основі або матеріали на основі гідравлічних в'язучих з лінійки матеріалів **Poromap**, **Mapewall** або **Stabilcem**.

Бетонні конструкції відновлюють за допомогою матеріалів для структурного відновлення з лінійки матеріалів **MapegROUT**.

Гідроізоляція та захист конструкцій. Для гідроізоляції та захисту відновленої конструкції обираються матеріали в залежності від технічних вимог та умов експлуатації:

Зовнішня обмазочна гідроізоляція фундаменту – матеріали на бітумній основі з лінійки **Plastimul** або на цементній основі з лінійки **Mapelastic**.

Ін'єкційні матеріали **Mapestop** для створення хімічного бар'єра проти капілярного підняття вологи.

Цементні обмазочні гідроізоляції **Plastimul**, які працюють з додатнім та від'ємним тиском.

Гідроізоляційні обмазочні матеріали на епоксидній основі для створення хімічного захисту конструкцій.

Двокомпонентні напилювані покриття на основі полісечовини з лінійки **Purtop**.

ПВХ та ТПО мембрани з лінійки матеріалів **Polyglass**.

Бентонітові матиз лінійки **Maperproof**.

Підсилення конструкцій. Для підсилення конструкцій компанія **MAPEI** розробила матеріали, які були об'єднані в систему **FRP System** (FiberReinforcedPolimer - волокна армованого полімеру). Асортимент даної лінійки складається з композитних матеріалів, які включають волокна з високою механічною міцністю, карбонових пластин і епоксидні смоли, спеціально розроблені для підсилення і відбудови конструкцій, які піддаються статичним і сейсмічним навантаженням. FRP системи **MAPEI** відповідають технічним вимогам документа CNR DT 200/2004 і відносяться до систем класу А зі значними перевагами якості та безпеки виконаних робіт.

Пластифікатори для бетонів та розчинів. За допомогою добавок **MAPEI** можливо отримати бетон з необхідними властивостями (можливість підводного бетонування, водопроникність, морозостійкість та ін.), а також отримати розчини для нанесення торкрет бетону з необхідними властивостями.

Більш детальну інформацію можна отримати в технічному відділі ТОВ «Мапеі Україна», звернувшись до технічної підтримки за номером телефону 044 221 15 04, або знайти в каталогах технічних рішень:

«Ремонтно-відновлювальні роботи бетонних та залізобетонних конструкцій в транспортному будівництві»;

«Ремонт і відновлення гідротехнічних споруд»;

«Ремонт, відновлення і посилення цегляних і бутових кладок»;

«Гідроізоляція резервуарів, балконів, терас»;

«Підсилення конструкцій із застосуванням систем FRP» та ін.

Компанія МапеіУкраїна надає:

- технічні рекомендації з підбору матеріалів і систем **MAPEI**;

- технічну підтримку не лише під час проектування та завершення будівництва об'єктів, а й під час їх експлуатації;

- навчання проектних організацій та виконавців робіт з використання матеріалів та систем **MAPEI**.

**ФІЗИКО-ХІМІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІКРОСТРУКТУРИ
ЦЕМЕНТНОГО КОМПОЗИТУ НАПОВНЕНОГО
АЛЮМОСИЛІКАТНИМИ ТА СКЛЯНИМИ МІКРОСФЕРАМИ**

**PHYSICAL AND CHEMICAL RESEARCH OF THE MICROSTRUCTURE
OF THE CEMENT COMPOSITE FILLED WITH ALLUMOSILICATE
AND GLASS MICROPHASES**

*канд. техн. наук Д.О. Бондаренко¹, К.В. Плахотніков¹,
д-р техн. наук Т.О. Костюк¹, О.Б. Деденцова¹,
канд. техн. наук О. А. Калінін²*

¹ Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)
² Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

*D.O. Bondarenko¹, PhD (Tech.), K.V. Plakhotnikov¹,
T.O. Kostuk¹, DSc (Tech.), O.B. Dedenyova¹,
O.A. Kalinin², PhD (Tech.),*

¹ Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)
² Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Для отримання щільного, стійкого до утворення тріщин, з хорошим зчепленням з основою композиту на цементному в'язучому необхідно введення у склад певних добавок, які цілеспрямовано посилюють кожну з перерахованих властивостей. При формуванні композиту, де часточки наповнювача і в'язучого мають однакові розміри, а саме, теплоізоляційного матеріалу на портландцементі і наповнювачі із порожніх мікросфер, волокна мікроарматури будуть не ефективними, оскільки їх розмір у декілька разів буде перевищувати розміри заповнювача. Для формування мікроарматури з голок еtringіту та підвищення щільності структури цементної матриці було проведено теоретичні і експериментальні дослідження і запропоновано комплексну добавку, що складається з нітрату та хлориду кальцію, карбоксиметілцелюлози та пластифікатору.

Структурні перетворення, що відбулися в процесі гідратації в'язучого з запропонованою комплексною добавкою, досліджувались методом інфрачервоної спектроскопії (ІЧС) та за допомогою електронного мікроскопу. Що дозволило розкрити характер міжмолекулярних і внутрішньо-молекулярних взаємодій і отримати інформацію про структуру сполук. Для дослідження було приготовлено три зразки у вигляді затверділої суміші строком 28 діб. Зразок № 1 - портландцемент; зразок № 2 - портландцемент зі скляними мікросферами і комплексною хімічною добавкою; зразок № 3 - портландцемент з алюмосилікатними мікросферами і комплексною добавкою.

На ІЧС-спектрі зразка № 2 спостерігається зменшення смуги поглинання при 500, 1220 - 1260 см⁻¹. Збільшення поглинання в області хвильових чисел 1010 -

1100 cm^{-1} пояснюється наявністю карбонатів, гідросилікатів та еtringіту, смуга 1425-1450 cm^{-1} показує присутність $\text{Ca}(\text{OH})_2$ або високоосновних гідросилікатів кальцію.

Всі ці зміни в спектрах №2 і №3 свідчать про порушені зв'язки Si-O і Ca-O в процесі взаємодії мінеральних фаз клінкеру з водою і комплексною хімічною добавкою.

На ІЧ-спектрі зразка № 2 спостерігається зменшення смуги поглинання при 500, 1220 - 1260 cm^{-1} . Збільшення поглинання в області хвильових чисел 1010 - 1100 cm^{-1} пояснюється наявністю карбонатів, гідросилікатів та еtringіту, смуга 1425-1450 cm^{-1} показує присутність $\text{Ca}(\text{OH})_2$ або високоосновних гідросилікатів кальцію.

ІЧ –спектр зразка № 3 подібний зразку № 2, але має більш чітку полосу в області 1500 cm^{-1} , що може також вказувати на присутність $\text{Ca}(\text{OH})_2$ або високоосновних гідросилікатів кальцію, також і як смуга 3423, що присутня для всіх зразків. Крім того, на зразках № 2 і № 3 присутні смуги коливань 700-800, 2928, характерні для кальциту. Знімки, що отримані за допомогою електронного мікроскопу, найбільш чітко показують характер взаємного розташування структурних елементів у теплоізоляційному покритті, морфологію фаз, розміри і форму кристалів та їх зрощення [1-3].

На рис.1 показана контактна зона мікросфери з цементною матрицею. На знімку видно, що вона досить щільно обгортає мікросферу, приростаючи до неї голками еtringіту. На каркасі еtringіту, що зшиває своїми голками мікросфери, зформувалися пластини і блоки з гідросилікатів кальцію, утворюються зіркові агрегати гідрохлоралюмінатів кальцію (в центрі знімку): гідроксихлориду кальцію у вигляді подовжених призм, гідронітроалюмінатів кальцію у вигляді гексагональних тонких пелюсток.

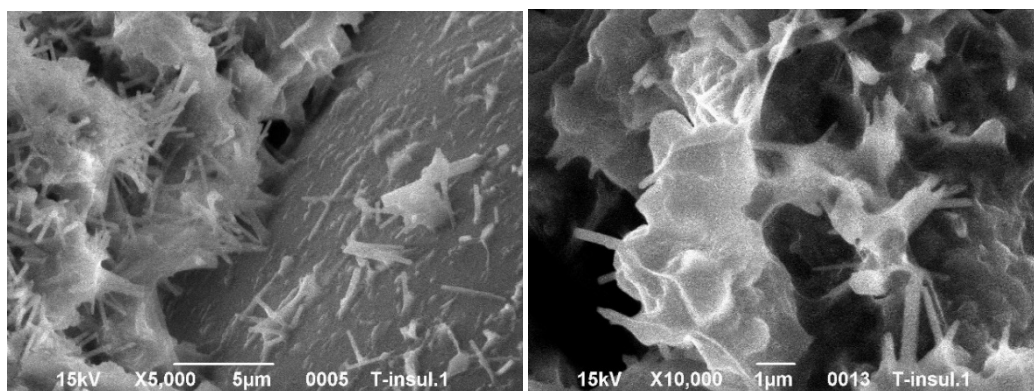


Рис. 1. Структура зразка №2 тонкошарового теплоізоляційного покриття

На основі проведеного фізико-хімічного аналізу встановлено, що додавання комплексної добавки сприяє ущільненню структури цементної матриці шляхом додаткового синтезу кристалогідратів.

[1] Плюснина І.І. Інфрачервоні спектри мінералів / Плюснина І.І. – М.: МГУ, 1977. – 175с.

[2] Рид С. Електронно-зондовий мікроаналіз / Рид С.- Пер. з англ. – М. : Мир, 1979.- 427 с.

[3] Горшков В.С. Методы физико-химического анализа в'язучих веществ / Горшков В.С., Тимашев В.В., Савельев В.Г.- М.: Высшая школа.-1981.- 335с.

**ВПЛИВ ДОБАВКИ ВИСОКОДИСПЕРСНОГО КАЛЬЦИТУ НА
КОРОЗІЙНУ СТІЙКІСТЬ ЦЕМЕНТНИХ КОМПОЗИТІВ**

**THE INFLUENCE OF ADDITION OF HIGH-DIFFUSED CALCITE ON
CORROSION RESISTANCE OF THE CEMENT COMPOSITIONS**

*канд. техн. наук О.С. Борзяк¹, д-р техн. наук А.А. Плуґін¹,
канд. техн. наук С.М. Чепурна², канд. техн. наук О.В. Завальний²,
канд. техн. наук О.А. Дудін¹, асп. О.В. Калюжна¹*

¹Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

²Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова
(м. Харків)

*O.S. Borziak¹, PhD (Tech.), A.A. Plugin¹, DSc (Tech.),
S.M. Chepurna², PhD (Tech.), O.V. Zavalniy², PhD (Tech.),
O.A. Dudin¹, PhD (Tech.), O.V. Kaliuzhna¹*

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

²O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Kharkiv)

Більшість видів корозії портландцементного каменю в неорганічних рідких середовищах обумовлені обмінними хімічними реакціями між розчиненими в них речовинами і продуктами гідратації цементу. Корозійна стійкість бетону залежить від фазового складу цементного каменю, оскільки розчинність і реакційна здатність окремих його фаз істотно відрізняються. В основі корозійних процесів в конструкціях з бетону, що піддаються впливу морської води, агресивних підземних і промислових стічних вод, що містять хлориди, сульфати, іони магнію, лежить взаємодія цих іонів з гідроксидом і гідроалюмінатами кальцію цементного каменю. При цьому обсяг продуктів реакції, які виникають з одиниці об'єму компонента цементного каменю, що реагує, може збільшуватися в 2-5 разів. Це обумовлює розвиток внутрішньої напруги, утворення тріщин і призводить до корозійного пошкодження конструкції. Відповідно, для запобігання корозії в умовах впливу подібних агресивних середовищ необхідно формування продуктів гідратації цементного клінкеру, які не вступають в обмінні реакції з іонами в розчинах. Структура бетону визначає швидкість проникнення агресивних іонів і відведення продуктів корозії, тобто протікання корозійних процесів. Щільні бетони є більш стійкими в агресивних середовищах. Припущено, що добавка високодисперсного кальциту сприяє підвищенню корозійної стійкості цементного каменю за рахунок утворення менш розчинних продуктів гідратації, а також формування більш щільної структури цементного каменю.

Проведені дослідження довели, що присутність високодисперсного органічного кальциту (крейди) у складі цементного каменю змінює фазовий склад гідратів новоутворень – призводить до зниження вмісту вільного

гідроксиду кальцію і зв'язування алюмінатної фази в стійкі продукти гідратації, що сприяє підвищенню корозійної стійкості цементного каменю в умовах впливу агресивних розчинів.

Експериментально підтверджено, що введення добавки 10-20% високодисперсного кальциту (крейди) зменшує пористість і покращує корозійну стійкість в агресивних середовищах.

УДК 691.328.44

ПІДВИЩЕННЯ ДОВГОВІЧНОСТІ ФІБРОЦЕМЕНТНИХ КОМПОЗИЦІЙ ШЛЯХОМ ПРОСОЧЕННЯ ПОРИСТОГО ПРОСТОРУ ФІБРОБЕТОНУ

INCREASING THE DURABILITY OF FIBROCEMENT COMPOSITIONS BY IMPROVING THE FIBER CONSOLIDATED SPACE

д-р техн. наук О.Г. Вандоловський¹, канд. техн. наук О.В. Рачковський², канд. техн. наук Т.А. Наливайко², Наливайко Т.Т.²

¹*Харківський національний університет сільського господарства (м. Харків)*

²*Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

O. G. Vandolovskiy¹, DSc (Tech.), A. V. Rachkovskiy², PhD (Tech.), T.A. Nalivayko², PhD (Tech.), T.T. Nalivayko²

¹*Kharkiv National Technical University of Agriculture named PeterVasilenko (Kharkiv)*

²*Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

Дисперсно-армовані бетони являють собою одну з різновидів великого класу композиційних матеріалів. Дисперсне армування здійснюється волокнами-фібрами, рівномірно розподіленими в обсязі цементної матриці. Армування скловолокном є найбільш ефективним методом підвищення міцності бетонів, оскільки склофібраволодіє високою механічною міцністю і високим модулем пружності. Міцність скляних волокон перевищує міцність природних і більшості синтетичних волокон. Модуль пружності скловолокна схожий з модулем пружності сталі, а по об'ємній вазі – в 3,5 рази легше його та приблизно вдвічі вище модуля пружності бетону, отже основну частку прикладених напруг сприймають скловолокна.

Стримуючим фактором широкого застосування скловолокнистої арматури є низька корозійна стійкість волокон до дії лужного середовища бетону.

Оскільки процес корозії скловолокна в значній мірі залежить від пористості композиції, авторами проведено дослідження просочення порового простору фібробетону розробленим компаундом складу: рідина - рідке скло, нейтральний наповнювач - нанодисперсний кремнезем Ковелос-05, затверджувач рідини – кремнефторид натрію. В результаті хімічної реакції між рідким склом і складовими частинами цементного клінкеру утворюються колоїдний гідросилікат кальцію і алюмінат натрію. Сукупність властивостей рідкого натрієвого скла прискорювати захоплювання бетону при появі алюмінату натрію

і знижувати проникність порового простору, за рахунок утворення гідросилікату кальцію і зумовило застосування рідкого скла в якості компаунда для просочення фібробетону.

Для оцінки лугостійкість скловолокна був використаний прискорений спосіб, що полягає у кип'ятінні волокна в насиченому розчині вапна за методикою Пашенка А.А. Зразки вихідного скловолокна кип'ятили в насиченому розчині гідроксиду кальцію з рН = 9,1 протягом 4 годин. Скляні волокна вагою 2 г розташовували у термостійку колбу 500 мл, заливали 250 мл насиченого розчину $\text{Ca}(\text{OH})_2$, закривали трубкою з вапном и розміщували в термостат за температури 90°C . Насичений розчин, імітуючи рідку фазу цементу, що твердіє, у свою чергу, складається з такого розчину: в 1 л води додано 2,28 г/л Na_2O ; 2,38 г/л K_2O ; 1,00г/л CaO . У якості порівняння скловолокно кип'ятили в розчині гідроксиду кальцію з додаванням нанокремнезема в кількості 0,8 % від маси цементу.

Отримані знімки зразків скловолокна до і після кип'ятіння, виконані на растровому електронному мікроскопі при збільшенні на 1000 разів доводять, що вихідне скловолокно до кип'ятіння характеризується рівною і гладкою поверхнею, після кип'ятіння видно сліди взаємодії вапна з волокном, що викликає появу дефектів і новоутворень на поверхні.

Поверхня волокна, прокип'яченого з додаванням в розчин нанокремнезему, залишилася гладкою і рівною з незначними вкрапленнями новоутворень, продуктів взаємодії нанокремнезему з вапном. Аналізуючи показники міцності складів з вихідним волокном і після кип'ятіння з додаванням нанокремнезема, слід зазначити, що ефект збільшення міцності склав 57-65% порівняно з контрольним.

Зміна фізико - механічних характеристик склофіброцементних композицій пов'язано зі зміною їх мікроструктури і пористості. Поверхня розлому зразків склокомпозиту більш об'єктивно відображає особливості структури, оскільки розлом виявляє дефектні ділянки і дозволяє за морфологічними особливостями давати оцінку ступеня структурної досконалості зразка. Виявлення морфології поверхні розломів зразків виконувалось на скануючому електронному мікроскопі JSM6390LV (фірма Jeol, Японія). На мікрофотографіях при збільшенні (до 1.000X) виявлено природну шорсткість поверхні розлому та оцінюються, що ефект заповнення пор, створюваний пуцолановому мікрочастинками розробленого рідкого компаунду дозволяє зменшити мікропористість бетону. В процесі твердіння пори заповняться кристалами вапна $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Введення просочувальної рідини при внутрішньому вакуумуванні виробу призводить до зниження капілярної пористості і збільшення щільності.

Дослідження показали, що розроблений рідкий компаунд на основі рідкого скла, нанокремнезема та кремнефтористого натрію, маючи розвинену питому поверхню і підвищену хімічну активність, взаємодіє з вапном, яке утворюється у процесі гідратації цементу, запобігаючи корозії скловолокна. Це позначається на збільшенні міцності цементного каменю і посиленні армуючого ефекту скляної фібри.

**ВПЛИВ ТЕХНОЛОГІЧНОЇ ПОШКОДЖЕНОСТІ НА
ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ДЕКОРАТИВНОГО КОМПОЗИТУ**

**EFFECT OF TECHNOLOGICAL DAMAGE ON CRACK RESISTANCE
OF DECORATIVE COMPOSITE**

*д-р техн. наук В.М. Вировой¹, канд. техн. наук О.Д. Довгань¹, П.М.
Довгань²*

¹*Одеська державна академія будівництва та архітектури (м. Одеса)*

²*ПП «Портал Юг» (м. Одеса)*

V.M. Vyrovoy¹, DSc. (Tech.), A.D. Dovgan¹, PhD (Tech.), P.M. Dovgan²

¹*Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture (Odesa)*

²*Portal Ug (Odesa)*

В наукових роботах [1-5], присвячених механізму структуроутворення композиційних будівельних матеріалів на різних масштабних рівнях, показано, що в період виготовлення матеріалу в його структуру «закладається» певний набір технологічних недосконалостей – технологічні тріщини (ТТ), внутрішні поверхні розділу (ВПР). Вид і характер розподілу ТТ й ВПР визначаються якісним складом та концентрацією часток дисперсної фази, співвідношенням поверхневої активності між твердими частинками та дисперсійним середовищем, а також технологічними особливостями переробки матричного матеріалу у виріб. Згідно з [5] наявність внутрішніх границь розділу у виді берегів ТТ й берегів ВПР передбачає здатність сприймати і перерозподіляти внутрішні деформації та деформації, викликані різними експлуатаційними навантаженнями. В роботах [2, 5, 6] продемонстровано, що тріщиностійкість полімерного і цементного композитів з мінеральними наповнювачами залежить від методу ініціювання початкових тріщин. Це обумовлено тим, що розподіл залишкових деформацій визначається геометричними характеристиками зразка, а величина деформацій залежить від початкового складу матеріалу. З урахуванням вище наведеного представляє інтерес до вивчення впливу технологічних особливостей отримання декоративного композиту на його тріщиностійкість.

При технологічній постановці задачі, з розробки складів пластифікованого бетону, припускалось, що спільне введення скляної гібридної фібри і тонкодисперсного цеоліту (характеризується меншим модулем пружності, ніж цементний камінь) при раціональній природній гранулометрії двох груп пісків (без фракціонування) дозволить знизити технологічну пошкодженість матричного матеріалу [7].

Вплив початкового складу матеріалу і технологічних особливостей його переробки у виріб оцінено через безрозмірний коефіцієнт (K_T), чисельні значення якого визначено через співвідношення значень критичних коефіцієнтів інтенсивності напружень зразків-балочок із закладеною та

розпиленою тріщиною $K_T = K_{Ic}^3 / K_{Ic}^P$ [2]. Варто зазначити, що випробовування зразків 27-ми різних складів на тріщиностійкість K_{Ic} проводилося згідно з ДСТУ Б В.2.7-227:2009, а обробка результатів – звикористанням методів експериментально-статистичного моделювання (Вознесенський В.А.).

Отримані значення коефіцієнту технологічного впливу на тріщиностійкість K_T знаходяться в межах від 0.7 до 1.1. Як показали результати дослідження K_{Ic} , в умовах проведених дослідів, для одного складу композиту критерій може коливатися від 3 до 40 %. Для аналізу впливу рецептурних факторів на K_T використовувалася «повна» експериментально-статистична модель (ЕС-модель). Максимальний рівень моделі ($K_{T,max}=1.09$) досягається у складі композиту з вмістом волокон довжиною 6 і 12 мм на високому і вище середнього рівнях, а також – цеоліту і часток дрібного піску на нижче середніх рівнях. Для більш повного аналізу результатів моделювання за ЕС-моделлю будувалася діаграма виду «куби на квадраті». Аналіз діаграми дозволив виділити три особливості:

- порівняння максимальних значень критерію K_T на трьохфакторних полях підтверджує доцільність спільного введення гібридних волокон у композити, виготовлені на крупнозернистому піску з частковою заміною цементу цеолітовим наповнювачем від 2 до 2.6 %;

- у випадку відсутності скляних волокон довжиною 6 мм, ефективність часткової заміни цементу цеолітом збільшується до 3.4 %, але для бетонів з вмістом зерен дрібної фракції піску в суміші пісків не більше 38 %;

- знизити технологічну пошкодженість декоративних композитів, армованих тільки короткою фіброю, у 1.5 рази можливо при вмісті дрібного піску на нижче середньому рівні (< 50%) та при малій заміні в'язучого цеолітом не більше 0.6%.

Для трьох вище зазначених особливостей варто зауважити важливий факт позитивного впливу суперпластифікуючої добавки на полікарбонатній основі на формування структури композиту з високодисперсними наповнювачами.

Висновок. Метод закладення тріщини змінює деформативно-напружений стан цементно-піщаного композиту. Тріщиностійкість розчину значною мірою залежить від структурного оформлення, що визначається видом і вмістом високодисперсних мінеральних наповнювачів, а також співвідношенням кварцових зерен дрібного і крупного піску. Аналіз побудованої 5-ти факторної діаграми за експериментально-статистичною моделлю дозволив виявити оптимальні склади композиту з коефіцієнтом технологічного впливу на тріщиностійкість $K_T \geq 1$. Введення скляних лугостійких волокон при раціональній гранулометрії піску та заміні цементного в'язучого цеолітом, в кількості близько 3%, дозволяє знизити технологічну пошкодженість декоративного композиту.

[1] Композиционные строительные материалы и конструкции пониженной материалоемкости / Соломатов В.И., Выровой В.Н., Дорофеев В.С., Сиренко А.В. – К.: Будівельник, 1991. – 144с.

[2] Выровой В.Н. Особенности структурообразования и формирования свойств полимерных композиционных материалов / В.Н. Выровой, И.В. Довгань, С.В. Семенова. – Одесса: ТЭС, 2004. – 168с.

[3] Состав, структура и свойства цементных бетонов / Под ред. Г.И. Горчакова. – М.: Стройиздат, 1976. – 145с.

[4] Основы теории твердения, прочности, разрушения и долговечности портландцемента, бетона и конструкций из них: монография в 3-х тт. Т.3. Теория прочности, разрушения и долговечности бетона, железобетона и

конструкцій из них / А.Н.Плугин, А.А.Плугин, О.А.Калинин, С.В.Мирошніченко, Д.А.Плугин и др.; Под ред. А.Н.Плугина. – Київ: Наук. думка, 2012. – 288 с.

[5] Ткачук А.М. Трещиностойкость цементного камня с наполнителями // А.М.Ткачук, В.А. Лисенко, В.Н.Выровой, С.В. Сильченко // Вісник ОДАБА, 2004. – Вип. 15. – С. 296-301.

[6] Зайцев Ю.В. Механика разрушения для строителей: Учеб. пособие для строит. вузов. – М.: Высшая школа, 1991. – 288с.

[7] Довгань П.М. Планирование эксперимента в исследовании декоративных песчаных бетонов / П.М. Довгань, А.Д. Довгань, Т.В. Ляшенко, Н.В. Хлыцов // Структуроутворення, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів і конструкцій. – Одеса: Друкарня ОДАБА, 2018. – С. 27-30.

УДК 620.193.41

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ЗАХИСТУ ЕПОКСИДНИМ ПОКРИТТЯМ ПОВЕРХНІ БЕТОНУ ВІД ДІЇ СІРЧАНОКИСЛОТНОЇ КОРОЗІЇ

RESEARCH OF EFFICIENCY PROTECTION OF EPOXID COATINGS OF SURFACE OF CONCRETE FROM ACTION OF SULFURIC ACID CORROSION

*д-р техн. наук Д.Ф. Гончаренко, канд. техн. наук А.І. Алейнікова,
канд. техн. наук Ю.В. Коломієць, канд. техн. наук О.В. Кабусь
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

*D.F. Goncharenko, DSc (Tech.), A.I. Aleinikova, PhD (Tech.),
Y.V. Kolomiets, PhD (Tech.), O.V. Kabus, PhD (Tech.)
Kharkov National University of Construction and Architecture (Kharkov)*

Одним із способів захисту бетону від кислотної агресії, в т.ч. в каналізаційних колекторах, є нанесення протикорозійних покриттів на основі епоксидних смол. Однак, не зважаючи на те, що самі покриття є стійкими до дії сірчаної кислоти, їх застосування при захисті бетону часто є неефективним. Наприклад, Білецький Р. та Шреммер Г. описують випадок пошкодження 4-кілометрової ділянки каналізаційного колектора в Гамбурзі через 2 роки після здачі в експлуатацію. Розенталем Н.К. також неодноразово спостерігалися ушкодження лакофарбових покриттів на бетонних зразках. Їх руйнування пов'язують з дифузійними процесами – осмосом та проникненням сірководню або кислоти під покриття. Дані масообміни та корозійні процеси в значній мірі залежать від властивостей бетону і величини зчеплення покриття з основою. Доцільним, на наш погляд, є пошук ефективних епоксидних покриттів в комбінації єдиної системи «бетон-епоксидне покриття».

Лабораторні дослідження проводилось в два етапи. На першому етапі досліджувалась стійкість бетонів в 5% розчині сірчаної кислоти. Було виготовлено 8 серій зразків по два склади на різних цементах (портландцемент та шлакопортландцемент), які відрізнялись вмістом хімічних (суперпластифікатор, гідрофобізатор, кальматуюча добавка) і мінеральної (мікрокремнезем) добавокта мали різні фізико-механічні властивості (міцність

від 25 до 80 МПа, водопоглинання від 3 до 8%, водонепроникність W4-W12 і вище). В результаті витримки 28 діб балочок 40x40x160 мм в розчині сірчаної кислоти всі зразки зазнали значних поверхневих руйнувань, втрата маси перевищувала 10%, а міцності – 20%. Це дозволило зробити висновок про низьку стійкість звичайних бетонів до дії сірчаної кислоти незалежно від типу та вмісту модифікуючих добавок.

На другому етапі для оцінки ефективності системи «бетон-покриття» на зразки (2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16) було нанесено стійке до дії сірчаної кислоти епоксидне двокомпонентне покриття «ПенетронПенепокси 2К». Шар покриття складав 1-2 мм. Оцінка сумісної роботи покриття і бетону здійснювалась по візуальному огляду зразків після витримки в 5% розчині сірчаної кислоти протягом 60-120 діб. Через 60 діб витримування всі зразки, крім 10-го, мали на поверхні незначні руйнування епоксидного покриття. Вони були локального характеру і утворились в місцях проникнення сірчаної кислоти під покриття. Через 120 діб зони зруйнованого покриття почали значно зростати. Найбільші руйнування були у зразка 14, який мав найменше В/Ц (0,27) та найбільшу витрату в'язучого (600 кг/м³). На зразку 10 не відбулось руйнування покриття за весь період досліджень. Виходячи із спорідненості складу 10 з 8 та 12 було зроблено висновок, що механізм руйнування покриття в значній мірі пов'язаний з наявністю на його поверхні локальних мікродефектів через які проникає кислота з подальшим розширенням бетону і вздуттям покриття. Слід відзначити, що збільшення водонепроникності бетону не призвело до сповільнення швидкості корозії системи «бетон-епоксидне покриття». Це дозволило констатувати, щодля таких систем використання модифікованих бетонів з низькими показниками водопоглинання та високою маркою за водонепроникністю є малоефективним, і може призводити навпаки до зворотного ефекту з більш прискореним руйнуванням покриття і бетону.

Для підтвердження результатів лабораторних випробувань було проведено натурні дослідження з опусканням зразків бетонів в колектор та їх витримкою протягом 140 діб в літній період року. З метою прискорення досліджень було обрано шахту колектору в якій концентрація H₂S перевищувала в 30-50 разів його гранично-допустиму концентрацію.

Після витримування всі зразки зазнали значних руйнувань, однак, воно відбувалось не по всій їх поверхні. Там де зразки були сухими, корозійні процеси не спостерігались. В зв'язку з цим кількісний аналіз з вимірюванням зміни маси та міцності був недоцільним. Результати аналізувались візуально, в т.ч. по зміні перетину зразків в окремих місцях. Вони підтвердили раніше отримані дані про відсутність суттєвої ефективності від збільшення міцності та водонепроникності бетону. Перетин всіх зразків в окремих місцях за такий короткий період часу зменшився на 10-15 мм. Нанесення покриття на зразки суттєво захистило їх від дії корозійного впливу, але, як і в 5% розчині кислоти, мало місце локальне руйнування покриття.

Отримані результати дозволяють зробити висновок, що досліджена система «бетон-епоксидне покриття» для її ефективної роботи в умовах кислотної

корозії не повинна мати дефектів на поверхні, які можуть мінімізуватись ретельним його нанесенням в декілька шарів. Однак при експлуатації конструкцій неминучіх деформаціях утворенням тріщин на поверхні покриттів, тому для ефективної роботи систем «бетон-епоксидне покриття» доцільним є здійснення періодичного моніторингу стану покриттів з метою своєчасного виявлення та усунення локальних ділянок корозії.

УДК 691.263/.166

КИСЛОТНО-ОСНОВНІ ВЛАСТИВОСТІ ПОВЕРХНІ ДИСПЕРСНИХ НАПОВНЮВАЧІВ НА ОСНОВІ ОКСИДІВ TiO_2 , Al_2O_3 , CaO ТА Fe_2O_3

ACID-BASIC SURFACE PROPERTIES OF DISPERSED FILLERS BASED ON OXIDES TiO_2 , Al_2O_3 , CaO AND Fe_2O_3

*канд. техн. наук Ю.М. Данченко, канд. техн. наук М.П. Галайда,
канд. техн. наук О.С. Барабаш, канд. техн. наук Т.М. Обіженко
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

*Y.M. Danchenko, PhD (Tech.), M.P. Halaida, PhD (Tech.),
E.S. Barabash, PhD (Tech.), T.M. Obizhenko, PhD (Tech.)
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

Оксидні дисперсні матеріали широко використовуються в якості наповнювачів для розробки нових ефективних полімерних композиційних матеріалів будівельного призначення [1]. Для цього здебільшого застосовуються дисперсні матеріали на основі оксидів SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , TiO_2 , ZnO , Cr_2O_3 , CaO та ін. При наповненні зменшуються вартість і горючість матеріалів та з'являється можливість регулювання більшості технологічних і фізико-механічних властивостей у широких межах. Вважається, що регулювання властивостей наповнених матеріалів пов'язане з повнотою адгезійного контакту і змочування на межі поділу фаз «полімер – наповнювач», тобто з фізико-хімічними явищами та взаємодіями між фазами. Але при дослідженні цих питань практично не розглядається природа і властивості поверхні наповнювачів. Властивості поверхневого шару наповнювачів визначають фізико-хімічні процеси, які протікають на міжфазній границі – адсорбцію, змочування, розтікання полімеру по поверхні наповнювача, формування міжфазного шару, просочування, капілярні явища, а також утворення фізико-хімічних і, можливо, хімічних зв'язків. Однією з найменш вивчених теорій міжфазної взаємодії є кислотно-основна Бренстеда-Льюїса, яка стала предметом досліджень останніх років [2]. Відомо, що поверхня неорганічних оксидів містить шар ОН-груп, які є центрами Бренстеда, атом кисню може виступати у якості основи Льюїса, а атом металу з вільною орбіталлю – як кислота Льюїса. Поверхневий гідроксильно-гідратний шар (ПГГШ) утворюється внаслідок хімічної та фізико-хімічної адсорбції молекул

води з утворенням поверхневих активних центрів (ПАЦ), які обумовлюють надлишкову енергію. Враховуючи вищезначене, в роботі поставлена задача експериментального дослідження властивостей ПГГШ оксидних матеріалів, які найбільш розповсюджені для наповнення полімерних композитів. Також представляється цікавим дослідити взаємозв'язки між хімічною, мінеральною будовою оксидів та властивостями ПАЦ і ПГГШ.

В якості об'єктів дослідження обрані оксидні наповнювачі різного хімічного і мінерального складу: рутил TiO_2 (РТ), глинозем Al_2O_3 (ГЗ), кальцит CaO (КТ) і червоний шлам Fe_2O_3 (ЧШ). Мінеральний склад досліджений на рентгенівському дифрактометрі ДРОН-2 (Росія). Розмір частинок і морфологія поверхні визначались за допомогою скануючого електронного мікроскопу марки JSM-6390LV (Японія). Питома поверхня визначалась методом БЕТ (Брунауера, Еммета, Теллера). Для дослідження ПГГШ використовувались термогравіметричний (ТГ) аналіз та диференціальний термічний аналіз (ДТА) з використанням термоаналізатора SDT Q600 TA Instruments (США). Для дослідження кислотно-основних властивостей ПАЦ та ПГГШ використовувались два найбільш інформативні фізико-хімічні експериментальні методи – рК-метричний і рН-метричний [3].

За результатами термічного аналізу встановлено, що товщина гідратного поверхневого шару наповнювачів зростає у ряду:

$$\text{КТ} (0.0\%) < \text{РТ} (0.6\%) < \text{ГЗ} (1.3\%) < \text{ЧШ} (6.2\%). \quad (1)$$

Товщина гідроксильного поверхневого шару наповнювачів зростає у ряду:

$$\text{КТ} (0.0\%) < \text{РТ} (0.5\%) < \text{ГЗ} (1.1\%) < \text{ЧШ} (6.9\%). \quad (2)$$

За результатами рК-метричного аналізу встановлено, що лужність оксидних наповнювачів зростає у ряду:

$$\text{РТ} (Q \approx 0.76) < \text{ГЗ} (Q \approx 0.60) < \text{ЧШ} (Q \approx 0.39) < \text{КТ} (Q \approx 0.23). \quad (3)$$

За результатами рН-метричного аналізу встановлено, що лужність поверхні оксидних наповнювачів зростає у ряду:

$$\text{РТ} (8.16) < \text{ГЗ} (9.50) < \text{КТ} (10.06) < \text{ЧШ} (11.40). \quad (4)$$

Висновками теоретичного розрахунку на основі квантово-хімічного моделювання [4] показано, що лужність активних центрів на поверхні оксидів зростає у ряду:

$$\text{TiO}_2 < \text{Al}_2\text{O}_3 < \text{Fe}_2\text{O}_3 < \text{FeO} < \text{CaO}. \quad (5)$$

Порівняльна характеристика отриманих рядів (1) – (5) дозволяє сформулювати декілька висновків. Кислотно-основні властивості поверхневих активних центрів (ПАЦ) та в цілому поверхневого гідроксильно-гідратного шару (ПГГШ) залежать від хімічної і мінеральної природи оксидних наповнювачів. Встановлено, що зі зменшенням кислотності оксиду зростає прагнення його поверхні до адсорбції молекул води. При цьому пропорційно збільшується товщина як гідроксильного так і гідратного поверхневих шарів. В результаті досліджень показано, що кислотно-основні поверхневі властивості відповідають кислотно-основним властивостям оксидів, що входять до складу наповнювачів.

- [1] Danchenko Yu., Andronov V., Barabash E., Obigenko T., Rybka E., Meleshchenko R., Romin A. Research of the intramolecular interactions and structure in epoxyamine composites with dispersed oxides // Eastern-Europ. J. of Enterprise Tech. 6, 12 (90). 2017. – pp. 4-12.
- [2] Danchenko Yu., Kachomanova M., Barabash Ye. The acid-base interaction role in the processes of the filled diene epoxy resin structuring // Chem. & Chem. Tech. 12, 2. 2018. – pp. 188-195.
- [3] Danchenko Y., Andronov V., Sopov V., Khmyrov I., Khrypynskyy A. Acid-basic surface properties of clay disperse fillers // MATEC Web of Conferences. 230. 2018. – 8 p.
- [4] Danchenko Yu., Andronov V., Rybka E., Skliarov S. Investigation into acid-basic equilibrium on the surface of oxides with various chemical nature // Eastern-Europ. J. of Enterprise Tech. 4, 12 (88). 2017. – pp. 17-25.

УДК 691.328

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВЛАСТИВОСТЕЙ СТАЛЕФІБРОБЕТОНІВ ТА ПІДБІР ЇХ ЕФЕКТИВНОГО СКЛАДУ

MATHEMATICAL MODELING OF STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE PROPERTIES AND SELECTING ITS EFFECTIVE COMPOSITION

*д-р техн. наук Л.Й. Дворкін, канд. техн. наук В.В. Житковський,
канд. техн. наук О.М. Бордюженко, канд. техн. наук В.В. Марчук,
канд. техн. наук Ю.О. Степасюк*

Національний університет водного господарства та природокористування (м. Рівне)

*L. Dworkin, DSc (Tech.), V.Zhitkovsky, PhD. (Tech.),
O. Bordyuzhenko, PhD. (Tech.), V. Marchuk, PhD. (Tech.),
Y. Stepasyuk, PhD. (Tech.)*

National University of Water and Environmental Engineering (Rivne)

Сучасні бетони є багатокомпонентними системами, вартість окремих компонентів яких може наблизитись або перевищувати вартість цементу. До таких бетонів можна віднести фібробетони. Вони відрізняються наявністю трьох компонентів (цементу, фібри та добавки пластифікатора), вміст яких може змінюватись в широкому діапазоні і які чинять основний вплив на сумарну вартість фібробетону.

На практиці задача мінімізації вартості фібробетону при застосуванні традиційного підходу суттєво ускладнюється. Для її вирішення доцільно застосовувати методи математичного програмування [1].

