

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

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

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

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

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

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА на 2012 — 2013 роки

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



4'2013

Виходить 4 рази на рік

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

ВИГОТОВЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

А.С. Билык, Р.В. Курашев, В.В. Горбатенко, Г.Н. Коновалов

ПРИМЕНЕНИЕ ТЕРМОМЕХАНИЧЕСКИ УПРОЧНЕННОГО
ЛИСТОВОГО ПРОКАТА В СВАРНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ 2

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

С.В. Пічугін, О.Є. Зима

НАДІЙНІСТЬ СТАЛЕВИХ ПІДЗЕМНИХ МАГІСТРАЛЬНИХ ТРУБОПРОВІДІВ
ПІД ЧАС РЕМОНТНИХ РОБІТ ТА В СТАЦІОНАРНИХ УМОВАХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ 6

Д.О. Хохлін

ПІДСИЛЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ І СПОРУД В УМОВАХ
СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВІВ ЗА НАЯВНОСТІ ЧИННИКІВ ЗНАЧНИХ
НЕРІВНОМІРНИХ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВИ 13

ПРОЕКТУВАННЯ

А.И. Оглобля, С.Л. Раздайбеда

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИСТЕМ ГИДРОТРАНСПОРТА ПУЛЬПЫ
ДЛЯ ГОРНО-ОБОГАТИТЕЛЬНЫХ КОМБИНАТОВ УКРАИНЫ 18

Р.І. Кінаш, Я.С. Гук, І.З. Бутринський

АНАЛІЗ ВПЛИВУ ГЕОГРАФІЧНОЇ ВИСОТИ НА ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ
У РОЗРАХУНКУ БАШТИ МОБІЛЬНОГО ЗВ'ЯЗКУ 26

КЛЕЙОВІ З'ЄДНАННЯ

Є.Л. Шармаков

ЗАСТОСУВАННЯ ВИСОКОМІЦНИХ КОНСТРУКЦІЙНИХ КЛЕЙОВИХ З'ЄДНАНЬ
У СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ ПЕРЕКРИТТЯ 32

СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ

**В.К. Мельник, М.М. Малик, А.Я. Барашиков, О.В. Войцехівський,
Т.І. Приндюк, О.В. Панченко, К.В. Парамонов, Н.М. Фіалко**

НАНЕСЕННЯ ПОЛІМЕРНОГО ПОКРИТТЯ НА ПОВЕРХНЕВИЙ ШАР БЕТОНУ –
ЕФЕКТИВНИЙ СПОСІБ ПОЛІПШЕННЯ ЯКОСТІ ПРОМИСЛОВИХ ПІДЛОГ 37

НОРМАТИВНА БАЗА

В.З. Клименко

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПЛОСКОЙ ФОРМЫ ИЗГИБА БАЛОК ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ 42

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

ПРИМЕНЕНИЕ ТЕРМОМЕХАНИЧЕСКИ УПРОЧНЕННОГО ЛИСТОВОГО ПРОКАТА В СВАРНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ

До настоящего времени основным материалом в производстве отечественных строительных металлоконструкций являются углеродистые и низколегированные стали в горячекатаном исполнении. В то же время, за рубежом широко используются горячекатаные фасонные профили – балки, швеллеры и пр. из высокопрочных сталей и сталей повышенной прочности с пределом текучести 440 МПа и более, полученных методом термомеханической прокатки (ТМСП – thermo-mechanical controlled process), а также методом закалки с самоотпуском в потоке стана, например, изделия под маркой HISTAR, запатентованной компанией ArcelorMittal.

Применение высокопрочного проката позволяет до 50 % снизить общую металлоемкость строительных конструкций в сравнении с изделиями из сталей Ст.3 и 09Г2С (рис. 1), соответственно повышая конкурентоспособность данных решений относительно проектов с применением традиционных материалов и железобетона.

С началом внедрения в Украине строительных норм Европейского союза стало возможным применение зарубежного опыта использования высокопрочного проката в стальном строительстве. Несмотря на то, что в Украине отсутствуют мощности по производству крупносортового фасонного проката, упрочненного в потоке стана, профили с необходимыми геометрическими характеристиками можно производить в сварном исполнении из термомеханически упрочненного листа. Листовой термомеханически упрочненный прокат производится на металлургическом комбинате «АЗОВСТАЛЬ» и ММК им. Ильича в соответствии с требованиями ДСТУ EN 10025-4:2007.

Прочностные характеристики ТМСП-проката (в настоящее время на комбинатах производится прокат с минимальным гарантируемым пределом текучести до 500 МПа, пределом прочности – до 700 МПа, относительным удлинением – не менее 17 %) достигаются микролегированием и применением специальных режимов прокатки и охлаждения на толстолистовых станах. Данный продукт имеет мелкозернистую структуру (рис. 2), обладает более низким углеродным эквивалентом, высокой



А.С. Билук

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



Р.В. Курашев

управляющий директор Украинского центра стального строительства



В.В. Горбатенко

специалист Дирекции по техническому развитию ООО «МЕТИНВЕСТ ХОЛДИНГ», к.т.н.



Г.Н. Коновалов

начальник прокатного отдела Технологического управления ПАО «МК «АЗОВСТАЛЬ»

ударной вязкостью (в т.ч. при отрицательных температурах) и повышенной трещиностойкостью по сравнению с горячекатаным и нормализованным прокатом.

Более низкий углеродный эквивалент обусловлен тем, что требуемый уровень механических свойств достигается не легированием, а прокаткой в диапазоне температур 900–700 °С и контролируемым охлаждением. Для сравнения, в таблице 1 приведен химический состав стали с пределом текучести 460 МПа, которая производится в условиях толстолистого стана «3600» металлургического комбината «АЗОВСТАЛЬ» с применением нормализации и термомеханической обработки в соответствии с ДСТУ EN 10025.

Из данных таблицы 1 видно, что углеродный эквивалент СЕ нормализованной стали S460N составляет 0,49, а для стали S460M после ТМО – 0,41.

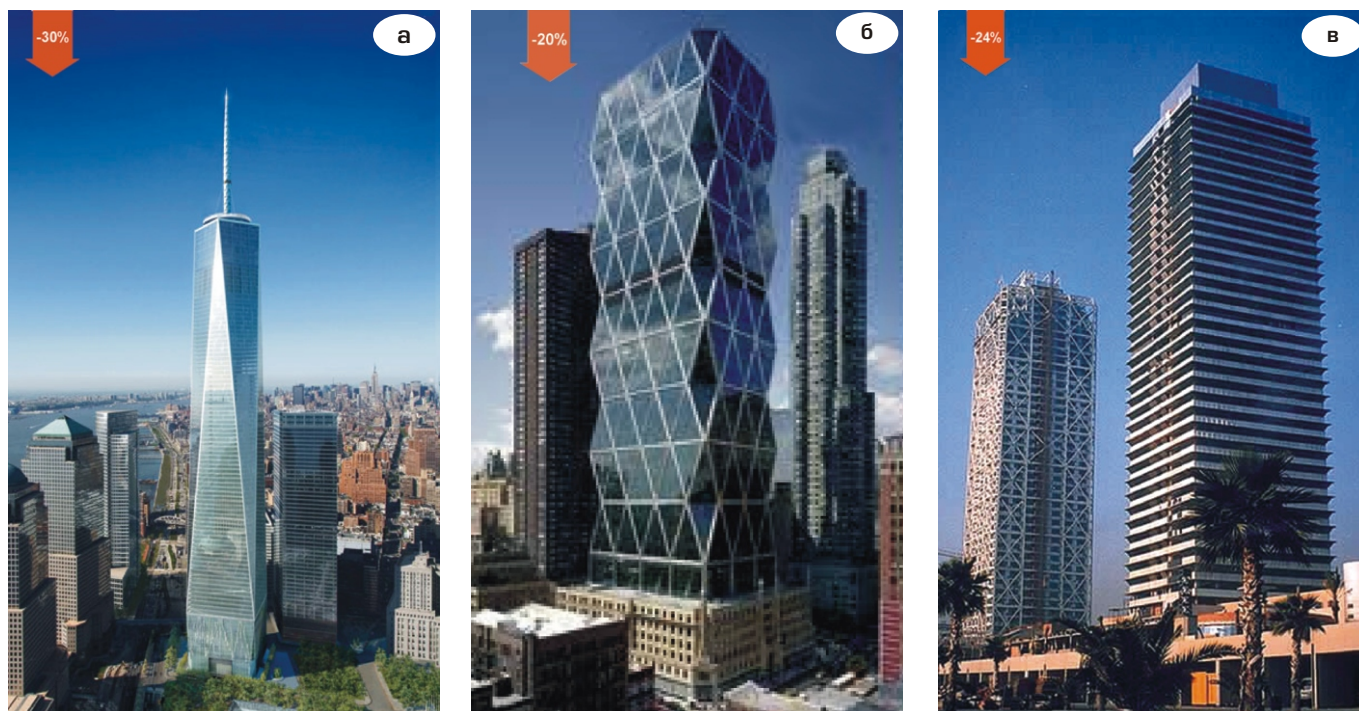


Рис. 1. Современные коммерческие здания с уменьшенной металлоёмкостью вследствие применения высокопрочного проката:

а – Всемирный торговый центр, Нью-Йорк (2014); б – Башня Хёрста, Нью-Йорк (2002); в – Башня Магфре, Барселона (1992)

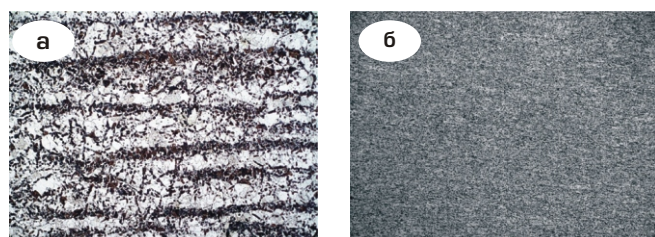


Рис. 2. Микроструктура листового проката с пределом текучести 460 МПа в нормализованном состоянии (а), после термомеханической прокатки (б), увеличение в 200 раз

Кроме того, по специальным заказам в условиях МК «АЗОВСТАЛЬ» возможно производство листового проката с гарантированным обеспечением углеродного эквивалента CE не более 0,38. Снижение углеродного эквивалента, в свою очередь, положительно сказывается на последующих операциях сварки, позволяя снизить температуру предварительного нагрева металла (на $7,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ при изменении CE на 0,01) либо полностью исключить данную операцию из технологического процесса изготовления металлоконструкций.

Следует также отметить, что углеродный эквивалент стали S460M (соответствующей по прочностным свойствам классу S440 согласно ГОСТ 27772-88) практически идентичен аналогичному показателю для значительно менее прочной стали 09Г2С (класс С345, CE 0,45).

Таблица 1

Химический состав сталей с пределом текучести 460 МПа, производимых МК «АЗОВСТАЛЬ» в соответствии с ДСТУ EN 10025 (для толщины листа 20–30 мм)

Химический элемент	Массовая доля элемента, %			
	S460N ДСТУ EN 10025-3:2007 (нормализация)		S460M ДСТУ EN 10025-4:2007 (термомеханическая прокатка)	
	Требования стандарта	Фактическое среднее значение	Требования стандарта	Фактическое среднее значение
C	0,20	0,17	0,16	0,12
Mn	1,00-1,70	1,60	1,70	1,59
Si	0,60	0,26	0,60	0,28
S	0,020	0,004	0,025	0,004
P	0,025	0,008	0,030	0,009
Nb	0,05	0,042	0,05	0,034
V	0,20	0,063	0,12	0,054
Ti	0,050	< 0,005	0,050	< 0,005
Al общ	0,02	0,030	0,02	0,030
Cr	0,30	0,02	0,30	0,03
Ni	0,80	0,64	0,80	0,04
Сu	0,55	0,02	0,55	0,02
Mo	0,10	< 0,01	0,20	0,01
N	0,025	0,007	0,025	0,009
CE	0,53	0,49	0,45	0,41
CET	0,44	0,35	0,41	0,28

Примечание. Расчет углеродных эквивалентов произведен по формулам: $CE = C + Mn/6 + [Cr + Mo + V]/5 + [Ni + Cu]/15$; $CET = C + (Mn + Mo)/10 + [Cr + Cu]/20 + Ni/40$

Мелкодисперсная феррито-бейнитная структура стали обеспечивает высокий уровень прочностных свойств с одновременным сохранением достаточной пластичности и формуемости в холодном состоянии (см. табл. 2). Благодаря высокой прочности, свариваемости и устойчивости к хрупкому растрескиванию термомеханически упрочненный прокат может применяться в конструкциях с температурой эксплуатации до -50°C (сталь S460ML) с гарантированными значениями ударной вязкости (KV не менее 27Дж).