Для визначення параметрів складів сталевих фібробетонів реалізовано серію експериментів, алгоритмізованих відповідно до трьохфакторного плану експерименту B_3 [2] за умов планування, наведених в табл. 1.

Таблиця 1 - Умови планування експерименту

№	Фактори		Рівні варіювання			Інтервал
	Кодований	Натуральний вид	-1	0	+1	
1	X_1	Витрата цементу, кг/м ³ (Ц)	450	500	550	50
2	X_2	В/Ц	0,3	0,35	0,4	0,05
3	X_3	Витрата фібри, кг/м ³ (Ф)	80	100	120	20

Після проведення обробки і статистичного аналізу експериментальних даних отримані математичні моделі міцності на стиск та на розтяг при згині у віці 28 діб стандартних бетонних кубів, у вигляді поліноміальних рівнянь регресії (1-3).

Моделі міцності, представлені в кодованому вигляді, МПа:

$$\text{при стиску: } f_{cm}^{28} = 78,9 + 4,8 \cdot X_1 - 13,8 \cdot X_2 + 0,4 \cdot X_3 - 1,53 \cdot X_1^2 - 0,43 \cdot X_2^2 - X_3^2 - 0,5 \cdot X_1 \cdot X_2 \quad (1)$$

$$\text{на згин: } f_{c.tf}^{28} = 17,2 + 0,59 X_1 - 2,08 X_2 + 2,5 \cdot X_3 + 0,36 X_1^2 + 0,38 \cdot X_2^2 - 4,01 X_3^2 - 0,98 \cdot X_1 X_2 \quad (2)$$

Для визначення витрат суперпластифікатора Melflux 2651f отримана наступна математична модель, % від маси цементу:

$$СП' = 0,29 + 0,095 \cdot X_1 - 0,35 \cdot X_2 + 0,11 \cdot X_3 - 0,05 \cdot X_1^2 + 0,23 \cdot X_2^2 + 0,03 \cdot X_3^2 + 0,04 \cdot X_2 \cdot X_3 \quad (3)$$

Постановка задачі знаходження оптимального складу фібробетону із заданими показниками якості можна сформулювати наступним чином: знайти значення факторів складу фібробетону $x_1 \dots x_n$, що дозволяють мінімізувати вартість фібробетону:

$$V_{\Phi B} = V_{\Psi} \cdot \Psi + V_{\Delta} \cdot \Delta + V_{\Phi} \cdot \Phi \rightarrow \min \quad (4)$$

за умови забезпечення необхідних показників якості

$$P_1 \geq f(x_1, x_2, \dots, x_n); \quad (5)$$

$$P_2 \geq f(x_1, x_2, \dots, x_n);$$

$$\dots \dots \dots$$

$$P_m \geq f(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

$$\text{при } x_1 \dots x_n \in [a \dots b], \quad (6)$$

де V_{Ψ} , V_{Δ} , V_{Φ} – відповідно вартість цементу, добавки модифікатора (суперпластифікатора, активної мінеральної добавки тощо) та фібри, у.о./кг; Ψ , Δ , Φ – відповідно витрата цементу, добавки модифікатора та фібри, кг/м³; $P_1 \dots P_m$ – задані показники якості фібробетону; $x_1 \dots x_n$ – фактори складу; a , b – обмеження на можливі значення факторів.

Найбільш раціональним способом вирішення такої задачі є використання програмного середовища Microsoft Excel, зокрема його додаток "Пошук рішення". Ця надбудова призначена для пошуку рішення рівнянь та задач оптимізації.

Послідовність розрахунку наступна. Підставляємо у моделі (1) і (2) значення міцностей, що повинні забезпечуватись, а у вираз (4) – значення вартості компонентів фібробетону. У виразі 3 встановлюємо обмеження значень факторів (в кодованих значеннях від -1 до 1). Далі програма перебирає різні комбінації факторів забезпечуючи не менше заданих значення міцностей за виразами (1) та (2) мінімізуючи при цьому функцію (4). Для встановлення вартості фібробетону під час ітерацій паралельно визначається необхідний вміст суперпластифікатора за виразом (3) при знайдених проміжних значеннях факторів $x_1 \dots x_3$. Результатом таких ітерацій є визначення оптимальних значень факторів складу: витрати цементу, фібри, В/Ц та суперпластифікатора.

Висновки. Запропонований метод розрахунку складу фібробетону дозволяє враховувати конкретні особливості досліджуваних матеріалів і досить легко оптимізувати склад за заданим критерієм, наприклад критерієм мінімальної вартості. Також до переваг методу варто віднести можливість задавання довільної кількості обмежень (5), що дозволяє одночасно забезпечувати значну

кількість показників якості, які можуть бути як не більшими, так і не меншими заданого значення.

[1] Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Multi-Parametric Concrete Compositions Design. Nova Science Publishers, New York, 2013. – 223 p.

[2] Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. Mathematical experiments planning in concrete technology. Nova Science Publishers. New York, 2011, . – 173 p

УДК 692.2

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН СТАЛЕКЛЕЕВИХ З'ЄДНАНЬ НА АКРИЛОВИХ КЛЕЯХ

STRESS-DEFORMED STATE OF ANCHOR CONNECTION ON ACRYLIC ADHESIVES

*канд. техн. наук С.М. Золотов¹, канд. техн. наук О.М. Пустовойтова¹,
канд. техн. наук П.М. Фірсов¹, канд. техн. наук С.М. Камчатна²,
Хусаин Каус¹*

¹ Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова
(м. Харків)

² Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

*S. Zolotov¹, PhD (Tech.), O. Pustovoitova¹, PhD (Tech.),
P. Firsov¹, PhD (Tech.), S. Kamchatna², PhD (Tech.), Husain Kais¹*

¹ O.M.Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Kharkiv)

² Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

При модернізації, ремонті та реконструкції сучасних будівель і споруд різних галузей промисловості широко застосовуються полімерні клеї для з'єднання бетонних елементів, причому як старого бетону зі старим, так і старого з новим, для закладення тріщин в бетоні, а також для кріплення будівельних конструкцій, в тому числі залізобетонних шляхом закладення арматурних випусків і анкерних болтів в бетон для різних цілей. Однак застосовувані полімерні клеї мають ряд недоліків, яких позбавлені акрилові [1]. Склади цих клеїв розроблені за участю авторів Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова. Вони дешевші, більш технологічні, прості і надійні в приготуванні [2-3].

У зв'язку з широким застосуванням в будівництві акрилових клеїв, були визначені їх фізико-механічні властивості з урахуванням виду впливу зусиль на них в з'єднаннях будівельних конструкцій та елементів. До таких зусиллям відносяться: стиснення, розтягнення і зріз. В процесі експериментів в складі акрилового клею враховувалося співвідношення полімеру, затверджувача і наповнювача. В результаті експериментів по визначенню фізико-механічних властивостей зазначених складів клеїв було встановлено, що їх міцність дорівнює: при стисканні $f_{ст} = 60 \dots 80$ МПа, розтягуванні $f_p = 13 \dots 15$ МПа, зрізі $f_{зріз} = 21 \dots 26$ МПа.

Такі склади акрилових клеїв забезпечують надійне з'єднання бетонних елементів, а також закладення в бетон анкерних сталевих стрижнів різного профілю (гладкі і періодичні).

Разом з тим підвищення міцності акрилових клеїв, особливо на зріз, дозволить, наприклад, зменшити глибину закладення в бетон арматурних стержнів періодичного профілю.

Аналіз отриманих результатів говорить також про те, що межа тривалого опору становить близько 85% від короткочасного руйнівного зусилля.

Згідно отриманих даних, незалежно від величини довготривалих навантажень деформації повзучості мали лінійний характер. Крім того, виконані експерименти показали, що акриловий клей незалежно від виду навантаження має досить високу міцність. Він може використовуватися для з'єднання елементів будівельних конструкцій, що сприймають статичні навантаження.

Експериментами також були визначені закономірності зміни деформативності акрилових клеїв, що дозволило визначити величини їх модулів пружності і інші характеристики деформативності. У свою чергу це дозволить проводити дослідження напружено-деформованого стану і розрахунок з'єднань конструкцій на акрилових клеях.

[1] Золотов С.М. Реологические исследования и определения адсорбции модифицированных наполнителей метилметакрилата /Золотов С.М., асп. Фирсов П.М., К.А.Клиценко // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту, Харків: УкрДУЗТ, 2016

[2] С.М.Золотов. Міцність і деформативність сталевих та базальтопластикових анкерних з'єднань / С.М.Золотов, О.М.Пустовойтова, Г.М.Литвинова, Хамзе Мохамад, Л. В. Трикоз, С.М. Камчатна.// Коммунальное хозяйство городов: Н.Т. сборн. Вып. 137 К. Техника 2017 с 104-109.

[3] С.М.Золотов. Застосування базальтопластикових анкерних з'єднань в акрилових клеях./ С.М.Золотов, О.М.Пустовойтова, Литвинова Г.М., Хамзе Мохамад, Камчатна С.М // Науковий вісник будівництва збірн наук праць., вип. № 89 Харків, ХНУБА 2017, с 223-226.

**АНАЛІЗ НЕБЕСПЕЧНИХ ДЕФЕКТІВ І
ПОШКОДЖЕНЬ ФУНДАМЕНТІВ МЕТАЛЕВИХ СИЛОСІВ ТА
ВИЯВЛЕННЯ ОСНОВНИХ ПРИЧИН ЇХ ВИНИКНЕННЯ**

**ANALYSIS OF DANGEROUS DEFECTS AND DAMAGES OF STEEL SILOS
FOUNDATIONS AND DETECTION OF THE MAIN CAUSES OF THEIR
OCCURRENCE**

*канд. техн. наук А.О. Ісмагілов¹, канд. техн. наук О.С. Герасименко¹,
канд. техн. наук О.В. Романенко¹, І.В. Семашко²,
канд. техн. наук І.В. Подтележнікова¹*

¹Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)
²ТОВ «АВЕСТАЕНЕРГОРЕСУРС» (м. Харків)

*A.O. Ismagilov¹, PhD (Tech.), O.S. Herasymenko¹, PhD (Tech.),
O.V. Romanenko¹, PhD (Tech.), I.V. Semashko²,
I.V. Podtelezhnikova¹, PhD (Tech.),*

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)
²LLC «AVESTAENERGYRESOURCE» (Kharkiv)

У сучасній Україні спостерігається інтенсивний розвиток елеваторних комплексів по зберіганню зернових та потужних терміналів для їхнього перевантаження. Найбільш поширеним рішенням для цих цілей є використання циліндричних металевих силосів зарубіжного та вітчизняного виробництва.

Представлено аналіз конструктивних особливостей силосів різного виробництва, що експлуатуються на території нашої країни.

В результаті власних досліджень (близько десятка елеваторних комплексів) встановлено основні потенційно небезпечні дефекти та пошкодження усіх конструктивних елементів та, особливо, фундаментів металевих силосів. В результаті аналізу найбільш розповсюджених та небезпечних пошкоджень фундаментів виявлені основні причини їх виникнення. Всі фактори руйнування можна розділити на 4 групи: механічні; хімічні; фізичні; вплив високих температур (пожежі).

Дослідження проводилися під час проведення нашими співробітниками валидації десятка великих елеваторних комплексів в Україні. Було проведено обстеження усіх будівель та споруд елеваторних комплексів, особлива увага приділялася сучасним металевим силосам. Виявлено, що найбільш схильною до руйнування є цокольна частина кільцевого фундаменту під металеві силоси. Зокрема, при власному обстеженні було виявлено:

- численні вертикальні тріщини на зовнішній межі фундаменту шириною розкриття до 0,3 мм з кроком 1,0...2,0 м (тріщини мають силовий характер виникнення і розвитку);

- численні усадочні тріщини на верхньому обрізі фундаменту;
- численні сліди вилуговування на зовнішній поверхні цокольного ділянки фундаменту, в тому числі з кальматацією тріщин продуктами вилуговування.

Виконані дослідження показали основні причини утворення та розвитку дефектів та пошкоджень фундаментів силосів:

- вплив атмосферних вод через відсутність організованого водостоку з покрівлі силосу і гідроізоляції на верхньому обрізі фундаменту;
- використання бетону низької якості (висока пористість і низька міцність) або наявність спеціальних хімічних добавок в бетоні, які призводять до прискорення процесу корозії цементного каменю;
- конденсація пара в зовнішніх шарах цоколя фундаменту при роботі припливної вентиляції для просушування і зменшення температури зерна;
- конденсація пара в зовнішніх шарах цоколя фундаменту в наслідок наявності перепаду температур в зимовий період всередині і зовні силосу (силос в завантаженому стані).

Розроблено рекомендації для усунення та запобігання утворення цих дефектів та ушкоджень.

УДК 691.328.44

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ ФОРМУВАННЯ СТРУКТУРИ АРБОЛІТУ ПРИ ХІМІЧНІЙ АКТИВАЦІЇ КОСТРИ ЛЬОНУ

STUDY OF THE FORMING PROCESSES OF THE ARBOLITE STRUCTURE DURING THE CHEMICAL ACTIVATION OF FLAX SHOVE

*канд. техн. наук Казімагомедов І.Е.¹, д-р техн. наук Трикоз Л.В.²,
канд. техн. наук Казімагомедов Ф.І.¹, канд. техн. наук Рачковський О.В.¹*

¹*Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

²*Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

*I. E. Kazimagomedov¹, PhD (Tech.), L. V. Trykoz², DSc (Tech.),
F. I. Kazimagomedov¹, PhD (Tech.), A. V. Rachkovskiy¹, PhD (Tech.)*

¹*Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

²*Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

Сучасний рівень будівництва пред'являє високі вимоги до будівельних матеріалів стосовно підвищення теплозахисту, довговічності, економічності. Розробка композиційних матеріалів з добрими теплоізоляційними властивостями та їх застосування в будівництві в умовах економії теплоенергетичних ресурсів мають велике технічне та економічне значення. Цим вимогам великою мірою відповідають деревні композиційні матеріали на основі цементу. Основним напрямком розвитку виробництва будівельних матеріалів і виробів є широке використання целюлозовмісних відходів органічної природи, що утворюються після збирання сільськогосподарського

виробництва. Це пов'язано з обмеженістю ресурсів, необхідністю далеких перевезень, високою матеріало- та енергоємністю ряду технологічних процесів видобутку і переробки сировини, що значною мірою стримують розвиток промисловості будівельних матеріалів на основі природних ресурсів. Костра льону ефективна для переробки в матеріали різного призначення, що обумовлено особливостями її фізико-хімічної будови і дешевизною. Застосування костри льону у виробництві стінових виробів з мінеральними в'язучими, наприклад, з цементом, цілком виправдано тільки за умови зниження впливу так званих «цементних отрут» на процес структуроутворення матеріалу. Тому при проектуванні складу арболіту для стінових виробів слід уважно підходити до підбору різних хімічних добавок, що використовуються як мінералізатори.

Одним із шляхів спрямованого структуроутворення в арболіті може служити використання внутрішніх резервів органічного заповнювача – капілярно-пористого хімічно активного матеріалу. Структура капілярів і пор визначає перспективу спрямованого масопереносу в системі «в'язуче - заповнювач», а хімічна активність костри льону здатна замінити фізичні зв'язки компонентів на більш міцні – хімічні. Для визначення шляхів модифікації заповнювача використовувався водний розчин напівводного сірчаноокислого кальцію ($\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$) спільно з рідким склом. У необхідну кількість насиченого розчину води з сірчаноокислим кальцієм (на 1 м^3 арболіту) додавали 4% від маси цементу рідке скло з щільністю 1,3-1,4 кг / л і перемішували протягом 1-2 хвилин до утворення білуватого в'язкого гелю. Деревний заповнювач оброблявся отриманим гелем, витримувався 10-15 хвилин для кольматации пор деревного заповнювача гелем кремнієвої кислоти і сірчаноокислого кальцію у водному розчині. У результаті цього знижується вихід екстрактивних речовин з деревного заповнювача.

З коагуляцією гелю його склад наближається до складу важко розчинної сполуки – воластоніту CaSiO_3 , чому сприяє хімічна взаємодія з полісахаридами костри льону і призводить до їх капсулювання в її внутрішніх частинах. У той же час, воластоніт здатний активувати процеси раннього набору міцності арболіту за рахунок формування в присутності $\text{Ca}(\text{OH})_2$ гідросилікатів кальцію колоїдного ступеня дисперсності та споріднених за кристалохімічною структурою фаз. Аналіз міцності матеріалу показав, що в результаті хімічної активізації костри льону відбувається кольматация внутрішньої структури капілярів і пор, стримуючи їх водопоглинання, а також утворюються більш міцні зв'язки костри льону з цементним каменем. У результаті запропонованої технології міцність арболіту на стиск підвищується майже в 1,4 рази, а міцність при поперечному вигині в 1,6 рази.

**МОДИФІКОВАНІ БЕТОНИ ДЛЯ РЕМОНТУ КОНСТРУКЦІЙ
ТА СПОРУД**

**MODIFIED CONCRETES FOR REPAIR OF CONSTRUCTION
AND BUILDINGS**

*А.Т. Камінський¹, канд. техн. наук. Т.П. Кропивницька¹,
канд. техн. наук Р.М. Семенів²*

¹Національний університет «Львівська політехніка» (м. Львів)

²Івано-Франківський національний технічний університет
нафти і газу (м. Івано-Франківськ)

A.T. Kaminskyi¹, T.P. Kropyvnytska¹, PhD (Tech.), R.M. Semeniv², PhD (Tech.)

¹LvivPolytechnicNationalUniversity (Lviv)

²Ivano-Frankivsk NationalTechnicalUniversityofOilandGas (Ivano-Frankivsk)

Розроблення інноваційних будівельних матеріалів є одним із пріоритетних завдань технологічного та економічного розвитку в галузі будівництва. На даний час, висока швидкість будівництва, швидке виконання ремонтних робіт, а також торкретування, цементування свердловин, ремонт доріг, вимагає застосування бетонів і будівельних розчинів з прискореним наростанням ранньої міцності. З іншої сторони, такі будівельні матеріали повинні характеризуватись покращеними експлуатаційними властивостями, зокрема підвищеною водонепроникністю та корозійною стійкістю. Одним з методів регулювання тверднення бетонів, а також збільшення їх ранньої міцності є застосування прискорювачів на основі алюмінату натрію [1, 2]. Застосування лужного активатора на основі алюмінату натрію забезпечує прискорені терміни тверднення розчинів, що дозволяє швидке виконання ремонтних і відновлювальних робіт [3].

Під час проведення досліджень використано композиційний портландцемент ПЦ II/Б-К(Ш-П-В)-400Р-Н ПрАТ «Івано-Франківськцемент». В якості лужних прискорювачів використано добавки – сульфат натрію Na_2SO_4 (порошок) та тетрагідроксоалюмінат натрію $\text{Na}[\text{Al}(\text{OH})_4]$ (ЛА) ТМ «Мегатрон» ТУ У 20.5-20841500-01:2018 (водний розчин із густиною $1,34 \text{ г/см}^3$). Як модифікатор використано суперпластифікаторполікарбоксилатного типу (PCE) MasterGlenium ACE 430 (BASF).

Експериментальними дослідженнями встановлено, що для ПЦ II/Б-К(Ш-П-В)-400Р(НГТ= 0,295) початок тужавіння складає 230 хв. Під час введення 1,0–2,0 мас.% лужного активатора $\text{Na}[\text{Al}(\text{OH})_4]$ початок тужавіння прискорюється на 50–60 хв, при цьому спостерігається зростання водопотреби цементного тіста до 31,6% для досягнення нормальної густоти. Введення лужного прискорювача тверднення $\text{Na}[\text{Al}(\text{OH})_4]$ призводить до збільшення водопотреби в'язучого і зниження міцності у всі терміни тверднення.

Методом математичного планування експерименту досліджено вплив алюмінійвмісної добавки (0...3,0 мас.%) та полікарбоксилатного-суперпластифікатора ПКС(0...2,0 мас.%) на властивості дрібнозернистого бетону (Ц:П=1:3, РК=113–115 мм). Графічна інтерпретація даних експериментально-статистичного моделювання свідчить, що оптимальний вміст ЛА складає 1,5 мас.% та ПКС – 1,0 мас.%. Оптимальний вміст комплексного модифікатора забезпечує одержання модифікованого бетону з високою ранньою міцністю: через 1 добу міцність на згин – 4,7 МПа, міцність на стиск – 15,9 МПа. Для композиційного портландцементу найвища температура гідратації ($T=75^{\circ}\text{C}$) досягається через 700 хв. Введення алюмінатного прискорювача та ПКС призводить до прискорення гідратації на 300 хв і зниження температури на 15°C . Згідно даних рентгенофазового аналізу, на дифрактограмах системи $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -ЛА- $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ через 1 добу спостерігаються незначні лінії портландиту ($d/n=0,493$; 0,263 нм) та високої інтенсивності лінії еtringіту ($d/n=0,973$; 0,561 нм), утворення якого визначає можливість одержання безусадочних бетонів і розчинів для торкретування, а також швидкого виконання ремонтних і відновлювальних робіт.

Дослідженнями впливу лужних активаторів тверднення на деформації усадки дрібнозернистих бетонів на основі ПЦ ІІ/Б-К-400Р-Н показано, що через 2 доби і 20 діб деформації складають 0,25 і 0,74 мм/м. При введенні добавки 1,5 мас.% ЛА та 1 мас.% ПКС усадка зменшується до 0,06 і 0,37 мм/м відповідно. Лужна добавка алюмінату натрію знижує водовідділення в бетонних сумішах і будівельних розчинах та не викликає корозії металеві арматури через підвищення рН. Встановлено, що використання модифікованих композиційних портландцементів з лужними добавками на основі алюмінату натрію та ПКС дозволяє через 1 добу досягнути 35–40% марочної міцності бетону, що є важливо для швидкого виконання ремонтних і відновлювальних робіт.

Модифіковані бетони і розчини з лужною добавкою алюмінату натрію можуть використовуватися при проведенні нового будівництва, торкретуванні, реконструкції та відновленні існуючих будівель і споруд, герметизації технічних отворів, тампонажі швів, для виконання спеціальних будівельних робіт. Одночасне досягнення високої рухливості сумішей та ранньої міцності бетонів створює можливість розроблення торкрет-бетонів, що використовуються для будівництва басейнів, зведення тунелів, мостів, покриттів в будівлях різного призначення, бетонування складних архітектурних конструкцій, посилення бетонних і залізобетонних споруд, а також закладення стиків і гідроізоляції.

[1] Influence of sodium aluminate on cement hydration and concrete properties / J. Han, K. Wang, J. Shi, Y. Wang // Construction and Building Materials. – 2014. – № 64. – P. 342–349.

[2] Characterization of a sodium aluminate(NaAlO_2)-based accelerator made via a tablet processing method / Y. S. Li, D. S. Lima, B. S. Chunb // J. Ceram. Process. Res. – 2013. – Vol. 14(1). – P. 87–91.

[3] Саницький М. А. Концепція підвищення ефективності негашеного вапна в будівельних композиціях / М. А. Саницький, Я. Б. Якимечко // Строительные материалы и изделия. – 2013. – № 2 – С. 4–6.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЛУЖНОГО ЦЕМЕНТУ З
ВИКОРИСТАННЯМ ВІДХОДІВ ГАЛЬВАНІЧНИХ ВИРОБНИЦТВ**

**STUDY OF SERVICE PROPERTIES OF ALKALI ACTIVATED
CEMENT USING WASTEWATER TREATMENT RESIDUES**

*канд. техн. наук О.Ю. Ковальчук, д-р техн. наук Г.М. Кочетов,
Д.М. Самченко
Київський національний університет будівництва і архітектури (м.Київ)*

*O.Yu. Kovalchuk, PhD (Tech.), G.M. Kochetov, DSc (Tech.),
D.M. Samchenko
Kyiv National University of Construction and Architecture (Kyiv)*

Серед пріоритетних напрямків досліджень в галузі екологічної безпеки особлива увага приділяється переробці та знешкодженню токсичних гальванічних шламів [1]. З цих хімічно нестійких відходів реагентної очистки промислових стічних вод легко вимиваються сполуки важких металів, що призводить до їх розповсюдження в навколишньому середовищі. Існуючі технологічні процеси переробки шламів багатостадійні, з використанням великої кількості хімічних реагентів та електроенергії.

Перспективним для переробки та подальшої надійної утилізації цих гальванічних відходів є метод феритизації. Його використання дозволяє отримати хімічно стійкі і нешкідливі феритні сполуки важких металів в результаті обробки розчину лужним реагентом та киснем повітря [2].

Аналіз літературних джерел [3-6] показав можливість надійної та безпечної утилізації продуктів феритизаційної переробки гальванічних відходів у матриці лужних цементів. Виготовлення таких цементів дозволяє зв'язувати оксидні сполуки важких металів у структурі новоутворень цементу і фіксувати їх не лише на фізичному, але й на хімічному рівні. При цьому забезпечується суттєве зменшення навантаження на навколишнє середовище.

Метою роботи є дослідження іммобілізаційних властивостей штучного каменю на основі лужного цементу з використанням феритних осадів.

В результаті проведених досліджень, з урахуванням попередньо висвітлених результатів [7,8], розроблено безпечну феритизаційну переробку гальванічних відходів з їх утилізацією у матриці лужних цементів.

Шляхом динамічного вилуговування важких металів (Fe, Ni, Cu, Zn) визначили іммобілізаційні властивості феритних осадів, які отримані при різних способах активації та технологічних параметрах процесу феритизації. встановлено надійну фіксацію важких металів у складі новоутворень зі структурою оберненої шпінелі. Відмічено, що вилуговування іонів важких металів зростає з зниженням величини рН феритизаційного процесу, що обумовлено зниженням кількості кристалічних феритних фаз в осаді. Показано,

що рівень іммобілізації важких металів в феритних осадів після вилуговування становить 99,96% за масою, на відміну від гідроксидних осадів традиційного процесу нейтралізації стічних вод – < 97,83%.

Отримано цементи з використанням у вихідній суміші продуктів переробки гальванічних відходів. Встановлено, що при використанні до 10% феритних осадів в загальній масі цементу, міцність штучного каменю сягає значення 40 МПа при нормальних умовах тверднення, який не поступається традиційним аналогам загальнобудівельного призначення. При введенні 30% мас. осаду в склад цементу відбувається втрата міцнісних характеристик матеріалу в межах 50%.

Доведено, що ступінь іммобілізації іонів важких металів при вмісті феритного осаду 30% за масою в цементі при вилуговуванні в кислому середовищі становить 99,98%. В результаті проведених досліджень показано, що сполуки важких металів зв'язуються на хімічному рівні, входячи до структури новоутворень отриманих матеріалів, забезпечуючи їх надійну локалізацію.

Таким чином, запропоновано використання лужних цементів як матриць для утилізації продуктів переробки гальванічних відходів. Доведено перспективність утилізації феритного осаду переробки гальванічних відходів в складі лужного цементу з надійною локалізацією важких металів в системі. Експериментальні дослідження вимивання важких металів з феритних осадів та лужних цементів свідчать, що концентрації іонів важких металів в розчині після вилуговування відповідають як вітчизняним, так і міжнародним вимогам стандартів, щодо ГДК в питній воді та ґрунті.

[1] Boshnyak M.V., Galimianov A.R., Kolmachikhina O.B. Evaluation of the processing opportunity of galvanic production sludges with nickel recovery // *Solid State Phenomena*. 2018. Vol. 284 SSP. C. 790–794. URL: DOI: 10.4028/www.scientific.net/SSP.284.790.

[2] Heuss-АЯбichler S., John M., Klapper D., Влдя U. W., Kochetov G. Recovery of copper as zero-valent phase and or copper oxide nanoparticles from wastewater by ferritization // *Journal of Environmental Management*. 2016. Vol.181, C. 1-7. URL: DOI: 10.1016/j.jenvman.2016.05.053.

[3] Valorization of washing aggregate sludge and sewage sludge for lightweight aggregates production / Gonz6lez-Corrochano B., Alonso-Azc6rate J., Rodr6guez L., Corvinos, M.D., Muro C. // *Construction and Building Materials*. 2016. Vol.116. C. 252–262. URL: DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.04.095.

[4] Krivenko P., Petropavlovsky O., Kovalchuk, O., Pasko A., Lapovska S. Design of the composition of alkali activated Portland cement using mineral additives of technogenic origin.//*Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2018. Vol.4/6, Issue (94). C. 6–15. URL: DOI: 10.15587/1729-4061.2018.140324.

[5] Kumar M., Dosanjh H.S., Singh H. Biopolymer modified transition metal spinel ferrites for removal of fluoride ions from water // *Environmental Nanotechnology, Monitoring and Management*. 2019. Vol.12. 100237. URL: DOI: 10.1016/j.enmm.2019.100237.

[6] Recovery of copper as zero-valent phase and or copper oxide nanoparticles from wastewater by ferritization / Heuss-АЯбichler S., John M., Klapper D., Влдя U. W., Kochetov G. // *Journal of Environmental Management*. 2016. Vol.181, C. 1-7. URL: DOI: 10.1016/j.jenvman.2016.05.053.

[7] Research of the treatment of depleted nickel-plating electrolytes by the ferritization method / Kochetov G., Prihna T., Kovalchuk O., Samchenko D. //*Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2018. Vol.3, Issue (6-93). C. 52–60. URL: DOI: 10.15587/1729-4061.2018.133797.

[8] Development of a technology for utilizing the electroplating wastes by applying a ferritization method to the alkaline-activated materials / Kovalchuk O., Kochetov G., Samchenko D., Kolodko A. // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2019. Vol. 2/10, Issue 98. P 27–34. doi: 10.15587/1729-4061.2019.160959.

**ПРАКТИЧНИЙ ДОСВІД УКЛАДАННЯ БЕТОННИХ ДОРІГ ІЗ
ВИКОРИСТАННЯМ НЕКОНДИЦІЙНИХ ЗАПОВНЮВАЧІВ**

**PRACTICAL EXPERIENCE OF CONSTRUCTION OF CONCRETE
PAVEMENT USING NON-CONDITIONAL AGGREGATES**

*канд. техн. наук О.Ю. Ковальчук, д-р техн. наук П.В. Кривенко,
О.В. Бойко*

Київський національний університет будівництва і архітектури (Київ)

O.Yu. Kovalchuk, PhD (Tech.), P.V. Krivenko, DSc (Tech.), O.V. Boiko

Kyiv National University of Construction and architecture (Kyiv)

Проблема використання некондиційних матеріалів для виготовлення будівельних матеріалів останнім часом набуває особливого значення. Справа у тому, що запаси якісних заповнювачів (піску, щебеню) потроху вичерпуються, натомість ринок пропонує велику кількість матеріалів за зниженими цінами, але вже неналежної якості. Такі некондиційні заповнювачі можуть містити активний кремнезем (мати реакційну здатність), підвищений вміст природних радіонуклідів, вільні луки, тощо. Проблема також полягає у тому, що при прийманні заповнювачів на більшості підприємств будівельної галузі не організовано ретельний процес вхідного контролю. Як правило, визначають фракційний склад, нещадність, вміст зерен слабких поряд та дробимість. Натомість специфічні дослідження вмісту активного кремнезему, природних радіонуклідів, тощо, не проводяться. Максимум – довіряють показникам паспортів якості матеріалів.

Такий підхід значно знижує надійність матеріалу із точки зору екології та довгострокових показників довговічності. Тому, виробники матеріалів мають приділяти особливу увагу питанням вхідного контролю та, у разі застосування некондиційних заповнювачів, ретельному підбору складу бетонів та конструкцій на їх основі задля нівелювання можливих ризиків.

У представлений роботі показано результати проектування складу лужних бетонів для будівництва доріг з використанням відходів збагачення залізної руди в умовах Китайської Народної Республіки (м. Цінсі). Роботи виконувались на госпдоговір них засадах.

За результатами роботи було розроблено склади бетонної суміші н основі золо лужного цементу, що містили у своєму складі дрібний та крупний заповнювачі із числа відходів збагачення залізної руди. Загальний вміст відходів та супутніх продуктів виробництва у складі бетонної суміші становив 97% від маси усіх компонентів. Бетонна суміш для замонолічування дорожнього полотна характеризувалась показниками осадки конуса в межах 18-20 см та відповідала класу бетону С30.

Укладання бетону відбувалось безперервним способом на трьох захватках.

Бетонна суміш авто бетонозмішувачами підвозилась з мобільного бетонозмішувального вузла до місця укладання. Логістичні витрати часу становили 30 хв. Ущільнення бетону виконували шляхом використання віброрейок. Після остаточного затвердіння бетонної суміші поверхню бетонної плити затирали за допомогою спеціальних машин, а на самому полотні влаштовували деформаційні шви через кожні 5 метрів шляхом надрізання на глибину 2/3 за висотою полотна. Загальний об'єм впровадження становив 60 м³, довжина ділянки становила 50 метрів, ширина 4 метри, товщина шару бетонної суміші 30 см.

Оскільки процес бетонування проводили в середині жовтня, погодні умови не відповідали таким, що висуваються для нормального тверднення бетонної суміші. Денна температура становила 18 °С, нічна – 8-10 °С. Тому для забезпечення нормального процесу тверднення бетонної суміші було зведено спеціальну конструкцію для прогрівання бетону, що являла собою укриття непроникною целофановою плівкою, під якою встановлювали лампи прожарювання. Потужність кожної лампи становила 200 Вт, висота над поверхнею бетону 1 м. Розташування ламп та їх кількість встановлювали виходячи із критеріїв максимальної температури на поверхні не більше 25 °С, а температури на краю світової плями – не нижче 18°С. Застосування такого підходу дозволило забезпечити нормальне тверднення бетонної суміші, яка на 1 добу набула достатньої міцності для технологічного пересування людей та обладнання, на другу добу відбулось затирання поверхні та нарізання швів.

Роботи із зведення дослідної ділянки дороги приймались комісією, що складалась із представників муніципалітету, партійного керівництва та керівництва провінції, а також представників науки і промисловості. Проведенні дослідження підтвердили відповідність укладеної ділянки дороги нормативним показникам, зокрема, за критеріями міцності. Довготривалі спостереження за поведінкою дорожнього полотна також засвідчили відсутність деструктивних процесів, зниження міцності, появи тріщин, тощо.

- [1] E. McKinnon, The environmental effects of mining waste disposal at Lihir Gold Mine, JRREN, 1(2), 40-50 (2002)
- [2] M. Yellishetty, V. Karpe, E. Reddy, K.N. Subhash, P.G. Ranjith, Reuse of iron ore mineral wastes in civil engineering constructions: A case study, RCR, 52(11), 1283-1289 (2008)
- [3] S. Zhao, J. Fan, W. Sun, Utilization of iron ore tailings as fine aggregate in ultra-high performance concrete, CBM, 50, 540-548 (2014)
- [4] X. Huang, R. Ranade, V. C. Li, Feasibility study of developing green ECC using iron ore tailings powder as cement replacement, JMCE, 25, 923-931 (2013)
- [5] L. Weng, H. Cao, P. Krivenko, Y. Guo, O. Petropavlovsky, O. Kovalchuk, V. Pushkar, Modeling of thermo-stressed state of the cast-in-site low carbon footprint alkali activated slag cement concrete hardened under hot environment, AMM, 525, 482-490 (2014)
- [6] O. Kovalchuk, R. Drochitka, P. Krivenko, Mix design of high volume fly ash alkali activated cement, AMR, 1100, 36-43 (2015)
- [7] T. Croymans, W. Schroeyers, P. Krivenko, O. Kovalchuk, A. Pasko, M. Hult, G. Marissens, G. Lutter, S. Schreurs, Radiological characterization and evaluation of high volume bauxite residue alkali activated concretes, JER, 168, 21-29 (2017)
- [8] L. Junzhe1, T. Yuze1, S. Qiubai, P. Changsheng, Research on iron ore tailing improving Compressive Strength of Alkali-activated Slag Foamed concrete, *Procc. 5th Internal. Conf. on Civil Eng. and Trans. (ICCET 2015)*, 1371-1375 (2015)
- [9] STO 26233397 MOSAVTODOR.1.1.1.01-2013.

**ЛУЖНИЙ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТ З РЕГУЛЬОВАНИМИ ВЛАСНИМИ
ДЕФОРМАЦІЯМИ ДЛЯ АНКЕРНИХ РОЗЧИНІВ**

**ALKALI ACTIVATED PORTLANDCEMENT WITH ADJUSTABLE
PROPER DEFORMATIONS FOR ANCHORING APPLICATION**

*д-р техн. наук П.В. Кривенко¹, канд. техн. наук І.І. Руденко¹,
канд. техн. наук О.М. Петропавловський¹,
канд. техн. наук О.П. Константиновський¹, А.В. Ковальчук²*

*¹Науково-дослідний інститут в'язучих речовин і матеріалів,
Київський національний університет будівництва та архітектури (Київ)
²ТОВ "Фомальгаут-Полімін" (Київ)*

*P.V.Krivenko¹, DSc (Tech.), I.I. Rudenko¹, PhD (Tech.),
O.M. Petropavlovskiy¹, PhD (Tech.),
O.P. Konstantynovskiy¹, PhD (Tech.), A.V. Kovalchuk²*

*¹Scientific Research Institute for Binders and Materials,
Kyiv National University of Construction and Architecture (Kyiv)
²"Fomalhaut-Polimin" Ltd. (Kyiv)*

Серед відомих типів лужних цементів [1] вирізняється лужний портландцемент (ЛПЦ), використання якого є актуальним в матеріалах з інтенсивним набором міцності, зокрема в розчинах для анкерування [2, 3]. Характеристичними ознаками анкерних розчинів, крім міцності, є короткі терміни тужавлення, значна адгезія до основи та здатність до розширення. Відомо, що ЛПЦ є перспективним для розробки анкерних розчинів [4, 5]. Однак, підвищений вміст фаз гелевидної і субмікрокристалічної структури, а також відсутність в продуктах гідратації еtringіту обумовлюють підвищені усадочні деформації лужних цементів, в т.ч. ЛПЦ, та відповідно розчинів на їх основі.

В роботі запропоновано шляхи регулювання власних деформацій ЛПЦ для отримання анкерних розчинів за технологією сухих будівельних сумішей. В якості лужного компоненту ЛПЦ використано метасилікат натрію п'ятиводний (МС) в сухому порошкоподібному стані.

Виявлено, що вирішенням проблеми отримання ЛПЦ з компенсованою усадкою є модифікація органо-мінеральними комплексними добавками системи «сіль-електроліт - ПАР». Використання комплексної добавки на основі Na_2SO_4 забезпечує такому цементу початок тужавлення - 30 хв, кінець тужавлення - 35 хв і розширення в межах 0,062 мм/м. ЛПЦ, модифікований комплексною добавкою на основі NaNO_3 , характеризуються початком тужавлення - 37 хв, кінцем тужавлення - 44 хв та незначною усадкою - 0,017 мм/м.

Показано, що ефект розширення ЛПЦ, модифікованого комплексною добавкою « Na_2SO_4 – лігносульфонат натрію – глюконат натрію» забезпечується

підвищенням ступеня кристалізації гідросилікатних та гідроалюмінатних новоутворень в структурі штучного каменя з утворенням додатково сульфатвміщуючого натрієво-кальцієвого гідроалюмінату складу мінамііту - $(\text{Na}, \text{Ca}_{0,5})\text{Al}_3(\text{SO}_4)_2(\text{OH})_6$. Ефект компенсованої усадки ЛПЦ, модифікованого комплексною добавкою тієї ж системи з використанням NaNO_3 , обумовлено формуванням поряд з гідросилікатами та гідроалюмінатами кальцію шаруватих пластинчастих формувань з чітко вираженою кристалічною структурою, які можна віднести до гідронітроалюмінату кальцію $(3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O})$, що створює додаткове напруження у міжфазному просторі гідратних новоутворень.

Анкерні розчини на основі модифікованого комплексною добавкою ЛПЦ задовольняють нормативним вимогам і характеризуються контрольованим рівнем деформацій розширення, що обумовлює перспективність подальшого вдосконалення властивостей таких матеріалів. Наприклад, розчинова суміш і розчин, модифікований комплексною добавкою на основі Na_2SO_4 , характеризуються наступними властивостями: розтічність з кільця Віка - 200 мм, термін придатності – 25 хв, міцність на згин / стиск - 5,7 / 24,8 МПа через 1 добу і 12,9 / 82,5 МПа через 28 діб тверднення, міцність зчеплення з основою 1,35 МПа, розширення до +0,035 мм/м. Використання комплексної добавки на основі NaNO_3 забезпечує розтічність розчинової суміші з кільця Віка – 210 мм, термін придатності - 30 хв, міцність анкерного розчину на згин / стиск - 6,1 / 27,3 МПа через 1 добу і 13,5 / 85,3 МПа через 28 діб тверднення, міцність зчеплення з основою 1,40 МПа, усадку в межах -0,027 мм/м.

[1] ДСТУ Б В.2.7-181:2009 «Цементи лужні. Технічні умови».

[2] Ma C. High-performance grouting mortar based on mineral admixtures / C. Ma, Y. Tan, E. Li // *Advances in Materials Science and Engineering*, 260. - 2015. - P.1-11.

[3] Zhi Fang. High-Performance Grouts for Rock Anchor / Zhi Fang, He Shao-hua // *Key Engineering Materials*. - Trans Tech Publications (Switzerland). - 2012. - Vol.517. - P.946-951.

[4] Potential of alkali activated portland cement-based dry mixes for anchoring application / [Krivenko P., Runova R., Rudenko I., Konstantynovskiy O.] // *NTCC2014: International Conference on Non-Traditional Cement and Concrete*. Brno University of Technology, (Brno, June 16-19, 2014). P. 123-126.

[5] Рунова Р.Ф. Перспективи використання лужного портландцементу в анкерних сухих будівельних сумішах / Рунова Р.Ф., Константиновський О.П., Руденко І.І. // *Журнал «Строительные материалы и изделия»*. – Київ, 2014. – №1. – С. 12-15.

**ДИСПЕРСНОАРМОВАНІ БЕТОНИ НА МЕХАНОАКТИВОВАНОМУ
В'ЯЖУЧОМУ**

**DISPERSE REINFORCED CONCRETE ON A MECHANICALLY
ACTIVATED BINDER**

*канд. техн. наук Л.М. Ксьонішевич¹, д-р техн. наук І.В. Барабаш¹,
канд. техн. наук О.М. Крантовська¹, канд. техн. наук С.В. Синій²,
канд. техн. наук П.О. Сунак²*

¹*Одеська державна академія будівництва та архітектури (м. Одеса)*

²*Луцький національний технічний університет (м. Луцьк)*

*L.M. Ksonshkevych¹, PhD (Tech.), I.V. Barabash¹, PhD (Tech.),
O.M. Krantovska¹, PhD (Tech.), S.V. Synii², PhD (Tech.),
P.O. Sunak², PhD (Tech.)*

¹*Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture (Odesa)*

²*Lutsk National Technical University (Lutsk)*

Можливості підвищення якості бетону, більш інтенсивного набору міцності, особливо в ранні терміни твердіння, можуть бути здійснені шляхом цілеспрямованої зміни структури цементного каменю, як за рахунок модифікації їх поверхні добавками ПАР, так і за рахунок активації зерен цементу в умовах інтенсивних гідродинамічних впливів на них. У роботах І. В. Барабаша [1], С. І. Федоркіна [2] та інших [3,4] підтверджена позитивна роль механоактивації мінеральних в'язучих на якість бетону, в тому числі, і підвищення його міцності. Дисперсне армування в свою чергу передбачає рівномірний розподіл фібри по об'єму матеріалу або виробу. Введення фібри дозволить виготовляти конструкції складної конфігурації, підвищить зносостійкість бетону, зменшить загальну вагу конструкції, а також суттєво знизить ризик деформації.

Метою роботи було одержання високорухливих бетонних сумішей і керамзитобетонів на їх основі на механоактивованому в'язучому з поліпшеними фізико-механічними характеристиками: міцності бетону при стиску; ударній міцності і морозостійкості.

Досліджувався вплив механоактивації в'язучого в присутності полікарбосилатного суперпластифікатора Супер-ПК і базальтової фібри на механічні характеристики керамзитобетону, що твердіє в нормальних умовах. Для зниження водопоглинання базальтова фібра попередньо оброблялася кремнійорганічним гідрофобізатором ГКЖ-11. Витрата базальтового волокна варіювалася в кількості від 0 % до 1 % маси в'язучого. Роль дрібного заповнювача в бетонній суміші відводилася кварцовому піску $M_k = 2.2$. Як крупний заповнювач використовували керамзитовий гравій фракції 5-10 і 10-20 мм в співвідношенні 1:1 по масі. Дослідження проводилися за стандартним

трьохфакторним планом, який містить 15 експериментальних точок. Незалежними рецептурно-технологічними факторами були прийняті: X_1 - $450 \pm 100 \text{ кг/м}^3$ – витрата в'язучого; X_2 - $1 \pm 0.5 \%$ – кількість пластифікатора Супер-ПК; X_3 - $0.5 \pm 0.5 \%$ – кількість базальтової фібри.

Експериментально встановлено, що міцність бетону, суміш якого готувалася за роздільною технологією, на 3-ю добу твердіння в 1,5 рази вище, ніж у контрольних зразків (в'язуче механоактивації не піддавалося).

Надалі швидкість набору міцності керамзитобетону на механоактивованому в'язучому сповільнюється і до 28-ми добового віку приріст міцності в порівнянні з контролем не перевищує 10-15 %.

Спільний вплив на шлакопортландцемент механоактивації, добавки Релаксол-Супер ПК і базальтової фібри призводить до підвищення міцності в 28-ми добовому віці бетону в порівнянні з контролем (бетон на немеханоактивованому портландцементі, Релаксол-Супер ПК і базальтова фібра відсутні) з 11,3 до 29,5 МПа, тобто більше ніж в 2,5 рази.

Слід зазначити, що найбільший вплив на морозостійкість керамзитобетону надає витрата в'язучого. Так, збільшення вмісту в'язучого з 350 до 450 кг/м^3 призводить до підвищення морозостійкості керамзитобетону на 75 циклів (не залежно від умов приготування бетонної суміші). Подальше збільшення витрати в'язучого до 550 кг/м^3 підвищує рівень F приблизно на 25-50 циклів.

Незначний вплив на приріст ударної міцності робить кількість Супер-ПК. Так, при введенні суперпластифікатора від 0,5 до 1,5 % (базальтова фібра – 1 %, витрата в'язучого 550 кг/м^3) значення показника ударної міцності збільшується з 63,5 до 68,1 Дж/см³, тобто не більше ніж на 8 %.

Механоактивація в'язучого збільшує ударну міцність бетону у всьому діапазоні вмісту базальтової фібри в шлакопортландцементі. Застосування механоактивації в'язучого призводить до підвищення ударної міцності бетону в середньому на 10-14 %.

Отже, встановлено, що механоактивація в'язучого призводить до підвищення міцності бетону в 3-х добовому віці з 11,4 до 16,2 МПа, тобто більш ніж на 40 % в порівнянні з контролем. Введення базальтової фібри в кількості 1 % від маси механоактивованого в'язучого забезпечує подальше зростання міцності бетону на 10-15 %. Керамзитобетон на механоактивованому шлакопортландцементі з добавкою базальтової фібри і суперпластифікатора Релаксол-Супер ПК характеризується морозостійкістю не нижче 200 циклів заморожування і відтаювання. Наявність базальтової фібри в суміші підвищує ударну міцність бетону з 47 до 75 Дж/см³.

[1] Барабаш, І. В. Механохімічна активація мінеральних в'язучих речовин: Навчальний посібник. – Одеса: Астропрінт, 2002. – 100 с.

[2] Федоркин, С. И. Механоактивация вторичного сырья в производствестроительных материалов. – Симферополь: Таврия, 1997. – 180 с.

[3] Ксёншкевич, Л. Н. Высокопрочные бетоны на механоактивированом вяжущем: дис. канд. техн. наук: 05.23.05 - Одесса, 2013, 145 с.

[4] Ksonshkevych, L., Krantovska, O., Petrov, M., Synii, S., Uhl, A. Investigation of the structure of cement stone, obtaining and optimization of high-strength concrete on mechanically activated binder// Transbud-2018, Kharkiv, Ukraine, November 14-16, 2018 - MATEC Web of Conferences, Volume 230, 03010, pp. 1-8.

ДОСЛІДЖЕННЯ ПОВЕДІНКИ ҐРУНТІВ ПІД ВПЛИВОМ ПЕРУКСУСНОЇ КИСЛОТИ

RESEARCH OF SOIL BEHAVIOR UNDER PEROXY ACID INFLUENCE

канд. техн. наук Г. М. Левенко

*Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова
(м. Харків)*

G. Levenko, PhD. (Tech.)

O. M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Kharkiv)

Досвід експлуатації багатьох підприємств показав, що внаслідок аварійних замочувань ґрунтів промисловими стоками, в основи споруд потрапляють хімічно активні розчини різних концентрацій, під впливом яких ґрунти суттєво змінюють свої властивості. Так у результаті фізико-хімічних процесів і обмінних реакцій відбувається збільшення об'єму ґрунтів, так зване «хімічне набрякання».

При проектуванні або реконструкції будівель і споруд на ґрунтах, що набрякають необхідно чітко уявляти картину їхньої поведінки, щоб у подальшому мати можливість прогнозувати поведінку системи «основа – фундамент – споруда». Найбільш дієвим способом стабілізації поведінки основ, що забруднені промисловими стоками, є ін'єкційні методи закріплення, зокрема, силікатизація. Закріплення таких основ являє собою комплекс різних заходів, що враховують вирішення питань як технічних, так і екологічних.

Отримано залежність величини вільного хімічного набрякання як від вмісту глинистих часток у ґрунті, так і від концентрації перуксусної кислоти. Також було проведено порівняння величини вільного набрякання при замочуванні дослідних зразків ґрунту водою.

Таблиця 1 - Класифікація ґрунтів за величиною в залежності від показника L – вмісту глинистих часток у ґрунті (%)

Показник L, %	Вільне відносне набрякання ε_{sw0} при різноманітних концентраціях перуксусної кислоти	Вільне відносне набрякання ε_{sw0} при замочуванні водою	Характеристика ґрунтів
< 3 %	0,066 – 0,310	-	Середньонабрякаючі
3 – 10 %	0,200 – 0,420	0,007	Сильнонабрякаючі
10 – 30 %	0,250 – 0,570	0,044	Сильнонабрякаючі
> 30 %	0,600 – 1,700	0,090	Сильнонабрякаючі

Виходячи з отриманих результатів, ґрунти, забруднені розчинами перуксусної кислоти, можна вважати структурно нестійкими та класифікувати як середньо- і сильнонабрякаючі. Запропонована класифікація дає можливість прогнозувати поведінку ґрунтів основ у разі їх забруднення розчинами перуксусної кислоти і застосовувати відповідні необхідні заходи.

Практичне значення отриманих результатів полягає у:

- підвищенні якості хімічного закріплення ґрунтів, забруднених кислотними промисловими стоками, в разі застосування рекомендованих рецептур;

- поліпшенні екологічного стану забруднених масивів ґрунтів за рахунок очищення їх від забруднювача.

[1] Myshurova T.V. *Zakreplenye peschanykh osnovanyi, zahriaznennykh fosfornokyslymy promstokamy, v usloviakh deistviushcheho proyzvodstva* (2001) Dyss. kand. tekhn. Nauk: 05.23.02- Dnepropetrovsk, 171.

[2] DBN V.2.1-10:2018 *Osnovaniya y fundamenti zdanyi y sooruzheniy. Osnovnye polozeniya* (2018) Kyiv : Minreghionbud Ukrainy. 107.

[3] ASTM D 4318-10 (2010). *Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils, Annual Book of ASTM Standards*, ASTM International, West Conshohocken, PA., USA.

[4] Khansyvarova N.M., Korobkyn V.Y., Fyl R.M. *Ekologicheskiye problemy gorodov v svyazy s khymicheskym zahriazneniyem lessovoi heolohicheskoi sredy. Novoe v hakolohyy: Sbornyk dokladov Mezhdunarodnoho hakolohicheskoho konhressa* (2000) T.2; Balt. hos.tekh. un-t., SPb; 369-372.

[5] Muhanned Qahtan Waheed. A Laboratory Evaluation of stabilization of silty clay soil by using Chloride Compounds / Muhanned Qahtan Waheed // *Engineering & Technology Journal*. – Vol. 30. – No.17, 2012. – pp. 3054–3064.

[6] Levenko A.M., Bronzhaev M.F. *Yssledovanye sylykatnykh helei na osnove peruksusnoi kysloty po vsemu dyapazonu ykh obrazovaniya. Zbirnyk naukovykh prats. Seriya: Haluzeve mashynobuduvannya, budivnytstvo.* (2013) Vypusk 3 (38). T. 1. Poltava. 68-75.

[7] Phanikumar B. R., & Radhey S. Sharma. Effect of flyash on the Engineering properties of Expansive Soil / Phanikumar B. R., & Radhey S. Sharma. // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. – Vol. 130. – No. 7, 2004. – pp. 764–767

[8] Patil B. M., Patil K. A. Effect of industrial waste and RBI Grade 81 on swelling characteristics of clayey soil. (2013) *Facta Universitatis Series : Architecture and Civil Engineering*. 11(3),. 231–236.

[9] G. Radhakrishnan, Dr M. Anjan Kumar. Dr GVR Prasada Raji. Swelling properties of expansive soils treated with chemicals and flash. (2014) *American Journal of Engineering Research (AJER)*, volume 03, issue 04. 245-250.

УДК 691.328.44

МОДИФІКОВАНІ ФІБРОБЕТОНИ ДЛЯ ПРОМИСЛОВИХ ПІДЛОГ

MODIFIED FIBERREINFORCED CONCRETE FOR INDUSTRIAL FLOORS

**д-р техн. наук У.Д.Марущак, Н.І.Сидор, канд. техн. наук І.В. Маргаль,
канд. техн. наук Р.А. Солтисік**

Національний університет «Львівська політехніка» (м. Львів)

**U.D. Marushchak, DSc (Tech.), N.I. Sydor, I. V. Margal, PhD (Tech.),
R.A. Soltysik, PhD (Tech.)**

Lviv Polytechnic National University (Lviv)

Зростаючі вимоги до сучасних промислових об'єктів, пов'язані з використанням більшої кількості та важчого обладнання, транспортних засобів,

створюють необхідність влаштування високоміцних і зносостійких підлог, для забезпечення надійності експлуатації протягом життєвого циклу при зростаючих статичних, динамічних та ударних навантаженнях[1]. Якісні, довговічні підлогові покриття необхідні в будівлях промислового призначення, виробничих зонах, лабораторіях і спеціалізованих приміщеннях широкого спектру спрямованості: на об'єктах транспортного, енергетичного, важкого машинобудування, складах, паркінгах, торговельних центрах, підприємствах хімічної та харчової промисловості.

При проектуванні промислових підлог, крім забезпечення необхідного рівня їх експлуатаційних характеристик, слід враховувати вимоги щодо технологічності, швидкості виконання робіт та термінів введення в експлуатацію. Вирішення цієї проблеми в значній мірі здійснюється шляхом системного підходу до композиційної побудови ефективних дисперсно-армованих бетонів, що полягає у наведеному керуванні процесами раннього структуроутворення та синтезу міцності цементного каменю, полімасштабному модифікуванні суперпластифікаторами нової генерації, нано- і мікродисперсними мінеральними добавками та армуванні структури композиту на нано-, мікро- та мезорівнях для одержання необхідних технологічних, міцнісних та будівельно-технічних властивостей у складних умовах експлуатації [2-4].

Запроектовано високоміцні бетони на основі портландцементу ПЦ І-500Р-Н ПрАТ «Івано-Франківський цемент», модифіковані комплексною органічно-мінеральною добавкою, що містить суперпластифікатор полікарбоксилатного типу Glenium ACE 430, високоактивний метаколін і нанодисперсного кремнезему (аеросил А-380) (склад 3). Ступінь армування поліпропіленовою фіброю наномодифікованого дисперсно-армованого бетону становив 1 мас. % (склад 4). Для порівняння використано пластифіковані бетони, модифіковані пластифікатором на основі лігносульфонатів (склад 1) та полікарбоксилатів (склад 2). Марка за легкокладальністю бетонних сумішей РЗ.

Міцність наномодифікованого та дисперсно-армованого наномодифікованого бетонів через 28 діб становить 101,5–104,9 МПа, що відповідає класу С 60/75. За показником питомої міцності ($f_{cm2}/f_{cm28}=0,55$) одержані бетони відповідають вимогам до бетонів з швидким наростанням міцності, а також класифікуються як високоміцні. Розроблені бетони характеризуються пониженим водопоглинанням (1,2–1,5 %) та відкритою пористістю (3,0–3,7 %), що визначає формування високих експлуатаційних властивостей, зокрема зростання показників ударної в'язкості. Так, через 28 діб тверднення показники ударної в'язкості наномодифікованого дисперсно-армованого бетону, визначені згідно з рекомендаціями АСІ Committee 544 зростають в 10,5–11,8 рази порівняно з неармованим нанобетоном. Результати випробувань наномодифікованих фібробетонів на стійкість до ударних дій згідно з ДСТУ Б В.2.7-57-96 показали, що їх ударна стійкість становить 20 кг при підвищених вимогах до гладкості поверхні (рис. 1).

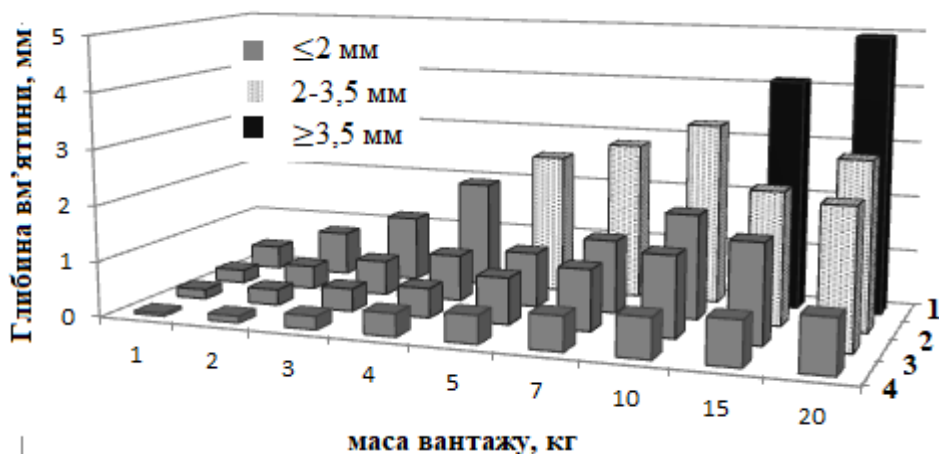


Рис. 1. Ударна стійкість бетонів через 28 днів тверднення

Наномодифікування цементної матриці комплексною органо-мінеральною добавкою в поєднанні з армувальними дисперсними волокнами забезпечує отримання швидкоотверднучих високоміцних дисперсно-армованих бетонів, стійких до ударних навантажень, що дозволяє підвищити надійність і економічність підлог промислових будівель.

[1] Hedebratt J. Industrial Fibre Concrete Floors. – Bulletin 113. – 2012. – 130 p.

[2] Research of impact resistance of nanomodified fiber reinforced concrete / U. Marushchak, M. Sanytsky, N. Sydoret. et al. // MATEC Web of Conferences 230.–03012.

[3] Interaction of mineral and polymer fibers with cement stone and their effect on the physical-mechanical properties of cement composites / A. A. Plugin, T. O. Kostiuk, O. A. Plugin et. al. // International Journal of Engineering Research in Africa. – 2017. – Vol. 31. – P. 59–68.

[4] Badr A. Statistical variations in impact resistance of polypropylene fibre-reinforced concrete / A. Badr, A. F. Ashour, A. K. Platten // International Journal of Impact Engineering. – 2006. – Vol. 32. – P. 1907–1920.

УДК 691.4:622.223.74

ВИКОРИСТАННЯ ВІДХОДІВ БУРІННЯ В БУДІВНИЦТВІ

TECHNOLOGICAL SOLUTION USE OF DRILLING WASTE IN CONSTRUCTION

*канд. техн. наук, О.В.Михайловська, д-р техн. наук М.Л. Зоценко
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (м. Полтава)*

*O.V Mykhailovska, Ph.D.(Tech.), M.L Zotsenko, DSc (Tech.)
Poltava National Technical Yuriy Kondratyuk University (Poltava)*

При бурінні та наступній експлуатації нафтогазових свердловин виникають значні об'єми відходів. Актуальною лишається проблема утилізації [4]. Однак відомі випадки використання відходів буріння в народному господарстві (в якості добавки при виготовленні будівельних матеріалів). Авторами пропонується використання відходів буріння в якості компонента при будівництві дорожнього покриття. З метою використання відходів буріння в

якості основи пропонується загущувати суміш бурового шламу та ґрунту до оптимальної вологості. Якщо буровий шлам містить значну кількість нафтопродуктів необхідно провести їх екстракцію. Підготовлену таким чином та ущільнену суміш запропоновано використовувати в якості основи.

Значна кількість дослідників встановлює значення оптимальної вологості в залежності від меж пластичності, тобто виявляється, що оптимальна вологість залежить від вмісту глинистих часток у ґрунті. Із збільшенням вмісту глинистих часток у ґрунті збільшується й оптимальна вологість. Це явище пояснюється тією обставиною, що при збільшенні вмісту глинистих часток зростає їх поверхнева активність тому й підвищується оптимальна вологість [2].



Рис. 1. Загальний вигляд компонентів суміші: 1 – суглинок тугопластичний; 2 – буровий шлам.

Дослідження характеристик ґрунту та визначення оптимальної вологості проводили з буровим шламом Яблунівського нафтогазоконденсатного родовища св. № 355. Буровий шлам мав густину 1,49 г/см³, об'єм осаду 1,5 мл, вміст твердих частинок склав 3%, водневий показник рН 6,71. Для досліджень відбирали суглинок тугопластичний з глибини 2 м. Середня вологість зразків ґрунту склала близько 25%. За результатами лабораторних

досліджень визначено, що буровий шлам мав середню вологість зразків ґрунту 101%. Його вологість на межі текучості – 36%, вологість на межі розкочування – 21%. Було визначено, що даний буровий шлам відноситься до суглинку текучого. Дослідження проведено за стандартними лабораторними методиками дослідження ґрунтів згідно ДСТУ Б В.2.1-17: 2009 [3].

Авторами пропонується змішувати ґрунт з буровим шламом в різних пропорціях та визначати його вологість та характеристики з метою визначення оптимальної вологості суміші.

Таблиця 1. Визначення оптимальної вологості

Співвідношення бурового шламу (а) і ґрунту (б) як а:б, %	Оптимальна вологість, %			
	Експериментально визначена вологість суміші, %	За інструкцією ДорНДІ, % $W_{opt} = W_p$	За Л.Д. Богословським, % $W_{opt} = W_p + (0,1 \div \div 0,3) I_p$	За методикою О.К.Біруля, Н.Ф.Сасько ін., % $W_{opt} = 1,5(0,5W_L - -0,25I_p - 0,01)$
50:50	50	25	28	24
60:40	57	28	30	25
70:30	65	28	30	25

Примітка: W_{opt} – оптимальна вологість суміші (грунту); I_p – число пластичності; W_p – вологість на межі пластичності; W_L – вологість на межі текучості.

З метою отримання оптимальної вологості суміші необхідно передбачити заходи по доведення вологості суміші до оптимальної. При використанні ґрунтів, що мають вологість більшу від оптимальної, необхідно передбачити просушування ґрунту: природним способом, введенням піску, сухого малозв'язного ґрунту, шлаків, неактивних зол, що укладаються у вигляді дренажних шарів або водопоглинаючих прошарків, а також активних добавок (вапно, зола-виношення, гіпс і ін.), що застосовуються для осушення глинистих ґрунтів [п.4.23, 1].

[1] Автомобильные дороги. СНиП 3.06.03-85 - [Чинний 1986-01-01]. – М.. ФГУП ЦПП, 2006. – 131 с. (Національний стандарт України).

[2] Єрмакова Інна Анатоліївна. Особливості динамічного ущільнення ґрунтових сумішей з використанням відходів гірничого виробництва - "хвостів" [Текст]: дис... Канд. Техн. Наук: 05.23.02 / Єрмакова Інна Анатоліївна; Полтавський національний технічний ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 2005. - с.151

[3] Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей ДСТУ Б В.2.1-17:2009. - [Чинний 2010-10-01]. – 32 с. (Національний стандарт України)

[4] Охорона довкілля. Спорудження розвідувальних і експлуатаційних свердловин на нафту і газ на суші. ГСТУ 41-00 032 626-00-007-97 . – [Чинний 1998-03-01] – 80 с. (Галузевий стандарт України)

УДК 624.131.439

ВЛАСТИВОСТІ ГРУНТОПОЛІМЕРНОГО КОМПОЗИТУ: ПРОГНОЗ ДОВГОВІЧНОСТІ

PROPERTIES OF GROUND POLYMERNAL COMPOSITE: DURATION FOR LONG TERM

*канд. техн. наук С.В. Мірошніченко¹, канд. техн. наук О.А. Калінін¹,
канд. техн. наук В.А. Лютий¹, А.С. Зверєва¹,
д-р техн. наук Т.О. Костюк²*

¹ *Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

² *Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

*S.V. Miroshnichenko¹, PhD. (Tech.), O.A. Kalinin¹, PhD. (Tech.),
V.A. Liutyi¹, PhD. (Tech.), A.S. Zvierieva¹, T.O. Kostyuk², DSc (Tech.)*

¹ *Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)*

² *Kharkiv National University of Construction and Architecture (Kharkiv)*

Довговічність піщаних і глинястих ґрунтів, закріплених силікатизацією, визначається стійкістю гелю кременевої кислоти й інших кристалічних сольових утворень, які знаходяться у поровому просторі, до впливу різних агресивних хімічних розчинів (кислотних, лужних, сольових, водних). В разі закріплення ґрунтів за рахунок нагнітання в них поліуретанових складів під тиском виникає інший характер взаємодії в системі ґрунт-полімер: ущільнення відбувається за рахунок контрольованого розширення полімерного матеріалу,

який ін'єктується в основу. Внаслідок цього в основі утворюються полімерні коренеподібні армуючі тіла, а із ґрунту витискається вода, що у комплексі дозволяє значно збільшити несучу здатність основи.

Довговічність сумісної роботи системи ґрунт-полімер в умовах відсутності вивітрювання та інсоляції буде залежати від впливу води, зокрема, змін водонасиченості. В реальних основах конструкцій залізничного транспорту протягом року, як правило, відбувається 2 цикли зміни ступеня водонасиченості. Тому для оцінки довговічності системи ґрунт-полімер розроблена оригінальна методика дослідження.

Для оцінки довговічності був змодельований вплив, який однозначно буде руйнувати полімерґрунтового тіло (видалене із моделі «коренеподібне» тіло, утворене полімером з включеннями частинок ґрунту або склеєних полімером частинок). Цим впливом є поперемінне водонасичення і висушування, яке має дуже інтенсивний вплив, що рано чи пізно руйнує практично всі будівельні композиційні матеріали.

Для проведення випробувань із моделі були вирізані на кам'янорізному станку зразки. Аналіз поверхонь показав що в моделі є декілька зон: зона з неповністю спіненим матеріалом, а також зона з матеріалом, який добре був змішаний з ґрунтом. Всі зразки були зважені, була розрахована їх щільність і після чого вони випробувалися на поперемінне зволоження - висушування. Контроль зразків здійснювався шляхом візуального огляду їх зовнішнього стану, також здійснювався контроль ваги та поведінки зразків із матеріалу без ґрунту. Зразки без ґрунту були виготовлені в умовах вільного розширення. Об'ємна вага (середня) склала $234,4 \text{ кг/м}^3$. Середня вага зразків з ґрунтом (вирізаних з моделі) склала $1790,7 \text{ кг/м}^3$.

Аналіз випробувань на стійкість до перемінного зволоження та висушування зразків ґрунту, закріпленого матеріалом SPT[®], показав, що досліджені залежності добре апроксимуються логарифмічними рівняннями, характерними для багатьох кінетичних залежностей зміни міцності (зростання під час твердіння або зниження внаслідок деструкції). Втрата маси зразками, закріпленими матеріалом SPT[®], обумовлена вимиванням («випадінням») із утвореного ґрунтополімерного композиту) із них частинок ґрунту та після 10 циклів досягає 5%. В подальшому вимивання частинок ґрунту практично припиняється і втрата маси не перевищує 6 %. Це підтверджується результатами випробувань зразків отвердженого у ґрунті окремо взятого матеріалу SPT[®], втрата маси якими не спостерігалась.

Паралельно були виготовлені зразки з такогож ґрунту, але закріплені за рахунок силікатизації. В літературі добре відомі данні по довговічності при закріпленні ґрунту методом силікатизації, тому ці данні використовували для порівняння з методом закріплення матеріалом SPT[®].

У разі закріплення ґрунту силікатизацією втрата маси вже після 2 циклів перевищує 10 % і в подальшому продовжує збільшуватись, перевищуючи після 10 циклів 23 %.

Якщо припустити, що довговічність закріпленого ґрунту T пропорційна

кількості циклів поперемінного висушування – зволоження N , за яку досягається втрата маси 5 %, і прийняти довговічність закріплення ґрунту силікатизацією $T_c = 20$ років, довговічність закріплення ґрунту матеріалом SPT T_S (за показником «випадіння» частинок ґрунту із утвореного ґрунтополімерного композиту) можливо оцінити за наступним рівнянням:

$$\frac{T_S}{T_c} = \frac{N_S}{N_c} \quad (1)$$
$$T_S = T_c N_S / N_c = 20 \cdot 10 / 2 = 100 \text{ років.}$$

Враховуючи довговічність закріплення ґрунту силікатизацією до 20 років прогнозована довговічність закріплення ґрунту матеріалом SPT[®] очікується на рівні 100 років.

УДК 625.70

ПІДСИЛЕННЯ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТУ НА Р.ЧІЧІКЛЕЯ В ОДЕСЬКІЙ ОБЛАСТІ

INCREASED REINFORCED CONCRETE BRIDGE STRUCTURES THROUGH THE RIVER CHICHIKLEYA ODESSA REGION

*д-р техн. наук А.В. Мішутін, канд. техн. наук І.О.Твардовський
Одеська державна академія будівництва та архітектури (м.Одеса)*

*A. Mishutin, DSc (Tech.), I. Tvardovsky, PhD (Tech.)
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

Міст через річку Чічкля по вул.Центральна в смт. Миколаївка Одеської області побудований в 1928 р.

Міст має п'ять мостових прольотів: які сформовані двома стоянами, чотирма русловими опорами та діафрагмовими прогоновими будовами. Останні ремонтні роботи прогонових будов мосту виконувалися в 1990 році.

За термін 28 років конструкції мосту в зв'язку з постійною й інтенсивною його експлуатацією та впливом зовнішнього середовища потребують поновлення. Провели обстеження технічного стану конструкцій мосту з висновками та прийняттям рішення щодо необхідності й можливості його реконструкції.

Загальна довжина мосту складає – 37.7 м. Ширина проїзної частини мосту – 6.0 м. Напрямок руху по мосту – вздовж лінії від заходу до сходу. Обмеження руху по вантажу вантажівок – до 30т. Тротуар для пішоходів розташований з північної сторони, має ширину 1200мм, обмежений від проїзної частини бетонними бордюрами для безпечного переходу по мосту пішоходів.

Висота мосту від проїзного полотна до рельєфу річки складає - 4.0 м.

Всі опори мосту (стояни та руслові опори) виконані з перекристалізованого вапняку-черепашнику. Опори розташовані на кам'яній насипі з перекристалізованого вапняку. Розміри опор в середньому складають 1000-1100

мм по товщині та 8400 мм вздовж осі опори мосту.

З північної сторони від мосту розташоване водне середовище річки Чічкля, яке має природно сформовану течію води в південну сторону під обстежуваним мостом через спеціальні шлюзові отвори. У разі виникнення паводків зі збільшенням рівня води, який може сягати низу балочних прогонових будов, міст має спеціальні пристрої для встановлення дерев'яних щитів для утримання інтенсивної прибуваючої води та зменшення обсягу води, яка може потрапити на більш пологі південну частину прилеглої території та спричинити підтоплення сільськогосподарських ділянок та розташованих будинків.

Міст виконаний з діафрагмовими прогоновими будовами. Просторова жорсткість моста забезпечується сумісною роботою несучих прогонових будов разом з опорами (двох стоянів та чотирьох руслових опор).

Діафрагмові прогонові будови мосту, виконані за двома схожими схемами:

Перша схема. На трьох прольотах, які сформовані між стояном по осі «1» та русловими опорами в осях 1.1, 1.2, 1.3 - влаштована монолітна залізобетонна плита, яка об'єднує несучі прогонові залізобетонні балки заводського виготовлення. Балки та плита опираються на монолітні залізобетонні розподільчі балки-ригеля товщиною 500 мм, які влаштовані поверхи та по ширині кам'яних руслових опор стояну.

Друга схема. На двох прольотах, які сформовані між русловими опорами в осях 1.3, 1.4 та стояном по осі «2» - влаштовані збірні залізобетонні плити товщиною 300 мм з овальними пустотами, які опираються на монолітні залізобетонні розподільчі балки-ригеля товщиною по висоті 500 мм, які влаштовані поверхи та по ширині кам'яних руслових опор стояну.

Поверхи несучих прогонових балок та залізобетонних плит нанесений гідроізоляційний шар та шар асфальтобетону товщиною до 200 мм для проїзду легкових та вантажних автомобілів. На момент обстеження вантаж вантажівок має обмеження до 30т. У всіх прольотах мосту від осі «1» до осі «2» в крайніх залізобетонних балках видно оголену арматуру внаслідок сколу захисного шару бетону на зовнішній поверхні в результаті корозії арматурних стрижнів. Процент корозії поздовжньої арматури в розтягнутій зоні складає 5% -20%. Об'єднана конструкція діафрагмових будов з монолітних плит та збірних залізобетонних балок в осях «1.3-2» має прогини в прольотах до 6-7 см. Міцність бетону монолітної плити залізобетонних балок в осях «1-1.3», яка визначена при обстеженні неруйнівним способом, складає 240-300 кг/см². Прогонові будови поверхи вкриті асфальтобетоном товщиною шару до 160-200 мм. Обмеження вантажу для вантажівок складає 30т, що не відповідає сучасним вимогам та потребує заходів для збільшення допустимого вантажу до 60т. При реконструкції мосту розширили проїзну частину до 8.0 м, а тротуари для пішоходів виконали за рахунок розширення мосту на 1.5м з обох сторін мосту.

Проектом реконструкції передбачили посилення опор мосту з використанням паль ШЗ20мм, монолітного ростверку, залізобетонних рубашок в поєднанні з контрфорсними колонами, несучими балками для підкріплення мостових прогонових плит, консольних випусків (продовження підкріплюючих

балок) для обпирання розширеної частини нової плити. Виготовлення монолітної залізобетонної плити передбачили з використанням модифікованого бетону з комплексом хімдобавок для підвищення довговічності, а також поліпропіленової фібри для мінімізації температурно – осадкових швів.

УДК 624.072.012

ДОСЛІДЖЕННЯ ЗЧЕПЛЕННЯ КОМПОЗИТНОЇ ПОЛІМЕРНОЇ АРМАТУРИ З БЕТОНОМ

RESEARCH OF COMPOSITE POLYMERNAL COMPOSITION ARMATURES WITH CONCRETE

*М.М. Мольский, канд. техн. наук М.В. Якименко,
канд. техн. наук М.Г. Салія, канд. техн. наук Р.М. Шемет
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

*M. Mol'skyj, M. Iakymenko, PhD (Tech.),
M. Saliia, PhD (Tech.), R. Shemet, PhD (Tech.),
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

Наведені результати експериментальних досліджень механічних властивостей неметалевої композитної арматури (АКП) періодичного профілю типу «А» на основі склоровінгута базальторовінгу, результати досліджень впливу параметрів армуючого шару на зчеплення неметалевої арматури з бетоном. Визначення міцності зчеплення неметалевої композитної арматури з бетоном проводилось осьовим витягуванням (висмикуванням) арматурних стрижнів з бетонних кубів. В Україні відповідно до діючих нормативних документів [1-4] випускається неметалева композитна арматура, виготовлена на основі безперервного базальтового або скляного ровінгу.

Основною метою досліджень було визначення міцності зчеплення і дотичних напружень при руйнуванні (висмикуванні) арматурного стрижня АКП з бетону, яке визначалось за допомогою методу осьового висмикування арматури із бетонного куба.

Першим етапом досліджень було визначення деформативно-міцностних характеристик контрольних зразків неметалевої композитної арматури: тимчасового опору при розтягненні, модуля пружності і відносного подовження при розриві.

Другим етапом було визначення впливу параметрів анкеруючого шару на зчеплення арматури з бетоном.

Випробування здійснювались в лабораторії кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій ХНУБА.

Випробування зразків виконувалось на лабораторному обладнанні: універсальній випробувальній машині УІМ-50 та розривній машині Р-5, які

відповідають вимогам ГОСТ 288040-90.

На другому етапі виконувалось визначення міцності зчеплення і дотичних напружень при руйнуванні (висмикуванні) арматурного стрижня з бетону здійснювалось методом осьового висмикування арматури із бетонного куба.

Окрім силових випробувань на обладнанні лабораторії ХНУБА ретельно вимірювались наступні характеристики: зовнішній діаметр АКП, номінальний діаметр АКП), номінальна площа поперечного перерізу арматури композитної полімерної, номінальна площа поперечного перерізу, площа поперечного перерізу, еквівалентна площі поперечного перерізу круглого гладкого стрижня того ж номінального діаметра, анкерувачний шар (поперечні виступи, утворені намотуванням на силовий стрижень шару безперервного волокна, призначеного для підвищення міцності зчеплення арматури з бетоном), крок періодичного профілю та деякі інші.

В дослідженнях використовувалась базальтопластикова і склопластикова неметалева арматура періодичного профілю «А» номінальних діаметрів 8.0, 10.0 і 12.0 мм.