Таблица 2

Сравнительные механические свойства металлопроката для строительных конструкций в соответствии с действующей нормативно-технической документацией

Марка стали	Предел текучести σ_s , МПа, не менее	Предел прочности σ_b , МПа	Относительное удлинение
Ст.3сп	235	370 – 480	23-25
09Г2С	285	450 – 460	21
S460M	460	540 – 720	Не менее 17 (факт. 21— 33)

Повышенный комплекс характеристик ТМСП-проката позволяет эффективно использовать его в строительстве, т.к. это дает возможность применять меньшие по габаритам и толщине сечения элементы при сохранении несущей способности конструкций. В частности, высокопрочные стали показывают чистую экономию в опорных базах, в растянутых элемен-

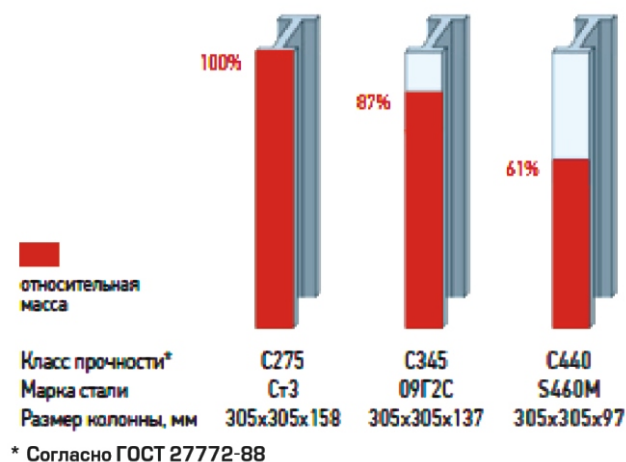


Рис. 3. Относительная эффективность применения ТМСП-проката в сварных двутавровых колоннах высотой 4 м с расчетной нагрузкой 4250 кН

тах поясов и раскосов ферм, подвесов, связей и т.п. Кроме того, высокопрочный прокат эффективен и при использовании в сжатых элементах. На рис. 3 показано относительное снижение металлоемкости от замещения традиционных марок стали термомеханически упрочненным прокатом S460M для сварных двутавровых колонн, которое достигается путем уменьшения толщины полок и стенок профиля с гарантированным обеспечением требуемой несущей способности. Кроме снижения общей металлоемкости и габаритов конструкций, это приводит к сокращению временных и материальных затрат при их изготовлении, транспортировке и возведении здания.

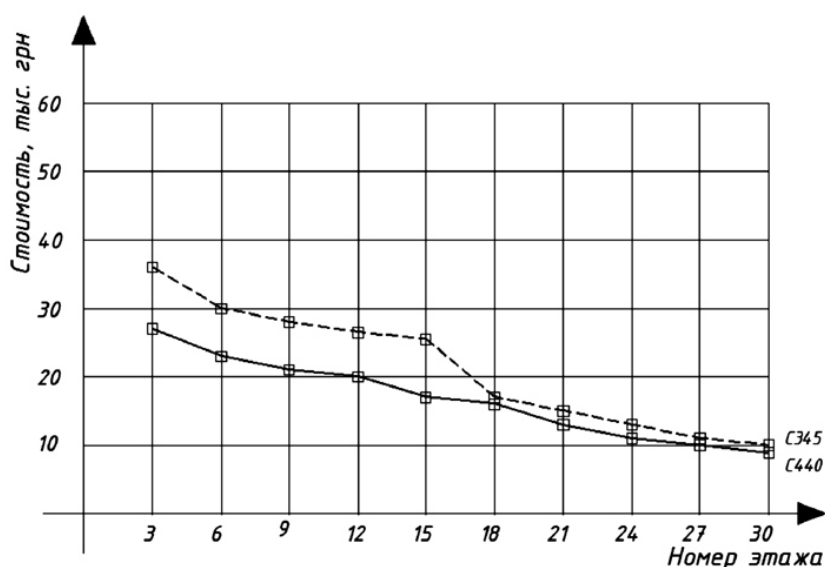


Рис. 4. Эффективность использования стали повышенной прочности в сварных колоннах из листов коробчатого сечения для 30-этажного здания в г. Киеве

Сравнительные расчеты стоимости стального проката также демонстрируют эффективность применения ТМСП-проката для экономических условий Украины. В частности, комплексные расчеты, произведенные для 30-этажного высотного здания в г. Киеве со стальными сварными колоннами коробчатого сечения, при использовании стали S460M (C440) по сравнению с широко используемой на данный момент сталью S345 показали экономию стоимости до 20 % (рис. 4). Критерий себестоимости в деле, учитывающий дополнительные затраты, связанные с производством, транспортировкой и

монтажом колонн, также показал, что экономически эффективным является применение высокопрочной стали в наиболее нагруженных нижних двух третях высоты здания.

Таким образом, термомеханически упрочненный прокат обладает целым рядом преимуществ по сравнению с материалами, используемыми в отечественном стальном строительстве в настоящее время. Данную сталь возможно использовать в стальных каркасах зданий различного назначения, мостах, эстакадах и других высоконагруженных конструкциях.

- | | |
|--|---|
| <p>[1] ДСТУ EN 10025-4:2007. Вироби гарячекатані з конструкційної сталі. К.: Держспоживстандарт, 2010 р. – 10 с.</p> <p>[2] ГОСТ 27772-88. Прокат для строительных стальных конструкций. Межгосстандарт, 1989 г. – 13 с.</p> <p>[3] Білик А.С., Хмельницька А.В., Бут М.О., Курашев Р.В., Бурган Б. Дослідження вартості висотних офісних будівель зі сталевим та залізобетонним каркасом // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 25. Рівне, 2013. – С. 513–520.</p> <p>[4] Білик С.І., Білик А.С., Усенко М.В., Золотопольський О.Е. Стійкість холодно гнутих швелерів з урахуванням пластичних властивостей маловуглецевих сталей // Збірник наукових праць Укр. НДІ ПСК ім. Шимановського № 7, 2010 – К.: Сталь. – 182 с. – С. 26–36.</p> | <p>[5] Günther H.P. Use and Application of High-performance Steels for Steel Structures IABSE: 2005 – 155 p.</p> <p>[6] Shi C., Mo Y. High-performance Construction Materials: Science and Applications, 2008 – 429 p.</p> <p>[7] Жербин М.М. Высокопрочные строительные стали: характеристики, область применения, расчет и проектирование. – К: Будівельник, 1974. – 160 с.</p> |
|--|---|

Надійшла 24.09.2013 р.

ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ

ДРУГА НАЦІОНАЛЬНА КОНФЕРЕНЦІЯ УЧАСНИКІВ РИНКУ СТАЛЕВОГО БУДІВНИЦТВА

6–7 листопада 2013 року у м. Києві була проведена II Національна конференція учасників ринку сталевих будівництва, участь у якій взяли більш як 150 фахівців провідних вітчизняних і закордонних організацій і підприємств, що займаються проектуванням, виготовленням, постачанням та монтажем будівельних металевих конструкцій. На конференції розглядалися сучасні інноваційні рішення щодо сталевих конструкцій, спрямовані на зменшення собівартості будівництва, а також шляхи підвищення рівня конкурентоспроможності вітчизняного металобудівництва.

Учасники конференції заслухали доповіді фахівців Метінвестхолдингу, РУУККІ-Україна, ПЕМ-Україна, Укрстальконструкції, КНУБА, СК «Строй-Система», УЦСБ, інституту «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», присвячені питанням сучасного стану на ринку сталевих конструкцій, у т.ч. щодо організації виробництва нових ефективних марок металопрокату, тенденцій у проектуванні будівель із легких металевих конструкцій, перспектив виготовлення будівельних конструкцій із тонколистової сталі, аналізу порівнянь ефективності будівництва офісних будівель із використанням сталі та бетону, шляхів зниження вартості вогнезахисту конструкцій із металу, а також розвитку нормативної бази у галузі металобудівництва.

Крім того, були заслухані ґрунтовні доповіді Ника Коттона – директора з управління DTZ Ukraine та Бассама Бургана – директора інституту сталевих будівництва із Великобританії.

На конференції було презентовано новостворену асоціацію «Український центр сталевих будівництва», головною місією якої є сприяння збільшенню обсягів використання в Україні будівельних конструкцій зі сталі.

Учасники конференції ознайомились із роботою сучасних заводів металевих конструкцій – «Сталтех» (м. Бровари), БФ Завод (м. Бориспіль), а також Сервісного центру сталевих прокату «Метінвест-СМЦ».

УДК 621.643.004.15

НАДІЙНІСТЬ СТАЛЕВИХ ПІДЗЕМНИХ МАГІСТРАЛЬНИХ ТРУБОПРОВОДІВ ПІД ЧАС РЕМОНТНИХ РОБІТ ТА В СТАЦІОНАРНИХ УМОВАХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

Розглянуто чинники, що впливають на надійність сталевих конструкцій магістрального трубопроводу під час ремонтних робіт та в стаціонарних умовах експлуатації. Проведено розрахунок параметрів напружено-деформованого стану магістрального трубопроводу за умов монтажних навантажень під час заміни його ділянки. Проаналізовано систему допусків при будівництві лінійної частини магістральних трубопроводів. Розглянуто питання щодо впливу допусків на надійність магістральних трубопроводів.

Factors affecting the reliability of steel main pipeline in repair work and stationary conditions were considered in the article. Calculations of the stress and strain state of steel main pipeline to the assembly loads were conducted. Tolerance system in the construction of the linear part of the main pipelines was analysed. Question of the tolerances impact on the reliability of main pipelines was considered.

Ключові слова: магістральні трубопроводи, умови експлуатації, надійність.

Розвиток трубопровідного транспорту має для України стратегічне значення. Зростаюча роль нафти і газу в народному господарстві призводить до швидкого збільшення потужності вантажопотоків, що потребує будівництва нових магістральних трубопроводів.

Збільшення транспортування продукту по магістральному трубопроводу потребує вжиття таких заходів, як збільшення тиску, використання труб більшого діаметра та жорстких режимів перекачування. В свою чергу, це посприяло зміні статичної роботи підземних трубопроводів. Під дією поздовжніх та поперечних сил магістральні трубопроводи, прокладені в слабких ґрунтах, значно змінюють своє первісне розташування, результатом чого є поява в матеріалі труб надмірних згинальних зусиль, які досить часто викликають руйнування конструкції.

Існуюча нормативна база щодо розрахунку сталевих магістральних трубопроводів неповною мірою задовольняє економічні умови, які висуваються до такого типу нафто- та газопроводів. В основу норм проектування, що є чинними на території України, покладена методика розрахунку на міцність магістральних трубопроводів за методом граничних станів. Суть цього методу полягає в тому, що розглядається такий напружений стан, коли подальша експлуатація трубопроводу неможлива. Під час розрахунку трубопроводу як системи в якості розрахункової моделі приймається стрижень (балка) трубчастого перерізу. Основним навантаженням на магістральні трубопроводи є внутрішній тиск (тиск продукту, який перекачують). Внутрішній тиск у циліндричній трубі викликає об'ємний напружений стан у матеріалі стінок, тобто появу кільцевих, радіальних і меридіональних (в напрямку осі труби) напружень.



С.Ф. Пічугін

завідувач кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, д.т.н., професор



О.Є. Зима

аспірант кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка

Магістральні трубопроводи, як основний засіб транспортування газу, нафти та різних нафтопродуктів на великі відстані, відносяться до особливо відповідальних інженерних споруд. Проблема забезпечення їх високої експлуатаційної надійності має важливе значення, оскільки значна їх частина експлуатується протягом тривалого часу. На внутрішні зусилля, що діють у трубопроводі, впливають, зокрема, геометрія магістрального трубопроводу, умови його прокладання, типи ґрунту, фактичний опір сталі трубопроводу, зміна внутрішнього тиску перекачуваної рідини, перепад температур, опір ґрунту основи під трубопроводом, корозійний вплив на метал тощо.

До етапів життєвого циклу магістральних трубопроводів можна віднести: монтаж і прокладання; роботу в нормальному режимі; періоди ремонтів, що включають такі види робіт, як заміна ізоляції або капітальний ремонт ділянки трубопроводу. У свою чергу, ремонтні роботи проводяться після зупинки перекачування про-

дукту або без припинення транспортування речовини по магістральному трубопроводу.

Напружено-деформований стан конструкцій магістральних трубопроводів при виконанні монтажних робіт під час капітального ремонту значно відрізняється від експлуатаційного. Розтягувальні напруження від тиску рідини, що перекачується, відсутні, натомість має місце згин ділянки трубопроводу, що створює напруження як розтягу, так і стиску.

Роботи з монтажу проводяться через закінчення терміну експлуатації окремих елементів конструкції трубопроводу. Невід’ємною складовою характеристикою стану конструкції під час таких робіт є значні вертикальні переміщення трубопроводу. Вони викликані необхідністю забезпечення технологічного процесу стикувальних та зварювальних робіт існуючих частин із частинами, що наново укладаються.

На сьогодні в основному розраховується експлуатаційний напружено-деформований стан конструкції трубопроводу [1, 2], при цьому стану конструкції за нестационарних умов роботи не приділяється достатньої уваги. Дослідження дійсного напружено-деформованого стану з метою забезпечення допустимих рівнів напружень та деформацій сталевих конструкцій магістрального трубопроводу під дією неексплуатаційних навантажень є важливим чинником для оцінювання її надійності.

Розглянемо виконання капітального ремонту із вибірковою заміною труб на ділянці магістрального нафтопроводу III категорії Лисичанськ – Кременчук завдовжки 632 м, яка є підземною лінійною частиною. Зовнішній діаметр трубопроводу складає $D_{\text{зовн}} = 1020$ мм, товщина стінки – $t = 9$ мм. Заглиблення магістрального трубопроводу до верху труби прийнято не менше 1 м, що обумовлено вимогами до оптимального режиму перекачування та властивостей речовин, що перекачуються. Ширина траншеї по низу визначена не менше $1,5D_{\text{зовн}}$ [3]. Нафтопровід проходить по заболоченій місцевості. В цьому районі простежується сезонне піднімання та опускання рівня ґрунтових вод протягом усього року, що спричиняє негативний вплив на сам магістральний нафтопровід та безпосередньо на стан його ізоляції.

Для забезпечення технологічних умов стикування заміненої ділянки магістрального трубопроводу із існуючою ділянкою необхідна

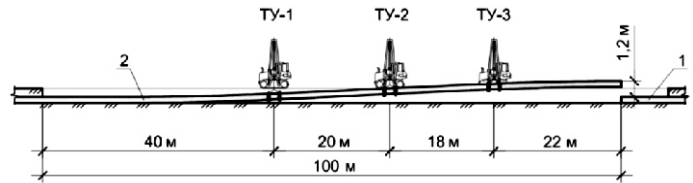


Рис. 1. Схема монтажного положення нової ділянки конструкції магістрального нафтопроводу:
1 – існуюча частина; 2 – нова ділянка

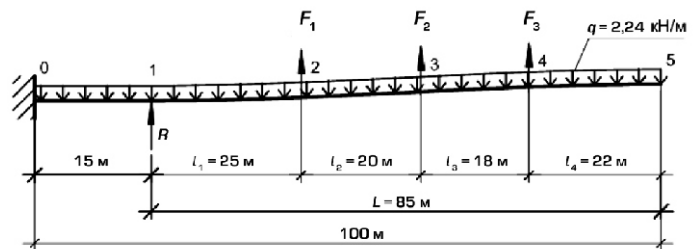


Рис. 2. Розрахункова схема магістрального нафтопроводу під час ремонту

вільна довжина нафтопроводу до 100 м. Це обумовлено значними розмірами поперечного перерізу труби та її власною вагою. Оскільки, за умовами монтажу, в крайній точці нової частини нафтопроводу необхідно досягти кута повороту, що дорівнює 0, та підняти вільний кінець трубопроводу над існуючою частиною на 20 см, використовують три трубоукладачі, щоб досягти паралельності нової та існуючої частин магістрального трубопроводу у вертикальній площині (консольна частина під дією власної ваги викривляється і стає паралельною існуючому нафтопроводу). Тому монтажними переміщеннями будемо вважати переміщення нової частини трубопроводу у місці стикування на 1,2 м. Внаслідок великої довжини піднятої частини та значної власної ваги конструкції трубопроводу три трубоукладачі Д-355 підіймають лише частину ділянки завдовжки 85 м.

З урахуванням зазначених вимог було визначено деформовану схему монтажного положення нової ділянки конструкції трубопроводу (рис. 1).

За схемою положення ділянки трубопроводу під час його монтажу складено розрахункову деформовану схему (рис. 2).

Були прийняті наступні передумови розрахунку:

- кут повороту на кінці консольної ділянки трубопроводу, який буде з'єднуватись із існуючою частиною (точка 5), дорівнює 0;

- вертикальне переміщення кінця консольної ділянки трубопроводу в т. 5 складає 1,2 м, $f_5 = 1,2$ м;
- частина ділянки трубопроводу, яка спирається на ґрунт основи (від т. 0 до т. 1), становить 15 м;
- кут повороту та переміщення у т. 1 – 0, $\varphi_1 = 0$, $f_1 = 0$ м.

Перші дві передумови математично були враховані після послідовного інтегрування рівняння зігнутої осі трубопроводу.

Рівняння зігнутої осі балки на ділянці 4–5:

$$EI \frac{d^4 f}{dx^4} = M = \frac{qx^2}{2} + Rx + F_1(x - l_1) + F_2(x - l_1 - l_2) + F_3(x - l_1 - l_2 - l_3). \quad (1)$$

Переміщення на ділянці 4–5 у загальному вигляді:

$$f_{4-5} = \frac{1}{EI} \frac{x^2(4Rx + qx^2) + 4F_1x + 12F_1l_1 + 12F_2l_2}{24} + C_4x + C_{44}. \quad (2)$$

Кут повороту на кінці консольної частини ділянки магістрального трубопроводу (т. 5):

$$\varphi_5 = \frac{1}{EI} \left[\frac{RL^2}{2} + \frac{qL^3}{6} + F_1 \frac{L^2}{2} + l_1L + \frac{l_1^2}{2} + F_2 \frac{L^2}{2} + l_2L + \frac{l_2^2}{2} + F_3 \frac{L^2}{2} + l_3L + \frac{l_3^2}{2} \right] + M_0L = 0, \quad (3)$$

де L – довжина ділянки трубопроводу, що піднімається; l_1 – відстань між точкою на трубопроводі, що першою відривається від дна траншеї, до першого трубоукладача; l_2, l_3, l_4 – відстані між трубоукладачами ТУ-1, ТУ-2, ТУ-3 відповідно; $l_2 = l_1 - l_2$; $l_3 = l_1 - l_2 - l_3$.

Переміщення на кінці консольної частини ділянки магістрального трубопроводу (т. 5):

$$f_5 = \frac{1}{EI} \frac{L^2(4RL + qL^2) + 4F_1L + 12F_1l_1 + 12F_2l_2}{24} + \frac{1}{EI} \frac{(12F_3l_3 + 4F_2L + 4F_3L) + 12M_0L^2}{24} + C_4L + C_{44} = 1,2 \text{ м}, \quad (4)$$

$$\text{де } C_4 = F_1 \frac{l_1^2}{2} + F_2 \frac{l_2^2}{2} + F_3 \frac{l_3^2}{2};$$

$$C_{44} = \frac{1}{6} (F_1 l_1^3 + F_2 l_2^3 + F_3 l_3^3).$$

Накладення таких додаткових умов викликало необхідність визначення значень зусиль, що створюються першим та другим трубоукладачами, як реакцій. Ця передумова узгоджується з технологією монтажу: перший та другий трубоукладачі є стаціонарними, вони забезпечують відрив та утримання частини трубопроводу у необхідному положенні.

Зусилля у третьому трубоукладачі прийняте за показами динамометра під час фіксації частини трубопроводу у технологічно необхідному положенні.

За переміщеннями на кінці консольної частини ділянки магістрального трубопроводу (4) побудовано графік переміщень осі магістрального трубопроводу під час монтажної операції (рис. 3).

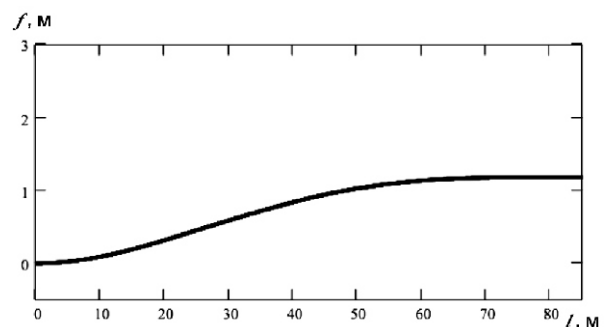


Рис. 3. Переміщення осі магістрального трубопроводу під час монтажної операції

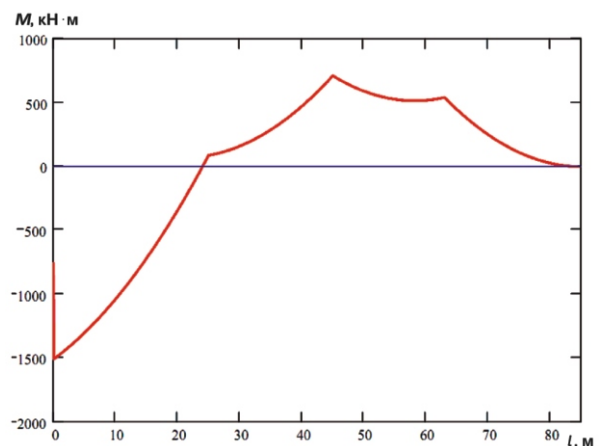


Рис. 4. Еюра згинальних моментів, що виникають у нафтопроводі під час монтажної операції

Максимальний згинальний момент (рис. 4) виникає в точці відриву магістрального трубопроводу від дна траншеї і дорівнює значенню $M_{\max} = 1510 \text{ кН м}$. Відповідно максимальні напруження, що виникають у магістральному трубопроводі, складають $\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = 279 \text{ МПа}$.

Аналіз особливостей капітального ремонту магістральних нафтопроводів із заміною труб дозволив сформулювати такі передумови для оцінювання надійності конструкції магістрального нафтопроводу під час ремонту:

а) випадковими величинами, пов'язаними з особливостями конструкції нафтопровідної системи, вважаються: товщина стінки труби, фізико-механічні властивості матеріалу труби;

б) імовірнісними параметрами, які зумовлені ремонтними технологічними процесами, є довжина монтажної ділянки, зусилля на гаках трубоукладачів, взаємне розташування трубоукладачів, просторова геометрія магістрального трубопроводу, властивості ґрунту основи;

в) відомими є закони розподілу та стохастичні параметри розрахункових випадкових величин.

Ще одним напрямком забезпечення надійності магістральних трубопроводів при будівництві є визначення шляхом теоретичних розрахунків та експериментальних досліджень допустимих відхилень (допусків) від розрахункових параметрів. Оцінка величини відхилень залежить не тільки від похибки будівельних робіт, а й від похибок вимірювань. Дія величини похибок може призвести до прийняття в експлуатацію споруд із фактичними параметрами, що перевищують допуск, або забракувати споруду з параметрами, які задовольняють допуск, тобто у першому випадку відбудеться зниження розрахункової надійності споруди, у другому – необхідні додаткові витрати на виправлення помилок.

Завдяки здатності труб згинатися під дією власної ваги у вертикальній площині трубопровід можливо укласти паралельно поверхні землі, що значно прискорює будівельні роботи. При будівництві допускається відхилення від мінімально допустимого радіуса природного або штучного вигину до 10 %. Зі зростанням діаметра збільшується поздовжня жорсткість трубопроводу, і здатність його копіювати рельєф різко знижується. Аналіз зв'язку максимальних

кутів нахилу місцевості, на переломах профілю якої можливе паралельне земній поверхні укладання трубопроводів, свідчить, що трубопроводи умовним діаметром до 400 мм включно можуть копіювати досить пересічений рельєф із чергуванням протилежних ухилів у 3...5°.

Труби не є строго циліндричними, адже відхилення їх за діаметром можуть складати 1,5 % [2]. Це відхилення відбувається приблизно однаково як у бік зменшення діаметра, так і у бік його збільшення. У першому випадку гідравлічний опір труби збільшують, а в другому – зменшують. У підсумку по всьому нафтопроводу в цілому гідравлічний опір вирівнюється й похибки виготовлення труб практично не впливають на нього.

Як відомо, міцність підземного трубопроводу забезпечується шляхом розрахунку напружень, що виникають у ньому в процесі будівництва й експлуатації, та порівняння їх з опором матеріалу труб. У трубопроводі діють радіальні, поздовжні й кільцеві напруження. Радіальні напруження в тонкостінних трубопроводах високого тиску мають порівняно малі значення і звичайно в розрахунках не враховуються. Кільцеві напруження визначаються за формулою

$$\sigma_{\text{кц}} = \frac{PD_{\text{вн}}}{2}, \quad (5)$$

де P – внутрішній тиск у трубопроводі; $D_{\text{вн}}$ – внутрішній діаметр трубопроводу; $\sigma_{\text{кц}}$ – товщина стінки трубопроводу. До цієї формули результати геодезичних вимірювань та їхні похибки входять неявно, через величину P , хоча вони несуттєво впливають на точність розрахунку кільцевих напружень.

Сумарні поздовжні напруження у трубопроводі дорівнюють:

$$\sigma_{\text{позд.Р}} = \sigma_{\text{позд.Т}} + \sigma_{\text{позд.зг}}, \quad (6)$$

де $\sigma_{\text{позд.Р}}$ – поздовжні напруження від внутрішнього тиску; $\sigma_{\text{позд.Т}}$ – поздовжні напруження, що виникають від перепаду температур; $\sigma_{\text{позд.зг}}$ – поздовжні напруження, які виникають від вигину нафтопроводу. На поздовжні напруження від внутрішнього тиску майже не впливає точність геодезичних вимірів

$$\sigma_{\text{позд.Р}} = 0,15 \frac{PD_{\text{вн}}}{2}. \quad (7)$$

Напруження в трубопроводі від перепаду температур

$$\text{позд. } T \quad E T, \quad (8)$$

де $0,000012$ – коефіцієнт лінійного розширення матеріалу труби; $E \ 2,06 \cdot 10^5$ МПа – модуль пружності матеріалу труби; T – розрахунковий температурний перепад, °C.

При розрахунку температурного режиму нафтопроводу несприятливим чинником є складання похибок визначення температури продукту, що транспортується, та температур ґрунту як додатніх, так і від’ємних. Похибка укладання магістрального нафтопроводу у вертикальній площині не повинна викликати похибки в температурному режимі більше ніж $T = 0,36$ °C. Відповідно до норм [3] розрахунковий температурний перепад для підземних магістральних трубопроводів приймають не менше $T = 40$ °C.

Згідно з нормами [4] температура ґрунту в зоні прокладання трубопроводів вимірюється на глибині 0,8 і 1,6 м, а в проміжних точках визначається інтерполяцією. На території України різниця екстремальних температур ґрунту на глибині 0,8 та 1,6 м у середньому становить 3 °C. Тому можна скласти відповідну пропорцію, з якої виведемо наступне:

$$\frac{0,8 \text{ м}}{h} = \frac{3 \text{ °C}}{T}, \quad h = \frac{0,8 \text{ м} \cdot 0,36 \text{ °C}}{3 \text{ °C}} = 0,1 \text{ м}.$$

Таким чином, установлена точність, із якою потрібно вимірювати глибину траншеї, якщо не проводиться нівелювання її дна, щоб унеможливити вплив на розрахунковий температурний режим нафтопроводу.

Для оцінки впливу наведених вище чинників були виконані варіантні розрахунки підземного магістрального нафтопроводу. Зважаючи на складний характер роботи підземного трубопроводу, в даній роботі застосовано програмний комплекс «Pipemovement» [5], розроблений в Інституті проблем міцності імені Г.С. Писаренка НАН України, та апробовано на практиці при аналізі напружено-деформованого стану конструкцій трубопроводів ДК «Укртрансгаз» та ВАТ «Укртранснафта». Глибина закладання нафтопроводу обумовлена вимогами до оптимального режиму перекачування та властивостей матеріалів, що перекачуються, а також відповідно до вимог норм [4].