Випробування показали, що показники випробуваних зразків узгоджуються з результатами, отриманими раніше та наведеними в нормативних документах даними, залежність «напруження- деформації розтягу» має практично лінійний характер.

[1]. ДСТУ – Н Б В.2.6 – 185:2012 «Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто – і склоровінгу». Київ, Мінрегіон України, 2012.

[2] ДСТУ Б В.2.6- 145: 2010 «Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги (ГОСТ 31384: 2008, NEQ).

[3] ТУ У В.2.7-25.2-3432367 – 001: 2009 «Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Технічні умови.

[4] ТУ У В.2.7-25.2-21191464 - 024:2011 «Арматура композитна «Екібар» для армування конструкцій з бетону. Технічні умови».

**ПІДВИЩЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ
СКЛОФІБРОБЕТОНУ ПРИ ЙОГО ПРОСОЧЕННІ КОМПАУНДОМ**

**IMPROVEMENT OF PERFORMANCE PROPERTIES OF FIBERGLASS
CONCRETE AT ITS COMPOUND IMPREGNATION**

*Т.Т. Наливайко, канд. техн. наук Т.А. Наливайко,
канд. техн. наук І.Е. Казімагомедов,
д-р техн. наук В.П. Сопов, канд. техн. наук М.М. Токарев
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м.Харків)*

*T.T. Nalivayko, T.A. Nalivayko, PhD (Tech.),
I.E. Kazimagomedov, PhD (Tech.),
V.P. Sopov, DSc (Tech.), M.M. Tokarev, PhD (Tech.),
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

Одним із сучасних методів підвищення міцнісних характеристик бетону є застосування дисперсного армування. Дисперсне армування здійснюється волокнами-фібрами, рівномірно розподіленими в об'ємі цементної матриці, що істотно знижує прояв неоднорідності в структурі бетону традиційно армованого сталевую арматурою. Фібра володіє високою здатністю до зниження виникнення внутрішніх напруг та здатна стримувати утворення тріщин в бетоні на стадії його твердіння. Зміцнення бетону ґрунтується на припущенні, що матеріал бетонної матриці передає волокнам прикладені навантаження за допомогою дотичних сил, діючих на поверхні розділу і, якщо модуль пружності волокна більше модуля матриці, то основну частку прикладених напруг сприймають волокна, а загальна міцність композиції пропорційна їх об'ємному вмісту. Армування скловолокном є найбільш ефективним методом підвищення міцності бетонів, оскільки модуль пружності (E) скловолокна близький до аналогічних показників сталеві арматури. Крім того, скловолокно володіє унікальною якістю тривимірного об'ємного армування суміші. Основний стримуючий фактор широкого застосування склофібри – низька корозійна стійкість волокон до впливу лужного середовища (рН = 12-14) цементів, що твердіють. Лужна корозія відбувається при проникненні в пори бетону вологи, а також в повітряному середовищі вуглекислого газу.

Таким чином, виникла необхідність дослідження методів, що дозволяють підвищити корозійну стійкість нелугостійкого скловолокна в цементній матриці шляхом заповнення порового простору цементної матриці рідиною на полімерній основі, що твердіє.

В якості просочувальної рідини використовувалось найбільш стійке до гідротермальної деструкції, недороге і нетоксичне в порівнянні з бітумами, метилметакрилатом, сіркою - рідке натрієве скло. Було обрано склад рідкого

компаунду на основі рідкого скла (Na_2OSiO_2) з силікатним модулем близьким до трьох і кремній фтористого натрію (Na_2SiF_6). Особливість такої просочувальної рідини полягає в тому, що вона не тільки взаємодіє з лугом, знижує, таким чином, його вміст і захищає скловолокно, але й виділяє при розкладанні кремнієву кислоту, яка помітно ущільнює гідратуючу систему та знижує її пористість.

Для повного заповнення порового простору бетону застосований режим інтенсивного просочення, при якому вироби піддаються вакуумуванню до стабільного залишкового тиску 0,05-10 мм рт.ст., яке досягалося за рахунок спеціального вакуум-насоса. Основною особливістю розробленого режиму просочення є умова, згідно з якою після відкачування повітря виріб занурюється в просочувальну рідину під вакуумом з тим, щоб в виріб зберігся досягнутий вакуум, а весь виріб був оточений рідиною (рис.1).

Для візуалізації ступеня просочення рідким компаундом склофібробетону в його склад був доданий люмінесцентний препарат - родамін 6Ж. Після висушування зразки просвічувалися під ультрафіолетовою лампою.

За результатами дослідження просочені склофібробетони характеризуються високими експлуатаційними показниками, що є підтвердженням створення щільної структури. Спостерігається зниження показника водопоглинання в 4 рази в порівнянні з контрольним складом, підвищується міцність і морозостійкість склофібробетону.

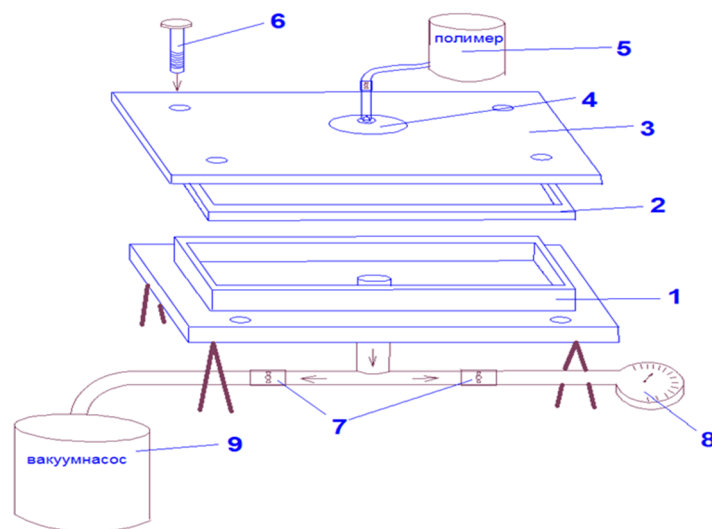


Рис.1. Установка для просочування: 1 – металевий корпус (для бетонної балки 40Ч40Ч160 мм); 2 – гумова прокладка верхньої камери; 3 – пластина з оргскла (кришка корпусу); 4 – впускний штуцер для просочувальної рідини; 5 – ємність з просочувальною рідиною; 6 – болти для герметизації; 7 – двоходовий кран; 8 – вакуумметр; 9 – вакуумний насос.

АНАЛІЗ ВПЛИВУ ВОДНОГО КАТІОННОГО ЛАТЕКСУ BUTONAL NS 198 НА ВЛАСТИВОСТІ БІТУМНИХ КАТІОННИХ ЕМУЛЬСІЙ ТА ЗАЛИШКОВОГО В'ЯЖУЧОГО

ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF WATER CATIONIC LATEX BUTONAL NS 198 ON THE PROPERTIES OF BITUMEN CATIONIC EMULSIONS AND THE RESIDUAL BINDER.

*В.Я. Новаковська, д-р техн. наук В.К. Жданюк
Харківський національний автомобільно-дорожній університет*

*V.Y. Novakovska, V.K. Zhdaniuk, DSc (Tech.)
Kharkiv National Automobile and Highway University*

Для покращення структурно-механічних властивостей в'язучого, що утворюється при розпаді катіонних бітумних емульсій, та надання йому теплостійкості до його складу рекомендується вводити полімерні речовини [1-3].

Для досліджень обрано водний катіонний латекс стирол-бутадієн-стирол (марки Butonal NS 198), як модифікуюча добавка до швидкорозпадної катіонної бітумної емульсії.

Раніше виконаними дослідженнями [4-5] встановлено, що при збільшенні концентрації водного латексу Butonal NS 198 у складі емульсії показники її фізико-технічних властивостей практично не змінюються (табл. 1.1).

Дослідження впливу концентрації латексу на фізико-технічні властивості в'язучого, виділеного з емульсії, показали, що при збільшенні його концентрації температура розм'якшення збільшилась на 16 °С, показник penetрації за температури 25° С зменшився на 26 одиниць, а показник еластичності зріс до 74 % (табл. 1.2).

Таблиця 1. Фізико-технічні властивості катіонних бітумних емульсій з різною концентрацією катіонного латексу Butonal NS 198

Назва показника властивостей	Концентрація Butonal NS 198 від маси бітуму, %				
	0	1,5	3	4,5	6
Умовна в'язкість на апаратів з діаметром отвору 4 мм при температурі 25 °С, с	10	10	9,5	9,5	9
Однорідність (залишок на ситі № 0,14), %	0,3	0,35	0,4	0,4	0,4
Показник зчеплення в'язучого, виділеного з емульсії, з поверхнею щебню, %	90	92	93	95	96
Індекс розпаду (кварцовий пісок), %	252	258	260	260	260

Таблиця 2. Вплив модифікації на фізико-механічні властивості в'язучих, виділених з модифікованих бітумних емульсій

Назва показника властивостей	Концентрація Butonal NS 198 від маси бітуму, %				
	0	1,5	3	4,5	6
Глибина проникності голки, мм ⁻¹ за температури 25 °С	86	80	78	70	60
Температура розм'якшеності за кільцем і кулею, °С	47	52	54	58	63
Розтяжність (дуктильність), за температури 25 °С, см	60	50	45	45	40
Еластичність, %	10	65	68	74	74
Зчеплення з поверхнею скла, %	92	94	95	95	97

[1] Takamura K. Improved fatigueresistance of Asphalt emulsion residue modified with SBR Latex (Materials of AEMA Annual Meeting in Nashville, 2003) [Електронний ресурс] / К. Takamura. – Режим доступу: <http://worldaccount.basf.com>.

[2] Takamura K. Using latex modified asphalt emulsion: view from the colloid scientist (Materials of UNH Materials Science Seminar, November 4, 2003 New Hampshire) [Електронний ресурс] / К. Takamura - Режим доступу: <http://worldaccount.basf.com>

[3] Жданюк В.К. Термодинамічні властивості катіонних бітумних емульсій. / В.К. Жданюк, В.Я. Терлецька // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво.-2008.- Вип.75.-С.150-153.

[4] Жданюк В.К. Катіонні бітумні емульсії модифіковані водним катіонним латексом / В.К. Жданюк, В.Я. Терлецька // Автошляховик України. - 2008. - №1.- С.32- 36.

[5] Новаковська В.Я. Дослідження процесу розпаду бітумних та модифікованих бітумних емульсій / В.Я.Новаковська // Збірник наукових праць.- УкрДУЗТ. - 2015. - В. 157. - С. 92-96

ЕФЕКТИВНІ МАТЕРІАЛИ ДЛЯ РЕКОНСТРУКЦІЇ ОБ'ЄКТІВ ЗАЛІЗНИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ

EFFICIENT MATERIALS FOR THE RAILWAY INFRASTRUCTURE OBJECTS RESTRUCTURING

*канд. техн. наук Є.Ф. Орел¹, канд. техн. наук О.М. Пустовойтова²,
В.Р. Богуцький¹*

¹*Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)*

²*Харківський національний університет міського господарства ім. О.М.Бекетова
(м. Харків)*

E. Orel¹, PhD. (Tech), O. Pustovoitova², PhD. (Tech), V. Bogutsky¹

¹*Ukrainian State University of Railway Transport, (Kharkiv)*

²*O.M.Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv (Kharkiv)*

Одним з основних завдань сучасного будівництва є створення ефективних і надійних виробів і конструкцій. Особливо гостро стоять питання вдосконалення виробів, експлуатованих в агресивних середовищах. Нерідко потрібно створити конструкції, які за своїм функціональним призначенням повинні володіти немагнітними, діелектричними та іншими спеціальними властивостями, тобто коли традиційні матеріали не придатні.

Сучасний рівень науки і техніки дозволяє створювати будівельні вироби і конструкції, що відповідають таким вимогам. Основою для цього служить комплекс заходів, що застосовуються на стадіях розробки, виготовлення і експлуатації.

Застосування пластмас в будівництві дозволяє підвищити довговічність, надійність і інші експлуатаційні якості будівель і споруд, значно знизити їх масу, скоротити терміни і трудомісткість будівництва при істотній економії металу, цементу, деревини та інших матеріалів.

До числа найбільш поширених сучасних освоєних промисловістю конструкційних пластмас відносяться склопластики, що володіють комплексом властивостей, що вигідно відрізняють їх від традиційних матеріалів. За короткий час склопластики знайшли широке застосування в багатьох галузях промисловості. Все ширше застосовують ці матеріали і в будівництві. Завдяки високим технічним характеристикам склопластики вже використовують при виготовленні різноманітних будівельних виробів, конструкцій і деталей.

Стрічкова склопластикова арматура виконує одночасно зміцнюючі і захисні функції і забезпечує підвищення міцності, довговічності, корозійної стійкості, екологічної безпеки, магнітної проникності діелектричних та інших властивостей при зниженні матеріаломісткості, металоємності, маси.

Широке впровадження таких конструкцій вимагає проведення великого

числа досліджень закономірностей їх роботи при різних силових і несилкових впливах, розробки принципів конструювання і відповідного технологічного устаткування.

[1] Reinforcement of composite pipelines for multipurpose transportation / L.V. Trykoz, S.M. Kamchatnaya, Atynian Armen, O.M. Pustovoitova // IX International Scientific Conference VI International Symposium of young researchers./ Transport problems / Silesia University of technology faculty of transport. 2017.

[2] The Investigation of Prestressed Pressure Pipes Reinforced with Fiberglass / L.V. Trykoz, S.M. Kamchatnaya, O.M. Pustovoitova, A.O. Atynian // Plastic International Journal of Engineering Research in Africa ISSN No: 0976-3031 Vol. 36 pp 1-11 June 2018.

УДК 624.012

ШЛАКО-ЛУЖНІ В'ЯЖУЧІ НА ОСНОВІ ВІДХОДІВ КОТЛІВ ТЕПЛОЕЛЕКТРОСТАНЦІЙ

ASH-SLAG BINDERS DERIVED FROM THERMAL POWER PLANT WASTES

*д-р техн. наук А.М. Павліков, канд. техн. наук О.В. Петраш,
канд. техн. наук Н.М. Попович, канд. техн. наук Л.В. Бондар*

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (м. Полтава)

*A.M. Pavlikov, DSc (Tech.), O.V. Petrash, PhD (Tech.),
N.M. Popovych, PhD (Tech.), L.V. Bondar, PhD (Tech.)
Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University (Poltava)*

Існуюча сьогодні тенденція розвитку будівництва передбачає збереження бетону як основного будівельного матеріалу, зокрема для створення об'єктів інфраструктури, за одночасного поліпшення його екологічних, економічних та інших властивостей. Ось чому сьогодні важливою проблемою перспективного розвитку цементного виробництва є вирішення питань енергозбереження та екологічності, в тому числі впровадження нових технологій з низьким рівнем енергозатрат та викидів у довколишнє середовище шкідливих речовин (оксиди вуглецю, сірки та азоту). Саме їх розробці і впровадженню в промисловість будівельних матеріалів приділяється велика увага.

Одним з основних шляхів зменшення енергозатрат є випуск композиційних цементів. Це дозволяє економити клінкерну складову цементу за рахунок використання активних мінеральних додатків, таких як доменні гранульовані шлаки, зола-виносу ТЕС. Необхідно підкреслити, що утилізація цих відходів має важливе народногосподарське значення, яке полягає в зменшенні забруднення довкілля, збереженні не відновлюваних природних ресурсів. Все це дозволяє віднести композиційні в'язучі матеріали до ряду перспективних.

У даній роботі розглянута ефективність використання відходів теплової енергетики при виробництві будівельних матеріалів. Обсяги споживання вугілля росли і росли, а, значить, збільшувалися і обсяги золошлакових відходів теплових електростанцій.

При спалюванні твердого палива в топках при температурі близько 1200-1700°C теплових електричних станцій утворюються великотоннажні тверді мінеральні відходи, представлені шлаком і летючої золою. Сферичні частинки золи виносу показані на рис. 1.

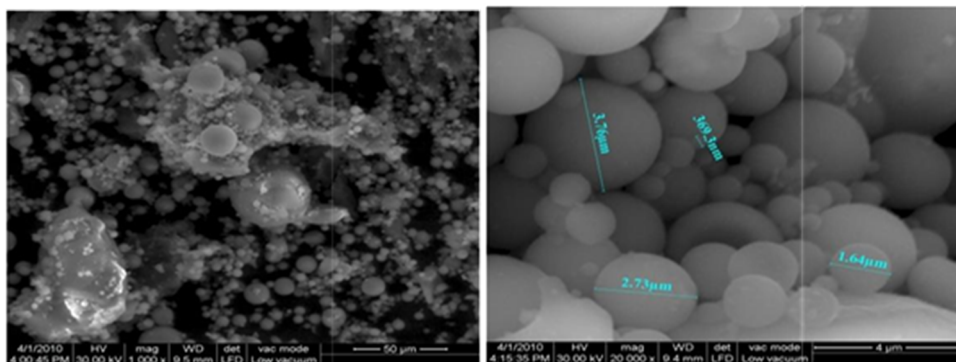


Рис. 1. Сферичні частинки золи виносу

На сучасних ТЕС вугілля спалюють у пилоподібному стані. Шлак утворюється в результаті злипання розм'якшених частинок золи в об'ємі топки і накопичується в шлаковому бункері під топкою. Максимальний розмір зерен шлаку в складі зола шлакової суміші становить не більше 20 мм. Зола виноситься з топки з димовими газами (зола виносу) і вловлюється при їх очищенні в циклонах і електрофільтрах. Більшість фрагментів золи мають сферичну форму, гладку склоподібну фактуру поверхні. Розмір сферичних частинок коливається від декількох мікрон до 50 – 60 мкм.

Результати випробувань показують, що на терміні тужавіння зміна вмісту добавок не впливає. Початок тужавіння всіх зразків настав через 2 години 42 хвилини, а кінець через 5 годин 12 хвилин. Вимоги нормативного документу: початок – не раніше 00:45 год./хв. Кінець – не пізніше 10:00 год./хв. виконані.

Максимальне значення міцності на стиск у віці 2 доби отримане на середньому рівні при середній витраті добавок (15% золи, 6,5% ангідриду та 3,5% соди) і становить $u_{ст}=6,66$ МПа. Отримана міцність не відповідає жодній марці цементу ДСТУ Б В.2.7-181:2009 «Цементи лужні. Технічні умови».

Максимальне значення міцності на стиск у віці 7 діб отримане на мінімальному рівні при мінімальній концентрації добавок (10% золи, 2,5% ангідриду та 2,5% соди) і становить $u_{ст}=10,78$ МПа. Отримана міцність не відповідає жодній марці цементу ДСТУ Б В.2.7-181:2009 «Цементи лужні. Технічні умови». Максимальне значення міцності на стиск у віці 28 діб отримане на мінімальному рівні змінних факторів при найменшій витраті добавок (10% золи, 2,5% ангідриду та 2,5% соди) і становить $u_{ст}=24,3$ МПа. Отримана міцність не відповідає жодній марці цементу ДСТУ Б В.2.7-181:2009 «Цементи лужні. Технічні умови».

[1] Вавржин Ф. Влияние химических добавок на процессы гидратации и твердения цемента // Труды VI Международного конгресса по химии цемента. – т. II кн.2. – М: Стройиздат. – 1976. – С. 6 – 11.

[2] ДСТУ Б В.2.7-187:2009 Будівельні матеріали. Цементи. Методи визначення міцності на згин і стиск.

[3] Ребиндер П.А. Физико-химические представления о механизме схватывания и твердения вяжущих веществ // Труды совещания по химии цемента. – М: Промстройиздат, 1956.

[4] Хедин Р. Прочность и структура цементного раствора // Труды VI Международного конгресса по химии цемента. – т. II кн.1. – М: Стройиздат 1976. – С. 283 – 288

**ВПЛИВ ДОБАВОК МІКРОКРЕМНЕЗЕМУ І МЕТАКАОЛІНУ НА
ТВЕРДІННЯ ЦЕМЕНТУ**

**EFFECT OF SILICA FUME AND METAKAOLIN ON CEMENT
HARDENING**

*канд. техн. наук Л.О. Першина, канд. техн. наук О.В. Макаренко,
канд. техн. наук Л.М. Буцька, канд. техн. наук В.А. Гуркаленко
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

*L.O. Pershina, PhD (Tech.), O.V. Makarenko, PhD (Tech.),
L.M. Butska, PhD (Tech.), V.A. Gurkalenko, PhD (Tech.),
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

Мінеральна добавка - це тонкодисперсний компонент, що вводиться в бетон у кількості 10% і вище від маси цементу для поліпшення певних або додання спеціальних властивостей [1]. Номенклатура і обсяги застосування мінеральних добавок в технології бетонів різного призначення постійно зростають. Їх введення дозволяє знижувати вміст клінкерної цементу, підвищувати щільність, міцність, довговічність і стійкість бетону в агресивних середовищах за рахунок зв'язування $\text{Ca}(\text{OH})_2$ і формування низькоосновних гідросилікатів CSH-фази. Позитивно змінюється співвідношення гелевих та капілярних мікропор в структурі цементного каменю, знижується небезпека негативних температурних напружень і деформацій, а також реакцій «луг - заповнювач» [2, 3].

Відомо [4, 5], що найбільш реакційноздатними мінеральними добавками є мікрокремнезем (МК) і метаксолін (МТК), механізм впливу яких відносять до інтенсивних пуцоланових реакцій аморфних SiO_2 і Al_2O_3 з $\text{Ca}(\text{OH})_2$. При цьому утворюються продукти гідратації волокнистої будови - гель CSH в разі МТК з вбудованими іонами Al_3^+ , який заповнює великі пори цементного каменю. Крім того, можливе формування гідратів САН фази, наприклад C_4AH_{13} , гідрогранатів або гідрогеленітів. Істотно змінюються умови формування фаз AFt і AFm.

Принципово ефективність МК і МТК не викликає сумніву. Однак, багато аспектів реакційної здатності добавок, ролі їх кількості в інтенсивності ранніх стадій гідратації цементу в їх присутності залишаються неясними. До цієї категорії питань відноситься і вплив суперпластифікаторів (СП), що вводяться спільно з дисперсними компонентами.

Мета даного дослідження - вивчити особливості початкової гідратації цементів з добавками мікрокремнезема, метаксоліна і суперпластифікатора за допомогою калориметричного аналізу.

Експерименти проведені на двох різновидах цементу: 1 - СЕМ І-42,5 і СЕМ ІІІ-42,5 А. Результати оцінки тепловиділення при твердінні цих двох цементів свідчать про відмінності показників інтенсивності $dQ/d\phi = f(\phi)$ і повноти $Q =$

f(φ) гідратаційної взаємодії. Цей факт, безумовно, пояснюється наявністю в складі СЕМ ІІІ-42,5 А гранульованого шлаку. Природно очікувати відмінності в кінетиці тепловиділення при твердінні цементу з добавками.

Мінеральні добавки вводилися в кількості 5, 10, 15 і 20% від маси цементу. Як хімічну добавку застосовували суперпластифікатор нафталін формальдегідного типу (SNF).

За результатами калориметричного аналізу встановлено закономірності впливу розглянутих мінеральних добавок в поєднанні з суперпластифікатором на характер тепловиділення при гідратації двох видів цементів.

Визначено найбільш ефективний вміст добавок за величиною швидкості, повноти тепловиділення і співвідношення гелевих і капілярних пор у цементному камені.

[1] Beton według normy EN 206-1. Pс, Kraków, 2004. – 297 s.

[2] Добавки в бетон. Справочное пособие. Под редакцией В. Рамачандрана. Москва: Стройиздат, 1998. – 575 с.

[3] Химические и минеральные добавки в бетон. Под редакцией А. Ушерова-Маршака, Харьков, 2005. – 280 с.

[4] Kurdowski W. Chemia cementu. Warszawa, 1991. – 479 s.

[5] Nocum-Wczelik W. Pył ziemionkowy – wiałyściwość i zastosowanie w betonie. Kraków, 2005. – 109 s.

УДК 674-419.3

ДОСЛІДЖЕННЯ ЯКОСТІ ФАНЕРИ АКУСТИЧНИМИ МЕТОДАМИ

RESEARCH OF PLYWOOD QUALITY BY ACOUSTIC METHODS

***д-р техн. наук О.О. Пінчевська¹, О.С. Баранова¹,
О.Ю. Горбачова¹, канд. техн. наук В.М. Гандзюк***

¹*Національний університет біоресурсів та природокористування (м. Київ)*

²*Асоціація «Меблідеревпром» (м. Київ)*

***O.O. Pinchevska¹, DSc (Tech.), O.S. Baranova¹,
O.Y. Gorbachova¹, V.M. Gandzuk², PhD (Tech)***

¹*University of Life & Environmental Sciences of Ukraine (Kyiv)*

²*Association «Mebliderevprom» (Kyiv)*

Фанерна продукція вже тривалий час є поширеними будівельним матеріалом у залізничному вагонобудуванні за рахунок довговічності, невеликої маси, міцності та стійкості до зміни температури [1]. Актуальною є проблема підвищення якості продукції та розробки автоматизованого неруйнівного методу виявлення браку [2].

Для дефектоскопії виробів із композиційних матеріалів (наприклад, полімерних) найчастіше застосовуються акустичні методи, а точніше ультразвуковий. Основним недоліком такого методу є необхідність використання у процесі контролю різних мастильних рідин для створення умов надійного акустичного контакту ультразвукових датчиків з поверхнею виробу. Металеві, пластмасові поверхні це не руйнує. Для фанери застосування мастильних рідин неприпустимо. Але, з огляду на точність методу, було

вирішено перевірити кореляцію сигналів ультразвукового та ударного методів для підтвердження ефективності обраних [3,4].

Виконані дослідження по розподілу значень швидкості звуку в зразках фанери розміром 0,3*0,2*0,022 м масою 0,799 кг, із внутрішнім дефектом площею $S=0,0079 \text{ м}^2$. Зразки були розмічені на 25 рівних ділянок розміром 0,06*0,04 м. Виміри проводили в центрі цих ділянок.

За вихідний параметр у досліджах слугувала швидкість звуку n . На рис. 1 представлено візуалізацію розподілу швидкості звуку по площині фанери. На візуалізації результатів спостережень можливо спостерігати, що на всіх поверхнях чітко проглядається западина – місце дефекту (розшарування). Кореляційний аналіз показав:

- коефіцієнт кореляції між кількістю пульсацій вихідного сигналу ударного датчика n та швидкістю звуку n : $K_{n,n} = 0,47$;
- коефіцієнт кореляції між частотою вільних коливань сигналу ударного датчика n та швидкістю звуку n : $K_{f,n} = 0,44$.

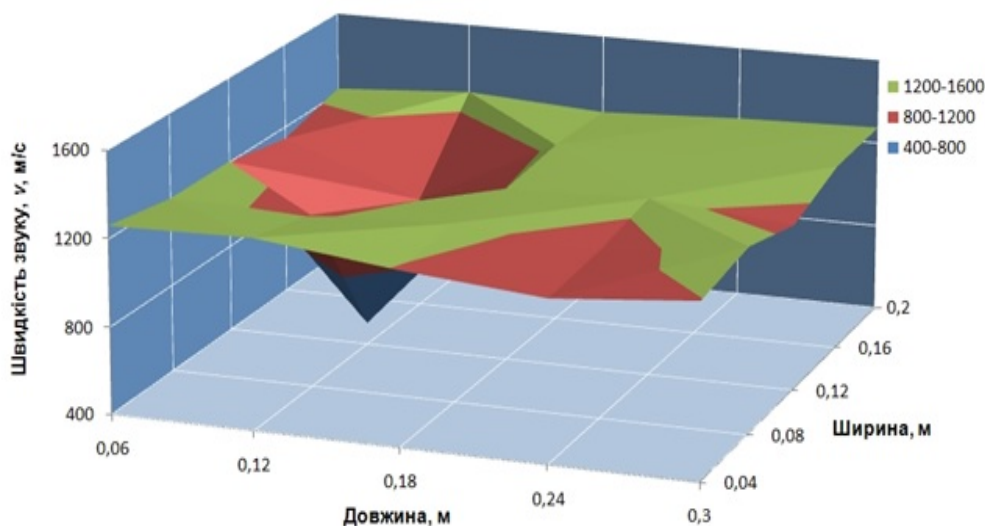


Рис. 1. Розподіл швидкості звуку по площині фанери

Отримані коефіцієнти кореляції між сигналами методів контролю якості фанери показали, що найбільшу кореляцію з ультразвуковим методом контролю розшарування у фанери має вихідний параметр ударного датчика – коефіцієнт гармонік $K_g = 0,84$. Порівняльний аналіз ударного та ультразвукового методів довів, що застосування ударного методу надійно виявляє у фанері розшарування розміром до 0,06*0,04 м.

[1] Бехта П. А. Виробництво фанери / Бехта П.А. – К. : Основа, 2003. – 320 с.

[2] Pellerin, R. F. Nondestructive evaluation of wood. Forest Products Society / Pellerin, R. F. Ross, R. J. – Madison, WI. 2002 – 210 p.

[3] Головач В.М. Аналіз кореляції параметрів вихідного сигналу ударно-акустичного та ультразвукового методів дефектоскопії фанери / В. М. Головач, О. С. Баранова // Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сборник научных трудов – Одесса, 2016. – №20. – С.27 – 32

[4] Баранова О. С. Порівняльний аналіз ударно-акустичного та ультразвукового методів дефектоскопії фанери / О.С. Баранова, В.М. Головач // Науковий вісник НЛТУ України. – 2016. – №26.5 – С.241– 245.

**МЕХАНІЗМ ФОРМУВАННЯ МІКРОСТРУКТУРИ ТОНКОШАРОВОГО
СИЛІКАТНОГО КОМПОЗИТУ**

**MECHANISM OF FORMATION OF MICROSTRUCTURE OF THIN-COAT
SILICATE COMPOSITE**

*К.В. Плахотников¹, канд. техн. наук О.І. Дьоміна¹,
канд. техн. наук О.І. Бондаренко¹, канд. техн. наук І.А. Плахотникова¹,
канд. техн. наук С.В. Мірошніченко²*

¹ Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)

² Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

*K.V. Plakhotnikov², O.I. Demina², PhD (Tech.),
O.I. Bondarenko², PhD (Tech.), I.A. Plakhotnikova², PhD (Tech.),
S.V. Miroshnichenko¹, PhD (Tech.)*

¹ Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)

² Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

Перспективними теплоізоляційними матеріалами є покриття із тонкошарових силікатних композитів на основі мінеральних в'язучих та з порожніми мікронаповнювачами неорганічного походження [1]. Такі матеріали відрізняються високими теплоізоляційними властивостями. Проте в силу своєї структури, мають низькі фізико-механічні характеристики та адгезійну міцність, а також високе водопоглинення.

Одержання тонкошарового покриття (1-2 мм) з достатньо високими фізико-механічними характеристиками із такого композиту є складним, оскільки більшість води замішування уходить у пористу мінеральну підложу (бетон, цегла, тощо) та випаровується. Недостатня кількість води зменшує повноту гідратації в'язучого, що знижує щільність і міцність покриття.

Для визначення механізму формування мікроструктури тонкошарового силікатного композиту з підвищеною щільністю і міцністю було запропоновано наукову гіпотезу про можливість покращення фізико-механічних властивостей тонкошарового теплоізоляційного покриття на цементному в'язучому і наповнювачі з порожнистими мікросферами за рахунок мікроармування цементної матриці голками еtringіту, що формуються на мікросферах та зрощуються у просторі цементної матриці, утворюючи каркасну структуру за рахунок введення добавок другого класу третьої групи (нітратів і хлоридів кальцію) та водоутримуючої добавки.

Експериментальні дослідження виконувалися з використанням методу планового експерименту. Фізико-механічні дослідження проведені згідно з нормативними документами. Електроповерхневі властивості визначались методом сепарації часточок у полі високої напруги та методом адсорбції кольорових індикаторів активними центрами поверхні за допомогою

спектрофотометрії. Для визначення фізико-механічних властивостей було застосовано стандартні методи досліджень згідно з нормативними документами на дані матеріали. Для підтвердження результатів зміцнення мікроструктури цементної матриці обрано методи електронної мікроскопії та інфрачервоної спектрометрії.

Введення у цементну структуру алюмосилікатних і скляних мікросфер розміром від 5 до 150 мкм позитивно впливає на формування більш щільної структури як на ранніх стадіях, так і у віддалені строки гідратації, бо створюють електрогетерогенні контакти не тільки з частинками цементу і гіпсу, а й гідратами алюмінатної фази клінкеру [2,3].

Вибір комплексної хімічної добавки (CaCl_2 , CaNO_3) дозволив додатково синтезувати на поверхні мікросфер кристалогідрати у вигляді гель-агрегатів CSH , голок еtringіту та ламінарних структур C_4AH_13 , а також ущільнити структуру тонкошарового теплоізоляційного покриття кристалогідратами з алюмінатної фази клінкеру. Що підтверджено результатами електронно-мікроскопічних досліджень [4].

Методом математичного планування експерименту підібрано раціональне співвідношення метилцелюлози і комплексної хімічної добавки в композиті на основі портландцементу в межах 0,05% – 0,09 % від цементу, а вміст комплексної хімічної добавки – від 1% до 2,8%.

Експериментально підтверджено результати теоретичних досліджень і визначено фізико-механічні характеристики зразків тонкошарового теплоізоляційного покриття.

Встановлено, що для отримання тонкошарового теплоізоляційного покриття на основі алюмосилікатних та скляних порожніх мікросфер на цементному в'язучому з підвищеними фізико-механічними характеристиками доцільно використовувати комплексну добавку, що складається з метилцелюлози, нітрату та хлориду кальцію, пластифікатору.

На основі проведеного аналізу та експериментальних досліджень встановлено, що механізм формування щільної та міцної мікроструктури силікатного композиту для тонкошарової теплоізоляції забезпечений двома факторами: введенням у цементну структуру алюмосилікатних мікросфер розміром від 5 до 150 мкм та додаванням комплексної добавки. Дані фактори забезпечують мікроармування композиту голками еtringіту та сприяють ущільненню структури цементної матриці шляхом додаткового синтезу кристалогідратів: еtringіту, гідросилікатів кальцію повстяної структури, гідрохлоралюмінату кальцію, гідроксихлориду кальцію.

[1] Плахотніков К.В., Бондаренко О.І., Деденьова О.Б. Можливість застосування теплоізоляційних матеріалів у тонких шарах в сучасному будівництві// Науковий вісник будівництва №3 (89) – Харків 2017 т.89, № 3, с.226-229

[2] Бабушкин В.И., Плугин А.А., Костюк Т.А., Матвиенко В.А. Влияние активных поверхностных центров на прочность свежесформованных мелкозернистых бетонов // Науковий вісник будівництва .- Харків: ХДТУБА; ХОТВ АБУ, 1998.- Вип. 5.- С.85-88

[3] Plugun A.A; Savchuk Y.Y.; Liutyi V.A.; Kostyuk T.O.; Bondarenko D.O. Penetrating Fine-Clinker and Clinkerless Cement-Based Waterproof Compounds // 20 Internationale Baustofftagung, 12-14 September 2018, Weimar, Bundesrepublik Deutschland: Tagungsbericht. - Weimar: Bauhaus-Universität Weimar, 2018. - P 3.02. – Band 2. - P.1063-1071.

УДК 620.193.7:691.32

ПОЛІМЕРЦЕМЕНТНИЙ РОЗЧИН ДЛЯ ЗАХИСТУ БУДІВЕЛЬ ВІД ЕЛЕКТРИЧНИХ ВПЛИВІВ

POLYMER-CEMENT MORTAR FOR PROTECTION BUILDINGS AGAINST ELECTRICAL INFLUENCES

*канд. техн. наук О.А. Плуґін¹, д-р хім. наук А.М. Плуґін¹,
канд. техн. наук С.Г. Нестеренко², д-р техн. наук Д.А. Плуґін¹,
О.М. Савченко¹*

¹Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)
²Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова
(м. Харків)

*O.A. Pluhin¹, PhD (Tech.), A.M. Plugin¹, DSc (Chem.), S.G. Nesterenko², PhD
(Tech.), D.A. Plugin¹, DSc (Tech.), O.M. Savchenko¹*

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)
²O. M. Beketov National University of Urban Economy (Kharkiv)

В останні десятиліття в світі зросла кількість раптових руйнувань експлуатованих і споруджуваних будівель та споруд. Більшість експертів пов'язують ці руйнування в основному з такими причинами: помилки, допущені під час проектування; помилки і порушення, допущені під час будівництва; незадовільне утримання (в Україні особливо у 1990-х роках).

Деякі вчені припускають нетрадиційні причини таких руйнувань. Так, Адам Глікман пов'язує їх з особливими властивостями ґрунтів під спорудами, процесами та ефектами, що відбуваються в них, зокрема, тектонічними порушеннями, планетарною пульсацією, «гірським ударом», акустичним резонансним поглинанням. Виявлення цих ефектів здійснюється розробленим і успішно використовуваним методом спектральної сейсмозвідки. Віддаючи належне значущості таких результатів досліджень, слід відзначити недостатню обґрунтованість, на наш погляд, зв'язку між цими ефектами та, власне, руйнуванням будівель та споруд в конкретних відомих випадках.

Вважаємо, що ще однією причиною раптових руйнувань будівель і споруд та особливістю зон, де вони відбуваються, є періодичне накопичення і зміни надлишкового негативного електричного заряду і електричного поля Землі в зонах розломів земної кори, поблизу штучних джерел електрики, електрифікованого постійним струмом транспорту, річок і великих водойм.

В результаті виконаних досліджень отримали подальший розвиток уявлення про механізм виникнення і впливу надлишкових електричних зарядів на конструкції будівель і споруд з кам'яної кладки і бетону, зокрема:

– розроблена більш досконала схема протікання струмів витoku через конструкції будівель і споруд, в якій у вологу і дощову погоду струм протікає не тільки крізь фундаменти, але й по конструкціях стін і перекриттів і далі по шинам заземлення, і призводить до інтенсивного вилугування розчину кладки і бетону (електрокорозії), а також їх поляризації - накопиченню надлишкових зарядів;

– встановлено, що зони і досить великі території з надлишковими зарядами (та, відповідно, найбільша кількість будівель з ушкодженнями) розташовані: всередині контурів електрифікованих постійним струмом залізничних колій (поперечними розмірами десятки кілометрів), особливо повністю замкнених і поблизу великих річок; уздовж протяжних електрифікованих залізниць.

Механізм дії надлишкового заряду полягає у виникненні додаткових сил від електростатичного відштовхування між негативно зарядженими поверхнями і частинками в конструкціях будівель. Зазвичай такі конструкції розташовані у верхніх поверхах будівель. Сприяють накопиченню надлишкових негативних зарядів, які змінюються у часі, також запуски космічних ракет, під час старту яких згоряє величезна кількість ракетного палива, обумовлюючи дуже значний розподіл електричних зарядів по висоті. Це може бути підтверджене підвищенням кількості аварій будівельних об'єктів у 1985-1995 роках, коли найактивніше відбувались запуски найважчих ракет Спейс-Шаттл, та після 2005 р., коли активно розпочались запуски важких ракет у Китаї. Вважаємо, що на накопичення надлишкових електричних зарядів і, відповідно, аварії будівельних об'єктів, впливало й підвищення Вікової сонячної активності, наприклад у 1965 р.