Для прикладу була взята ділянка трубопроводу завдовжки 133 м (рис. 5). З метою визначення впливу допуску укладання підземних магістральних трубопроводів, що складає $h = 0,1$ м,

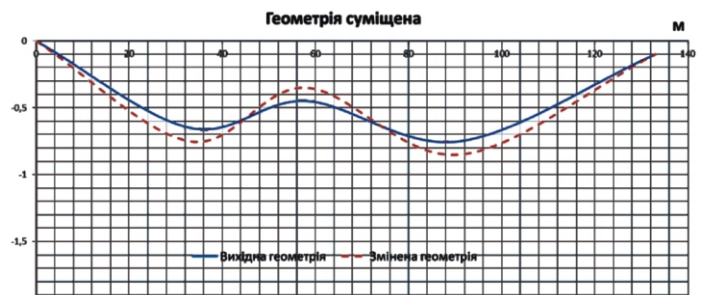


Рис. 5. Геометрія вихідної та зміненої ділянок трубопроводу

було виконано розрахунки для даного трубопроводу та трубопроводу зі зміщеними на величину допуску його характерними точками.

Розглянуто варіанти укладання трубопроводу в суглинках та дрібних пісках, а також три варіанти сполучення навантажень на трубопровід:

- а) власна вага трубопроводу та вага ґрунту;
- б) власна вага трубопроводу і ґрунту, а також вплив від перепаду температур у стінках труб $T = 50$ °C;
- в) навантаження сполучення (б), а також внутрішній тиск $P = 5,5$ МПа.

За допомогою ПК «Pipemovement» [2] виконано розрахунки напружено-деформованого стану ділянки підземного магістрального трубопроводу діаметром $D_{\text{зовн}} = 1020$ мм і товщиною стінки 9 мм із вихідною та зміненою геометрією для типів ґрунту суглинки та піски дрібні. За результатами розрахунку складено порівняльні графіки напружень, поздовжніх та поперечних сил від дії власної ваги трубопроводу та ґрунту, перепаду температур у стінках магістрального трубопроводу та внутрішнього тиску від продукту, що транспортується, для типів ґрунту суглинки та піски дрібні (рис. 6–8).

Аналіз одержаних графіків показав, що характер епюр напружень залежить від рельєфу місцевості, геометрії трубопроводу та глибини його закладання в товщу ґрунту. Зокрема, при порівнянні напружень у підземному магістральному трубопроводі спостерігається їх зростання з 274 МПа для вихідної геометрії до 359 МПа для зміненої. Максимальний приріст напружень у трубопроводі більшою мірою відповідає максимальному навантаженню трубопроводу в дрібних пісках.

Графіки напружень у трубопроводі з вихідною та зміненою геометрією свідчать, що на довжині хвилі трубопроводу, що складає 58 м,

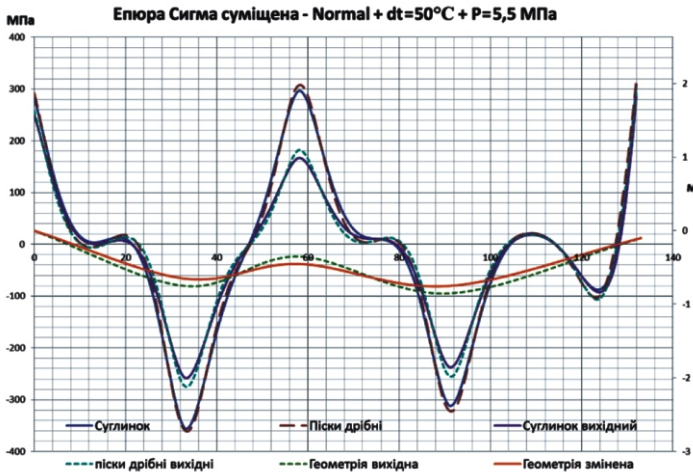


Рис. 6. Епюри напружень у трубопроводі з вихідною та зміненою геометрією

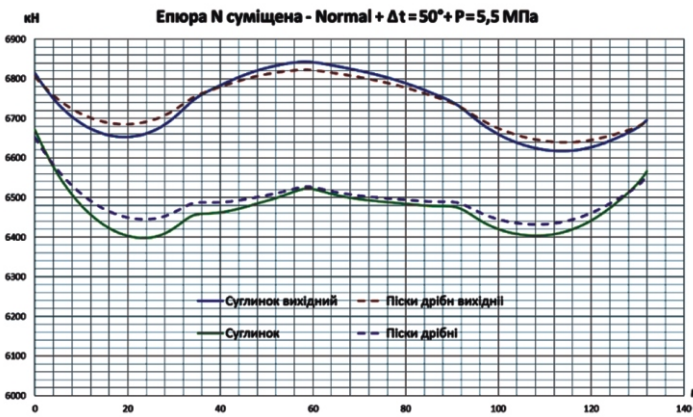


Рис. 7. Епюри поздовжніх сил у трубопроводі з вихідною та зміненою геометрією

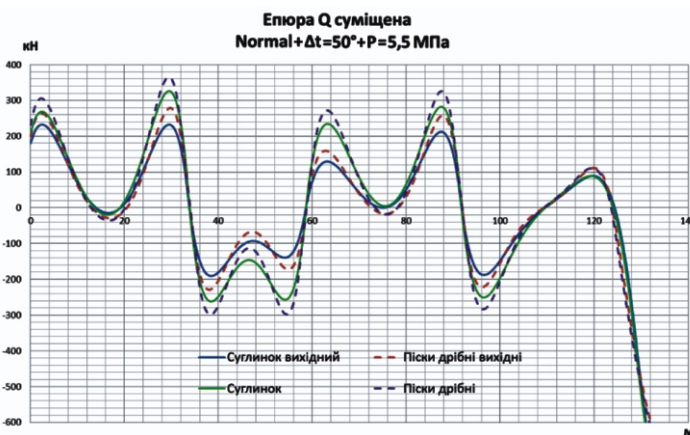


Рис. 8. Епюри поперечних сил у трубопроводі з вихідною та зміненою геометрією

у точці його максимального заглиблення на цій довжині, що дорівнює 0,75 м, виникає напруження 359 МПа. У той же час на довжині хвилі, що дорівнює 75 м, в точці максимального заглиблення на цій ділянці – 0,85 м виникають дещо менші напруження – 321 МПа. Отже, на величину напружень також впливає відношення висоти хвилі трубопроводу до довжини хвилі.

Вище було розглянуто аналіз напружено-деформованого стану трубопроводу, укладеного в траншею заздалегідь відомої геометрії. Проте, на практиці часто виникає необхідність визначення внутрішніх зусиль у трубопроводі, геометрія осової лінії якого задається набором дискретних точок, виміряних із деякою похибкою. Такі дані можуть бути отримані, наприклад, в результаті проведення внутрішньотрубної діагностики. Проблема опису набору дискретних точок неперервної просторової кривої з метою визначення її похідних, принаймні, другого порядку, є досить актуальною для багатьох областей інженерії, науки, комп'ютерного моделювання.

Для розв'язання поставленої задачі в ПК «Ріremovement» включений окремий модуль, який базується на безітераційному чисельному алгоритмі, що розглядає кожну точку трубопроводу як піддатливу опору, ґрунтується на методі початкових параметрів та використовує поняття «кута несумісності» між двома елементарними виміряними ділянками осі трубопроводу. Крім того, аналіз, проведений з використанням методів теорії ймовірностей, дозволяє оцінити можливість проведення відновлення геометрії трубопроводу за отриманими даними вимірювань із похибкою взагалі та визначити необхідну піддатливість опор для проведення процедури відновлення.

Для врахування впливу стохастичності зовнішніх чинників у техніці широко застосовується теорія надійності, що є доцільним з огляду на значну кількість зовнішніх і внутрішніх чинників, які впливають на несучу здатність трубопроводів, що може призвести до аварійної ситуації, оскільки ці чинники є випадковими: фактичний опір сталі трубопроводу, зміна внутрішнього тиску перекачуваної рідини, перепад температур, опір ґрунту основи під трубопроводом, корозійний вплив на метал тощо.

У нашому випадку використана умова безвідмовної роботи у вигляді $\tilde{Y} \tilde{R} \tilde{S} \tilde{R}_y \tilde{\sim}_i 0$, де $\tilde{R}_y$ – випадкова величина опору сталі трубопроводу; $\tilde{\sim}_i$ – випадкова величина напружень від зовнішнього навантаження і впливів об'ємного напружено-деформованого стану трубопроводу.

Розрахунковими випадковими величинами є опір сталі трубопроводу $\tilde{R}_y$, внутрішній тиск у напірному магістральному трубопроводі $\tilde{p}$, перепад температури трубопроводу $\tilde{t}$. Закони розподілу випадкових величин опору сталі, внутрішнього тиску, перепаду температур прийнято нормальними.

Таким чином, функція резерву міцності для сталевих магістральних трубопроводів має вигляд:

$$\tilde{Y}(\tilde{R}_y, \tilde{p}, \tilde{t})$$

$$\tilde{R}_y \sqrt{\frac{\frac{n\tilde{p}D_{BH}}{2}^2 + \frac{n\tilde{p}D_{BH}}{2} E \tilde{t}^2}{\frac{n\tilde{p}D_{BH}}{2} + \frac{n\tilde{p}D_{BH}}{2} E \tilde{t}}}$$

Відповідно і характеристику безпеки, яка визначає оцінку надійності трубопроводу, можна легко підрахувати за формулою $\tilde{Y}/\hat{Y}$, де $\tilde{Y} = Y(\tilde{R}_y, \tilde{p}, \tilde{t})$ – математичне очікування, $\hat{Y} = \sqrt{A_1^2 \hat{R}^2 + A_2^2 \hat{p}^2 + A_3^2 (\hat{t})^2}$ – стандарт.

У методиці визначення надійності підземного сталевих магістрального трубопроводу прийнята умова можливості лінеаризації, яка потребувала теоретичного підтвердження. Для цього було виконано порівняння лінеаризованої і фактичної залежностей резерву несучої здатності. Гіпотеза можливості лінеаризації повністю підтверджується. Тому отримані значення імовірності відмови роботи трубопроводу не потребують корегування.

Висновки.

У результаті проведеної оцінки напружено-деформованого стану ділянки магістрального нафтопроводу при заміні його частини встановлено, що максимальні напруження у трубопроводі від монтажних навантажень досягають значень 81 % від межі плинності сталі.

Таким чином, відхилення від технологічної схеми монтажу (зменшення довжини монтажної ділянки, збільшення навантаження від трубоукладачів, зміна їх розташування) може призвести до перевищення напруженнями межі плинності сталі R_y та вплинути на надійність конструкції в цілому.

Розглянуто вплив на напружений стан трубопроводу типу ґрунту та величини допуску на прокладання трубопроводу. Аналіз одержаних епюр напружень у трубопроводі з вихідною та зміненою відомою геометрією показав, що їх характер залежить від рельєфу місцевості, геометрії трубопроводу та глибини його закладання в товщу ґрунту. Зокрема, при порівнянні напружень у підземному магістральному трубопроводі для вихідної та зміненої геометрії на величину допуску можна спостерігати їх зростання в межах 24 %. Також на величину напружень впливає відношення висоти хвилі трубопроводу до її довжини. Зміна геометрії підземного трубопроводу на величину допуску призвела до перерозподілу поздовжніх сил у межах 5 %, поперечних – до 40 %. Максимальний приріст напружень у трубопроводі більшою мірою відповідає максимальному завантаженню трубопроводу в дрібних пісках.

Аналіз чинників (геометрія та допуски укладання магістрального трубопроводу, типи ґрунтів, тиск у трубопроводі, перепад температур тощо), що впливають на сталеві підземні магістральні трубопроводи, свідчить про можливість підвищення експлуатаційної надійності конструкції.

- [1] Айбиндер А.Б. Расчет магистральных и промысловых трубопроводов на прочность и устойчивость: справочное пособие. / А.Б. Айбиндер. – М.: Недра, 1991. – 287 с.
- [2] Орыняк И.В. Проблема больших перемещений подземных трубопроводов. Сообщение 1. Разработка численной процедуры / И.В. Орыняк, А.В. Богдан // Проблемы прочности. – № 3. – 2006. – С. 28–33.
- [3] Пічугін С.Ф. Допуски при будівництві та надійність лінійної частини конструкції магістрального трубопроводу / С.Ф. Пічугін, О.Є. Зима // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. Вип. 22. – Рівне: НУВГП, 2011. – С. 709–715.

- [4] СНиП 2.05.06-85. Магистральные трубопроводы / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 52 с.
- [5] СНиП 23-01-99. Строительная климатология / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1999. – 67 с.
- [6] Царинник О.Ю. Металеві конструкції. Спецкурс: навчальний посібник. / О.Ю. Царинник – Л.: Вид – во «Бескид Біт», 2004. – 304 с.

Надійшла 15.07.2012 р.

УДК 69.059

ПІДСИЛЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ І СПОРУД В УМОВАХ СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВІВ ЗА НАЯВНОСТІ ЧИННИКІВ ЗНАЧНИХ НЕРІВНОМІРНИХ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВИ

Розглянуті основні принципи підвищення ефективності підсилення будівельних конструкцій і споруд за наявності сейсмонезбезпеки та складних інженерно-геологічних умов, а також наведений приклад дослідження техніко-економічної ефективності підсилення цегляних стін в умовах просідаючих ґрунтів сейсмонезбезпечних територій.

The article deals with the basic principles of efficiency of strengthening of building structures and buildings in earthquake-prone and difficult geological conditions, as well as an example of research of technical and economic efficiency of strengthening of brick walls in the conditions of sedimentary rocks seismic regions.

Ключові слова: ефективність, підсилення, сейсміка, нерівномірні деформації, основа.

Забезпечення надійності будівельних об'єктів, розташованих на майданчиках, де поєднуються такі чинники, як сейсмонезбезпека та нерівномірні деформації основ будівель, є актуальним питанням для території України, особливо з огляду на наявність великого обсягу застарілого фонду нерухомості.

Існує значна кількість методів і способів підсилення конструкцій і будівель із різними особливостями та конструктивними рішеннями. При цьому важливо забезпечити достатню ефективність підсилень як з точки зору мінімально допустимої надійності, так й максимального обмеження прямих і майбутніх витрат та супутніх проблем, наприклад, припинення експлуатації.

При підсиленні споруд у різних складних умовах до відповідних рішень із підвищення їх надійності висувають додаткові вимоги, які враховують особливості складних впливів.

Щодо підсилення в умовах сейсмонезбезпеки та складних інженерно-геологічних умов, які викликають значні нерівномірні деформації основи, можна виділити наступні основні принципи та особливості, які дозволяють підвищити ефективність таких заходів [1, 2, 3, 4, 5 та ін.]:

- контроль і обмеження ваги елементів підсилення, яка не повинна бути значно більшою у порівнянні з підсилюваними конструкціями, що може призвести до суттєвого збільшення сейсмічних навантажень і розвитку додаткових нерівномірних деформацій основи;
- підсилення конструкцій не повинно викликати суттєвого порушення симетричності



Д.О. Хохлін

доцент кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури, к.т.н.

та регулярності розподілення у плані та по висоті будівлі жорсткостей і мас, що особливо актуально з точки зору сприйняття сейсмічних навантажень;

- наявність додаткових вимог до забезпечення надійного з'єднання елементів підсилення та існуючих конструкцій в умовах можливих динамічних впливів і складного напружено-деформованого стану при великих нерівномірних деформаціях основи;
- наявність додаткових вимог до загальної жорсткості та монолітності будівлі;
- необхідність врахування можливості поєднання навантажень від сейсміки та значних нерівномірних деформацій з різною послідовністю їх прикладання, в т.ч. врахування впливу послаблення основи на динамічні характеристики будівлі.

При дотриманні наведених принципів залишається актуальним також питання вибору оптимальних рішень із підсилення різних конструктивних елементів споруди (стіни, простінки, колони, балки, перекриття тощо) з різних матеріалів із врахуванням особливостей їх напружено-деформованого стану при складних впливах.

Для прикладу дослідження техніко-економічної ефективності підсилення можуть бути

розглянуті окремі способи підсилення цегляних стін в умовах просідаючих ґрунтів сейсмонезбезпечних територій (необхідно зазначити, що просідання основи в цілому аналогічне дії більшості інших чинників значних нерівномірних деформацій основ). Одним із прогресивних шляхів є використання сучасних композитних матеріалів на прикладі технологій концерну «Sika».

Для підсилення цегляних стін і простінків часто використовують сталеві конструкції (прокатну та листову сталь, сітки тощо) зі зварними або болтовими з'єднаннями. Для споруд у зазначених складних умовах використання сталевих елементів підсилення є більш прийнятним, враховуючи значно краще співвідношення міцності та питомої ваги у порівнянні з тим же залізобетоном [6] (за одним із наведених вище принципів). При порівнянні властивостей металевих та, наприклад, вуглецевих (більш уживаних) композитних елементів підсилення останні мають суттєві переваги: значно менше відношення власної ваги до міцності, майже повна корозієстійкість, відсутність обмежень за довжиною, спрощений, більш дешевий і швидкий монтаж, більша втомна міцність. Недоліками можна вважати роботу тільки на розтяг, розподіл навантаження тільки уздовж волокон, необхідність термічного захисту та більшу вартість матеріалу. На рис. 1 наведені діаграми [7], що ілюструють, в першу чергу, міцнісні переваги композитних матеріалів перед сталевими (а вуглецеві композити крім того мають більшу жорсткість).

Використовують кілька різновидів стрічок, які розрізняються за розмірами перерізу та модулем пружності (табл. 1). Основні механічні характеристики стрічок Sika CarboDur та полотен Sika Wrap наведені у табл. 2.

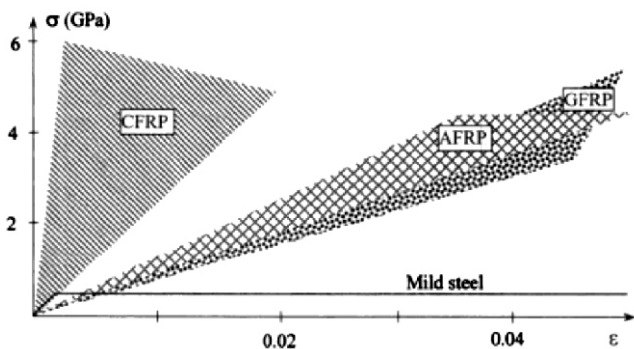


Рис. 1. Діаграми напруження-деформації одноосісного розтягу для різних типів композитних матеріалів та сталі (CFRP – з вуглецевими волокнами, AFRP – арамідними, GFRP – скляними)

Таблиця 1

Різновиди стрічок Sika CarboDur

Sika CarboDur S (Модуль пружності $E > 165000$ МПа)			
Тип	Ширина, мм	Товщина, мм	Площа перерізу, мм ²
Sika CarboDur S512	50	1,2	60
Sika CarboDur S612	60	1,2	72
Sika CarboDur S812	80	1,2	96
Sika CarboDur S1012	100	1,2	120
Sika CarboDur S1212	120	1,2	144
Sika CarboDur S1512	150	1,2	180
Sika CarboDur S614	60	1,4	84
Sika CarboDur S914	90	1,4	126
Sika CarboDur S1214	120	1,4	168
Sika CarboDur M (Модуль пружності $E > 210000$ МПа)			
Sika CarboDur M614	60	1,4	84
Sika CarboDur M914	90	1,4	126
Sika CarboDur M1214	120	1,4	168
Sika CarboDur H (Модуль пружності $E > 300000$ МПа)			
Sika CarboDur H514	50	1,4	70

Таблиця 2

Основні механічні властивості стрічок Sika CarboDur та полотна

Показник/Різновид	Модуль лінійної пружності, ГПа	Міцність на розтяг, МПа	Середні напруження при відриві, МПа	Деформації при відриві, %
Стрічка Sika CarboDur S	>165	>2800	3050	>1,70
Стрічка Sika CarboDur M	>210	>2400	2900	>1,20
Стрічка Sika CarboDur H	>300	>1300	1450	>0,45
Полотно Sika Wrap 230 C	230	3500	230000	15,00

Можливі різні варіанти нанесення стрічок у залежності від розмірів, форми та передбаченого напружено-деформованого стану стін або простінків (перехресне діагональне та (або) вертикально-горизонтальне, спіральне, комбіноване). Полотна наклеюють по всій площині конструкції, що підсилюється (приклади на рис. 2). Необхідно відмітити, що при нанесенні підсилювальних стрічок можливе їх попереднє напруження. Така можливість за умови розрахункового обґрунтування може підвищувати ефективність підсилення, створюючи додаткове обтиснення кладки, що зменшує або нейтралізує відповідні за напрямом розтягуювальні зусилля та підвищує зчеплення елементів кладки (наприклад, збільшується міцність на зріз за неперев'язаними швами) [8].

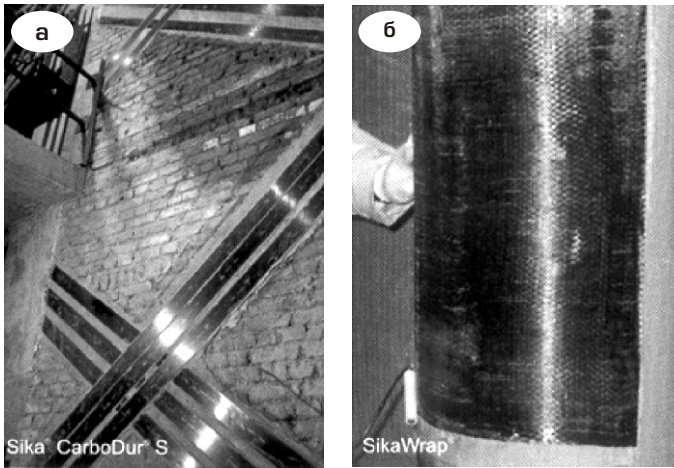


Рис. 2. Приклади нанесення підсилювальних стрічок (а) та полотна (б)

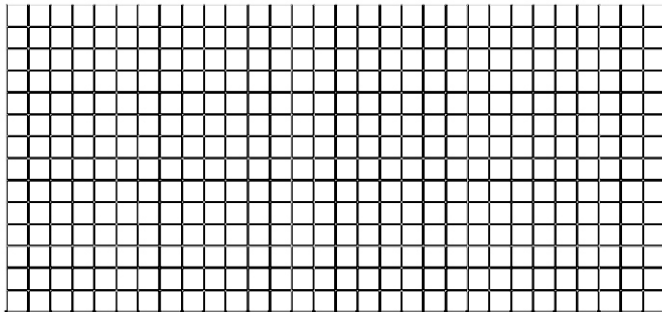


Рис. 3. Модель стіни без підсилення

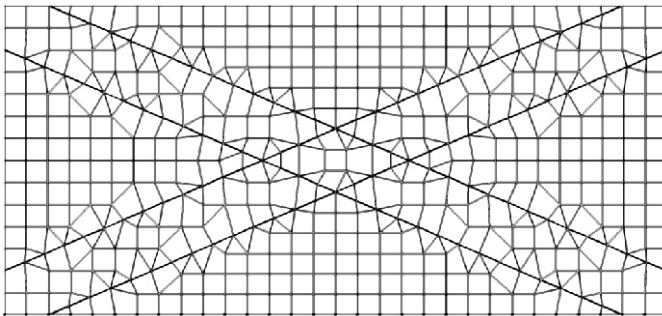


Рис. 4. Модель стіни, підсиленої композитними стрічками

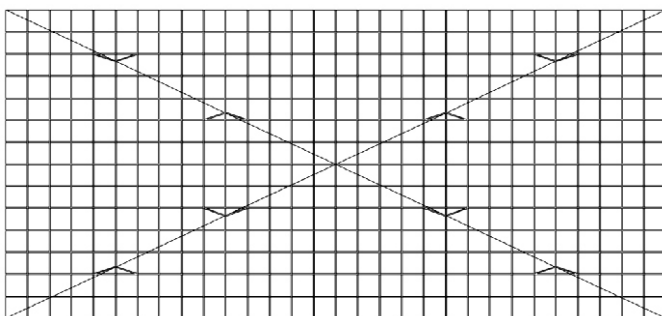


Рис. 5. Моделі конструкцій, підсилені сталевим прокатом

Для розрахункового дослідження ефективності підсилення стінових конструкцій композитними матеріалами «Sika» було проведено моделювання в ПК «ЛІРА». Для цього була створена модель суцільної стінової панелі. Розрахунки виконували у нелінійній постановці, враховуючи те, що розглядувані композити працюють тільки на розтяг. При цьому бралася до уваги нелінійність деформування кладки.

Для порівняння побудовані плоскі моделі конструкцій без підсилення (рис. 3), з підсиленням композитними стрічками (рис. 4), полотном і сталевим прокатом (рис. 5).

Загальні характеристики моделей наведені в табл. 3.

Таблиця 3

Основні параметри розрахункових моделей стінової панелі

Характеристика	Значення	
Загальні розміри	2,8 6,0 м, товщина СЕ 0,51 м	
Основний розмір скінченних елементів	0,2 0,2 м	
Фіксація переміщень нижнього ряду вузлів	по X, Y, UZ	
Навантаження	Вертикальне та горизонтальне	Власна вага, вертикальне – 60 т (по 2,0 т на середні та 1,0 т на крайні верхні вузли), горизонтальне – 39 т (по 1,30 т на середні та 0,65 т на крайні верхні вузли)

Для підсилення стіни композитами використані стрічки Sika CarboDur S1012 і таке ж полотно (в два шари). За основу моделей з підсиленням сталевим прокатом для прикладу взяті детально описані способи для стін та простінків при дії сейсмічного навантаження, наведені у [3]. Для стіни обрано сталеву раму з перехресними зв'язками.

Перерізи прокату визначені з врахуванням приблизної рівності вартісних показників витрати матеріалів на час дослідження з варіантом підсилення композитами. Обраховані загальні орієнтовні витрати композитних матеріалів склали для стінової панелі: Sika CarboDur S1012 – 56,9 м або Sika Wrap 230C – 67,2 м²; сталевому прокату: кутики 160 160 16.

Змодельовані конструкції навантажували вертикальним та горизонтальним навантаженнями (див. табл. 3). Величини навантажень обирали з урахуванням недопущення виникнення суттєвого тріщиноутворення (максимум 1-2 СЕ з тріщинами в картині руйнування, отриманій при розрахунку у ПК) у стіні через неможли-

вість на даному етапі моделювання при нелінійному розрахунку у ПК «ЛІРА» окремих особливостей руйнування кам'яної кладки. Враховано дію нерівномірної жорсткості основи зі зміною відповідних коефіцієнтів жорсткості основи стіни. При цьому були перевірені (з використанням програми «ЛІР-СТК») міцність та стійкість всіх елементів підсилення, відсоток їх використання не перевищив для сталевих прокату 65 % та 1 % для композитів.

Для оцінки ефективності підсилення порівнювали узагальнені зусилля N , M , Q у горизонтальних перерізах кладки стіни, які проходять через центри вибірки СЕ.