Теоретично обґрунтовано та експериментально підтверджене, що накопичення на конструкціях будівель надлишкових негативних електричних зарядів може сприяти утворенню в них тріщин за рахунок сил відштовхування в гідросилікатному гелі цементного каменю розчину і бетону, а також обводнення основ і підвалів за рахунок електроосмотичного перенесення ґрунтової води і вод прилеглих водойм.

Для виявлення зон з небезпечним надлишковим зарядом запропоновано вимірювати напруженість електричного поля E існуючими приладами. Виконано розрахунок сил, обумовлених надмірним електричним зарядом ΔG , що накопичився в конструкціях будівель. Зокрема, у разі накопичення заряду $\Delta G = 1000 \text{ В/м}$ у залізобетонній панелі розміром $6 \times 3 \text{ м}$ виникають сили і напруження, порівнянні з міцністю бетону на розтяг.

Для захисту будівель і споруд в зонах небезпечного надлишкового негативного заряду розроблений полімерцементний розчин ПЦР на основі карбамідної смоли, отверджуваної хлорним залізом, з добавками суперпластифікатора та золи-винесення ТЕЦ. Виконано експериментальні дослідження залежностей електричного опору ПЦР від його складу, зокрема, вмісту хлориду заліза та золи-винесення. Вплив хлориду заліза на електричний опір ПЦР пояснено тим, що він забезпечує зв'язування надлишкового негативного заряду і перешкоджає його поширенню по конструкції.

Особливістю золи-винесення є внутрішня субмікроструктура її частинок з високою питомою поверхнею капілярів, яка також пов'язує надлишкові заряди, що забезпечує виникнення гігантського дипольного моменту дрібних і великих частинок.

Обґрунтовано високі захисні властивості полімерцементного розчину від електрокорозії і руйнівної дії надмірних електричних зарядів, зокрема:

– встановлено, що затвердження карбамідної смоли в полімерцементному розчині хлорним залізом і введення золи-винесення забезпечує збільшення кількості позитивно заряджених кристалогідратів в продуктах гідратації цементу, що зв'язують надлишкові негативні заряди і перешкоджають їх поширенню по конструкції;

– встановлено, що введення в полімерцементний розчин золи-винесення забезпечує підвищення здатності розчину поляризуватись за рахунок гігантської низькочастотної діелектричної проникності її частинок і, за рахунок цього, підвищення електричного опору розчину і здатності запобігати поширенню по конструкції надлишкових електричних зарядів.

УДК 620.193.7:691.32

ФАКТОРИ, ЩО ВИЗНАЧАЮТЬ ЕФЕКТИВНІСТЬ ЗАХИСТУ ВІД ЕЛЕКТРОКОРОЗІЇ ЗАЗЕМЛЕНИМИ ЕКРАНАМИ З ЕЛЕКТРОПРОВІДНИХ В'ЯЖУЧИХ КОМПОЗИЦІЙ

THE FACTORS DEFINING THE EFFICIENCY OF EARTHED SHIELDS MADE OF ELECTROCONDUCTIVE CEMENTING COMPOSITIONS FOR THE ELECTROCORROSION PROTECTION

*канд. техн. наук О.А. Плуґін¹, д-р техн. наук Д.А. Плуґін¹,
канд. техн. наук В.В. Касьянов², В.В. Конєв³,
канд. техн. наук О.О. Скорик¹, канд. техн. наук А.В. Никитинський¹*

¹Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

²Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова
(м. Харків)

³Регіональна філія «Південна залізниця» ПАТ «Укрзалізниця» (м. Харків)

*O. Pluhin¹, PhD (Tech.), D. Plugin¹, DSc (Tech.), V. Kasianov², PhD (Tech.),
V. Konev³, O. Skoryk¹, PhD (Tech.), A. Nykitynskyi¹, PhD (Tech.)*

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

²O. M. Beketov National University of Urban Economy (Kharkiv)

³PJSC «Ukrainian railway», Southern Railways (Kharkiv)

Споруди залізниць експлуатуються в особливо несприятливих умовах – піддаються одночасно важким динамічним навантаженням, атмосферним впливам, часто впливам агресивних середовищ, а на електрифікованих ділянках залізниць дуже інтенсивним електричним впливам. Було показано, що під

впливом пульсуючого односпрямованого електричного потенціалу та відповідного струму, що протікає під час проходження поїздів, бетон також піддається електрокорозії, яка полягає в електроміграційному вилуговуванні $Ca(OH)_2$ [1] та утворенні тріщин [2], інтенсивність яких залежить від сили струму [3].

Для запобігання електрокорозії підземних споруд застосовують анодний або катодний електрохімічний захист, електродренування [4]. У [5] запропоновано захист конструкцій електропровідними екранами з діодним заземленням, який можна вважати різновидом електродренування. Виконання таких екранів у вигляді металоін'єкційних обойм або сорочок дозволяє відновити або підвищити несучу здатність конструкцій. Проте металоін'єкційні обойми є коштовним і трудомістким конструктивно-технологічним рішенням. Тому для застосування замість металевих обойм електропровідного екрану-покриття розроблено композиції на основі мінеральних в'язучих та досліджено їх ефективність [5]. В ході цих досліджень була припущена, проте не досліджена залежність ефективності екрану-покриття від відношення площі контакту сталевго електроду з екраном-покриттям до площі всього екрану-покриття. Отже, дослідження цих залежностей є актуальним завданням.

Ефективність електропровідних композицій у складі заземлених покриттів досліджували за допомогою оригінальної експериментальної установки. Установка складається із моделі споруди – призми із важкого бетону з міцністю на стиск 20 МПа, у яку забетонований стержень із арматурної сталі з випуском уверх. Бетон моделі відповідає бетону споруди між її гранями або бетону захисного шару між заземленою арматурою і гранню споруди. Цю призму встановлювали у модель зволоженого ґрунту – дуже дрібний пісок, засипаний у металеву ємність. На частину призми, яка знаходилась у ґрунті, задалегідь наносили екран-покриття сумарною площею $S_{еп}$, яке заземлювали за розробленою електричною схемою. Контакт покриття з провідником заземлення здійснювали через сталеву пластину площею $S_{ез}$. Відношення площі контакту сталевго електроду з екраном-покриттям $S_{ез}$ до площі всього екрану-покриття $S_{еп}$ визначали як

$$x = S_{ез}/S_{еп} \cdot 100 \%$$

Контрольними зразками були призми без заземленого екрану-покриття.

Струм, який натікає на споруду від джерел постійного струму, наприклад, електрифікованої рейкової колії, створювали (моделювали) прикладанням різниці потенціалів 40 В. В між ємністю та арматурним стержнем у призмі, а його силу $I_{аб}$ визначали за допомогою увімкнутого у ланцюг амперметра (цифрового мультиметра Sanwa PC510).

За показник ефективності захисту від струмів витoku приймали величину зниження сили струму крізь арматуру і бетон за рахунок застосування заземленого екрану-покриття - різницю ΔI між $I_{аб}$ у контрольному зразку та $I_{абп}$ у зразку з екраном-покриттям у відсотках:

$$\Delta I = (I_{аб} - I_{абп})/I_{аб} \times 100 \%$$

Для дослідження залежностей ефективності покриттів від відношення x площі

контакту сталевому електроду з екраном-покриттям до площі всього екрану-покриття виготовляли серію зразків з різною величиною $S_{\text{сз}}$ і, відповідно, x .

Вимірювання починали за сухого стану ґрунту, потім його водонасичували та продовжували вимірювання протягом 240 годин з періодичністю, спочатку 1 годину, потім 6, 12 і 24 години. Результати вимірювань представляли у вигляді графіків залежностей сили струму крізь бетон і арматуру $I_{\text{аб}}$ та величини зниження сили струму крізь бетон і арматуру моделі із захистом порівняно з моделлю без захисту ΔI від часу t .

В результаті експериментальних досліджень встановлено, що захисні властивості екрану залежать від відсотку площі контакту сталевому електроду заземлення з ним – зі збільшенням цього відсотку сила струму $I_{\text{аб}}$ знижується, а $I_{\text{зе}}$ зростає. За відношенням площі контакту сталевому електроду з екраном-покриттям до площі всього екрану-покриття $x = 0,5 \%$ сила струму $I_{\text{аб}}$ знижується на $\Delta I = 10\text{--}15 \%$, $x = 2,2 \%$ – на $50\text{--}55 \%$, $x = 4,3 \%$ – на $75\text{--}80 \%$. Це підтверджує ефективність заземлених екранів для захисту конструкцій, наприклад, пасажирських платформ, від корозії струмами витоку, та вплив на захисні властивості екранів відношення площі контакту сталевому електроду з екраном-покриттям до площі всього екрану-покриття.

[1] Plugin A.N., Plugin A.A., Plugin O., Dudin O., Borzyak O. Research of influence of leakage currents and stray currents on railways on buildings and constructions. 17 Internationale Baustofftagung, 23-26 September 2009, Weimar. Band 2. P. 1151–1156.

[2] Плагін А.Н., Плагін Ал.А., Конєв А.А., Козєняшев І.А., Нєстерєнко С.Г. Влияние постоянных токов утечки на трещинообразование бетонных и железобетонных конструкций. Зб. наук. пр. Укр. держ. акад. залізнич. трансп. 2012. Вип. 130. С. 64–71.

[3] Плагін О.А., Борзяк О.С., Мартинова В.Б., Халюшев О.К. Електричні впливи на бетон.- Харків, 2013. 300 с.

[4] Стрижевский И.В., Белоголовский А.Д., Дмитриев В.И. Защита подземных металлических сооружений от коррозии. Москва, 1990. 303 с.

[5] Плагін А.А., Плагін Д.А., Плагін О.А., Касьянов В.В., Конєв В.В. Дослідження заземлених екранів із електропровідних композицій як способу захисту від електрокорозії. Зб. наук. праць Укр. держ. ун-ту залізн. тр-ту. Вип. 171. С. 53–61.

ДОСЛІДЖЕННЯ ОБВУГЛЮВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛОК ІЗ РІЗНИМИ ВОГНЕЗАХИСНИМИ СИСТЕМАМИ

RESEARCH OF CARBONIZATION OF WOOD BEAMS WITH VARIOUS FIRE PROTECTION SYSTEMS

*д-р техн. наук С.В. Поздєєв, А.Ю.Новгородченко, М.І. Змага,
канд. техн. наук Я.В. Змага*

*Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного
університету цивільного захисту України(м. Черкаси)*

*S.V. Pozdeev, DSc (Tech.), A.U. Novgorodchenko, M.I. Zmaha,
Y.V. Zmaha, PhD (Tech.)*

*Cherkasy Institute of Fire Safety named after Chornobyl Heroes of National University of Civil
Defence of Ukraine (Cherkasy)*

Вогнезахист конструкцій є частиною комплексу заходів з пожежної безпеки, застосовуваних в будівництві. Згідно з ДБН В 1.1-7-2016 [1] дерев'яні будівельні конструкції повинні бути піддані вогнезахисту. Для збереження природного зовнішнього вигляду і фактури деревини, а також зниження небезпеки її згорання можна застосувати різні методи вогнезахисту.

В роботі [2] було розглянуто глибину обвуглювання фрагментів дерев'яних балок з вогнезахисним просоченням після проведення вогневих випробувань за стандартним температурним режимом. Для вогнезахисту дерев'яних балок був обраний метод глибокого просочення «Вакуум-тиск-вакуум». Загальний вигляд всіх зразків після проведення вогневих випробувань за різний час експонування для візуального порівняння, наведені на рис. 1.

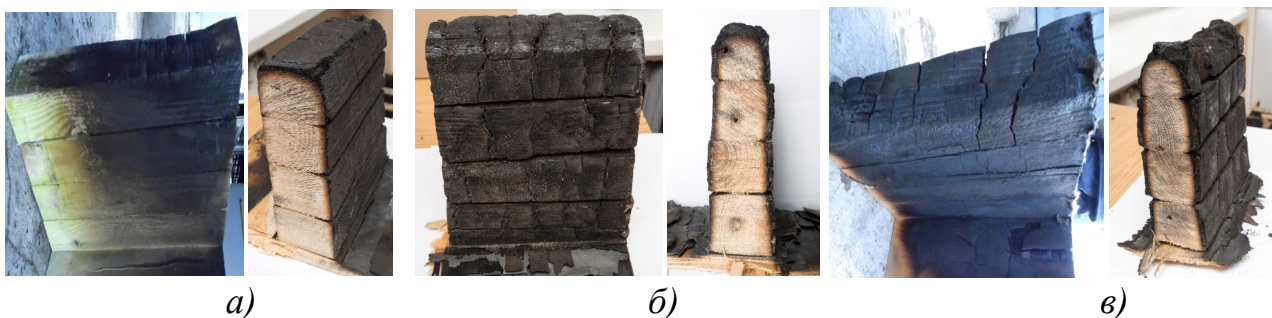


Рис. 1. Фото зразків після проведення вогневих випробувань, а) 15 хв. час експонування; б) 30 хв. час експонування; в) 60 хв. час експонування.

В дослідженнях даного авторського колективу були отримані результати глибини обвуглювання фрагментів дерев'яних балок з облицюванням вогнезахисною фанерою після проведення вогневих випробувань за стандартним температурним режимом, які представлені в на рис.2.

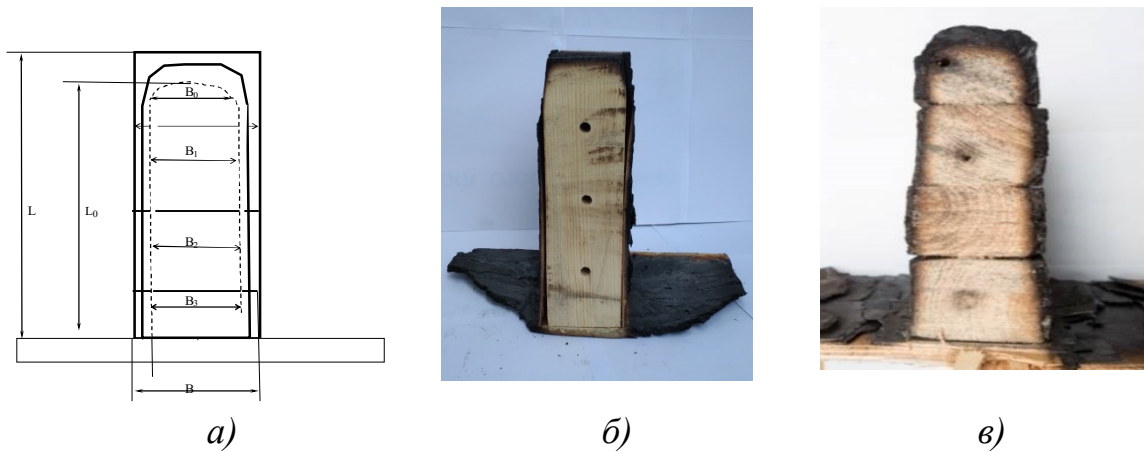


Рис. 2. Схематичне зображення вимірювальних ділянок на зразку: L – довжина зразка до початку випробування; L_0 – довжина обвугленої частини зразка; L_1 – довжина зразка після проведення вогневого випробування; $B_{s_0}, B_{s_1}, B_{s_2}, B_{s_3}$ – ширина на кожному фрагменті клеєного бруска після проведення вогневого випробування; B – ширина зразка до проведення вогневого випробування а) схематичний вигляд; б) зразок з облицюванням вогнезахисною фанерою; в) зразок з вогнезахисним просоченням III типу.

[1] Пожежна безпека об'єктів будівництва. Основні положення. ДБН В 1.1-7-2016. - [Чинний 2017-01-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 75с. – (Державні будівельні норми)

[2] Дослідження поведінки дерев'яних балок з вогнезахисним просоченням: наукова стаття Збірник наукових праць «Пожежна безпека: теорія і практика» №7 /Горбаченко Я.В./ - Черкаси ЧПБ: 2014 – 8-13 с.

РОЛЬ КРИСТАЛОХІМІЧНОГО ФАКТОРА В ОЦІНЦІ ТА ПІДВИЩЕННІ ЕФЕКТИВНОСТІ НАНОМОДИФІКАЦІЇ БУДІВЕЛЬНИХ РОЗЧИНІВ І БЕТОНІВ

THE ROLE OF THE CRYSTALLO-CHEMICAL FACTOR IN THE EVALUATION AND IMPROVEMENT OF THE NANOMODIFICATION EFFICIENCY OF MORTAR AND CONCRETE

*д-р техн. наук К.К. Пушкарьова, канд. техн. наук О.А. Гончар,
канд. техн. наук К.О. Каверин
Київський національний університет будівництва та архітектури (м. Київ)*

*K.K. Pushkareva, DSc (Tech.), O.A. Gonchar, PhD (Tech.),
K.A. Kaverin, PhD (Tech.)
Kyiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kyiv)*

Вступ. Принципово новим підходом до керування процесами структуроутворення в'язучих систем у напрямку вирішення задач синтезу та формування заданих експлуатаційних характеристик бетонів і розчинів є впровадження нанотехнологічної концепції. Під нею слід розуміти застосування прийомів управління структурою матеріалу на ультрамікромасштабному рівні побудови твердої фази і порового простору за рахунок введення первинних нанорозмірних добавок або утворення наномасштабних об'єктів у об'ємі матеріалу [1, 2, 3].

Метою роботи є встановлення ролі кристалохімічного фактора в оцінці ефективності наномодифікації будівельних розчинів і бетонів.

Було досліджено дві в'язучі системи: портландцементну, модифіковану комплексною органо-мінеральною добавкою, до складу якої входить мікрокремнезем, та зололужну, модифіковану штучними цеолітовими фазами, які були отримані шляхом гідротермального синтезу з використанням техногенної сировини [4].

Міцність розчинів та бетонів, а також їхні фізико-механічні та спеціальні властивості, обумовлені не лише властивостями цементного каменю, але й особливостями формування контактної зони на границі «цемент-гідро-заповнювач».

При вивченні кінетики зміни міцності при стиску цементного тіста, цементно-піщаного розчину та легкого бетону на основі портландцементу, модифікованого комплексною органо-кремнеземистою добавкою, відмічено, що введення комплексної добавки на основі полікарбоксилатного суперпластифікатора "SikaPlast 555W" в кількості 1,5% та меленого трепелу в кількості 10% до складу в'язучих речовин забезпечує рівномірний набір міцності при стиску керамзитобетонів як на ранніх термінах твердіння, так і у більш пізні.

При поступовому ускладненні структури, при переході від цементного каменю до бетону, має місце зниження швидкості набору міцності у часі: для цементного каменю підвищення міцності на 28 та 365 добу становить 80 та 53% відповідно; для будівельного розчину — 54 та 59%; для бетону — 66,8 та 60% порівняно з міцністю контрольного складу [5].

Аналізуючи тенденцію зміни міцності штучного каменю з різними рівнями структури, можна зробити висновок, що на макрорівні такі продукти гідратації модифікованих портландцементних систем як CSH (I); тоберморит 11,3Е; плазоліт та гідрогранати є кристалохімічно подібними по параметру «а» і можуть утворювати відповідні зрощення, що є передумовою для появи значної кількості контактів зрощування між новоутвореннями, які сприяють отриманню щільної структури з низькою пористістю та мають домінуючий вплив на високі фізико-механічні властивості цементного каменю [6].

Інакше виглядає вплив наномодифікуючих добавок на процеси структуроутворення лужних в'язучих систем. Порівняння даних кінетики набору міцності штучного каменю, отриманого з використанням зололужних в'язучих систем, з різним ступенем складності структури (тіста, розчину та бетону) дозволяє зафіксувати значний вплив взаємодії заповнювача з модифікуючою добавкою на формування макроструктури штучного каменю. Характер нарощування міцності при стиску зразків цементно-піщаного розчину на основі модифікованих зололужних композицій характеризується приростом міцності 8% і 40% (на 28 та 90 добу), тоді як приріст міцності бетону в ті ж терміни становить 61% та 55% відповідно.

Ефект від наномодифікації зололужних систем, який є більш вираженим на зразках бетону, враховуючи відомий склад новоутворень зололужних в'язучих композицій та мінералогічний склад заповнювачів, можна пояснити кристалохімічною подібністю між кристалами мінералів гранітного заповнювача, що входить до складу бетону, і представлених переважно польовими шпатами, та продуктами гідратації зололужних цементів. Підвищення міцності на макрорівні можна пояснити тим, що різниця величини параметру «b» кристалічних решіток анальциму, який є продуктом гідратації модифікованих зололужних композицій, та альбіту і анортиту не перевищує 6...7% [4]. Це задовольняє відомій умові зрощування кристалів та обумовлює формування контактної зони з підвищеною щільністю та мікротвердістю.

Формування спільних структур анальциму та гідросилікатів кальцію з кварцом ускладнене через велику різницю у розмірах параметрів кристалів (понад 50%), що відбивається на процесах структуроутворення контактної зони цементно-піщаних розчинів та пояснює нерівномірність кінетики набору міцності досліджуваних зразків.

Ефективність модифікації зололужних композицій штучними цеолітами визначається не тільки складом новоутворень, але й зміною показників мікротвердості. Модифікація зололужної композиції 5% добавки штучного цеоліту збільшує мікротвердість до значень 4500 – 4600 МПа, а при введенні 10-15% добавки значення мікротвердості контактної зони досягає 4600 – 4700

МПа, тобто модифікація дозволяє збільшити мікротвердість на 10..12%, що забезпечує відповідне зростання міцності бетону.

Висновки. Врахування кристалохімічної подібності новоутворень на різних рівнях структури штучного каменю відкриває нові можливості вибору нанодобавок, причому потрібно враховувати не лише принципи і характер їх дії в складі цементних матриць, але й їх вплив на особливості формування контактної зони, особливо коли мова йде про формування мезо- та макрорівнів структури бетону.

[1] Пушкарьова К.К., Суханевич М.В. Наномодифікування цементної матриці як нова стратегія покращення властивостей бетону – Будівельний журнал, спецвипуск, №5-6, 2015, с.61

[2] Саницький М. А., Марущак У. Д., Мазурак Т. А. Наномодифіковані портландцементні композиції з високою міцністю у ранньому віці / Будівельні матеріали, виробы та санітарна техніка : н/т. зб. Вип. 57. 2016. С. 147–154.

[3] Пушкарьова К.К. Дослідження процесів структуроутворення цементних композицій, модифікованих органо-кремнеземистими добавками [Текст] / Пушкарьова К.К., Каверин К.О., Дмитров М.С. // Вісник Одеської Державної академії будівництва та архітектури № 56 – 2014. Одеса – с. 201-208.

[4] Назим О.А. Золоті цементні та бетони, модифіковані штучними цеолітами: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.03 / О.А. Назим; КНУБА. — К., 2003. — 23 с.

[5] Пушкарьова К.К. Вплив органо-мінеральних добавок на реологічні властивості цементних композицій та їхні фізико-механічні характеристики [Текст] / Пушкарьова К.К., Гончар О. А., Каверин К.О. // Збірник наукових праць українського державного університету залізничного транспорту випуск 155 —2015. Харків – С.124-128.,

[6] Pushkarova, K. K. Research of high-strength cement compositions modified by complex organic-silica additives / K. K. Pushkarova, K. O. Kaverin, D. O. Kalantaevsky // Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. - 2015. - Vol. 5, Issue 5 (77). - P. 42-51. DOI: 10.15587/1729-4061.2015.51836

УДК 667.6

ВПЛИВ ДИСПЕРСНИХ МІНЕРАЛЬНИХ НАПОВНЮВАЧІВ НА ЗМОЧУВАННЯ ВОДНО-ДИСПЕРСІЙНИХ ПОЛІМЕРНИХ ПОКРИТТІВ

THE EFFECT OF MINERAL FILLERS ON THE WETTING OF WATER-DISPERSED POLYMER COATINGS

*канд. техн. наук Н.В. Сасенко¹, Д.В. Демідов², канд. техн. наук Р.О. Биков¹,
канд. техн. наук Ю.В. Попов², канд. техн. наук Юніс Башір Н¹*

¹*Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

²*Харківський державний автотранспортний коледж (м. Харків)*

*N.V. Saienko¹, PhD (Tech.), D.V. Demidov², R.A. Bikov¹, PhD (Tech.),
U.V. Popov¹, PhD (Tech.), B.N. Younis¹, PhD (Tech.)*

¹*Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

²*Kharkiv State Auto-transport College (Kharkiv)*

Для забезпечення надійного захисту пористих оштукатурених фасадів будівель та споруд водно-дисперсійні полімерні покриття (ВД-ПП) повинні відповідати комплексу властивостей по водопоглинанню і паропроникності. Одним з найбільш значущих показників при оцінці водопоглинання є гідрофобність покриття, яка характеризує їх водовідштовхувальну здатність. Тому, метою роботи було оцінити вплив дисперсних мінеральних наповнювачів

на основі силікатів і алюмосилікатів на змочування ВД-ПП і можливість застосування розроблених ВД-ПП в якості декоративно-захисних матеріалів для обробки оштукатурених фасадів будівель [1, 2].

В якості зв'язуючого було обрано стирол-акрилову дисперсію з використанням целюлозного і акрилового загусників, піногасника, диспергатора, коалесцента та консервуючої добавки. В якості мінеральних наповнювачів застосовували порожнисті алюмосилікатні мікросфери (МС) та силікати на основі гідрофобізованого аеросилу (Аеросил) [3, 4].

Визначення крайового кута змочування покриттів проводили на вимірювальному двохкоординатному приладі ДПП-6У з кутомірною приставкою. Визначення паропроникності проводили згідно EN ISO 7783, методом «сухої чашки», розраховували паропроникність V , (г/м²·доба) та дифузійну здатність по відношенню до водяної пари S_d , (м). Водопоглинання (згідно ДСТУ EN 1062) визначали по зміні маси та розраховували W -показник, кг/(м²·год^{0.5}) [5, 6]. Для забезпечення будівельно-фізичної рівноваги фасаду для покриттів повинне виконуватися умова захисту фасаду по Кюнцелю: $W \cdot S_d \leq 0,1$ кг/(м²·год^{0.5}) [5-7].

Залежність крайового кута змочування Θ та критерію будівельно-фізичної рівноваги від спільного впливу дисперсних алюмосилікатних (МС) і силікатних мінеральних наповнювачів (Аеросил) наведено на рис. 1.

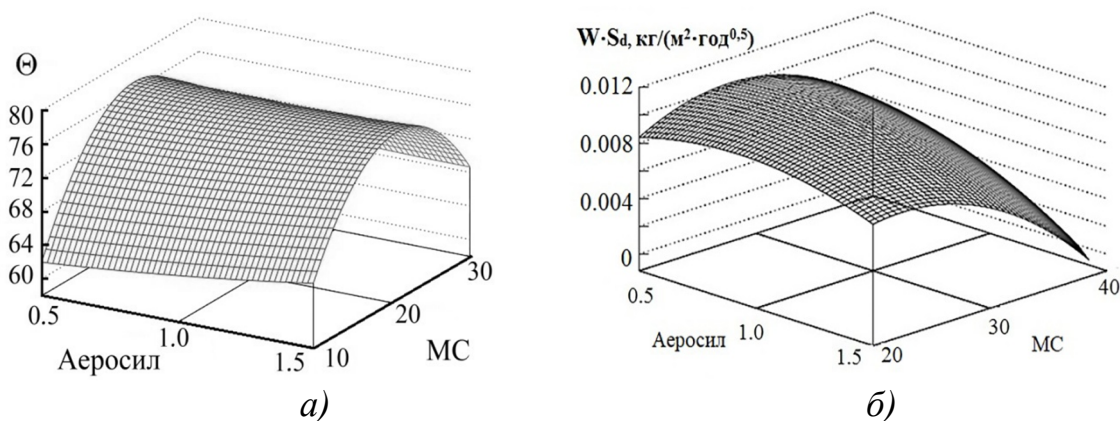


Рис. 1. Поверхні відгуку крайового кута змочування (а) та критерію будівельно-фізичної рівноваги (б) ВД-ПП від вмісту МС та Аеросилу

В результаті проведених досліджень по вивченню впливу дисперсних мінеральних наповнювачів на крайовий кут змочування і паропроникність водно-дисперсійних полімерних покриттів встановлено, що всі досліджувані зразки ВД-ПП можна використовувати в якості фасадних покриттів з високою паропроникністю і низьким водопоглинанням, що підтверджуються дослідженням крайового кута змочування. Оптимальні значення по крайовому куту змочування наближаються до покриттів з гідрофобним характером поверхні ($\Theta = 80^\circ$) і виконана умова згідно з критерієм Кюнцеля будівельно-фізичної рівноваги фасаду.

Отримані дані дозволяють оптимізувати розроблені склади водно-дисперсійних полімерних покриттів для зовнішнього захисту оштукатурених

фасадів з метою отримання покриттів з високою водовідштовхувальною здатністю і достатнім рівнем паропроникності.

- [1] Селяев В.П. Полимерные покрытия для бетонных и железобетонных конструкций [Текст] / В.П. Селяев, Ю.М. Баженов – Саранск: Изд-во СВМО, 2010. – 224 с.
- [2] Караваев Т. А. Гідрофобність покриттів з водно-дисперсійних фарб та способи її підвищення [Текст] / Т.А. Караваєв // Вісник Черкаського державного технологічного університету. Сер.: Технічні науки. – 2014. – №. 2. – С. 106-112.
- [3] Saienko N. Rheological properties of aqueous dispersion of styrene acrylate copolymer incorporating hollow microspheres and AEROSIL [Текст] / N. Saienko, D. Demidov, Y. Popov, R. Bikov, B. Younis, V. Butskiy // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 230. – 8 p.
- [4] Саєнко Н.В. Вплив ступеня наповнення порожнистими мікросферами на реологічні властивості акрилової дисперсії [Текст] / Н.В. Саєнко, Ю.В. Попов, Р.О. Биков, Д.В. Демідов // 7-а Міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті». – Харків: УкрДУЗТ, 2018. – С. 212-214.
- [5] Saienko N.V. Effect of Mineral Filler Compounds on Vapor Permeability and Hygroscopic Properties of Water-Based Polymer Dispersions [Текст] / N.V Saienko, D.V. Demidov, Y.V. Popov, R.A. Bikov, B. Younis, L.V. Saienko // Materials Science Forum. – Trans Tech Publications Ltd, 2019. – Vol. 968. – pp. 89-95.
- [6] Саєнко Н.В. Будівельно-фізичні властивості теплоізоляційних водно-дисперсійних лакофарбових покриттів [Текст] / Н.В. Саєнко, Д.В. Демідов, Ю.В. Попов, Р.О. Биков // Зб. наук. праць: Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин. – К.: КНУБА, 2019. – Вип. 39. – Ч. 1. – С. 127-132.
- [7] Simultaneous heat and moisture transport in building components. One- and two-dimensional calculation using simple parameters [Текст] / Н.М. Kunzel. – Stuttgart: IRB Verlag, 1995. – 102 p.

УДК 691.624.01

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПОЛІМЕРНИХ ДОБАВОК-СТАБІЛІЗАТОРІВ НА ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ПОКАЗНИКИ ТА МІКРОСТРУКТУРУ ЦЕМЕНТОГРУНТУ

RESEARCH OF INFLUENCE OF POLYMER ADDITIVES-STABILIZERS ON PHYSICAL-MECHANICAL INDICATORS AND MICROSTRUCTURE OF CEMENT GROUND

*д-р техн. наук. С.Й. Солодкий, канд. техн. наук. Ю.Л. Новицький,
канд. техн. наук Н.І. Топилко, Ю.В. Турба
Національний університет «Львівська політехніка» (м. Львів)*

*S.J.Solodkyi, DSc (Tech.), Y.L.Novytskyi, PhD (Tech.),
N.I.Topylko, Ph.D (Tech.), Yu.V.Turba
¹LvivPolytechnicNationalUniversity departmentRoads and bridges (Lviv)*

Цементогрунт є ефективним і економічно вигідним матеріалом для будівництва автомобільних доріг. Однак, як показали дослідження, глинисті ґрунти навіть за укріплення портландцементом, значно втрачають свою міцність під час процесів заморожування-відтаювання [1-4]. Це обумовлено неоднорідністю структури та високою схильністю до тріщиноутворення. Тому, для глинистих ґрунтів, що піддаються укріпленню цементом перспективними є дослідження в області модифікації такого матеріалу різними стабілізуючими добавками з метою покращення фізико-механічних властивостей.

Сучасний розвиток технології укріплення ґрунту неорганічними в'язучими матеріалами супроводжується вивченням дії стабілізаторів полімерного типу на структуроутворення, кристалоутворення та, як наслідок, фізико-механічні властивості цементоґрунту [5].

Досліджено вплив латексного полімерного стабілізатора Nanoterrasoil, виробництва NanoSky (Німеччина) та полімерного стабілізатора на акриловій основі (САП) на фізико-механічні показники цементоґрунту. Досліджено вплив акрилового полімеру на мікроструктуру цементоґрунту на основі суглинку легкого піщанистого.

Встановлена висока ефективність укріплення суглинків портландцементом та полімерним стабілізатором Nanoterrasoil (NTS). Доведено, що при введенні Nanoterrasoil (1-1,5 мас.%) у цементоґрунтову суміш можна зменшити витрату цементу на 2-6%. При цьому досягаються такі показники границі міцності на стиск (28 діб) у водонасиченому стані та коефіцієнта морозостійкості, що цементоґрунт відповідає марці М40 та М60 [6], тобто першому класу міцності. У випадку стабілізації суглинкі вакриловим полімером (САП) у кількості 3 мас.% без введення цементу встановлено, що такий модифікований ґрунт відповідає марці М40. При введенні САП (1,5 мас.%) та портландцементу (4 мас.%) у цементоґрунтову суміш отримано показники границі міцності на стиск (28 діб) у водонасиченому стані та коефіцієнта морозостійкості, що відповідає марці М60.

Мікроаналіз структури суглинків укріплених акриловим полімером вказує на суцільну, однорідну, злитну мікроструктуру. Це доводить, що окремі органічні іони акрилового полімеру при введенні до цементоґрунту адсорбуються на поверхні твердих часток глинистих мінералів, окутують їх, та при застиганні утворюють складну органо-мінеральну систему.

[1] Кожушко В.П. Технологія та трудові витрати на будівництво дослідної ділянки із ґрунтів укріплених вапном з хімічною домішкою «Релаксол» / В.П. Кожушко, Н.В. Грано, Д.М. Шпетний // Будівництво : зб.наук.пр. – Сумський аграрний університет, 2012 – Вип.5 (16). – С.32-35. 2.

[2] Укрепленные ґрунты. (Свойства и применение в дорожном и аэродромном строительстве) / [Безрук В. М., Гулячков И. Л., Луканина Т. М., Агапова Р. А.]. – М. : Транспорт, 1982. – 231 с.

[3] Гаркуша М. В. Укріплення та стабілізація ґрунтів за допомогою мінерального в'язучого "одол-ст" / М. В. Гаркуша. // Будівельні матеріали, вироби та санітарна техніка. – 2011. – №42. – С. 147–153.

[4] К вопросу о применении цементоґрунта в дорожном строительстве / [П. Е. Буланов, Р. Б. Асанбаев, И. И. Хайруллин та ін.]. // Известия КГАСУ "Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей". – 2016. – №3. – С. 244–249

[5] Sasanian S. The behavior of cement stabilized clay at high water contents // A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. – Ontario: The School of Graduate and Postdoctoral Studies The University of Western Ontario. – London, 2011. – 82 p.

[6] Споруди транспорту. Влаштування шарів дорожніх одягів з ґрунтів, укріплених в'язучими матеріалами: ВБН В.2.3-218-541:2010 – [Чинні 2019.10.01]. – К: ДП «Державний дорожній науково-дослідний інститут ім. М.П. Шульгіна», 2010. – 57с. –(Відомчі будівельні норми)

**ДОСЛІДЖЕННЯ ФАКТОРІВ, ШО ВПЛИВАЮТЬ НА НАДІЙНІСТЬ
ЕКСПЛУАТАЦІЇ МЕРЕЖ ВОДОПРОВІДНО-КАНАЛІЗАЦІЙНОГО
ГОСПОДАРСТВА**

**RESEARCH ON FACTORS AFFECTING THE OPERATIONAL
RELIABILITY OF WATER AND SEWER UTILITY NETWORKS**

*д-р техн. наук О.В. Старкова, канд. техн. наук А.І. Алейнікова,
канд. техн. наук Ю.В. Коломієць
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

*O. V. Starkova, DSc (Tech.), A. I. Aleinikova, PhD (Tech.),
Y. V. Kolomiets, PhD (Tech.)
Kharkov National University of Construction and Architecture (Kharkiv)*

Оцінка технічного стану та стійке функціонування водопровідно-каналізаційних систем комунального господарства України останнім часом стає завданням державної важливості [1,2]. Як показує аналіз виникнення аварійних ситуацій на мережах водопостачання та водовідведення, розподільчі мережі виходять з ладу раніше нормативного терміну експлуатації. Дослідження експлуатаційного ресурсу інженерних мереж водопровідно-каналізаційного господарства свідчить про те, що до 80-90% аварій викликано корозійними процесами. Хімічні реакції, що протікають у вільному просторі каналізаційної мережі, формують агресивне середовище по відношенню до її конструкцій [3]. Також слід виділити екологічну складову експлуатації водоводів та колекторів, адже аварії та відмови в їх роботі призводять до очевидних економічних, екологічних і соціальних наслідків, що є недопустимим в умовах євроінтеграції України в рамках європейських вимог до навколишнього середовища. Питання удосконалення експлуатації трубопроводів різного призначення, підвищення надійності їх роботи висвітлюється в роботах закордонних вчених [4-7], проте представляють важливу, ще не повністю вирішену проблему для вітчизняних експлуатуючих підприємств, тому постає гостра необхідність розробки організаційно-технологічних рішень щодо сталого функціонування підземних інженерних мереж водопровідно-каналізаційного господарства відповідно до вітчизняних умов експлуатації. В цьому аспекті слід особливу увагу приділити дослідженню факторів, що впливають на експлуатаційну надійність мереж водопровідно-каналізаційного господарства.

Метою роботи є дослідження факторів, що впливають на експлуатаційну надійність мереж водопровідно-каналізаційного господарства. В роботі визначено та проаналізовано основні фактори, що впливають на експлуатаційний ресурс мереж водопостачання та водовідведення. Далі їх було згруповано за наступними групами:

– виробничі фактори (коливання товщини стінки через зсув литого ядра, усадні раковини різного виду і величини; типові дефекти при виготовленні труб з полімерних матеріалів; погіршення корозійної стійкості і механічних показників труб через застосування низькоякісного матеріалу; недостатній захист від корозії; непридатні конструкції з'єднань труб, тощо);

– організаційно-технологічні фактори (загальні порушення технологічних регламентів монтажу труб; виконання стикові з'єднань труб с порушеннями технології; помилки під час складування та транспортування труб, тощо);

– фактори довговічності матеріалів лінійної частини мережі (корозія матеріалу труб і з'єднань через агресивне середовище; знос і крихкість штучних матеріалів; руйнування органічних матеріалів; ослаблення стабілізуючої сили гумових ущільнювачів, тощо);

– експлуатаційні фактори (строк експлуатації трубопроводу; перепади тиску рідини в трубопроводі; корозія матеріалу труб і з'єднань внаслідок впливу дії мікроорганізмів; корозія матеріалу труб і з'єднань внаслідок дії блукаючих струмів; недостатнє запобігання при перепаді тиску, тощо);

– фактори зовнішнього експлуатаційного середовища (розбухання і усадка ґрунту внаслідок природних умов; посилене транспортне навантаження; пошкодження внаслідок аварійних ситуацій на сусідніх мережах; поява тривалих осадкових швів, тощо).