Зусилля визначалися за формулами:

$$N = \sum_i A_i N_{yi}; \quad (1)$$

$$M = \sum_i A_i N_{yi} x_i; \quad (2)$$

$$Q = \sum_i A_i \tau_{xyi}, \quad (3)$$

де N_{yi} – нормальні напруження в СЕ у горизонтальній площині; A_i – площа горизонтальних перерізів СЕ; x_i – горизонтальні координати центрів СЕ відносно центра загального перерізу у горизонтальній площині; τ_{xyi} – дотичні напруження в СЕ у горизонтальній площині.

У табл. 4 наведена вибірка напружень у СЕ розрахованих моделей стіни (з різними варіантами підсилення та без нього) та отримані відповідні зусилля у загальних горизонтальних перерізах. З таблиці видно, що при приблизно однаковій вартості матеріалів підсилення зі сталевих прокату є суттєво більш ефективним порівняно з композитними матеріалами з точки зору розвантаження цегляних стін при дії сейсмічного навантаження та нерівномірної жорсткості (деформацій) основи.

Таким чином, згідно з отриманими результатами можна дійти висновку про надмірно високу ціну композитних матеріалів на час проведення досліджень порівняно зі сталевими матеріалами. Крім того, є необхідність у розробленні більш ефективних форм використання композитних елементів у зазначених складних умовах, враховуючи значний потенціал наведених матеріалів, наприклад, використання більш складних комбінованих картин нанесення стрічок на стіни.

Порівняння підсилення конструкцій з використанням сталевих прокату та інших стандартних матеріалів, наприклад, залізобетону, свідчить про те, що сталеві матеріали мають значно краще співвідношення міцності та маси [6]. Ця властивість також зменшує масу елементів підсилення, що сприятливо впливає на сейсмічні навантаження.

Слід зазначити, що при підсиленні стін та простінків відбувається збільшення їх жорсткості. При цьому зменшується період коливань як конструкцій, так і будівлі в цілому, що, в свою чергу, може призводити до підвищення спектрального коефіцієнта динамічності та відповідно сейсмічного навантаження, що необхідно враховувати при розробленні підсилення.

При визначенні конструктивних та інших заходів захисту існуючих будинків в умовах просідаючих ґрунтів сейсмонебезпечних територій, як правило, необхідно вирішувати комплекс проблем (тріщиноутворення, крени, прогини та вигини будівель та їх відсіків тощо). Причому в процесі їх вирішення бажано забезпечити призупинення розвитку вищенаведених дефектів шляхом повного або часткового підси-

Таблиця 4

Зміна узагальнених зусиль при підсиленні стінової панелі з урахуванням нерівномірного деформування основи

Тип підсилення	Переріз	Зміна узагальненого зусилля, %					
		N		M		Q	
Композитні стрічки по діагоналі	Верхній	+ 0,15	+ 0,35	- 2,06	- 0,83	- 1,65	- 1,40
	Середній	- 0,03		- 1,06		- 2,52	
	Нижній	+ 1,04		- 0,56		- 0,24	
Композитне полотно у два шари	Верхній	- 0,05	+ 0,99	- 0,18	- 2,01	- 0,00	- 0,25
	Середній	+ 0,25		- 0,96		+ 0,09	
	Нижній	+ 3,16		- 2,86		- 0,77	
Сталева підсилення по контуру з перехресними зв'язками	Верхній	- 16,93	- 2,76	- 49,57	- 48,23	- 36,81	- 49,69
	Середній	- 9,72		- 70,12		- 43,86	
	Нижній	+ 22,94		- 34,18		- 67,18	

лення системи «основа–фундамент». Тобто необхідно розробити комплекс заходів як конструктивних, так і, наприклад, із вирівнювання наднормативних кренів.

Одночасно з конструктивними та іншими заходами з відновлення та підсилення споруд у сейсмонебезпечних умовах ефективними можуть бути окремі методи активного сейсмосахисту та сейсмосахисного екранування, направлені на зменшення зусиль у конструкціях під час землетрусу (адаптивні системи, сейсмоізоляція надземної частини споруд, екранування основ і фундаментів, системи з підвищенням демпфіруванням та гасниками коливань). Їх використання пов'язано з рядом складностей: влаштуванням систем активного сейсмосахисту в існуючих будівлях у порівнянні з такими, що проектують, а також із наявністю ризику розвитку значних нерівномірних деформацій основи та споруди в цілому [5]. Достатньо реальною та дуже перспективною бачиться розробка методів сейсмосахисного екранування основ і фундаментів існуючих будівель, наприклад, шляхом влаштування екранів у вигляді стінок або траншей, які перешкоджають впливам хвильового типу та добре пристосовуються до їх стохастичного характеру [9].

Висновки. Особливості наявних складних умов накладають певні вимоги та обмеження при розробленні підсилення існуючих будівель і споруд. Важливим є вироблення та впровадження відповідних загальних принципів підсилювальних заходів. Щодо підсилення будівель за умов одночасного впливу сейсмонебезпеки та існуючих нерівномірних деформацій основи можна виділити наступні шляхи підвищення їх ефективності: максимальне наближення до дійсного напружено-деформованого стану споруди при її розрахунку на особливі сполучення навантажень, наприклад, врахування при розрахунках будівель можливості суміщення дії сейсмічних впливів та значних нерівномірних деформацій основи; дослідження оптимального співвідношення між міцністю, питомою вагою та ціною елементів підсилення з врахуванням їх конструктивних і технологічних особливостей; обмеження впливу підсилювальних заходів на симетричний та регулярний розподіл жорсткостей і мас у будівлі; розроблення та впровадження для підвищення сейсмостійкості існуючих будівель систем активного сейсмосахисту, в т.ч. екранування їх основ і фундаментів, із врахуванням ризику розвитку значних нерівномірних деформацій основ.

- [1] Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2006. – Офіц. вид. – [На заміну СНиП II-7-81*]; Чинні від 2007-01-02]. – К.: Укрархбудінформ: Мінбуд України, 2006. – 82 с.
- [2] Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах: ДБН В.1.1-5:2000. – Офіц. вид. – [На заміну СНиП 2.01.09-91; Чинні від 2000-07-01] – К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2000. – 87 с.
- [3] Повышение сейсмостойкости зданий: Серия О.00 – 2.96с. / Я.М. Айзенберг, С.И. Чигрин, А.В. Черкашин, С.А. Минakov. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1996. – Выпуск О-1: Каменные и кирпичные здания. Материалы для проектирования. – 82 с.
- [4] Хохлін Д.О. Конструктивний захист житлових будинків масових серій, що експлуатуються в умовах просідаючих ґрунтів сейсмонебезпечних територій : дис. ...канд. техн. наук : 05.23.01 / Хохлін Денис Олексійович. – К., 2009. – 204 с.
- [5] Хохлін Д.О. Особливості напружено-деформованого стану будівель при суміщенні сейсмічних впливів та значних нерівномірних деформацій основи // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2012. – Вип. 76. – С. 269-277.
- [6] Бучок Ю.Ф. Будівельні конструкції: Основи розрахунку: Підручник / Бучок Ю.Ф. – К.: Вища шк., 1994. – 447 с.
- [7] Externally bonded FRP reinforcement for RC structures: Technical report fib Bulletin No. 14. – Lausanne: FIB, 2001. – 138 p.
- [8] Сика Украина: Информационный диск 2005, вер. 5.0 / ООО «Сика Украина». – К.: Сика Украина, 2005. – 1 электронный опт. диск (CD-ROM); 12 см. – Систем. вимоги: Pentium-266; 32 Mb RAM; CD-ROM; Windows 98/2000/NT/XP. – Назва з титул. екрану
- [9] Кранцфельд Я.Л. О перспективах сейсмозащитного экранирования грунтовых оснований зданий и сооружений // ОФМГ, №1-2012. – М.: НИИОСП, 2012. – С. 23-27.

Надійшла 25.01.2013 р.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИСТЕМ ГИДРОТРАНСПОРТА ПУЛЬПЫ ДЛЯ ГОРНО-ОБОГАТИТЕЛЬНЫХ КОМБИНАТОВ УКРАИНЫ

Одним из главных направлений повышения эффективности и конкурентоспособности горнорудного производства в условиях рыночной экономики является создание мощной транспортной базы, включая гидравлический трубопроводный транспорт. Более половины суммарной энергии, расходуемой на горнорудных предприятиях, включая добычу и переработку руды, затрачивается на гидротранспорт хвостов обогащения. С учетом этого факта, а также в связи с непрерывным ростом цен на электроэнергию, разработка и применение оптимальных схем гидротранспорта является актуальной задачей для предприятий горнорудной промышленности. ГИ «УкрНИИводоканалпроект», являясь головной организацией – генеральным проектировщиком объектов хвостовых хозяйств горно-обогатительных комбинатов Украины, много внимания уделяет разработке таких схем. В данной статье на примере ПАО «СевГОК» рассматриваются особенности расчета и проектирования системы гидротранспорта пульпы (смесь воды и хвостов) в хвостохранилище на основе программы «GIDRANT», разработанной специалистами ГИ «УкрНИИводоканалпроект».

Описание системы гидротранспорта пульпы. Сырая руда, поступающая из железорудного карьера на обогатительную фабрику, с помощью технологий магнитной сепарации (используются магнитные свойства железной руды) или флотации (всплытие более легкой пустой породы при использовании флокулянтов и осаждение концентрированной железной руды) отделяется от пустой породы (хвостов) и перерабатывается в конечный продукт: агломерат, концентрат, окатыши. Хвосты в смеси с водой, которая использовалась при обогащении, поступают в самотечные лотки, уложенные с уклоном к пульпонасосной станции. По лоткам пульпа поступает в приемные емкости (зумпфы), из которых грунтовыми насосами по пульпопроводам перекачивается в хвостохранилище, представляющее собой емкость для складирования хвостов, как правило, ограниченную по периметру грунтовыми плотинами [1]. Комплекс сооружений, состоящий из самотечных лотков,



А.И. Оглобля

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



С.Л. Раздайбеда

заведующий лабораторией
инженерных расчетов
ГИ «УкрНИИводоканалпроект»

пульпонасосной станции (одной или нескольких), с входящими в ее состав основными и вспомогательными насосами, с контрольно-измерительными приборами, системами управления, связи и оповещения, а также напорными магистральными и распределительными стальными трубопроводами, с различными устройствами и является гидротранспортной системой. Поскольку пульпонасосные станции потребляют большое количество электроэнергии, в непосредственной близости от них располагаются трансформаторные подстанции и распределительные устройства. Грунтовые насосы, которых на одной станции может быть до десяти и более единиц, оборудуются электродвигателями мощностью до 3,5 МВт. Средняя стоимость электроэнергии одного часа работы такого насоса составляет 2,2–2,5 тыс. грн. Если для ГОКа принять десять таких круглогодично работающих насосов, то стоимость электроэнергии за год составит 2,5 тыс. грн. 10 нас. 24 ч 365 дн. = ~200 млн. грн. Применение оптимальной схемы работы гидротранспорта позволяет снизить затраты электроэнергии и соответственно уменьшить ее стоимость.

Особенности расчета и проектирования систем гидротранспорта пульпы. Сложность проектирования надежной и экономичной системы гидротранспорта заключается в следующем:

- грунтовий насос, як правило, повинен надійно працювати в різних режимах, так як в відповідності з технологією нарощування плотин хвостохранилища пульпа повинна подаватися на різні відстані і на різні висотні отметки;
- хвостова пульпа в залежності від її консистенції, гранулометричного і мінерального складу хвостів володіє відмінним від води опором переміщенню (потерями напора) по трубопроводу. Крім того, втрати напора змінюються в залежності від діаметра пульповода і швидкості руху пульпи;
- хвости на більшості ГОКів мають властивість осаджуватися при швидкості руху пульпи, менше критичної. Заїлення пульповода підвищує удільні втрати напора і може призвести до повної його блокування.

Основой проекту гідротранспорту є гідрравлічний розрахунок системи, в результаті якого вибирається насосне обладнання і призначається діаметр пульповода. В залежності від задачі можуть також визначатися місця розташування насосних станцій 1-го, 2-го і т.д. підйомів. Головними показателями, які визначаються в результаті розрахунку, є критична швидкість руху суміші і удільні втрати напора по довжині трубопроводу. Існують численні теорії і методики для визначення вказаних вище показувальників. В [2] наводяться формули по 25 методикам різних науково-дослідницьких організацій і авторів. С однієї сторони це підтверджує актуальність задачі, з іншої – ускладнює її в зв'язі з відсутністю єдиної теорії гідротранспорту сыпучих матеріалів. В ГІ «УкрНИИводоканалпроект» при розрахунках застосовують методику, розроблену інститутом ЗАО «Механобр інжиніринг» і Інститутом гідромеханіки НАН України і описану в [3]. Коротко суть розрахунку заключається в наступному. По заданному гранулометричному складу хвостів, концентрації пульпи і діаметру трубопроводу визначаються:

- середня крупність частинок d_{cp} ;
- крупність частинок d_{90} ;
- коефіцієнт рознородності j ;
- крупність малих частинок d_0 ;
- діаметр великих частинок d_s ;
- концентрація пульпи S ;

- концентрація малих частинок S_0 ;
- концентрація великих частинок S_m ;
- густина пульпи ρ_n ;
- густина несущої рідини (суміш води і малих частинок) ρ_0 ;
- гранично можлива концентрація твердого матеріалу в трубопроводі $S_{пр}$;
- коефіцієнт, що враховує вплив малих частинок на зниження енергозатрат при гідротранспортуванні F ;
- коефіцієнт M , що залежить від концентрації малих частинок в трубопроводі;
- коефіцієнт в'язкості несущої рідини η_0 , з урахуванням в'язкості води при заданній температурі і концентрації малих частинок;
- параметри, що враховують вплив відношення діаметрів малих і великих частинок γ і діаметру трубопроводу;
- оптимальна швидкість руху пульпи v_0 ;
- число Рейнольдса Re ;
- коефіцієнти гідрравлічного опору для нових і старих труб;
- параметр $B_{кр}$, що враховує вплив характеристик твердого матеріалу і пульпи;
- складова удільних втрат напора i_0 , обумовлена вважуванням і переносом великих частинок;
- величина $K_0 = (B_{кр} / i_0)^{1/3}$.