На основі згрупованих факторів, що впливають на експлуатаційну надійність розподільчих мереж, запропоновано методику визначення факторів, що найбільш впливають на надійність мереж водопровідно-каналізаційного господарства, в основі якої покладено використання метод експертного оцінювання.

За результатами експертного оцінювання визначено фактори впливу першого, другого та третього рангу. Слід зазначити, тільки комплексне вивчення вищезгаданих факторів дасть змогу в майбутньому мінімізувати вплив кожного з них, тим самим забезпечити подовження експлуатаційного ресурсу мереж водопровідно-каналізаційного господарства.

[1] Каналізаційні тунелі Харкова: QuoVadis?: моног. під заг.ред. Бондаренко Д.О. [Текст] / Д.О. Бондаренко, В.В.Булгаков, О.О.Гармаш, Д.Ф. Гончаренко, С.С. Піліграм. – Х.: РаритетыУкраины, 2018. – 232 с.

[2] Методологічні основи подовження експлуатаційного ресурсу підземних інженерних мереж: моног. під заг.ред. Старкової О.В. [Текст] / А.І. Алейнікова, В.М.Волков, Д.Ф. Гончаренко, Г.Г.Зубко, О.В. Старкова. – Х.: РаритетыУкраины, 2017. – 320 с.

[3] Goncharenko, D., Bondarenko, D. and Starkova, O. Repair and refurbishment technologies for inspection shafts in deep-level sewer tunnels [Text] / D. Goncharenko, D. Bondarenko, O. Starkova – World Journal of Engineering, 2018. - Vol. 15 No. 1. – p/p. 48-53. <https://doi.org/10.1108/WJE-12-2016-0161>.

[4] Anbari, M. Risk assessment model to prioritize sewer pipes in spection in wastewater collection networks [Text] / M. Anbari, T. Massoud, R. Abbas // Journal of environmental management. – 2017. – №190. – P. 91-101.

[5] Stanic, N. A technology for sewer pipein spection (part 1): Design, calibration, corrections and potential application of a laser profiler [Text] / N. Stanic, M. Lepot, M. Catieau, J. Langeveld, F. H. Clemens // Automation in Construction . – 2017. – № 75. – P. 91-107.

[6] Jeyapalan, J.K., Gipson, B., Biesalski, M. An Evaluation of Trenchless Point Repair Solutions for Pipes of Varying Inner Diameter and Offset Joints [Text] / J.K. Jeyapalan, B. Gipson, M. Biesalski // Pipelines: Recent Advances in Underground Pipeline Engineering and Construction. – 2015.

[7] Sterling, R., Alam, S., Allouche, E., Condit, W., Matthews, J. Studying the Life-cycle Performance of Gravity Sewer Rehabilitation Liners in North America [Text] / R. Sterling, S. Alam, E. Allouche, W. Condit, J. Matthews, D. Downey // Procedia Engineering. – 2018. – vol. 165. – p. 251-258.

**ПРОГРАМНИЙ МОДУЛЬ ВИБОРУ МЕТОДУ ВІДНОВЛЕННЯ
ПІДЗЕМНИХ ІНЖЕНЕРНИХ МЕРЕЖ**

**SOFTWARE MODULE FOR CHOOSING UNDERGROUND UTILITY
NETWORKS RENOVATION METHOD**

*д-р техн. наук О.В. Старкова, канд. техн. наук Д.О. Бондаренко,
Є.М. Литвиненко, О.В. Мерлак
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

*O.V. Starkova, DSc (Tech.), D.O. Bondarenko, PhD (Tech.),
E.M. Lytvynenko, O.V. Merlak
Kharkiv National University of Sivil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

У зв'язку з активною інтеграцією України в Європейську спільноту, особливої актуальності набуває проблема підвищення ефективності управління стратегічно значущими підприємствами держави, якими є підприємства та організації, що займаються експлуатацією об'єктів підземної інженерної інфраструктури. Крім того, прийняття рішень щодо підтримки таких об'єктів в працездатному стані, часто здійснюється в умовах обмежених ресурсів. Таким чином, особливої актуальності набуває задача обґрунтування вибору методу відновлення підземних комунікацій з метою ефективного використання всіх видів ресурсів підприємства.

Основні принципи, методологічний та програмний інструментарій обґрунтованого вибору методу відновлення підземних інженерних комунікацій висвітлені в наукових дослідженнях [1-3]. Дане дослідження узагальнює попередні та містить опис програмного модуля для вибору раціональних схем відновлення підземних інженерних комунікацій.

Модуль реалізовано в програмному середовищі Delphi, яке використовує багато передових ідей і концепцій, закладених в графічному інтерфейсі Windows, та представляє один автономний exe-файл і не вимагає встановлення іншого програмного забезпечення.

Результати перевірки ділянки трубопроводу за параметрами її довжини, діаметру, матеріалу та стану, а також можливі методи її відновлення містяться у вікні, наведеному на рис. 1. Крім того, їх можна зберегти у зовнішньому сховищі (файлі).

Розроблений програмний модуль дозволяє додавати та видаляти матеріали, з яких виконаний трубопровід, здійснювати перегляд методів відновлення ділянки, що занесені в систему, а також додавати нові методи відновлення. Для додавання методу необхідно у відповідне діалогове вікно ввести характеристики нового методу: назва методу, значення мінімального та максимального діаметру каналізаційного колектора, мінімальне та максимальне значення довжини ділянки каналізаційного колектора, вказується матеріал

ділянки та його категорійність (рис. 2).

Перевірка ділянки

Введіть параметри ділянки

Діаметр ділянки: 150

Довжина ділянки: 75

Матеріал ділянки

- Залізобетон
- Кераміка
- Сталь
- Чавун
- Азбест

Категорійність (стан)

- Аварійний
- Передаварійний
- Критичний
- Не задовільний
- Задовільний

Перевірити ділянку Зберегти результат Вийти

Методи, які можна застосувати:

№	Назва методу	Матеріал ділянки	Діаметр ділянки	Довжина ділянки	Категорійність ділянки
1	Тейт	Залізобетон, Сталь, Чавун	75-600	25-90	3,4
2	Сігчмент	Сталь, Чавун	80-200	70-150	3,4
3	Стельворт	Залізобетон, Сталь, Чавун	75-2000	50-250	3,4
4	Сетрілайн	Залізобетон, Сталь, Чавун	80-3600	25-450	3,4
5	Інкомент	Залізобетон, Сталь, Чавун	80-3600	25-450	3,4

Рис. 1. Вікно з інформацією про можливі методи відновлення ділянки трубопроводу

Додавання методу

Назва: _____

Діаметр каналізаційного колектора

Мінімальний: 50 мм. Максимальний: 200 мм.

Довжина ділянки каналізаційного колектора

Мінімальна: 50 м. Максимальна: 200 м.

Матеріал ділянки

- Залізобетон
- Кераміка
- Сталь
- Чавун
- Азбест

Категорійність (стан) ділянки

- 1 - передаварійний
- 2 - критичний
- 3 - не задовільний
- 4 - задовільний

Додати Вихід

Рис. 2. Діалогове вікно додавання методу

На сьогодні програмний модуль удосконалюється з метою визначення вартісних характеристик та тривалості відновлення для обраних методів.

[1] Методологічні основи подовження експлуатаційного ресурсу підземних інженерних мереж : монографія / А.І. Алейнікова, В.М. Волков, Д.Ф. Гончаренко, Г.Г. Зубко, О.В. Старкова; під заг. ред. Старкової О.В. – Харків: Раритети України, 2017. – 320 с.

[2] Methodological and computer-based support for choosing underground utility networks renovation method / D. Goncharenko, I. Shumakov, O. Starkova, A. Aleinikova, R. Mikautadze // MATEC Web Conf. 7th International Scientific Conference “Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings” (Transbud-2018). – 2018. – V. 230, 02010.

[3] Методологічна та комп’ютерна підтримка вибору методу відновлення підземних інженерних мереж / Д.Ф. Гончаренко, І.В. Шумаков, О.В. Старкова, А.І. Алейнікова, Р.І. Мікаутадзе // Тези доповідей 7-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» – Харків: УкрДУЗТ, 2018. – С. 102-104.

**ТЕОРЕТИЧНІ ОБГРУНТУВАННЯ ЗНИЖЕННЯ ТЕМПЕРАТУРИ
ВИПАЛУ СТИНОВОЇ КЕРАМІКИ**

**THEORETICAL BASIS FOR LOWERING THE TEMPERATURE OF
FIRING WALL CERAMICS**

К.В. Сторчай

ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» (м. Дніпро)

K. Storchai

Prydniprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture (Dnipro)

Для отримання керамічних матеріалів становлять інтерес твердофазові реакції. Вони суттєво впливають на спікання при високих температурах без або з подальшою появою рідкої фази.

Найповніше реакції кристалічних силікатів і оксидів були розглянуті в працях П. П. Буднікова, А. С. Бережного, А.М. Глінстлінга, А. І. Августинника, І. С. Кайнарського, Е. К. Келера, П. С. Мамікіна та інших [1-4].

Можливість перебігу хімічної реакції визначається законами хімічної термодинаміки, а також наявністю кінетичних факторів. Одним із таких факторів є поверхня контактів, чим більша площа безпосереднього контакту зерен компонентів та їх дисперсність, тим швидше відбуваються реакції такого типу. Другим кінетичним фактором є дифузія і температура. Для перебігу таких реакцій необхідне переміщення елементів решітки хоча б одного з реагентів крізь поверхню розподілу фаз. Тому роль різних видів дифузії вельми важлива. Сюди належить внутрішня дифузія (самодифузія), дифузія чужорідних частинок (гетеродифузія), зовнішня (поверхнева) та об'ємна.

Застосування початкових матеріалів у так званому активному стані, тобто тих, що мають структуру, далеку від рівноважної, сильно спотворену кристалічну решітку, дозволяє в десятки і сотні (а іноді й більше) разів підвищити швидкість спікання.

У результаті підвищення міри дисперсності порошку іноді для досягнення однієї і тієї ж міри спікання вдається значно понизити його температуру (на 200°C і більше).

Способи дії на систему, кінцевою метою яких є руйнування природної структури матеріалу, можна поділити на: механічні, фізичні, хімічні, біологічні та комплексні. Зміну енергетичного стану речовини при цьому прийнято називати активацією.

Сучасний науковий напрям у галузі отримання ультрадисперсних матеріалів і фізико-хімічних процесів, зумовлених диспергуванням, створено працями П. А. Ребіндера, Б. В. Дерягіна, В. У. Болдирева, Е. Г. Авакумова, Й. Хінта, Н. А. Кротова, Е. Д. Щукіна, В.Д. Кузнєцова, М. Сенна, Ф. Фросса, Е. Граффета та інших [5].

Процеси, що відбуваються при спіканні за участю рідкої фази, залежать від початкової щільності сирцю, кількості рідкої фази, розміру частинок, ступеня змочування твердої фази рідиною, взаємної розчинності фаз та іншого. Вони залежать також від походження рідкої фази: з'явилася вона внаслідок розплавлення легкоплавкого компонента суміші чи внаслідок «контактного» плавлення.

Додавання лужних оксидів R_2O знижує температуру утворення рідкої фази. Так, В. Ф. Павлов установив, що при випалі каменської глини Li_2O знижує цю температуру з $1175^\circ C$ до $800^\circ C$, Na_2O – до $875^\circ C$, K_2O – до $925^\circ C$ [6].

Система Na_2O-SiO_2 має дві евтектики з температурою плавлення $793^\circ C$ і $846^\circ C$. Система K_2O-SiO_2 за Крачеком, Боуеном і Мореєм має три легкоплавкі евтектики з температурою плавлення 742 , 767 і $780^\circ C$.

При вмісті в глині таких домішок, як Fe_2O_3 та R_2O , виникають евтектичні розплави більш складного вмісту і при більш низьких температурах. Було відмічене вражаюче сильне зниження температури плавлення (на кілька сотень градусів) при додаванні всього лише 1 % Na_2O до суміші $FeO + SiO_2$, що чітко видно на діаграмі стану $Na_2O-FeO-SiO_2$ (починаючи нижче $500^\circ C$), дослідженій Картером та Ібрагімом.

У процесі отримання стінової кераміки взаємодія між компонентами наведених систем відбувається одночасно, тобто сировинна суміш представлена взагалі вісьмома, дев'яти або більше компонентами системи, що складається, наприклад, із $Na_2O-K_2O-CaO-MgO-FeO-Fe_2O_3-Al_2O_3-SiO_2$. Ці системи досліджують, розклавши їх на підсистеми. Визначити всі пари співіснуючих фаз, не говорячи вже про більш складні комбінації, дуже складно, а в деяких випадках не можливо.

Адсорбовані на поверхні ультрадисперсних та мікрочастинок катіони Ca^{2+} , Mg^{2+} і Fe^{2+} в контактних зонах також можуть утворювати сполуки, що є містками між цими частинками і що зміцнюють керамічний черепок. У цілому, в контактних зонах можуть формуватися складні сполуки, які утворюють на контактах точкові розплави після кристалізації, що є містками між частинками різного рівня.

Таким чином, управління формуванням структури та властивостей стінової кераміки, отриманої при знижених температурах випалу, можливе за рахунок модифікації механічно активованої алюмосилікатної сирови $Na-Fe$ -вмісними сполуками, що зумовлює формування в контактних зонах низькоплавких евтектик, які під час охолодження, кристалізуючись, об'єднують мінеральні частинки в моноліт.

[1] Августинник А.И. Керамика / А.И. Августинник.–Л.: Лениздат, 1975.–591с.

[2] Бережной А. С. Многокомпонентные системы окислов / А. С. Бережной.–К.: Наукова думка, 1970. – 542 с.

[3] Будников П. П. К термодинамике изменения каолинита при нагревании / П. П. Будников, О. П. Мчедлов-Петросян. – ДАН СССР, 1960. – № 12. – С. 349–356.

[4] Эйтель В. Физическая химия силикатов / В. Эйтель. – М.: Издательство иностранной литературы, 1962. – 1056 с.

[5] Ребиндер П. А. Избранные труды: Поверхностные явления в дисперсных системах. Физико-химическая механика / П. А. Ребиндер. – М.: Наука, 1979. – 382 с.

[6] Павлов В. Ф. Физико-химические основы обжига изделий строительной керамики / В. Ф. Павлов. – М.: Стройиздат. – 1997. – 240 с.

**ХАРАКТЕРНІ КОРОЗІЙНІ ПОШКОДЖЕННЯ НЕСУЧИХ ЗБІРНИХ І
МОНОЛІТНИХ ПЛИТ МОСТОВИХ ПРОГОНОВИХ КОНСТРУКЦІЙ
МОСТА ЧЕРЕЗ Р. ДНІПРО У М. ЗАПОРІЖЖЯ**

**CHARACTERISTIC CORROSIVE DAMAGES OF THE LOAD-BEARING
PREFABRICATED AND MONILITHIC SLABS OF THE BRIDGE SPAN
STRUCTURES OF THE BRIDGE OVER THE RIVER DNIPRO IN
ZAPORIZHZHIA**

*канд. техн. наук А.М. Тимошенко¹, канд. техн. наук С.В. Бутнік²,
канд. техн. наук О.В. Макаренко², О.Є. Недорез¹*

¹ТОВ «Будтехінжиніринг» (м. Харків)

²Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)

*A.M. Timoshenko¹, PhD (Tech.), S.V. Butnik², PhD (Tech.),
O.V. Makarenko², PhD (Tech.), O.Y. Nedorez¹*

¹«Budtechengineering» LTD (Kharkiv)

²Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)

Мости і прогонові конструкції відносяться до складнонавантажених конструкцій, з несприятливими експлуатаційними умовами. Типові дефекти і пошкодження прогонових конструкцій наведені в ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 [1]. При обстеженні моста через р. Дніпро у м. Запоріжжя виявлене характерне пошкодження, що не наведено в нормативних документах і не було виявлено при обстеженні у 2012 р. – удари плит прогонових конструкцій об несучі сталеві балки.

При виконанні обстеження з'ясовано, що під час експлуатації моста протікання води з проїзної частини моста через деформаційні шви призвело до інтенсивної корозії сталевих балок в місці спирання бетонних плит. Утворення продуктів корозії верхньої полки балки у вигляді шаруватої корозії змістили плити вгору. Локальне випучування плит призвело до збільшення динамічних навантажень на прогонові конструкції у вигляді ударів від транспортних засобів, що в свою чергу призвело до руйнування вирівнювального шару бетону між збірними плитами і руйнуванню бетону нижньої грані плити. На теперішній час частина крайніх плит (40 плит з 84) мають ушкодження і прогини при дії навантаження від автотранспорту близькі до гранично допустимої величини 1/400 (для консолі довжиною 1000-1200 мм складає 2,5-3,0 мм).

Для ділянок розвитку пошкодження для збірних плит характерні наступні пошкодження:

- рівномірна шарувата корозія верхньої полки сталеві балки (довжина пошкодженої ділянки до 1500 мм),
- часткове або повне руйнування вирівнювального шару бетону під плитою;

- відшарування захисного шару бетону плити з корозією робочої арматури.

На ділянках руйнування вирівнювального шару бетону під плитою плита, що деформується під дією навантаження від транспортного засобу відбувається удар плити о сталеву балку.

За аналогічною схемою відбувається розвиток пошкодження на ділянках з монолітними плитами прогонової будови. Розвиток пошкодження відбувається у наведеному порядку (корозія полки, руйнування вирівнювального шару бетону, часткове руйнування плити), при цьому інтенсивний розвиток пошкодження відбувається після того, як шар корозійних відкладень над сталеву балкою сягає величини у 35-40 мм.



Рис.1. Стан опор низових збірних плит по вісі 36



Рис.2. Стан опор низових збірних плит по вісі 41

[1] Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2012 [Чинні від 2013-12-01]. – К.: Мінрегіон України, 2013. – 45с. – (Національний стандарт України)

**ДОСЛІДЖЕННЯ РУХОМОСТІ БЕТОННИХ СУМІШЕЙ І
МОРОЗОСТІЙКОСТІ БЕТОНІВ**

**THE STUDY OF THE MOBILITY OF CONCRETE MIXTURES
AND FROST RESISTANCE OF CONCRETE**

*д-р техн. наук, С.М. Толмачов¹, канд. техн. наук Г.В. Бражник²,
канд. техн. наук О.А. Беліченко¹, канд. техн. наук Д.С. Толмачов³*

¹Харківський національний автомобільно-дорожній університет (м. Харків)

²Харківський державний автомобільно-дорожній коледж (м. Харків)

³ТОВ «Сучасні технології інфраструктури» (м. Харків)

***S.M. Tolmachov¹, DSc (Tech.), G.V. Brazhnik², PhD (Tech.),
O.A. Belichenko, PhD (Tech.), D.S. Tolmachov, PhD (Tech.)***

¹Kharkov national automobile und highway University (Kharkiv)

²Kharkiv State Automobile and Road College (Kharkiv)

³LLC "Modern infrastructure technologies" (Kharkiv)

Відомо, що для підвищення морозостійкості бетонів транспортного призначення в бетонну суміш додатково залучають бульбашки повітря. Для цього зазвичай застосовують повітровтягувальні хімічні добавки. При цьому дуже важливим є об'єм втягнутого повітря. Дослідження, проведені в цьому напрямку різними вченими, показали, що кожен відсоток додаткової кількості повітря знижує міцність бетону на 5...12 %. Тому рекомендована кількість додатково втягнутого в бетонну суміш повітря в різних країнах обмежується 3...7 %. Ця кількість залежить від максимальної крупності заповнювача, що застосовується, виду і кількості хімічних добавок, типу цементу. Дослідження дозволили встановити, що найбільші втрати міцності бетону також відповідають об'єму втягнутого повітря на цьому рівні. Але крім міцності, додаткове повітровтягування призводить до зниження експлуатаційних властивостей бетону. Наприклад, в бетонах підвищується водопоглинання, водонепроникність і стираність. Тому об'єм втягнутого в бетонну суміш повітря – це важливий параметр, що дозволяє регулювати більшість властивостей бетону. Необхідно також враховувати те, що повітря може потрапляти в бетонну суміш при її перемішуванні під час приготування в бетонозмішувачі.

В останні десятиліття для створення бетонів транспортного призначення застосовують бетонні суміші високої рухомості. В літературі відсутні результати досліджень, які показують, як пов'язані рухомість бетонної суміші і об'єм втягнутого повітря у ній. В даному випадку мова йде про повітря, яке залучається до суміш в результаті перемішування в бетонозмішувачі. Нами були проведені дослідження, які показали, що рухомість бетонних сумішей може мати значний вплив на кількість втягнутого повітря. Експерименти

проводили на бетонних сумішах без хімічних добавок, при постійній кількості цементу. При збільшенні рухомості бетонної суміші за рахунок збільшення витрати води, коректували склад суміші, зменшуючи вміст крупного та дрібного заповнювачів. Вихідний склад бетонної суміші: Ц – 380 кг/м³; П – 580 кг/м³; Щ₅₋₁₀ – 530 кг/м³; Щ₁₀₋₂₀ – 790 кг/м³.

Ці дослідження показали, що існує область рухомості бетонної суміші, в якій об'єм втягнутого повітря різко збільшується. Це відноситься до сумішей з осадкою конуса ОК = 16...21 см. Така осадка конуса відповідає марки за рухомістю S4 (P4). Бетонні суміші з такою рухомістю зазвичай використовують при виготовленні елементів мостів, в гідротехнічному будівництві. В останнє десятиліття їх почали застосовувати в дорожньому будівництві для виготовлення бетонних покриттів.

Основну небезпеку для бетонів транспортного призначення представляють одночасна дія негативних температур і агресивних солей. Нами були проведені дослідження морозостійкості бетонів, виготовлених із сумішей різної рухомості. Вони показали, що, незважаючи на високий об'єм втягнутого повітря в бетонній суміші, рухомість якої відповідає марці S4 (P4), морозостійкість бетону, який був виготовлений з цієї суміші значно нижче, ніж морозостійкість бетонів з менш рухомих сумішей. Морозостійкість цього бетону не відповідала марки за морозостійкістю F100. У сумішах, які відповідали марки за рухомістю S1 (P1)...S2 (P2), об'єм втягнутого повітря був в 2 рази нижче. Морозостійкість цих бетонів відповідала маркам за морозостійкістю F150...200.

Після цього були виготовлені бетонні суміші, що мають різну рухомість, але в їх склад був введений суперпластифікатор фірми MC Bauchemie – Fk 88. З них виготовляли зразки бетону, які також випробовували на морозостійкість. Відомо, що при введенні до складу бетонної суміші суперпластифікатора, кількість води можна значно зменшити. При цьому рухомість сумішей буде однаковою. Дослідження показали, що в цьому випадку морозостійкість бетонів зростає і досягає марки F200 при рухомості S4 (P4), марки F300 при рухомості S2 (P2) і марки F350 при рухомості S1 (P1).

**ЕЛЕКТРОПОВЕРХНЕВІ ВЗАЄМОДІЇ В СИСТЕМІ ГРУНТ-ШЛАК-
АКТИВНИЙ МУЛ**

**THE ELECTRIC SURFACE INTERACTION IN THE SOIL-SLAG-
BIOLOGICAL SOLIDS SYSTEM**

*д-р техн. наук Л.В. Трикоз¹, д-р техн. наук С.В. Панченко¹,
канд. техн. наук Д.О. Бондаренко², канд. техн. наук О.С. Борзяк¹,
д-р техн. наук А.А. Плуґін¹*

¹Український державний університет залізничного транспорту (м. Харків)

²Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)

*L. V. Trykoz¹, DSc (Tech.), S.V. Panchenko¹, DSc (Tech.),
D.O. Bondarenko², PhD (Tech.), O.S. Borziak¹, PhD (Tech.),
A.A. Plugin¹, DSc (Tech.)*

¹Ukrainian State University of Railway Transport (Kharkiv)

²Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)

Питання утилізації відходів у великих містах - це вельми актуальна проблема. Перш за все потрібно утилізувати відходи, що займають великі площі землі. Металургійні шлаки та активний мул станцій біологічного очищення міських стічних вод є типовими прикладами таких відходів. Вони створюють широку зону екологічного та соціального дискомфорту, якщо збираються та накопичуються у великих кількостях після обробки. Метою даної роботи є розробка нових ґрунтових матеріалів із застосуванням зазначених відходів. На властивості матеріалу може впливати рівень електричної взаємодії поверхні частинок ґрунту з компонентами досліджуваних систем. Наявність фазової границі та високий ступінь дисперсності компонентів вимагають врахувати знак заряду поверхні частинок та розмір частинок, вплив заряду на характер взаємодії між поверхнями і, таким чином, дозволяє визначити можливі способи модифікації поверхні для отримання необхідних матеріалів. Сюди входить модифікація поверхні агрегатів і заповнювачів, активація функціональних груп, стабільність дисперсної системи та контроль коагуляції, тощо.

Активний мул отримують в результаті процесу очищення промислових стічних вод. Це колоїдна дисперсна система, яка складається з мікробів з органічними та неорганічними речовинами, адсорбованими на їх поверхні. Біологічні тверді речовини складаються з білків до 30-50%. Це дозволяє використовувати його як в'язуче для поліпшення міцності ґрунтових матеріалів. Білки містять функціональні групи $-\text{COOH}$, $-\text{NH}_2$, $-\text{OH}$, які взаємодіють з гідроксильними групами, розташованими на поверхні глинистих частинок і утворюють просторові структури. Це те, що відрізняє стабілізацію ґрунту із використанням активного мулу від методів, що використовують інші в'язучі речовини. Органічна складова модифікує ґрунт, замінюючи іони в

гідратній оболонці на поверхні глинистих частинок. У нормальному стані частинки ґрунту утримуються силами електричної взаємодії, які утворюють шари негативно заряджених іонів у поверхні частинок. Ці шари визначають ступінь змочуваності частинок. Після заміни аніонів –ОН на поверхні частинок ґрунту молекулами стабілізуючого агента шар стабілізованого ґрунту набуває підвищеної щільності та додаткової міцності. Це дозволяє підвищити несучу здатність ґрунтових матеріалів. Поверхня подрібненого шлаку має власний електричний поверхневий потенціал. Його значення сильно залежить від хімічного складу шлаку. Це дозволяє зробити висновок про те, що електричні властивості поверхні складають основу для забезпечення міцності системи "ґрунт-шлак-активний мул". Зазначені процеси та реакції змінюють ґрунти. Як результат, утворюється новий ґрунтовий матеріал з новими будівельними властивостями.

Більшу стійкість та водостійкість, зниження деформативності та набування глинистих ґрунтів можна забезпечити за рахунок використання речовин з електричними поверхневими потенціалами протилежного знаку та утворення електрогетерогенних (між протилежно зарядженими поверхнями частинок ґрунту, шлаку та активного мулу) контактів. Стійкість контактів підтримується іон-іонними та іон-дипольними взаємодіями між потенціалвизначальними іонами частинок ґрунту, шлаку, органічних речовин і молекулами шарів адсорбованої води між ними. Ці контакти забезпечують максимальну стабільність та водонепроникність, зменшують деформативність та набування ґрунту.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ ТЕМПЕРАТУРОПРОВІДНОСТІ
ВОГНЕЗАХИЩЕНОЇ ДЕРЕВ'ЯНОЇ СТІНКИ**

**RESEARCH PROCESSES OF TEMPERATURE CONDUCTIVITY OF FIRE
PROTECTED WOOD WALL**

*д-р техн. наук Ю.В. Цапко^{1,2}, канд. техн. наук О.П. Бондаренко¹
канд. техн. наук М.В. Суханевич¹, д-р техн. наук О.О. Пінчевська²,
канд. техн. наук Н.В. Буйських², канд. техн. наук Ю.П. Лакида²
¹Київський національний університет будівництва і архітектури (м. Київ)
²Національний університет біоресурсів і природокористування України (м. Київ)*

*Y.V. Tsapko^{1,2}, DSc (Tech.), O.P. Bondarenko¹, PhD (Tech.),
M.V. Sukhanevych¹, PhD (Tech.), O.O. Pinchevska², DSc (Tech.),
N.V. Buys'kykh², PhD (Tech.), Y.P. Lakyda², PhD (Tech.)
¹Kyiv National University of Construction and Architecture (Kyiv)
²National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine (Kyiv)*

Останнім часом в Україні зросла зацікавленість до результатів наукових розробок в області створення високоєфективних засобів захисту будівельних конструкцій від впливу пожежі та їх впровадження при розробці ефективних вогнезахисних покриттів з метою їх використання при спорудженні як об'єктів загальнобудівельного, так і спеціального призначення для зберігання різних виробів, де використання антипіренних сумішей малоефективне. Тому встановлення параметрів при дії полум'я горючої рідини, дослідження процесу пригнічення проникнення високих температур і впливу покриття на цей процес є актуальною задачею.

Сучасні методи вогнезахисту включають використання покриттів, що спучуються, які являють собою складні системи органічних і неорганічних компонентів [1] та характеризуються високою спучувальною здатністю. Крім того, багато покриттів мають цілу низку недоліків, таких як нанесення окремих компонентів, втрати функціональних властивостей при збільшенні температури середовища [2]. Це означає, що не визначено, як саме протікає процес за умов температур у діапазоні розкладу вогнезахисного покриття.

Для досліджень ефективності вогнезахисту при дії високотемпературного полум'я при горінні горючої рідини використовували модельні зразки дерев'яних конструкцій, виготовленої з деревини товщиною дошки 19 мм середніми розмірами 400×400 мм і висотою 140 мм, та які було оброблено вогнезахисними покриттями:

– на неорганічній основі (патент України на корисну модель № 95440 "Вогнезахисне покриття для деревини") та на органо-мінеральній основі.

Зразок дерев'яної конструкції встановлювали на опорах. Під зразок та всередину зразка встановлювали термопари, які під'єднували до блоку вимірювання. Під зразок встановлюють металеве деко для пального та заливали відповідну кількість бензину в розрахунку $2,0 \text{ дм}^3$ на $0,5 \text{ м}^2$ площі зразка. Підпалювали пальне і зразок витримували в полум'ї протягом часу вигорання бензину та до відсутності самостійного горіння і тління. Контролювали температуру на внутрішніх поверхнях зразка (оберненій від дії полум'я).

На рис. 1 приведено значення температури на внутрішніх поверхнях зразків дерев'яної конструкції.

В результаті проведених випробувань встановлено:

– необроблений модельний зразок дерев'яної конструкції здатний до займання та поширення полум'я поверхнею після запалювання його модельним вогнищем, що призводить до руйнування конструкції, температура горіння в середині сягала понад $600 \text{ }^\circ\text{C}$;

– модельний зразок дерев'яної конструкції оброблений неорганічним захисним покриттям після вигорання модельного вогнища в окремих місцях палахкотів, що не призвело до руйнування конструкції, при цьому зафіксовано температуру на внутрішніх стінках близько $200 \text{ }^\circ\text{C}$, що є неприйнятною для зберігання окремих видів матеріалів, натомість зразок оброблений органо-мінеральним захисним покриттям не горів, при цьому зафіксовано температуру на внутрішніх стінках менше $140 \text{ }^\circ\text{C}$.

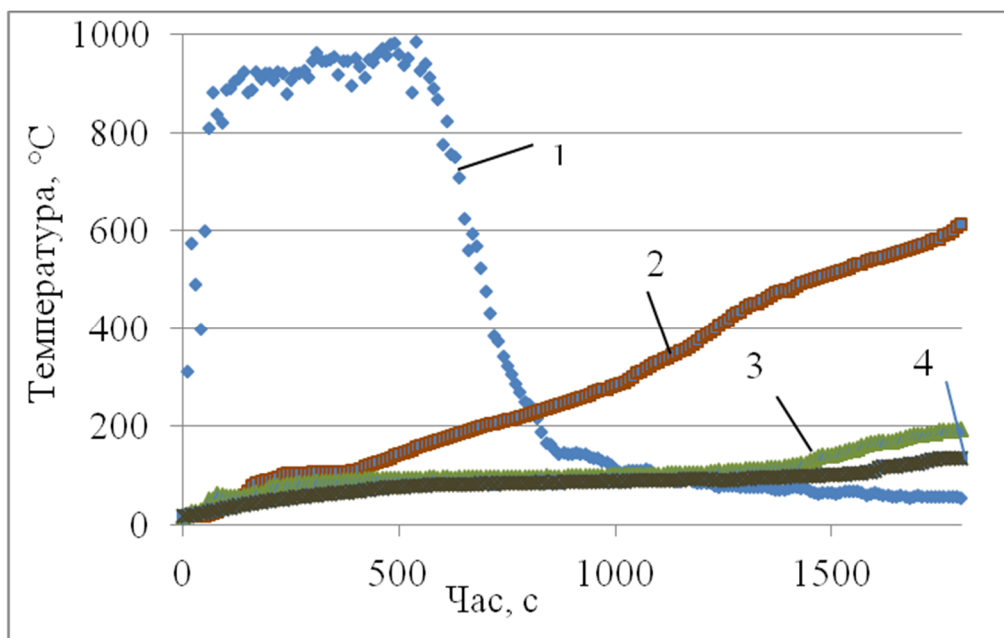


Рис. 1. Залежність температури на поверхні стінки дерев'яної конструкції від тривалості вогневого впливу: 1 – нагрівна температурна крива; на необігрівій поверхні дна: необробленої (2); вогнезахисненої покриттям: на неорганічній основі (3), на органо-мінеральній основі (4).

Розрахований коефіцієнт ефективності вогнезахисту обробленого зразка дерев'яної конструкції збільшується в 4,4 разів для вогнезахищеного органічно-мінеральним покриттям та в 3,3 рази – для зразка вогнезахищеного неорганічним покриттям.

[1] Tsapko, Yu., Bondarenko, O., Tsapko, A. Effect of a flame-retardant coating on the burning parameters of wood samples. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. – Vol. 2, №2/10 (98) 2019. – pp. 49-54.

[2] K. Md Nasir, N.H. Ramli Sulong, M.R. Johan, A.M. Afifi. An investigation into waterborne intumescent coating with different fillers for steel application. *Pigment & Resin Technology*, 2018. – Vol. 47, [Issue 2](#). – pp.142-153.

УДК 614.842

ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ БАЛОК ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ ІНТУМЕСЦЕНТНИМ ПОКРИТТЯМ

FIRE RESISTANCE OF WOOD BEAMS OF FIRE PROTECTED COATINGS

**д-р техн. наук Ю.В. Цанко^{1,2}, О.Ю. Цанко²,
канд. техн. наук О.П. Бондаренко¹, М.В. Кобрин²**

¹Київський національний університет будівництва і архітектури (м. Київ)

²Національний університет біоресурсів і природокористування України (м. Київ)

**Y.V. Tsapko^{1,2}, DSc (Tech.), A.Y. Tsapko²,
O.P. Bondarenko, PhD (Tech.), M.V. Kobrin²**

¹Kyiv National University of Construction and Architecture (Kyiv)

²National University of Life and Environmental Sciences of Ukraine (Kyiv)

Зниження пожежної небезпеки будівельної деревини є завданням не лише економічним, а має соціальну та екологічну спрямованість. В будівництві все більш інтенсивно ведеться пошук нових високоефективних засобів вогнезахисту деревини. Але вогнезахист сьогодні повинен не тільки забезпечувати нормовану вогнестійкість деревини, а також зберігати її експлуатаційні параметри, вирішувати екологічну безпеку і довговічність. Тому важливою проблемою забезпечення життєдіяльності та безпечного функціонування об'єктів будівництва є розроблення спучуючих вогнезахисних покриттів, що можуть бути високоефективними у спеціальних галузях будівництва.

Найпростіші вогнезахисті засоби на основі неорганічних в'язучих матеріалів містять у своєму складі зв'язану воду, яка під час нагрівання випаровується і блокує перенос тепла до захищеної поверхні. У якості зв'язки використовують здебільшого натрієве рідке скло, портландцемент, глиноземистий цемент, фосфатні і алюмосилікатні в'язучі [1]. Такі матеріали характеризуються незначною еластичністю, при дії температурного фактору в навколишнє довкілля виділяють тільки водяні пари, а також не забезпечують

достатньої адгезійної міцності [2]. Натомість покриття на основі неорганічних та органічних речовин здатні до утворення на поверхні, що захищається, спученого шару коксу, який у значній мірі знижує процеси теплопередачі [3].

Тому встановлення довготривалого часу термічного впливу на теплопровідність та ефективності вогнезахисту є невирішеною складовою забезпечення вогнестійкості будівельних конструкцій.

Для встановлення групи горючості дерев'яної будівельної конструкції та визначення межі поширення вогню для будівельних огорожувальних конструкцій використовували зразки деревини, необроблені та які оброблювали вогнезахисним інтумесцентним покриттям на основі органічних та мінеральних речовин, що піддали термічній дії.

Результати досліджень групи горючості дерев'яної будівельної конструкції наведено на рис. 1 та встановлено, що деревина, вогнезахиснена інтумесцентним покриттям на основі органічних та мінеральних речовин, відноситься до будівельних матеріалів низької горючості (Г1), а необроблену деревину класифіковано як будівельний матеріал підвищеної горючості (Г4).

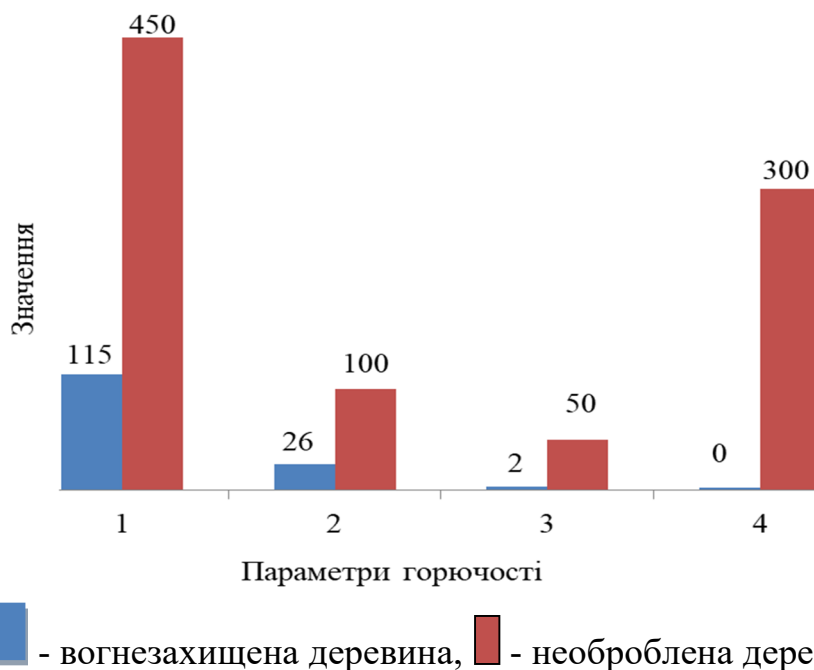


Рис. 1. Визначення групи горючості деревини: 1 - температура димових газів (T , $^{\circ}\text{C}$); 2 - ступінь пошкодження зразків за довжиною (S_L , %); 3 - ступінь пошкодження за масою (S_m , %); 4 - тривалість самостійного горіння (ϕ , с)

В результаті випробувань межі поширення вогню для будівельних огорожувальних конструкцій середні значення товщини спученого шару покриття в зоні вогневого впливу на зразку №1 склало 16 мм, зразку №2 – 11 мм, а зразку №3 – 18 мм. Пошкодження (обвуглювання, оплавлення і вигорання деревини балок) зразків №1 та №3 в контрольній зоні не відбулося. Пошкодження зразка №2 в контрольній зоні відбулося на довжину 19,8 мм (пошкодилися лише нижні кути балки). Межа поширення вогню по зразках №1 та №3 дорівнює $0 \times 1,2 = 0$ см. Межа поширення вогню по зразку №2 дорівнює

19,8x1,2=24 см.