Після цього для ряду заданих значень швидкостей визначаються значення Re , $B_{кр}$, i_0 , K_0 і будується спільно графік $K_0 = f(v)$ і $v_0 = f(K_0)$. Проекція точки перетину графіків на вісь визначає значення критичної швидкості руху пульпи $v_{кр}$. Далі визначаються: удільні втрати напора i_s для великих частинок; сумарна величина удільних втрат напора для пульпи i_n ; і сумарні втрати напора в системі гідротранспорту $H_{сист}$, на основі яких визначаються параметри насосів і потужності їх приводів.

В початку 90-х в ГІ «УкрНИИводоканалпроект» в відповідності з Посібником [3] була розроблена комп'ютерна програма, яку в даний час стало неможливо використовувати на комп'ютерах з сучасними операційними системами. Пошук в Інтернеті альтернативного російськомовного програмного забезпечення не дав результатів. Достатньо багато інформації було отримано по зарубіжним програмам гідрравлічного розрахунку трубопро-

водных сетей сложной конфигурации и для самых разнообразных жидкостей. Для гидротранспорта сыпучих материалов была найдена только одна – Piping Systems FluidFlow3 (Flite Software Ltd, Великобритания). Эта программа позволяет решать гидравлические задачи для ньютоновских и неньютоновских жидкостей, газов, двухфазных сред для пространственных сетей любой сложности. Вместе с тем, для систем с достаточно простой конфигурацией решения получались некорректными. Поэтому специалистами ГИ «УкрНИИВодоканалпроект» была разработана программа «GIDRANT» на основе уже проверенной методики [3] с современным интерфейсом.

Назначение и возможности программного продукта «GIDRANT». Программный продукт (ПП) «GIDRANT» предназначен для автоматизации расчетов напорного гидротранспорта хвостов и получения выходных данных, необходимых для проектирования новых или реконструкции существующих систем напорного гидротранспорта.

В ПП реализованы следующие возможности:

- подбор насосного оборудования, электродвигателя по требуемой мощности, а также диаметра трубопровода;
- моделирование работы нескольких насосов при последовательном соединении;
- определение параметров системы трубопровод-насос в рабочей точке: расхода (подачи), напора, мощности, коэффициента полезного действия насоса, кавитационного запаса с отображением результатов в виде таблиц и графиков;
- определение критической и фактической скоростей пульпы в трубопроводе и общих и удельных потерь напора в трубопроводе;
- моделирование работы трубопровода в режиме частичного заилиenia, а также работы 1-го и 2-го подъемов в режиме «без разрыва струи» с учетом гидравлической связи между ними;
- отображение пьезометрических линий на расчетной схеме;
- определение экономических параметров: стоимости затрат на электроэнергию при выбранном режиме и удельных затрат на транспортировку одной тонны хвостов.

При разработке ПП «GIDRANT» особое внимание уделялось возможности для проекти-

ровщика в кратчайшие сроки рассчитать необходимое количество вариантов с выбором оптимального, выводу достаточного количества выходной информации в виде таблиц и графиков, простоте освоения и быстродействию программы. Интерфейс программы – многооконный, всего 8 перекрывающихся окон: главное с привычным Windows-интерфейсом – раскрывающимися меню и иконками; три окна для ввода исходных данных, окно для расчетной схемы, с отображением входных и выходных данных, окно для вывода результатов расчета в виде таблиц и графиков, окно сечений по трубопроводам, на котором отображается допустимый и фактический слой заилиenia (при его наличии). Кроме того есть окно протокола расчета куда выводятся замечания по данным и некоторые промежуточные результаты. И последнее окно – для формирования отчета по результатам расчета.

Расчет системы гидротранспорта пульпы для ПАО «СевГЭК». Рассмотрим эффективность работы программы на примере расчета системы гидротранспорта хвостового хозяйства ПАО «СЕВГЭК» (рис. 1). Пульпа от обогатительной фабрики по самотечным лоткам поступает в зумпфы пульпонасосной станции ПНС № 1 1-го подъема, на которой находятся 12 насосов (6 рабочих, 6 резервных) марки 2ГрТ 8000/71, 4 рабочих и 3 резервных насоса подают пульпу по схеме «насос в насос» на ПНС № 3 2-го подъема с установленными 7 насосами (4 рабочих, 3 резервных) марки 2ГрТ 8000/71. Такое соединение насосов также называют «спаркой». Далее пульпа по пульповодам подается на расстояние до 6,1 км в карты намыва на хвостохранилище. Все трубопроводы имеют диаметр 1200 мм. В настоящее время осуществляется замена насосов 2ГрТ 8000/71 (Уралгидромаш, Россия) на насосы LHD 24 26-49 (GIW, США), которые являются одними из самых мощных центробежных грунтовых насосов (мощность э/двигателя 3,5 МВт). Эти насосы предполагается использовать самостоятельно для подачи пульпы на расстояние до 4,6 км (см. рис. 1).

Основные исходные данные

Отметка уровня пульпы в зумпфе	
1-го подъема, м	107,0
Отметка оси насоса 1-го подъема, м	
для 2ГрТ 8000/71	105,1
для LHD 24 26-49.	106,3
Отметка оси насоса 2-го подъема, м	118,6

Расстояние между 1-м и 2-м подъемами, м . . . 3900
 Максимальная дальность подачи, м
 для «спарки» 2ГрТ 8000/71. 6100
 для LHD 24 26-49 4600
 Отметка подачи (min-max), м 161,0 м–169,0
 Гранулометрический состав хвостов, %
 более 0,56 мм 0,58

0,56-0,21 мм 2,74
 0,21-0,14 мм 1,98
 0,14-0,071 мм 6,20
 0,071-0,056 мм 4,16
 менее 0,056 мм 84,34
 Консистенция пульпы, Т:Ж
 (массовое отношение твердой и жидкой фаз) . . 1:20

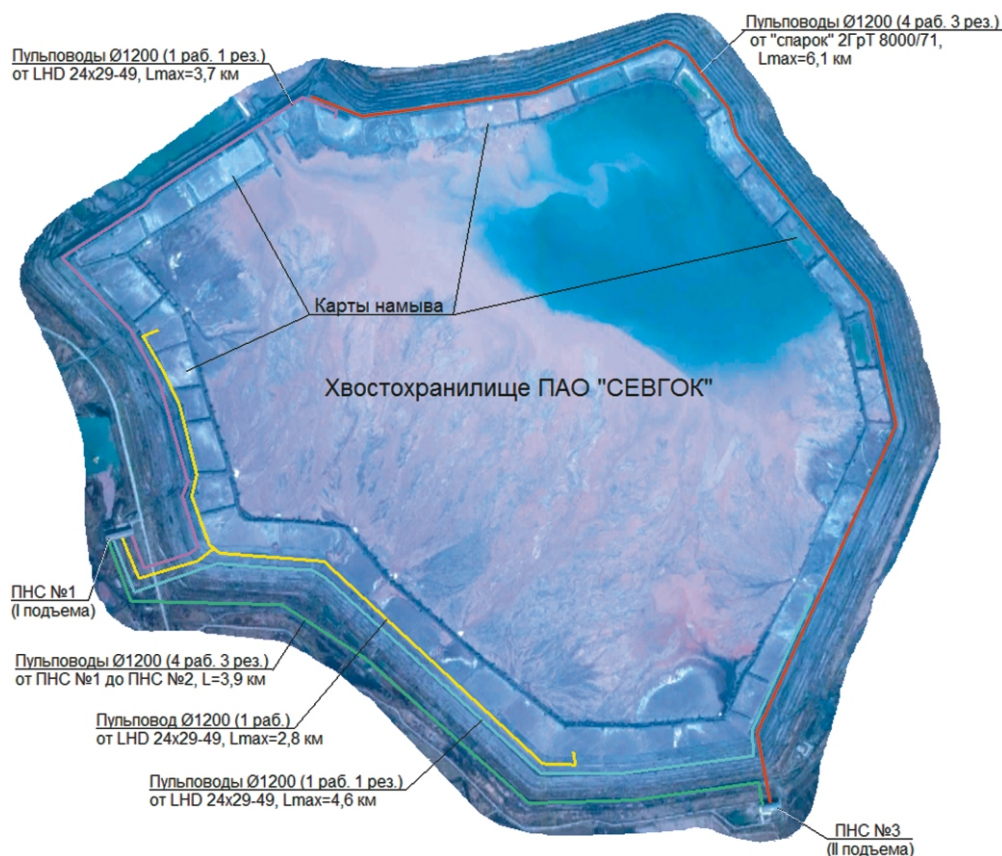


Рис. 1. План-схема напорного гидротранспорта для ПАО «СевГОК»

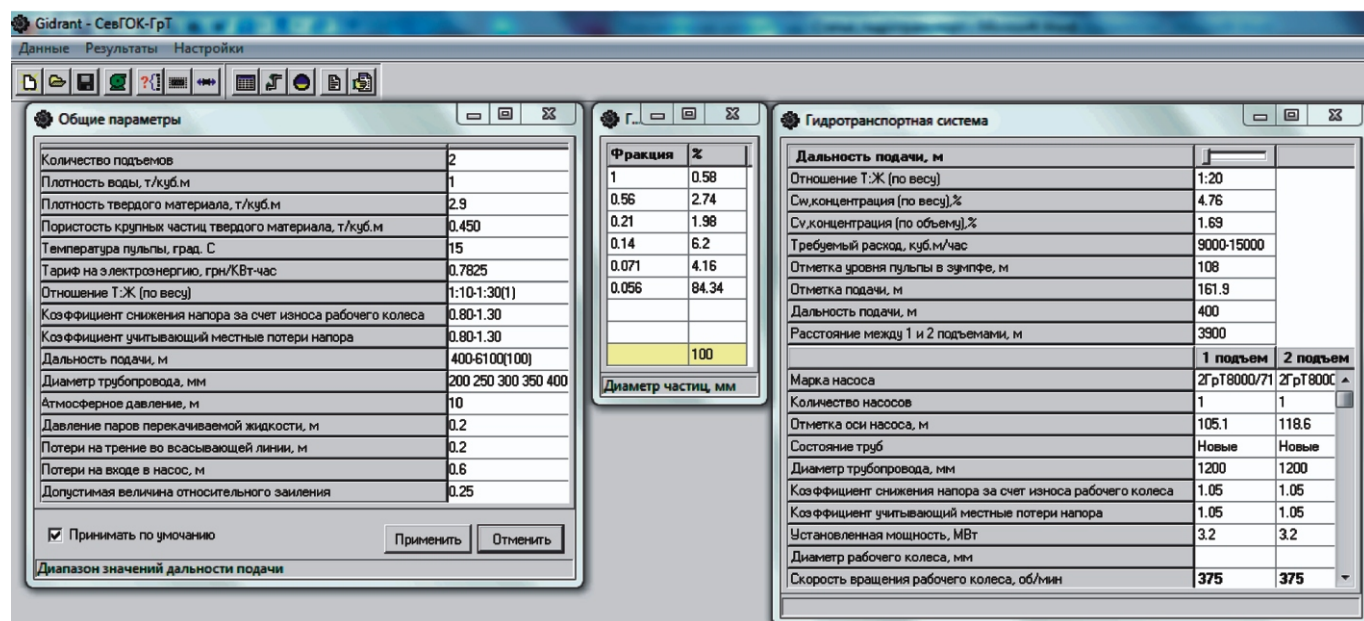


Рис. 2. Главное окно ПП «GIDRANT» и три окна входных данных

Выполним расчет по приведенным данным при использовании насосов LHD 24 26-49 сначала на дальнее расстояние $L_{\max} = 4,6$ км, а затем на ближайшее $L_{\min} = 1,0$ км. Точно такие же расчеты проведем для «спарки» насосов 2ГрТ 8000/71 на расстояния $L_{\max} = 6,1$ км и $L_{\min} = 1,2$ км. Далее для каждого варианта определим среднее значение производительности. Затем определим суммарную часовую производительность всех рабочих насосов по принятой схеме и сравним ее с проектной.

На рис. 2 показаны три окна входных данных на фоне главного окна. Белый фон ячеек таблиц указывает на возможность редактирования или ввода новых значений.

В первом окне «Общие параметры» собраны наиболее общие данные, которые могут быть одинаковы для разных объектов и, как правило, не изменяются в процессе расчета. Сюда также входят параметры, по которым желательно иметь пределы и дискретность изменения значений, а также ряд стандартных диаметров труб. Все это сделано для удобства пользователя. Это окно имеет особый статус – когда оно открыто, невозможна работа с другими окнами. Второе окно «Грансостав хвостов» – данные по грансоставу хвостов. Эти данные также не изменяются в процессе расчета и окно, для экономии экранного места, может быть закрыто. Третье окно «Гидротранспортная система» – основное окно с исходными данными, которые

могут изменяться в процессе расчета, причем некоторые из них – динамически. Например, дальность подачи можно изменить не только вводом нового значения, но и перемещая с помощью «мышки» указатель «бегунка», аналогично тому, как в Windows изменяется громкость звука, при этом в окнах результатов также будут происходить соответствующие изменения. К таким данным отнесены: консистенция пульпы, дальность подачи, коэффициент местных потерь в пульповоде, коэффициент абразивного износа рабочего колеса, диаметр рабочего колеса, скорость вращения рабочего колеса. Диаметр трубопровода изменяется в соответствии с заданным списком стандартных диаметров. Эти данные можно изменять не только с помощью «мышки», но и с помощью клавиш « », « », «PgUp», «PgDn», «Home», «End», причем эти клавиши работают с разной дискретностью перебора вводимых значений, которую можно задавать. Такая возможность помогает отследить тенденции изменения результатов в динамике, способствует лучшему усвоению сути расчета проектировщиком.