У результаті отриманих випробувань встановлено, що балки з деревини сосни перерізом 180x50 мм, на які нанесено вогнезахисне покриття «ФАЄРВОЛ-ВУД» товщиною (сухий стан) 1,21 та 1,42 мм, за межею поширення вогню належить до групи М0, а при нанесені 0,72 мм - належить до групи М1.

[1] Tsapko Yu., Tsapko A. Establishment of the mechanism and fireproof efficiency of wood treated with an impregnating solution and coatings. East European Journal Enterprise Technologies. – Vol. 3, №10 (87), 2017. – p. 50-55.

[2] Tsapko Yu., Kyrycyok V., Tsapko A., Bondarenko O., Guzii S. Increase of fire resistance of coating wood with adding mineral fillers. MATEC Web of Conferences 230, 02034 (2018), Proceed. 7th International Scientific Conference “Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings”. – Transbud-2018. – Kharkiv; 14-16 November, 2018. – Kharkiv, Ukraine, 2018. – 6 p.

[3] B.K. Ciriipi, Y.C. Wang, B. Rogers B. Rogers. Assessment of the thermal conductivity of intumescent coatings in fire. Fire Safety Journal.– Vol. 81. – 2016. – P. 74-84.

УДК 691.322:666.97

ПІДВИЩЕННЯ ВОДОСТІЙКОСТІ МАГНЕЗІАЛЬНИХ В'ЯЖУЧИХ INCREASING THE WATER RESISTANCE OF MAGNESIUM BINDERS

*канд. техн. наук В.В. Шульгін, канд. техн. наук О.В. Демченко,
канд. техн. наук Р.В. Петраш*

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (м. Полтава)

*V.A. Shulgin, PhD (Tech.), O.V. Demchenko, PhD (Tech.),
R.V. Petrash, PhD (Tech.)*

Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University (Poltava)

Останнім часом поширилося виробництво виробів на основі магнезіальних в'яжучих. По багатьом показникам магнезіальні в'яжучі стоять на порядок вище від цементних в'яжучих.[1]. Каустичний магнезит, що одержують після випалення при відносно невисоких температурах деяких природних мінералів, у складі яких значна кількість карбонату або гідроксиду магнію (магнезит, доломіт), замішаний водним розчином магнеєвих солей (сульфатом або хлоридом магнію - бішофітом), утворює пластичну масу, що володіє в'яжучими властивостями. Унікальність магнезіального в'яжучого полягає в поєднанні його високих в'яжучих властивостей і сумісності практично з будь-якими видами заповнювачів, зокрема органічного природного і штучного походження [2]. Цементний камінь, що утворюється на основі магнезіального в'яжучого, є твердим розчином солей складного складу. Саме на основі магнезіального в'яжучого одержують різні каменеподібні матеріали з наперед заданими властивостями під загальною назвою «магноліт» [3].

Залежно від того, які наповнювачі використовуються, магноліт володіє механічною міцністю при стисненні, на рівні самих високоміцних бетонів, (а при згині міцність перевершує бетони в 3-5 разів без використання додаткових армуючих матеріалів), а також короткими термінами її набору. Крім того, це

найміцніший зі всіх відомих теплоізоляційних будівельних матеріалів на мінеральних в'язучих при рівній з ними щільності [4].

Магнезіальне в'язуче і вироби на його основі є біологічно інертними, тобто екологічно безпечними, але існує єдина проблема – магнезит не водостійкий [5]. Вирішення саме цієї проблеми поставлено за мету в даній роботі.

Мета роботи підвищення водостійкості бетонів на основі магнезіальних в'язучих за рахунок введення добавки BUTONAL NS 198 та оптимізація складу бетону на магнезіальних в'язучих.

Для даного дослідження була вибрана суміш із наступних матеріалів. В якості в'язучого використовуємо каустичний магнезит. Випробування магнезиту проводилося у відповідності з вимогами. Розчин бішофіту Полтавського родовища - це кристалічна речовина $MgCl_2 \cdot 6H_2O$, яка залягає на глибині 2400 – 2600 м. Видобувають методом підземного вилужування у вигляді водного розчину з густиною від 1,25 до 1,31 г/см³. Солевий склад розчину бішофіту (мас. %): NaCl – 0,59; KCl – 0,31; $MgCl_2$ – 36,15; $CaSO_4$ – 0,05; $FeCl_3$ – 0,038; H_2O – 62,8. Дефекат (відход цукрового виробництва) насипна густина 0,766 г/см³. В якості добавки використано полімерний латекс BUTONAL NS 198.

Планування експериментів та вибір оптимальної кількості добавки до бетону на магнезіальному в'язучому з використанням математико-статистичних методів проводилось при використанні кількох складів бетону з різною рухливістю розчинової суміші; при побудові залежностей, необхідних для коректування складу бетону у процесі його виготовлення.

Таблиця 1. План експериментів та результати дослідів у віці 28 діб

№ дослідів	План експеримента		Натуральні значення змінних		Границя міцності при стиску, МПа	Водопоглинання, %	Коефіцієнт розм'якшення
	X ₁	X ₂	Д/М	Витрати бутаналу, %			
1	1	1	2,65	3	20,85	8,17	0,98
2	1	-1	2,65	1	17,33	9,20	0,85
3	-1	1	0,85	3	39,87	9,24	0,94
4	-1	-1	0,85	1	34,89	9,79	0,81
5	1	0	2,65	2	19,29	8,79	0,94
6	-1	0	0,85	2	37,45	9,97	0,89
7	0	1	1,75	3	35,59	8,98	0,96
8	0	-1	1,75	1	32,09	9,74	0,82
9	0	0	1,75	2	35,83	9,30	0,91
10	0	0	1,75	2	35,83	9,31	0,92
11	0	0	1,75	2	35,83	9,29	0,90

Результати дослідів обробляються з використанням методів математичної статистики. Отримане алгебраїчне рівняння, відображає зв'язок між досліджуваними властивостями матеріалів і вихідними факторами. Витрати

матеріалів розраховувалися для двохфакторної матриці.

В результаті обробки експериментів отримані алгебраїчні рівняння водопоглинання, коефіцієнта розм'якшення і границі міцності при стиску бетону на основі магнезійних в'язучих в досліджуваних межах зміни факторів.

В даній роботі доказана можливість підвищення водостійкості бетону на основі магнезійних в'язучих шляхом введення до складу бетону добавки BUTONAL NS 198.

Підібраний склад бетону на основі магнезійних в'язучих з коефіцієнтом розм'якшення $K_p = 0,98$, шляхом введення до складу бетону бутоналу.

Оптимальним складом для одержання бетону на основі магнезійних в'язучих з $K_p = 0,98$ є відношення д/м= 2,65 і витрата бутоналу 3% від витрати магнезиту. Для зменшення собівартості продукції та підвищення водостійкості, пропонується введення заповнювача – дефекату.

[1] Зырянова В. Н. Водостойкие композиционные магнезиальные вяжущие вещества на основе природного и техногенного сырья: автореф. докт. тех. наук. Томск, 2015. 430 с..

[2] Дворкин Л. И. Строительные материалы из отходов промышленности: учеб. пособ.– Ростов-на-Дону: Феникс, 2007. 363.

[3] V.A.Abyzov Lightweight Refractory Concrete Based on Aluminum-Magnesium-Phosphate Binder Procedia Engineering Volume 150, 2016, Pages 1440-1445

[4] Bondar V. Experimental study of properties of heavy concrete with bottomash from power stations / V. Bondar, V. Shulgin, O. Demchenko, L. Bondar // МАТЕС Web of Conferences 116, 02007 (2017)

[5] Сизиков А. М., Шаповалова Е. В. Пути повышения качества магнезиальных бетонов: Монография. – Омск СибАДИ, 2009 . – 92 с.

УДК 666.97 (075.8)

ПЕРЕТВОРЕННЯ ЗАЛЕЖНОСТЕЙ ЛЯМЕ ТА КЛЕЙНАСТОСОВНО ДО РОЗРАХУНКУ БЕТОННИХ ТРУБОПРОВОДІВ

DEPENDENCE OF LAMİ AND KLİN TRANSFORMATION FOR CONCRETE PIPELINE DESIGN CALCULATION

*канд. техн. наук Юніс Башір Н, канд. техн. наук Л.В. Саєнко
Харківський національний університет будівництва та архітектури (м. Харків)*

***B.N. Younis, PhD (Tech.), L.V. Saienko, PhD (Tech.)**
Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)*

Для самопливних-напірних зрошувальних і водовідвідних систем застосовуються залізобетонні і бетонні неармовані труби. Бетонні труби приблизно в 2 рази дешевше залізобетонних. Вони більш довговічні при наявності контакту з засоленими ґрунтовими водами, оскільки не містять схильної до корозії арматури. Однак в деяких (важких) умовах укладання їх міцність виявляється недостатньою.

Завдання досліджень - визначити напруги в стінках бетонних труб при спільній дії зовнішнього навантаження (що стискає трубу) і внутрішнього тиску

від рідини що транспортується під напором. Аналіз характеру і величини напруг необхідний для підбору матеріалу стінок труб, а також для встановлення можливого поєднання граничних зовнішніх навантажень (глибина залягання трубопроводу, величина робочого напору рідини).

Навантаження на підземні трубопроводи можна розділити на дві групи:

1. тиск ґрунту, тиск відтранспортних засобів, що проїжджають (зовнішнє навантаження) P ;
2. тиск рідини, що транспортується (внутрішнє навантаження) - q .

Навантаження P прийнято (в нормативних документах) приводити в т/м.пог. Під дією P в перетині труби виникають згинальні моменти, (рис.2, а), які досягають максимального значення на лінії прикладання P у внутрішній поверхні труби (точки A і A_1). В цих точках нормальні кільцеві напруги у r мають максимальне значення і визначаються по залежності [3]:
$$y_p = \frac{1,1 \cdot p \cdot r_c}{B \cdot c^2}$$

P - наведене навантаження; r_c - середній радіус труби; c - товщина стінки.

Примітка: оскільки в нормах P дається у т/м.пог., наведене в нормах значення P необхідно перетворити в кг/см. Від внутрішнього тиску q (кг/см²). Нормальні напруги u_q рівномірно розподілені по всьому контуру перетину, досягаючи максимуму у внутрішній поверхні. Їх величина визначається класичною формулою Лямеу якій r_H і r_B - відповідно внутрішній і зовнішній радіус труби, см; q - внутрішній тиск, кг/см². Нормальні напруги u_q рівномірно розподілені по всьому контуру перетина, досягаючи максимуму у внутрішній поверхні.

Для практичних розрахунків несучої здатності труби необхідно вирішити кілька завдань:

1. пряма задача. За заданим навантаженням (P і q) і геометричним розміром труби (r і c) визначити величину нормальних напружень в зоні A .

2. зворотня задача. За заданим навантаженням (P і q) і міцності матеріалу (R_{bt}) розрахувати необхідну величину «с» - товщину стінки труби.

Рішення прямої задачі. За принципом незалежності, дії сил сумарної напруги σ_A в точці A складається з напруг від зовнішнього навантаження (d_p) і

внутрішнього тиску (d_q):

$$\sigma_A = \frac{1,1 \cdot p \cdot r_c}{B \cdot c^2} + q \frac{r_H^2 + r_B^2}{r_H^2 - r_B^2}$$

Рішення зворотної задачі пов'язане зі значними труднощами, оскільки у кожному значенні r у прихованій формі міститься величина «с», а рівняння

$$\sigma_A = \frac{1,1 \cdot p \cdot (r_B + \frac{c}{2})}{c^2} + q \frac{(r_B + c)^2 + r_B^2}{(r_B + c)^2 - r_B^2}$$

набуває вигляду:

Для спрощення цієї залежності, на підставі аналізу геометрії труби виявлено, що в інтервалі застосовуваних діаметрів бетонних труб: 100...1000 мм залишається практично незмінним співвідношення $n = d/c$ деякими відхиленнями. Введення співвідношення $n = \frac{d}{c}$ дозволило отримати нові перетворені залежності від зовнішнього стискання зусилля P і внутрішнього

тиску рідини, які необхідні для розрахунку трубопроводів.

В результаті, перетворення відомих залежностей, що дозволяють визначити нормальні кільцеві напруги від зовнішнього еквівалентного навантаження і внутрішнього тиску по залежності Ляме, можна отримати нові перетворені залежності для обчислення напружень в трубах при спільній дії внутрішнього тиску і зовнішнього (наведеного) навантаження. Використання отриманих рівнянь дозволяє визначити діапазон області застосування бетонних труб (без металевої арматури) і підбирати склад бетону для виробництва труб.

[1] Вандоловскій А.Г., Юніс Б.Н. Перспективи застосування бетонних труб замість залізобетонних для зрошувальних систем. / Науковий вісник будівництва. - Харків: ХОТВ АБУ, №48. -2008.

[2] Клейн Г.К., Розрахунок підземних трубопроводов. М.: «Стройиздат», 1969.

[3] Никифоров С.Н. Теорія пружності і пластичності, М.: «Стройиздат», 1955.

[4] Самулі В.І. Основи теорії пружності і пластичності. М.: «Вища школа», 1970

УДК 691.32/34

РОЛЬ АКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТРУКТУРЫ В ЖИЗНЕННОМ ЦИКЛЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ROLE OF ACTIVE STRUCTURAL ELEMENTS IN LIFE CYCLE OF BUILDING CONSTRUCTIONS

*д-р техн. наук В.Н. Выровой, д-р техн. наук О.А. Коробко,
д-р техн. наук В.Г. Суханов, канд. техн. наук А.А. Постернак
Одесская государственная академия строительства и архитектуры (г. Одесса)*

*V.N. Vyrovoy, DSc (Tech.), O.A. Korobko, DSc (Tech.),
V.G. Sukhanov, DSc (Tech.), A.A. Posternak, PhD (Tech.)
Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture (Odessa)*

К жизненному циклу строительных конструкций относят период времени ее существования как определенной системной целостности с момента изготовления и выполнения проектных функций до вывода из режима эксплуатации. Это означает, что в течение всего указанного периода реализуется совокупность взаимосвязанных и взаимообусловленных процессов и стадий структурных изменений, которые обеспечивают безопасность функционирования конструкций. История «жизни» конструкции формируется под влиянием личных историй отдельных элементов структуры. Элементами структуры, которые самым существованием в структуре любого композита определяют условия жизненной истории конструкции-системы, являются трещины и внутренние поверхности раздела (ВПП), а также локальные и интегральные остаточные деформации. Выделенные элементы относятся к условно «невидимым» составляющим структуры материалов. Условная невидимость трещин, ВПП и деформаций заключается в объективном их присутствии в материале, что показывают практически все экспериментальные

исследования, но при объяснении и интерпретации полученных результатов они остаются незамеченными.

Трещины, внутренние поверхности раздела и остаточные деформации можно выделить как активные элементы структуры, поскольку они способны реагировать на любые воздействия в одном с ними темпоритме, предопределяя своевременное проявление структурной адаптации (самоорганизации). Этим обеспечивается внешняя и внутренняя безопасность работы конструкций в период эксплуатации. Однако, трещины, внутренние поверхности раздела и деформации могут сократить историю «жизни» конструкции, выводя ее на путь деградации и гибели. Таким образом, трещины, ВПР и деформации выполняют как структурообразующую, так и разрушающую роль в жизненном цикле конструкции. Поэтому важной задачей следует считать анализ роли активных элементов в жизненном цикле строительных конструкций.

Конструкция как система проходит определенные основные этапы своей «жизни», на каждом из которых реализуются специфические процессы.

Зарождение и развитие технологических трещин, ВПР и деформаций в структуре материала происходит на этапе рождения и становления системы в результате различных механизмов структурообразования, индивидуальных для каждого отдельного уровня структуры сложноорганизованных материалов. Конструкция вступает в рабочий жизненный цикл с определенным набором активных элементов на всех уровнях структурных неоднородностей.

В период функционирования материал конструкции воспринимает весь комплекс эксплуатационных нагрузок, на который в первую очередь реагируют активные элементы. В этот период проявляются следующие свойства трещин как созидателей структуры:

- релаксация деформаций и напряжений в материале, примыкающем к берегам трещин (трещины-релаксаторы);
- образование новых площадей поверхности берегов, что способствует включению в работу метастабильных элементов (трещины-триггеры);
- трансформация трещин во внутренние поверхности раздела и наоборот, что ведет к образованию новых элементов – структурных блоков (трещины-преобразователи структуры);
- рассеивание избыточной энергии путем образования новых поверхностей (трещины-диссипаторы). Следует отметить, что каждая трещина, в зависимости от конкретной ситуации, проявляет то или иное свойство. В этом проявляется созидательная роль трещин на каждом уровне неоднородностей (подсистемах) и во всей системе. Происходит постоянная структурная перестройка, которая способствует повышению разнообразия структуры в иерархичных системах.

В функционирующей системе может возникнуть ситуация, при которой «трещины-созидатели» вырождаются в «трещины-разрушители», что является предвестником снижения параметров свойств и начала периода гибели системы. Возникает ситуация, при которой один из элементов структуры берет на себя функцию системы, в которой он возник. Это элемент, в нашем случае магистральная трещина (трещина разрушения), замыкает цель создания и

существования системы на себя и в первую очередь воспринимает весь комплекс эксплуатационных нагрузок, что способствует ее собственному росту. При размере, сопоставимом с размерами отдельных подсистем, трещина разрушения уже не «чувствует» их структурных особенностей. Это резко снижает структурное разнообразие конструкции как системы. Трещина разрушения сама становится системой, которая для обеспечения приоритета собственного развития использует все потенциальные возможности базовой системы и ее структурные особенности. Появление магистральных трещин приводит к завершению жизненного цикла конструкции как объекта с определенной целевой установкой.

Проведенный анализ будет способствовать решению задач, связанных с повышением безопасности функционирования конструкций и изделий за счет направленного «наведения» активных элементов в виде трещин и внутренних поверхностей раздела с обязательным учетом влияния остаточных деформаций.

УДК 624.15.004.75

МОДИФИЦИРОВАННЫЕ РАСТВОРЫ ДЛЯ РЕМОНТНЫХ РАБОТ И ЭЛЕМЕНТОВ МНОГОСЛОЙНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СИСТЕМА ХРАНЕНИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ

MODIFIED MATRIXES FOR REPAIR WORKS AND ELEMENTS OF MULTILAYERED STRUCTURES AND DATAWAREHOUSE SYSTEM FOR RESEARCH RESULTS

*канд. техн. наук С.И. Гришин¹, д-р техн. наук Е.С. Шинкевич²,
А.А.Тертычный², А.И. Сурков²*

¹ *Одесский Национальный политехнический университет (г. Одесса)*

² *Одесская государственная академия строительства и архитектуры (г. Одесса)*

*S.I. Grishin¹, PhD (Tech.), E.S. Shinkevich², DSc (Tech.),
A. A. Tertychny², A.I. Surkov²*

¹ *Odessa National Polytechnic University (Odessa)*

² *Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture (Odessa)*

Современное строительство требует применения новых эффективных материалов, среди которых важное место занимают высококачественные мелкозернистые растворы и высокоподвижные смеси. Получение мелкозернистых растворных смесей высокой однородности, жизнестойкости и прочности невозможно без использования полифункциональных добавок-модификаторов, наиболее эффективными из которых являются комплексы на основе суперпластификаторов и высокодисперсных минеральных добавок на основе микрокремнезема. Однако препятствием к широкому применению таких комплексов в Украине является их высокая стоимость. Конкурентоспособной

минеральной добавкой, как показано в работах Дворкина Л.И. является высокоактивный метакаолин, представленный в виде дисперсного порошка в результате обжига обогащенных метакаолиновых глин. Различные кремнеземсодержащие активные микро- и макронаполнители с различными величинами площади удельной поверхности, структурой и полиминеральным составом могут по-разному влиять на реологию смесей, процессы структурообразования и твердения растворов.

Важным нововведением в технологии высокоподвижных смесей и растворов является применение высокоскоростных смесителей-активаторов. Активация способствует снижению вязкости без изменения В/Т, или снижению В/Т отношения при неизменной вязкости. Применение активированных смесей с пониженными значениями В/Т или В/Ц обеспечивает высокую стойкость к трещинам и высокую адгезию к различным основам, а на пористых наполнителях - еще и высокие теплозащитные и акустические свойства. В то же время вопросы совместного действия этих добавок и приоритетность их влияния на свойства смесей и бетонов; разработка высокоподвижных смесей с различными пластификаторами изучены недостаточно.

Одним из факторов, позволяющих интенсифицировать исследования в этой области и внедрение результатов исследования, является применение информационных технологий, в частности – систем поддержки принятия решений (СППР). Систематизация исследуемых параметров и экспериментальных результатов позволяют быстро ответить на вопросы, возникающие у производителей в процессе принятия решений, а также увеличить объем моделирования, снизить вероятность ошибочных решений. Однако вопросы проектирования систем компьютерного материаловедения не получили освещения в литературе.

Цель работы: разработка составов мелкозернистых бетонов, модифицированных разными по происхождению и строению кремнеземистыми добавками – микро и макро наполнителями, получение на их основе растворов полифункционального назначения с высокими физико-механическими и эксплуатационными свойствами, а также параллельное обследование алгоритмов синтеза растворов для определения общих для СППР компьютерного материаловедения шаблонов проектирования.

Для достижения поставленной цели необходимо решить задачи:

1. проанализировать по ЭС моделям закономерности влияния кремнеземсодержащих добавок макро- и макронаполнителей различной природы с различной площадью удельной поверхности, и добавок-суперпластификаторов на реологические, физико-механические, строительно-эксплуатационные свойства смесей и бетонов, приготовленных двумя разными способами;

2. разработать оптимальные составы для оштукатуривания, монтажа, кладки и устройства элементов полов с улучшенными свойствами с учетом технологий их приготовления;

3. в результате мониторинга процесса синтеза составов мелкозернистых бетонов на основе высокоподвижных смесей модифицированных полифункциональными модификаторами определить возможные паттерны проектирования СППР.

Проанализированы возможности и перспективы модификации составов мелкозернистых растворов органоминеральными добавками которые не вредят окружающей среде. Обоснован выбор компонентов состава и технологические параметры приготовления растворных смесей для устройства различных элементов конструкций с улучшенными свойствами с учетом условий эксплуатации и комфорта.

Определен перечень типовых проектов, рекомендуемых для компоновки сборки СППР для ЕС-моделирования мелкозернистых бетонов полифункционального назначения, разработана информационная модель хранилища данных СППР.

УДК 691.32/34

БЕЗОПАСНОСТЬ ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ БЕТОНОВ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ТВЕРДЕНИИ

FUNCTIONAL SAFETY OF CONCRETES AT LONG-TERM HARDENING

*д-р техн. наук О.А. Коробко, канд. техн. наук Ю.О. Загорчешный,
канд. техн. наук И.М. Постернак, Н.Ф. Уразманова*

Одесская государственная академия строительства и архитектуры (г. Одесса)

*O.A. Korobko, DSc (Tech.), Yu.O. Zakorchemny, PhD (Tech.),
I.M. Posternak, PhD (Tech.), N.F. Urazmanova*

Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture (Odessa)

Наиболее значимые научные работы по изучению прочности бетонов в поздние сроки твердения проведены несколько десятков лет назад, поэтому возникают определенные ограничения на использование их результатов в настоящее время. Это связано с тем, что не учитываются особенности современных цементов и технологии производства бетонов. Поэтому важной проблемой является накопление экспериментальных результатов по определению прочностных показателей тяжелых и легких бетонов во времени.

Потенциальная возможность повышения уровня механических свойств композитов на минеральных вяжущих сохраняется на протяжении длительного периода. Начальные структуры наследственно определяют изменение свойств материала во времени. Для повышения безопасности функционирования изделий и конструкций, в том числе эксплуатирующихся в составе зданий и сооружений железнодорожного транспорта, следует учитывать разнообразие многоуровневой структуры бетонов. Можно предположить, что увеличение

структурного разнообразия на уровнях микро- и макроструктур при направленном изменении параметров внешних воздействий обусловит такую организацию структуры, при которой будет гарантироваться сохранение или повышение уровня показателей качества при длительных сроках твердения. Для подтверждения этого была поставлена задача – проанализировать изменение структуры и свойств бетона и керамзитобетона во времени.

Направленное изменение соотношений адгезионно-когезионных сил связи на границе раздела между цементной составляющей и заполнителями (R_A/R_K) способствует организации структур, обеспечивающих улучшение показателей свойств «зрелых» бетонов, как на уровне частиц вяжущего, так и на макроуровне. Это подтверждается анализом коэффициентов, полученных по экспериментальным результатам. Изменение интегральной поврежденности бетонов, выражаемой как суммарная протяженность технологических трещин и внутренних поверхностей раздела [1], на протяжении длительного хранения свидетельствует о непрерывном протекании структурных трансформаций.

В условиях эксперимента поврежденность тяжелого бетона увеличилась при формировании структуры в условиях $R_A=R_K$ на 21% и 29%, по сравнению со структурами, организованными при $R_A<R_K$ и $R_A>R_K$, соответственно. Для керамзитобетона избирательность адгезии цементной матрицы к поверхности заполнителей ведет к образованию структур, которые обеспечивают значения поврежденности на 19-39% меньше значений $K_{п1}$ керамзитобетонных образцов традиционных составов.

Развитие магистральной трещины повторяет траекторию начальных трещин и внутренних поверхностей раздела, которые присутствуют в материале до эксплуатации. Условия развития трещин разрушения определяются количеством и рельефом берегов наследственных трещин и внутренних поверхностей раздела, ориентированных по фронту их движения. Значения коэффициента поврежденности $K_{п1}$, через который можно оценить протяженность трещины разрушения, при структуре, инициированной в условиях $R_A=R_K$, были меньше на 7-18%, чем показатели $K_{п1}$ образцов со структурой, образованной при совершенной или отсутствующей адгезии матричной составляющей к поверхности заполнителей.

Изменение начальной поврежденности и параметров магистральных трещин во времени определяется организацией структуры строительных композитов на ранних сроках структурообразования. Таким образом, начальная структура под влиянием принятых структурообразующих факторов наследственно определяет структурные изменения и проявление физико-технических свойств бетона и керамзитобетона при длительном твердении.

Структурные изменения, связанные с подрастанием трещин и их переходом в ранг внутренних поверхностей раздела, наряду с процессами гидратации реликтовых зерен вяжущего [2], определяют повышение во времени уровня механических и деформативных свойств бетонов. В условиях организации структуры бетона и керамзитобетона при $R_A=R_K$ прочность бетонов при сжатии повысилась до 18%, модуль упругости увеличился до 24%,

показатели водопоглощения уменьшились до 36% при уменьшении величины открытой пористости до 44%.

Проведенные исследования и анализ позволяют заключить, что повысить уровень свойств бетонов на плотных и пористых заполнителях можно за счет направленной организации структуры на макроуровне. Начальные структуры задают пути последующих структурных изменений, что влияет на изменение свойств готового материала во времени. Структурное разнообразие определяет потенциальные изменения структуры, тем самым, способствуя поддержке показателей качества бетонов при длительных сроках твердения. Это следует учитывать при проектировании составов и технологии изготовления бетонов, предназначенных для сложных условий эксплуатации.

[1] Суханов В.Г. Структура материала в структуре конструкции [Текст]: монография / В.Г. Суханов, В.Н. Выровой, О.А. Коробко. – Одесса : «ПОЛИГРАФ», 2016. 244 с.

[2] Чернявский, В.Л. Адаптация абиотических систем: бетон и железобетон [Текст]: монография / В.Л. Чернявский. – Д. : ДНУЖТ, 2008. 412 с.

УДК 666.9

**ИЗВЕСТКОВО-ГИПСОВЫЕ ВЯЖУЩИЕ В ТЕХНОЛОГИИ
ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ
СИСТЕМЫ $\text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{SiO}_2$**

**LIME-GYPSUM BINDERS IN THE TECHNOLOGY OF HEAT
INSULATING MATERIALS SYSTEMS $\text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{SiO}_2$**

*д-р техн. наук С.М. Логвинков, канд. техн. наук О.Н. Борисенко,
канд. сельск. - хоз. наук А.А. Ивашура, канд. техн. наук В.Г. Кобзин,
канд. техн. наук Г.С. Попенко*

*Харьковский национальный экономический университет
имени Семена Кузнеця (Харьков)*

*S.M. Logvinkov, DSc (Tech.), O.N. Borysenko, PhD (Tech.),
A.A. Ivashura, PhD (Agr.), V.G. Kobzin, PhD (Tech.),
G.S. Popenko, PhD (Tech.)*

Simon Kuznets Kharkiv National University of Economics (Kharkiv)

В Украине в настоящее время промышленно не производятся теплоизоляционные материалы, фазовый состав которых представлен псевдоволластонитом ($\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) и анортитом ($\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$). Вместе с тем, такие материалы по теплоизолирующей способности более эффективны по сравнению с шамотным легковесом при сопоставимых характеристиках пористости и кажущейся плотности. Более того, эти материалы не смачиваются и не реагируют с расплавами алюминия и его сплавами с другими цветными металлами, что обусловило в последние годы крупнотоннажный импорт таких

изделий для футеровки электролизеров, индукционных печей и изготовления литейной оснастки. Волластонит является метасиликатом с цепочечным типом кристаллической структуры, что определяет игольчатую морфологию кристаллов, звездчатые их срастания и обуславливает сравнительно высокую прочность материала при достаточно высокой твердости (от 4,5 до 6 по шкале Мооса) и низкой плотности ($2,9 \text{ г/см}^3$). Эти обстоятельства позволяют рассматривать его в качестве эффективного заменителя асбеста в строительном материаловедении. Дополнительной мотивацией в разработке таких материалов является современная и прогрессивно возрастающая тенденция получения на основе синтетического волластонита безводных и специально гранулированных в форме микросфер порошковых смесей нового поколения – шлакообразующих и теплоизолирующих для ковшей выплавки сталей и кристаллизаторов машин непрерывного литья заготовок. Эти смеси являются расходными и уже сейчас импортируются в значительных масштабах. Перечисленные обстоятельства стимулировали разработку таких материалов и по причинам доступности сырьевых компонентов в Украине, возможности применения простого метода формирования изделий – разливка в разборные формы самотвердеющих масс на известково-гипсовых вяжущих, а также сравнительно невысоких температур обжига.

В докладе рассматриваются вопросы технологии теплоизоляционных материалов на основе псевдоволластонита и анортита на примерах ряда экспериментальных составов литейных масс с варьированием количества вяжущего, соотношения известь / гипс, добавления глинозема. Анализируются технологические параметры: влажность литейных масс, время конца схватывания и температура обжига образцов, а также достигаемые образцами материалов физико-механические свойства: кажущаяся плотность, предел прочности при сжатии и общая усадка. Приводятся результаты рентгенофазового анализа проб материалов и особенности формирования микропористости по результатам петрографического анализа порошковых проб в иммерсионных препаратах. Предлагаются варианты видоизменения технологии для расширения функциональной применимости материалов исследований и повышения их физико-механических свойств.

**ОТХОДЫ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОЙ ПРОМЫШЛЕННОСТИ КАК СЫРЬЕ
ДЛЯ ПОЛУЧЕНИЯ ШЛАКОПОРТЛАНДЦЕМЕНТА И
ШЛАКОЩЕЛОЧНЫХ ВЯЖУЩИХ И БЕТОНОВ**

**WASTES OF THE METALLURGICAL INDUSTRY AS A MATERIAL FOR
THE PRODUCTION OF SLAG-PORTLAND CEMENT AND SLAG-
ALKALINE BINDERS AND CONCRETES**

*канд. техн. наук Н. В. Нагорный, А. И. Теличенко,
канд. экон. наук О. В. Юрченко
Сумской национальный аграрный университет (м. Суми)*

*M. V. Nahorny, PhD (Tech.), O. I. Telichenko,
O. V. Yurchenko, PhD (Econ.),
Sumy National Agrarian University (Sumy)*

Одним из распространенных видов сырья для производства являются отходы металлургической, теплоэнергетической, горнодобывающей, химической и других отраслей промышленности. Получаемые с применением этих методов решения позволяют значительно уменьшить цены на строительные материалы, в результате уменьшение и накопление промышленных отходов. Многие страны внедряют в больших объемах в качестве минерального сырья техногенные сырьевые продукты, а также изготавливают из них высококачественные строительные материалы. В связи с этим шлакощелочной бетон следует рассматривать как эффективную конкурентоспособную разновидность высокопрочных, жаростойких, гидротехнических, коррозионностойких, дорожных, и других видов бетонов, в том числе специального назначения для изготовления строительных и инженерных конструкций и систем для металлургической и горной промышленности, а также для другого промышленного и гражданского строительства [1-8]. Отходы металлургической промышленности, представлены шлаками, являются ценным сырьем для получения шлакопортландцемента и шлакощелочных вяжущих и бетонов. Шлаки могут также использоваться как тонкомолотые гидравлические добавки к бетонам (с целью сокращения расхода цемента), а также как мелкий и крупный заполнитель. Шлакощелочные бетоны получают на основе, активированного соединениями щелочных металлов (NaOH , KOH , Na_2CO_3 , K_2CO_3 , $\text{Na}_2\text{O} \cdot m\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$). Шлакощелочные бетоны классифицируют по структуре, зерновым составом заполнителя, плотности, составу цемента, а также условиями твердения. По структуре различают плотные, крупнозернистые ячеистые бетоны. По зерновому составу заполнители подразделяют на мелко- и крупнозернистые, а по плотности на тяжелые и легкие. Тяжелые бетоны

относятся к конструктивным. Легкие бетоны по назначению разделяют на конструктивные, конструктивно-теплоизоляционные. Шлакощелочные бетоны используют не только при выполнении общестроительных работ, но и как специальные бетоны - высокопрочные, быстротвердеющие, гидротехнические, жаростойкие, кислотостойкие и др. Особенно эффективны в условиях возведения зданий при отрицательных температурах, а также в условиях жаркого климата. Стойкость к воздействию увлажнения и высыхания. Известно, что многократные чередующиеся увлажнения и высыхания вызывают глубокие физико-механические изменения в структуре клинкерного цементного камня в обычных бетонах, ухудшающих его прочностные показатели и другие эксплуатационные свойства. Разрыхление бетона микротрещинами проявляется в виде необратимого приращения объема в его наружных и внутренних зонах, возникновения растягивающих и скалывающих напряжений, снижения стойкости к агрессивным воздействиям среды сельскохозяйственных зданий и сооружений. Принятый комплексный заполнитель – щеберит отличается от традиционных заполнителей для бетона повышенным содержанием тонкодисперсных примесей, в том числе глинистых частиц, и незначительной долей щебеночной фракции. Как это сказывается на свойствах шлакощелочного бетона. Прочность бетона на растяжение при изгибе с увеличением количества циклов попеременно увлажнения и высыхания от 0 до 100 снижается на 27...30 %. Это вызвано увеличением количества микротрещин в цементном камне с увеличением циклов высыхания бетона. Проанализировав эксплуатацию сельскохозяйственных зданий определили прочность шлакощелочного бетона находящегося в агрессивной среде, со временем увеличивается. Все это позволяет утверждать, что проведенные исследования по применению шлакощелочного бетона является актуальным и перспективным.

- [1] Стороженко Л. И., и др. Нові композитні матеріали кріплення гірничої виробки. Scientific Bulletin of National Mining University. – 2015. – № 4. – С. 28-34.
- [2] Zabolotskiy O., et al. Constructive concept of composite structures for construction including geological specifics. Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym.—Czkstochowa, 2017. – № 20 (2). – P. 37-42.
- [3] Эффективные конструктивные решения для пространственных сталежелезобетонных несущих элементов. ҚазБСҚА ХАБАРШЫСЫ. – Алматы: ҚазБСҚА, 2016. – № 3 (61). – С. 94-103.
- [4] Kolokhov V., et al. Structure materialphysic-mechanical characteristics accuracy determination while changing the level of stresses in the structure. International Journal of Engineering & Technology, 2018. – № 7 (4.8). – P. 74-78.
- [5] Production of full-scale experimental modular specimens of the steel and concrete composite cable space frame. Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych. – 2017.
- [6] Fundamentals of form Making and Designing of Space Roof Made from Steel-Reinforced Concrete and Structural Cable Constructions. Stroitelstvo, Materialovedenie, Mashinostroyenie: Sb. Nauch. Trudov, 2016. – P. 48-53.
- [7] Technological and design features of flat-rod elements with usage of composite reinforced concrete. Metallurgical and Mining Industry. – 2014. – № 4. – P. 23-25.
- [8] Zabolotskiy O., et al. Estimate of technical and economic benefits of a new space composite structure. In MATEC Web of Conferences (Vol. 116, p. 02014). EDP Sciences, 2017.

**ПРИЙНЯТТЯ РІШЕНЬ ПРО ЯКІСТЬ КОМПОЗИЦІЙНИХ
МАТЕРІАЛІВ, ЯКІ ЗАЗНАЛИ ВПЛИВУ ТЕМПЕРАТУРНИХ ПЕРЕПАДІВ**

**DECISION-MAKING ON THE QUALITY OF COMPOSITIONAL
MATERIALS EXPOSED TO TEMPERATURE DIFFERENCE**

***V.V. Afonin¹, I.V. Erofeeva¹, V.I. Kondrashchenko²,
D.V. Emelyanov¹, V.A. Fedortsov¹***

*¹Національний дослідний Мордовський державний університет
імені Н.П. Огарьова (м. Саранськ)*

²Російський університет транспорту (м. Москва)

***V.V. Afonin¹, I.V. Erofeeva², V. I. Kondrashchenko³,
D.V. Emelyanov⁴, V.A. Fedortsov⁵***

¹National Research Mordovia State University (Saransk)

²Russian University of Transport (Moscow)

Дослідженню будівельних матеріалів присвячена велика кількість робіт, серед яких можна виокремити [1-6, 8, 9]. В даному дослідженні прийняті зміни таких властивостей матеріалів як твердість і модуль пружності на їх поверхні. Зміни фіксуються при негативних і позитивних перепадах температур, що впливають на композиційні матеріали. Виникає завдання вибору такого складу композиту, який би найкраще задовольняв за твердістю та модулем пружності. Певні підходи до вирішення даної проблеми висвітлені у [6, 8, 9]. Тут розглядається інший підхід до вирішення вибору композиційних матеріалів, які відповідають вимогам високої твердості і високих значень модуля пружності на поверхні зразка. Розглядалися результати експонування цементних композитів протягом 0, 15, 45 діб, коли вони піддавалися впливу позитивних і негативних температур. Значення твердості і модуля пружності на поверхні зразка наводилися до значень, отриманих перед початком випробувань. При цьому розглядалися такі склади композитів, у яких показники твердості і модуля пружності зменшувалися за період експонування. Перший пропонований критерій, пов'язаний зі зміною властивості щодо контрольної точки. Другий критерій визначається у вигляді різниці суміжних значень показників властивостей за період експонування. Третій критерій формується у вигляді суми двох попередніх. У такому випадку для двох контрольованих властивостей виходить в результаті шість критеріїв (по три для кожної властивості композиту). Відповідно до методів теорії прийняття рішень [7] складається матриця альтернатив (складів композитів) і 6 критеріїв на основі значень критеріїв для кожної з альтернатив. Лінійно призначаються бали оцінок. В результаті такої матриці за сумою балів для кожної альтернативи визначається найкращий склад досліджуваних цементних композитів. Пояснення до визначення критеріїв наведені на рис. 1, рис. 2.

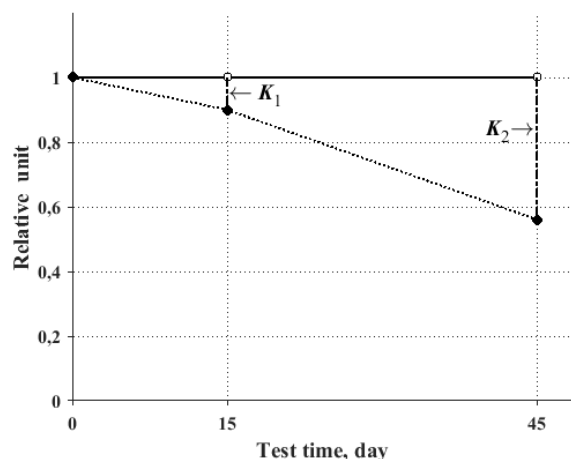


Рис. 1. Перший критерій

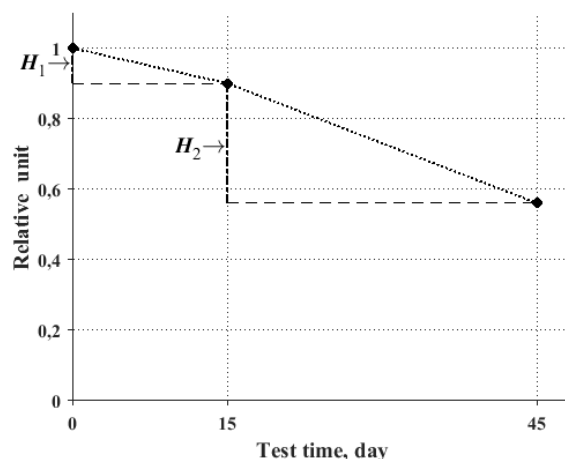


Рис. 2. Другий критерій

- [1] Кондращенко В.И., Полонский В.Ю., Христин В.В., Бабушкин В.И. Исследование деформации цементного камня и бетона при механическом и тепловом воздействиях методом голографической интерферометрии // Механика композитных материалов. 1996. Т. 32. № 2. С. 202.
- [2] Саморядов А.В., Кондращенко В.И., Аскадский А.А., Мацеевич Т.А. Влияние длительного изометрического старения на предельные механические и релаксационные свойства материалов из стекло наполненного ПА-6 // Высокомолекулярные соединения. Серия А. 2014. Т. 56. № 3. С. 340.
- [3] Matsevich T., Popova M., Askadskii A., Kondrashchenko V. The dependence of the modulus of elasticity on the concentration of plasticizer // Applied Mechanics and Materials. 2014. V. 584–586. P. 1709–1713.
- [4] Мацеевич Т.А., Попова М.Н., Пахнева О.В., Петунова М.Д., Афанасьев Е.С., Казанцева В.В., Корлюков А.А., Аскадский А.А., Кондращенко В.И. Влияние степени кристалличности на термические и механические свойства полимеров // Конструкции из композиционных материалов. 2015. № 4 (140). С. 51–61.
- [5] Ерофеева И.В., Афонин В.В., Федорцов В.А., Емельянов Д.В., Подживотов Н.Ю., Зоткина М.М. Исследование поведения цементных композитов в условиях повышенной влажности и переменных положительных температур // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2017. Т. 13. № 4. С. 66–81.
- [6] Меркулов Д.А., Коротаев С.А., Ерофеев В.Т. Оптимизация гранулометрического состава кварцenaполненных полиэфирных композитов // БСТ : Бюллетень строительной техники, 2017, № 5(993), с. 31–33.
- [7] Лотов А.В., Поспелова И. И. Многокритериальные проблемы принятия решений: учебник. –М.: МАКС Пресс, 2008. – 197 с.
- [8] Афонин В.В., Ерофеева И.В., Федорцов В.А., Емельянов Д.В., Подживотов Н.Ю. Эвристический подход к решению двухкритериальной задачи оптимизации композиционных материалов // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13. Вып. 11. С. 1357–1366.
- [9] Попов О.А., Лапина О.И. Выбор оптимальных составов дисперсно-армированных композитов с применением экспериментально-статистического моделирования // Сборник «Строительные материалы и изделия». 2002. С. 1–4.

**ДО ПИТАННЯ АКТИВАЦІЇ ВОДИ ЗАМІШУВАННЯ
ПОРТЛАНДЦЕМЕНТУ****ON THE ISSUE OF WATER ACTIVATION
FOR PORTLAND CEMENT*****О.П. Ніколаєв¹, О.В. Кондращенко¹, В.І. Кондращенко²****¹Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова**²Російський університет транспорту (м. Москва)****A.P.Nikolaev¹, E.V.Kondrachenko¹, V.I.Kondrachenko²****¹O. M. Beketov National University of Urban Economy (Kharkov)**²Russian University of Transport (Moscow)*

Питання економії цементу шляхом активації води замішування періодично привертало увагу багатьох фахівців ще з середини минулого століття [1,2]. Сенса такого підходу полягає в спробах зміни структури і властивостей води за рахунок механічної, магнітної, електромагнітної і деяких інших видів її обробки, що здійснювались у спеціальних пристроях [3]. При цьому припускалося підвищити активність води не враховуючи, що позитивний результат можна отримати тільки через зміну властивостей рідкої фази під час твердіння цементу.

Рідка фаза цементного тіста представлена тонкими плівками, які знаходяться в полі кристалічних сил поверхні мінералів ПЦ. В роботі [4] висловлено думку про те, що «...Зв'язану воду можна уявити як середовище, що знаходиться під тиском у десятки тисяч атмосфер через вплив поля поверхні твердого тіла ... При цьому змінюється навіть густина, досягаючи в граничних шарах 1,2–1,4 г/см³». У цій же публікації наведені дані про те, що коефіцієнт теплопровідності плівки води завтовшки близько 0,1 мкм у 40 разів перевищує його об'ємне значення, а діелектрична проникність (ϵ) зростає від 5 до 16 при зміні товщини шару води від 0,2 до 0,5 мкм, при тому, що у вільному стані для води показник $\epsilon = 81$ [5].

Повертаючись до змін структури і властивостей води при її активації, слід зазначити, що їх подальша мимовільна релаксація свідчить про нестабільність цих змін [6]. Виходячи з цього автори роблять висновок, що зміна вихідних властивостей води при активації не можна порівняти з їх подальшими фундаментальними перетвореннями, що відбуваються після її взаємодії з цементом.

Для перевірки ефективності активації води замішування автори використовували лабораторний гомогенізатор з лінійною швидкістю на периферії його активатора близько 40 м/с [6]. Магнітну обробку потоку води здійснювали шляхом розміщення постійних неодимових магнітів на протилежних стінках робочої ємності гомогенізатора. Для ультрафіолетової

обробки використовували ртутно-кварцову лампу ДРТ-400. Аноліт і католіт одержували шляхом електролізу води на спеціальному устаткуванні.

Динаміку тужавлення ПЦ контролювали модифікованим авторами конусним пластометром [7, 8]. Зміни фізико-механічних властивостей цементного тіста визначали твердоміром за оригінальною методикою контролю твердіння цементного тіста. Такий метод дозволяє отримувати інформацію про фізико-механічні зміни, що відбуваються в масиві цементного тіста, усуваючи при цьому вплив на параметри, що досліджуються, фактору нестабільності форми цементних зразків при руйнівних методах контролю.

В роботі було активовано воду замішування цементу наступними способами: кавітація протягом 5 хвилин; кавітація і одночасна обробка ультрафіолетовим випромінюванням протягом 20 хвилин; кавітація сумісно з магнітною обробкою; використовувалася тала вода; вода з добавкою малої кількості цементу; з добавкою 0,02 % пластифікатора С-3; вода після електролізу з рН = 5 (аноліт) і (католіт). Результати спостереження твердіння зразків ПЦ, які замішували водою, активованою вищевказаними способами не показали будь-якої зміни протягом перших трьох діб їх визрівання. Пластометричні вимірювання динаміки тужавлення зразків також не показали значних відмінностей.

За результатами проведених досліджень автори зробили висновок, що:

- умови, при яких відбувається формування рідкої фази, більш значущі для поведінки портландцементу при твердінні, ніж наслідки від можливих структурних змін води, яку піддали попередній активації;
- пошук позитивних результатів від властивостей рідкої фази цементної пасти слід шукати не у попередній обробці води замішування, а в спробах впливу на параметри кристалічного поля поверхні мінералів портландцементу при його виробництві.

[1] Кучеренко Р.А., Албу-Хасан М.А. Прочность бетона на активированных компонентах / Р.А.Кучеренко, А.М.А. Албу-Хасан // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса.: Вид. Одаба, 2015. – Вип. 57. – С.266-272

[2] Шамис Е. Е., Холдаева М. И., Иванов В. Д. Активация воды затворения для бетонов / Е. Е. Шамис, М. И. Холдаева, В. Д. Иванов // BulletinincercmScientifikReserchInstituteofConstruction. – Chisinau, republikofMoldova, 2012. – P. 231–235.

[3] Присяжнюк М. И., Яким Я. Эффективность активации воды для изготовления бетонов / М. И. Присяжнюк, Я. Яким // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса.- Вид. ОДАБА, 2015. - Вип. 59. – С. 101–106.

[4] Кузнецова Т. В. Физическая химия вяжущих материалов / Т. В. Кузнецова, И. В. Кудряшев, В. В. Тимашев. – М. : Высшая школа, 1989. – 384 с.

[5] Стромберг А. Г. Физическая химия / А. Г. Стромберг, Д. П. Семченко. Под ред. А. Г. Стромберга. – М. : Высшая школа, 1973. – 480 с.

[6] Кавітаційний реактор / Шаповалюк М. І., Шаповалюк В. М., Боровський В. В., Федоткін І. М.: пат на винахід 13941 А Україна, МПК В01F 3/08, В01F 5/00, заявл. 15.11.1995; опубл. 25.04.1997. Бюл. № 2.

[7] Nikolaev A. P., Kondrashchenko O. V., Kondrashchenko V. I. Control of cement grout plastic properties / A. P. Nikolaev, O. V. Kondrashchenko, V. I. Kondrashchenko // International Scientific Conference on Far East Con, ISCFEC. – Vladivostok, Russian Federation; 2-4 October 2018. – V. 945 MSF. – P. 70–75.

[8] Ратинов В. Б. Добавки в бетон. 2-е изд. / В. Б. Ратинов, Т. И. Розенберг. – М. : Стройиздат, 1989. – 188 с.

АНАЛИЗ ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

ANALYSIS OF PHYSICO-CHEMICAL PROCESSES UNDER MAINTENANCE OF MASONRY ENCLOSING STRUCTURES

*В. Виниченко¹, А.И. Габитов², Л.З. Рольник²,
В.А. Рязанова², А.Р. Чернова²*

¹Харьковский национальный университет строительства и архитектуры (Харьков)

²Уфимский государственный нефтяной технический университет (Уфа)

V. Vinichenko¹, A.I. Gabitov², L.Z. Rolnik², V.A. Ryazanova², A.R. Chernova²

¹Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkov)

²Ufa State Petroleum Technological University (Ufa)

Одним из основных строительных материалов, применяющихся в современном жилищном строительстве, является силикатный кирпич. В результате анализа эксплуатации кирпичных конструкций выявлены деструктурирующие факторы, воздействующие на кирпич в конструкции наружных стен.

Диагностика физико-химических и физико-механических параметров, связанных с уровнем эксплуатационной надежности [1] силикатного кирпича в составе стены, проведена на образцах 40-х, 70-х и 2000 -х гг (рис.1).

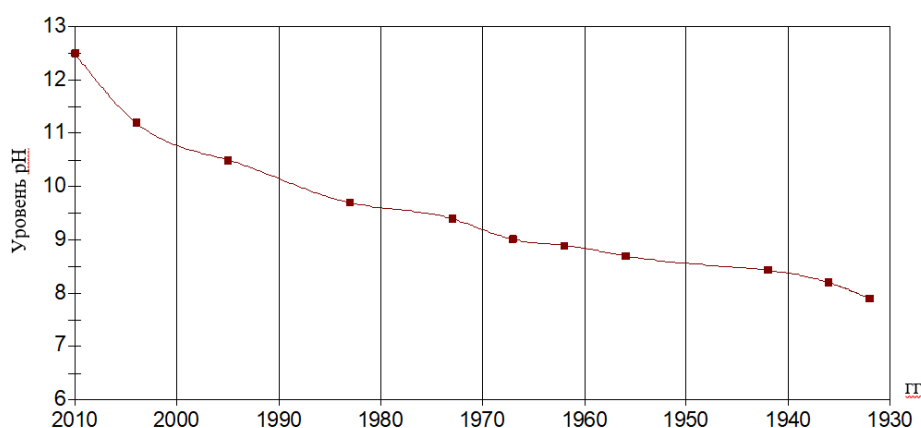


Рис. 1. Результаты измерения уровня рН водной вытяжки тестируемых образцов силикатного кирпича

По результатам выполненных испытаний с целью сохранения остаточного ресурса [2, 3] и повышения эксплуатационной надежности поврежденных наружных стен авторами предложены уровни санации.

Механизм защиты наружной стены для всех трех уровней санации

предполагает, прежде всего, ее защиту от атмосферных воздействий, которые наиболее существенным образом влияют на деструктивные процессы в материале, однако радикальный уровень санации, включающий термомодернизацию ограждающей стеновой конструкции, позволяет также перевести конструктив наружной стены в комфортный режим работы в годовом цикле эксплуатации при снижении затрат на отопление до 40-50 %.

[1] A. I. Gabitov, A.M. Gaisin, A.S. Salov CAD simulation for stress and strain behaviour of wall constructions made of hollow ceramic blocks // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering Volume 463, Issue 2, 31 December 2018, No 022041 International Multi-Conference on Industrial Engineering and Modern Technologies 2018; Vladivostok; Russian Federation; 2-4 October 2018

[2] A.M. Gaisin, V.V. Babkov. Analysis of External Load-bearing Walls of Multistorey Residential Buildings in the Republic of Bashkortostan Based on Specific Heat-shield Performance (Construction materials No 10), 2016. pp 55-58

[3] V. Vinichenko, A. Ryazanov, O.A. Krot. Construction binders and environmental indicators of their production // MATEC Web of Conferences Volume 230 (2018) 7th International Scientific Conference "Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings" (Transbud-2018) Kharkiv, Ukraine, November 14-16, 2018

УДК 691.5

МНОГОСЛОЙНЫЕ ТЕПЛОЭФФЕКТИВНЫЕ НАРУЖНЫЕ СТЕНЫ ЗДАНИЙ В УСЛОВИЯХ РЕСПУБЛИКИ БАШКОРТОСТАН

MULTI-LAYER HEAT EFFICIENT EXTERIOR WALLS OF BUILDINGS IN CLIMATIC CONDITIONS OF THE REPUBLIC OF BASHKORTOSTAN

V. Виниченко¹, А.М. Гайсин², А.И. Габитов², В.А. Рязанова², А.С. Салов²

¹Харьковский национальный университет строительства и архитектуры (Харьков)

²Уфимский государственный нефтяной технический университет (Уфа)

V. Vinichenko¹, A.M. Gaisin², A.I. Gabitov², V.A. Ryazanova², A.S. Salov²

¹Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture (Kharkiv)

²Ufa State Petroleum Technological University (Ufa)

В настоящее время в городе Уфа и Республике Башкортостан существует проблема энергетической эффективности жилого фонда, в частности тепловой защиты зданий [1]. Существуют конструктивные решения теплоэффективных наружных стен, имеющие массовое распространение и опыт эксплуатации не менее 15-20 лет:

- трёхслойная стена на основе штучных стеновых материалов;
- наружная трёхслойная стена в составе панельной серии 121у;
- трёхслойная стена по системе «Вентилируемый фасад»;
- фасадная теплоизоляция с оштукатуриванием по сетке;
- стена на основе конструкционно-теплоизоляционных материалов.

Рассмотрев и проанализировав основные конструктивные особенности представленных решений [2], авторы на основе исследований, проведенных совместно с институтом «БашНИИстрой» разработали альбом технических решений наружных стен из автоклавных газобетонных блоков, с предложением

защиты наружных стен от действия деструктивных факторов.

Данные конструктивные решения стены-заполнения каркасных зданий [3] толщиной 400 мм с облицовкой как в виде бессеровских блоков, так с фасадной декоративно-защитной системой «Baumit», реализованные в г. Уфа на нескольких 16-этажных жилых домах, показали свою рациональность по теплозащите, температурно-влажностному режиму помещений и по состоянию внутренней поверхности стен.

Введенная в 2010 г. в Башкортостане линия по производству автоклавных ячеистобетонных изделий мощностью 240 тыс. м³ значительно способствовала внедрению наружных стен в описанном теплоэффективном материале.

[1] Р.Ф. Мамлеев, Р.Ш. Сагитов, Г.С. Колесник и др. Опыт реализации новых российских нормативов по теплозащите ограждающих конструкций зданий в Республике Башкортостан//Строительные материалы. 2003. - № 10, с.6-10.

[2] Bedov A.I., Gabitov A.I., Gaisin A.M., Salov A.S., Chernova A.R. CAD technologies under analysis of thermal properties of wall cladding of framed buildings // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering: Volume 465, 2018.VII International Symposium Actual Problems of Computational Simulation in Civil En-gineering 1-8 July 2018, Novosibirsk, Rus-sian Federation. P.1-8

[3] Vinichenko V., Ryazanova V.A., Gabitov A.I., Udalova Ye.A., Salov A.S. Efflorescence processes in exterior wall surface of buildings // Актуальні проблеми інженерної механіки: тези доп. VI Міжнар. наук.-практ. конф. / під заг. ред. М. Г. Сур'янінова. Одеса: ОДАБА, 2019. 64-66 с. ISBN 978-617-7195-87-9

УДК 69.059.4:625.84

ВПЛИВ ЗОВНІШНЬОГО АГРЕСИВНОГО СЕРЕДОВИЩА НА МОРОЗОСТІЙКІСТЬ ЦЕМЕНТОБЕТОНІВ

FLOW OF THE AGGRESSIVE AGGREGIVE MEDIUM ON THE FROZOSTICITY OF CEMENT CONCRETE

Г.В. Бражник, канд.тех.наук

Харківський державний автомобільно-дорожній коледж (м.Харків)

H. V.Brazhnik, PhD (Tech)

Kharkiv State Automobile and Road College (Kharkiv)

Морозостійкість цементобетону залежить не тільки від водоцементного відношення, якості заповнювачів і відповідного повітряутягнення, а й значною мірою від умов витримування. Бетон до водонасичення може невизначено довго витримувати заморожування й відтавання, тоді як насичений може отримати серйозні пошкодження через кілька циклів заморожування-відтавання. Тому склади бетонів потрібно розраховувати з урахуванням не тільки механічних сил (навантажень), а й впливу навколишнього середовища, так як цементобетон працює в особливих агресивних середовищах, особливо в зимовий період. Як відомо таке навколишнє середовище може впливати на будівельні матеріали як стабілізуючи і зміцнюю властивості бетону, так і агресивно впливаючи на цементобетон. На сьогоднішній день процеси розвитку

корозії бетону при позитивних температурах досить широко вивчені. А властивості бетону при негативних температурах і наявності агресивних для бетону іонів (таких як SO_4^{2-} , Cl^- , NO_3^- , PO_4^{3-} і ін. - входять в складі протижелезних реагентів) мало вивчені.

На кафедрі ТДСМ ХНАДУ вивчали впливу агресивних середовищ при негативних температурах. Для проведення досліджень експериментальні роботи проводили за оригінальною методикою випробувань у водних розчинах реагентів з урахуванням основної методики випробування на морозостійкість бетонів (до складу реагентів входять такі агресивні для бетону іони, як SO_4^{2-} -, Cl^- -, NO_3^- -, PO_4^{3-} - - в різному процентному змісті). А для стандартного випробування морозостійкості застосовували 5% -ний розчин хлориду натрію.

Проведені дослідження показали, що введення в складі бетонних сумішей № 1 і № 3 повітряутягуючої добавки Lp 75 призводить до зменшення їх середньої щільності на 5%. Міцність бетонів у віці 28 діб з повітряутягуючою добавкою менше, ніж у бетонів без неї: в складі 1 - на 13% в порівнянні зі складом 2, в складі 3 - на 11% в порівнянні зі складом 4. Введення повітряутягуючої добавки призвело також до збільшення водопоглинання, яке виросло на 17% у зразків складу 1 (у порівнянні зі зразками складу 2 - без повітряутягуючої добавки), і на 16% у зразків складу 3 (в порівнянні із зразками складу 4 - без повітряутягуючої добавки).

Дослідження морозостійкості бетонів по основній методиці випробувань показало, що у зразків складів 1 і 3 з повітряутягуючою добавкою протягом усього експерименту спостерігався приріст міцності, хоча до 300-м циклам заморожування і відтавання на зразках було яскраво виражено поверхнєве лущення і втрата маси зразків становила $\approx 4,5\%$. Після 300 циклів випробування на морозостійкість у складі 1 міцність бетону була на 26% більше, ніж до випробування, а у складу 3 міцність зросла на 48%. У складі 2 (без повітряутягуючої добавки) до кінця експерименту спостерігався незначний приріст міцності бетону, але зразки після 300 циклів заморожування і відтавання були без видимих руйнувань і втрати маси. На зразках складу 4 після 200 циклів заморожування і відтавання почало з'являтися поверхнєве лущення і різко знижуватися міцність, а до 300 циклів зразки повністю зруйнувалися.

Дослідження показали, що після 300 циклів заморожування і відтавання у зразків складу 2 (без повітряутягуючої добавки) в реагенте «Зліт-1» знизилася міцність до 19%, але при цьому зразки бетону були без зовнішніх видимих руйнувань. Аналогічний же склад 4 (цемент Балаклійського заводу) вже до 200 циклів випробування втратив до 23% своєї міцності і руйнування були яскраво виражені. У складах 1 і 3 (з повітряутягуючою добавкою) до 200 циклів заморожування і відтавання зміни в міцності були незначні, а потім спостерігається різке зниження міцності в складі 3 (на 26%) і приріст міцності в складі 1 (на 15%), але при цьому у зразків спостерігалися видимі руйнування і поверхнєве лущення.

Також проводилися дослідження морозостійкості складів 1 - 4 в Антиожеледній рідині «АРКТИКА - ДГ» тип 1. Після 300 циклів заморожування і відтавання виявилось, що у зразків не спостерігалися зовнішні руйнування і протягом усього експерименту тривав приріст міцності бетону: склад 1 - 8,2%, склад 2 - 22,6%, склад 3 - 14,6%, склад 4 - 23,1%

Таким чином, можна зробити наступні висновки:

1. Дослідження морозостійкості бетонів по основній методиці показало, що більш стійкий до впливу NaCl є склад 2 (бетон без повітряутягуючої добавки).

2. Насичення зразків бетону реагентом «Зліт - 1» і дію негативних температур призводить до падіння міцності, і тільки у складу 1 на Амвросіївському цементі з повітряутягуючою добавкою до 300 циклів випробування немає падіння міцності і немає видимих руйнувань.

3. У зразків бетонів, насичених Антиожеледною рідиною «АРКТИКА - ДГ» до 300 циклів заморожування і відтавання спостерігався приріст міцності. У складів без повітряутягуючої добавки приріст міцності склав 23%, а з повітряутягуючою - до 10%.

[1] Толмачов С.Н., Кондратьєва І.Г., Беліченко О.А., Матяш Г.В. Морозостійкі дорожні бетони з оптимізованим повітряутягненням. – В сб. Сучасні технології бетону.- вип. 72.- Будівельні конструкції. – Київ: НДІБК -2009.- С.553-560

[2] Матяш А.В., Толмачев С.Н., Кондратьєва І.Г., Вялых А.Ю. Взаимосвязь воздуходержания бетонной смеси и морозостойкости бетона. – В сб. Науковий вісник будівництва. – вип. 57. – Харків ХДТУБА ХОТВ АБУ – 2010. – С. 195-202



www.mapei.com.ua



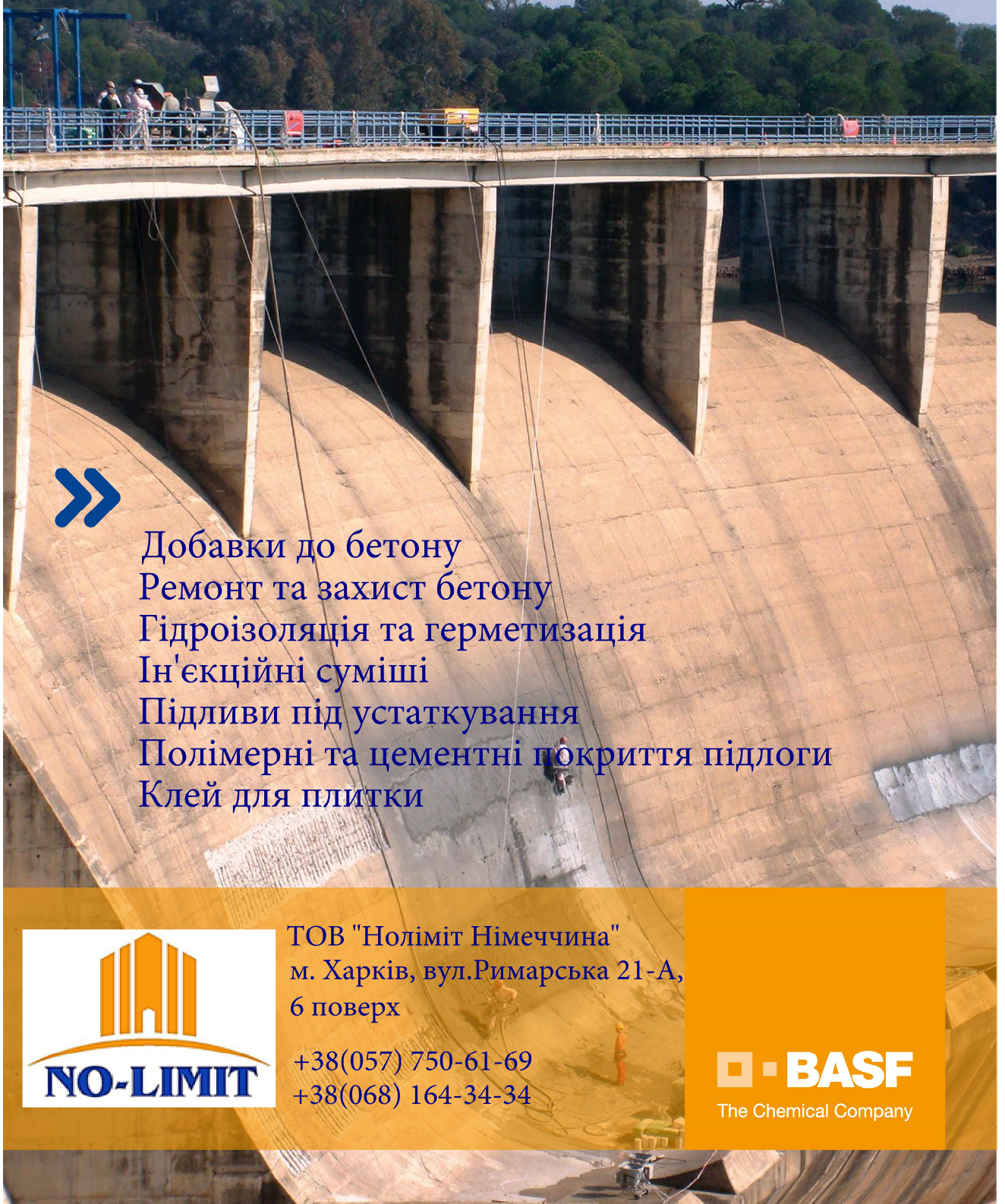
MAPEI[®]

КЛЕЇ · ГЕРМЕТИКИ · ПРОДУКЦІЯ БУДІВЕЛЬНОЇ ХІМІЇ

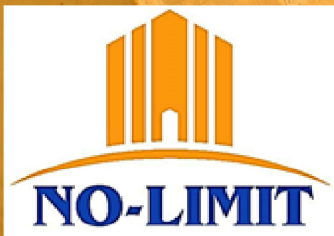
- Суперпластифікатори для підводного і надводного бетонування
- Матеріали для ремонту, відновлення та структурного посилення бетонних конструкцій
- Гідроізоляція та захист конструкцій
- Система для підземного будівництва та відновлення

ТОВ «МАПЕІ УКРАЇНА»
м. Київ, вул. Є. Сверстюка, 13, 5 поверх
044 221-15-01/02/03

**Спеціаліст по реконструкції
та відновленню будівель**
050 479 26 88
www.mapei.com.ua



Добавки до бетону
Ремонт та захист бетону
Гідроізоляція та герметизація
Ін'єкційні суміші
Підливи під устаткування
Полімерні та цементні покриття підлоги
Клей для плитки



ТОВ "Ноліміт Німеччина"
м. Харків, вул.Римарська 21-А,
6 поверх

+38(057) 750-61-69
+38(068) 164-34-34

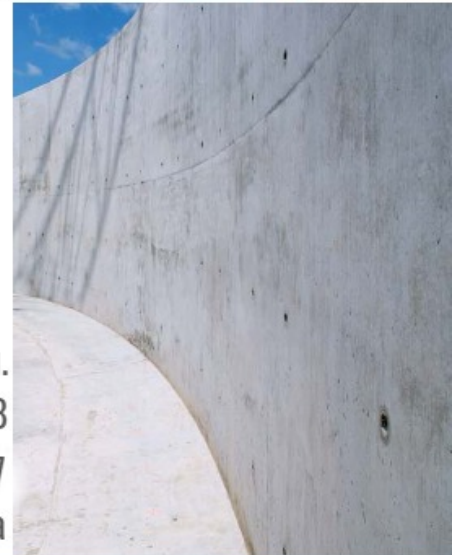
 **BASF**
The Chemical Company



МЦ Баухемі –
Ми створюємо технології бетону
для надійних, витривалих і
добрих бетонів.

www.mc-bauchemie.ua

м. Березань, Київська обл.
вул. Маяковського, 38
телефон: +38 044 286 46 27
info@mc-bauchemie.ua



У нас є правильне рішення для будь-якого питання

Вимога	Рішення
● Пластифікація для збільшення легкоукладуваності	Centrament
● Зниження значення в/ц для більшої витривалості	Muraplast / Centrament
● Пори для покращення стійкості до морозу та засобів для відтаювання	Centrament Air
● Захист від морозу для швидшого досягнення стійкості до заморожування	Centrament Rapid
● Затримка тужавіння для подовження часу укладання	Centrament Retard
● Піноутворювачі для бетонів, призначених для заповнення порожнин	Centripor SK
● Стабілізатор для підвищення однорідності бетонної суміші	Centrament Stabi



ЛІРА-САПР

програмний комплекс для розрахунку і проектування будівельних конструкцій
РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

АРМ-САПР

Система, що конструює армування

Реалізує підбір площ перерізу арматури колон, балок, плит і оболонок за першим та другим граничними станами відповідно до різних нормативів. За результатами розрахунку формуються креслення балок і колон, а також створюються dxf-файли креслень. Реалізовані ДБН В.2.6-98:2009, СП 52-101-2003, СНиП 2.03.01-84, Єврокод, ТСН 102-00, ДСТУ 3760-98.

ЛАРМ-САПР

Локальний режим армування

Дозволяє конструювати окремий залізобетонний стержень або окремий елемент пластини. Проводиться підбір і перевірка заданого армування. Реалізовані ДБН В.2.6-98:2009, СП 52-101-2003, СНиП 2.03.01-84, Єврокод, ТСН 102-00, ДСТУ 3760-98

Універсальний конструктор перерізів

Обчислення жорсткісних характеристик для масивних, тонкостінних і комбінованих перерізів, включаючи зсувні, крутильні і секторіальні. Переріз може складатися з багатоматеріальних включень. Експорт обчислених характеристик в ВІЗОР.

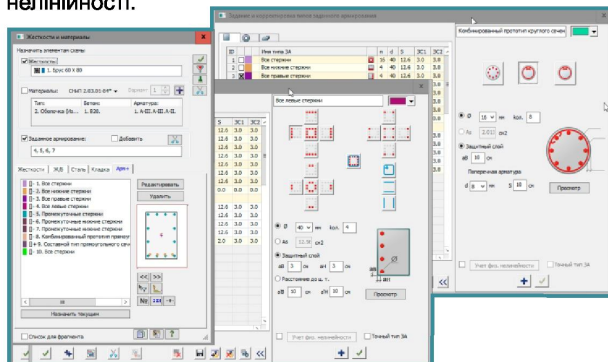
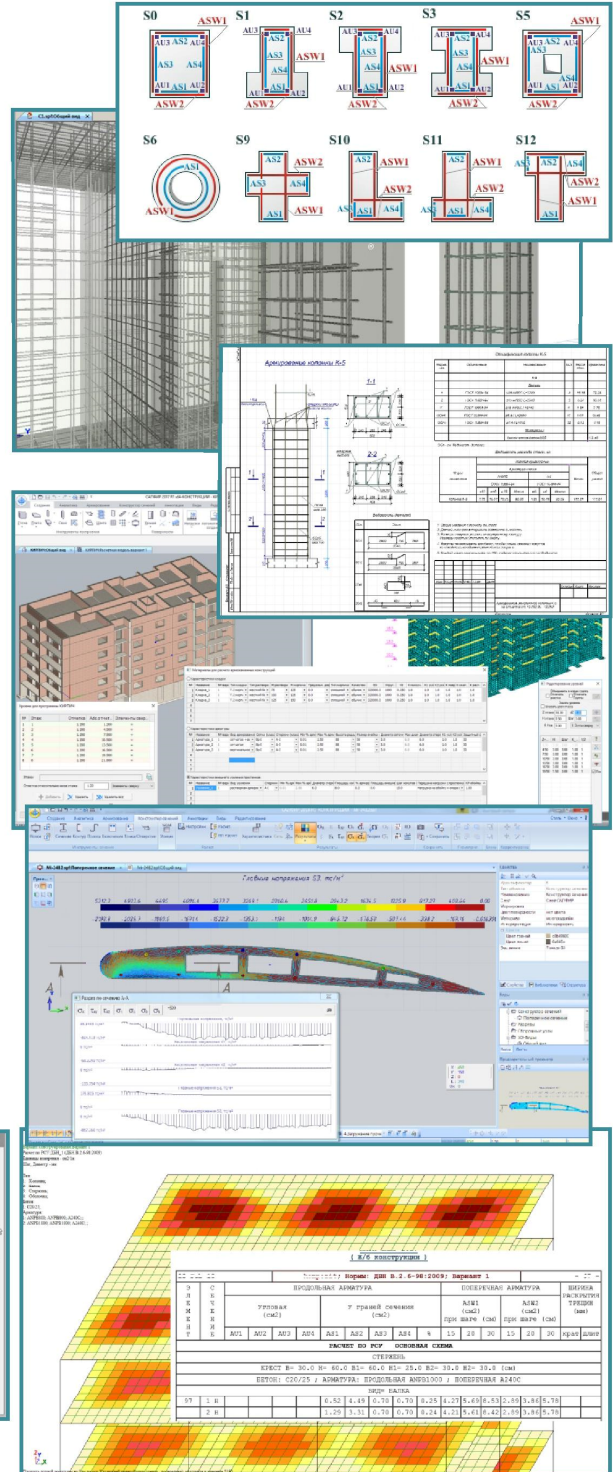
Визначення НДС перерізу при заданих або імпортованих з Візру зусиллях, в тому числі і у випадках нелінійного деформування матеріалів перерізу. Для багато матеріальних перерізів для кожного матеріалу видається шкала.

Розрахунок бетонних конструкцій з композитною арматурою

Реалізовано розрахунок і перевірка перерізів стержневих і пластинчастих елементів з композитною арматурою по СП 63.13330.2012 і ДБН В.2.6-98:2009.

Задане армування

Реалізована технологія задання реальної арматури, яка використовується для перевірки законструйованого об'єкту (по кожному перерізу видаються 4 коефіцієнта використання), а також для проведення розрахунку з урахуванням фізичної, геометричної та інженерної нелінійності.



info@liraland.com.ua

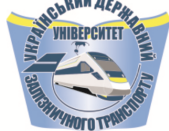


+38 044 5905886



www.liraland.ua

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ



УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

Навчальні корпуси та гуртожитки



Наші факультети

Будівельний

Механіко-енергетичний

Економічний

Інформаційно-керуючих систем та технологій

Навчально-науковий центр гуманітарної освіти

Управління процесами перевезень

Ступені вищої освіти

Бакалаврат

Магістратура

Аспірантура та докторантура

Наші студенти найкращі!



Щороку наші студенти стають переможцями конкурсів наукових робіт, фестивалів та інших інтелектуальних заходів.

Студентська рада Університету проводить багато щорічних позанавчальних заходів.

У нас навчаються видатні спортсмени, чемпіони, призери та рекордсмени світу, чемпіони України та Європи.

Функціонує студентська газета, КВК, клуб УкрДУЗТ, радіостанція VTSU, клуб інтелектуальних ігор.

Наша місія - синтез науки та виробництва



За останні п'ять років:

- 278 студентів-учасників і переможців Всеукраїнських і міжнародних конкурсів студентських науково-дослідних робіт;
- 355 науково-технічних робіт;
- 3250 студентів, які брали участь у науковій діяльності вишу;
- 109 отриманих патентів на винаходи.

Наша освіта визнана світом!



Можливість отримання двох дипломів одночасно: українського та французького або українського та польського університета - партнера.

Міжнародна співпраця з розвитку високошвидкісного руху.



Можливість участі у програмах міжнародної мобільності.



17 міжнародних університетів-партнерів, функціонує українсько-польський центр.



Адреса: 61050, м. Харків, майдан Фейербаха, 7.
e-mail: pk@kart.edu.ua, сайт: www.kart.edu.ua.
Телефон приймальної комісії: (057) 732-28-25
(приймальна комісія: корпус 1, ауд. 121).