Таблицы и графики результатов расчета приведены на рис. 3.

На рис. 3. показаны окна входных данных «Гидротранспортная система», «Расчетная схема», «Заиливание трубопровода», «Результаты расчета». Окна входных данных и результатов отличаются цветом фона. Белый фон – для входных дан-

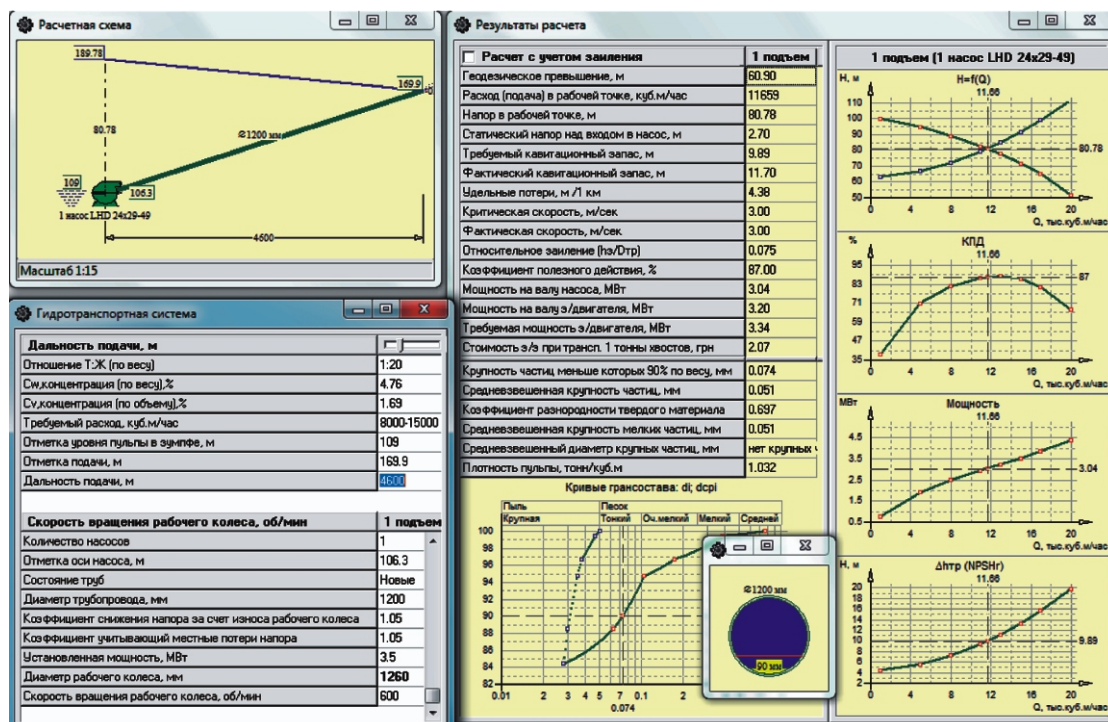


Рис. 3. Расчет подачи насосом LHD 24 26-49 на расстояние 4,6 км и отметку 169,0 м (на схеме (см. рис. 1) трасса пульповодов обозначена голубым цветом)

ных и желтый – для результатов, данные в ячейках с белым фоном цвета можно редактировать. По сути дела, показанный на рис. 3 набор окон является полной и комфортной средой расчетчика. В ПП «GIDRANT» отсутствует обычная для расчетных программ кнопка «Выполнить». При изменении данных в окне «Гидротранспортная система» мгновенно происходит изменение результатов во всех остальных окнах, включая расчетную схему. Это также сделано для сокращения времени, затрачиваемого на выполнение расчетов.

Результаты расчета показывают, что при заданных дальности подачи 4,6 км и отметке 169,0 м совместная работа пульповода и насоса проходит в нормальном режиме. В программе установлены три критериальных параметра, при превышении которых соответствующие значения данных в таблице результатов высвечиваются красным цветом:

- мощность на валу электродвигателя не должна превышать установленную мощность;
- относительное заиливание не должно превышать допустимой величины;
- требуемый кавитационный запас не должен превышать фактический.

В нашем случае все критериальные значения находятся в пределах допустимых.

Определим параметры системы гидротранспорта при подаче пульпы насосом LHD 24 26-49

в ближайшие карты, т.е. на кратчайшее расстояние $L_{\min} = 1,0$ км, где критическим параметром зачастую бывает мощность электродвигателя. При помощи «бегунка» подбираем число оборотов вращения рабочего колеса $n = 586$ об/мин., при которых мощность вала электродвигателя не превышает установленную мощность 3,5 МВт (рис. 4).

Выполним расчет варианта для «спарок» насосов 2ГрТ 8000/71. Этот расчет интересен тем, что учитывается гидравлическая связь между насосами, находящимися на 1-м и 2-м подъемах, т.е. изменение входных данных на одном из подъемов вызывает изменение выходных параметров на обоих подъемах. На схеме (см. рис. 1) трасса пульповодов показана зеленым и красным цветом. Таблицы входных данных и результатов расчета приведены на рис. 5.

Из результатов расчета видно, что контролируемые значения не превышают допустимых значений, установленных для мощности электродвигателя, кавитационного запаса и заиления трубопроводов.

Определим параметры системы при подаче пульпы на близкое расстояние, которое определяется как расстояние от ПНС № 3 до карты, следующей после карты, в которую пульпа подается насосом LHD 24 26-49 (голубая линия на схеме (см. рис.1)). Для нашего случая $L_{\min} = 1,2$ км.

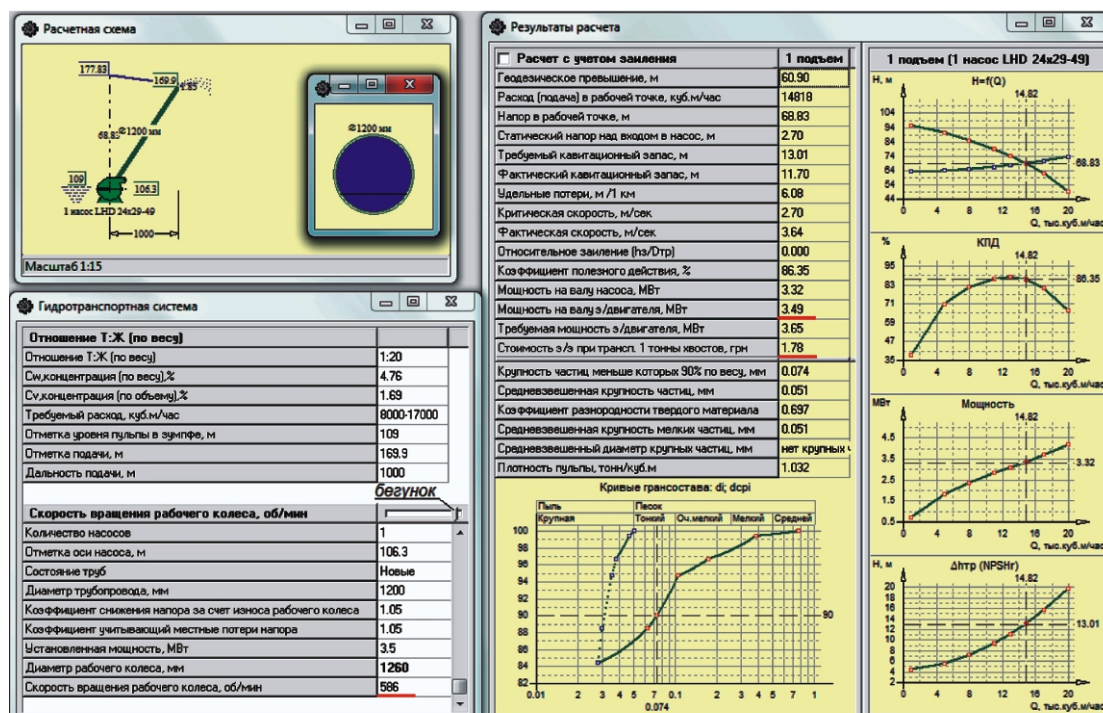


Рис. 4. Определение параметров подачи насосом LHD 24 26-49 на расстояние 1,0 км и отметку 169,0 м (на схеме (см. рис. 1) трасса пульповодов обозначена желтым цветом)

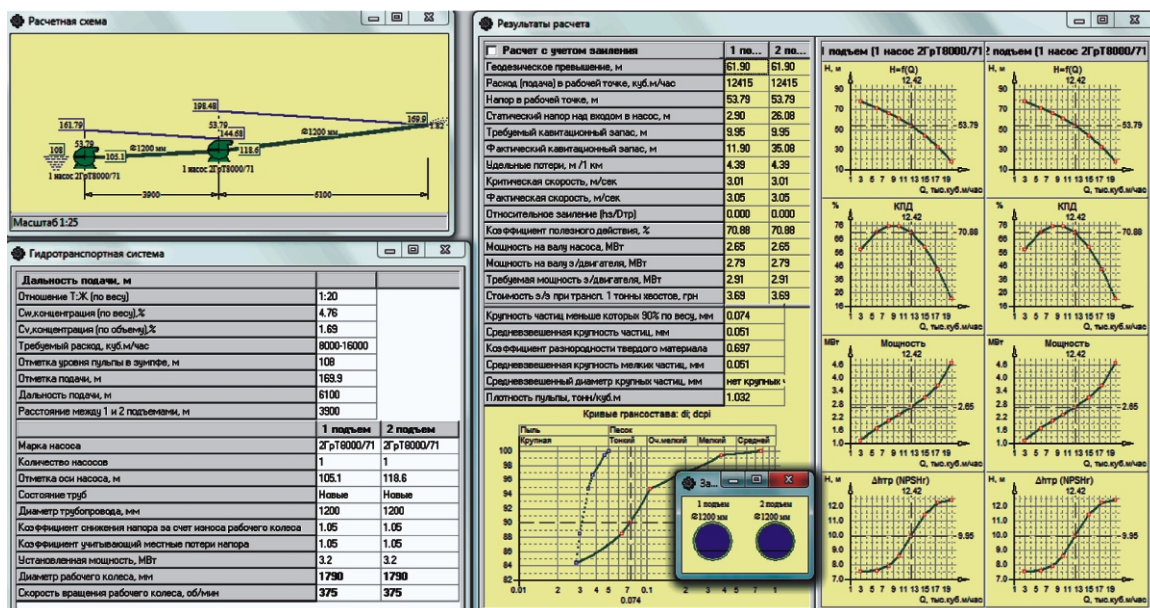


Рис. 5.
Окна входных данных и результатов расчета по варианту «спарок» насосов 2Грт 8000/71 на максимальное расстояние – 6,1 км

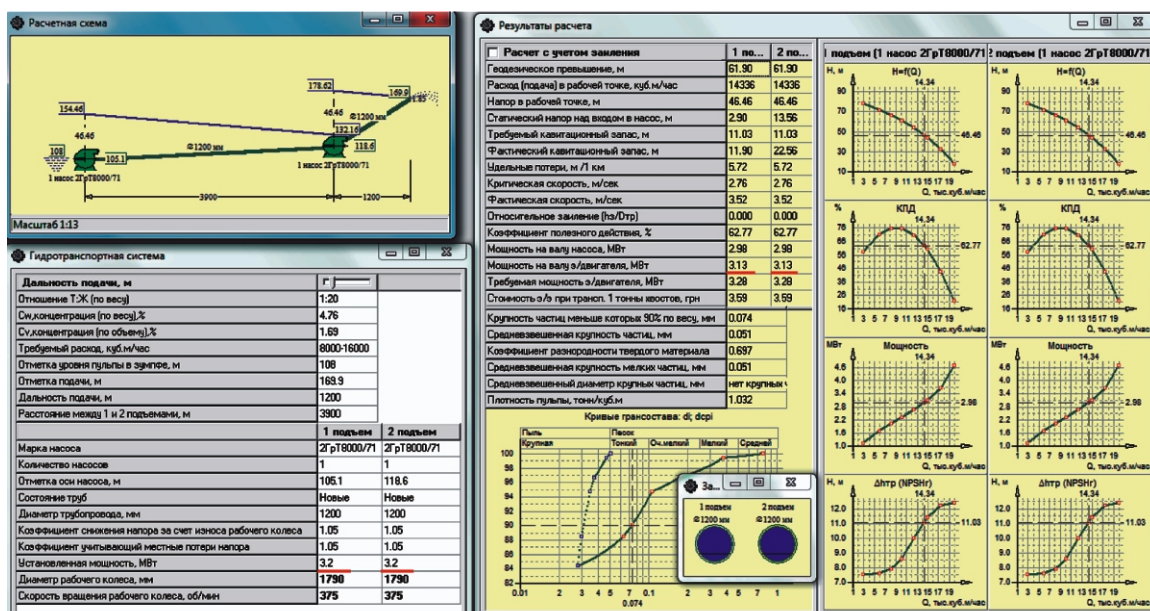


Рис. 6.
Окна входных данных и результатов расчета по варианту «спарок» насосов 2Грт 8000/71 на минимальное расстояние – 1,2 км

И в этом случае контролируемые значения не превышают допустимых, т.е. регулирование не требуется.

Вообще говоря, регулирование, которое заключается в снижении потребляемой мощности электродвигателем, возможно на основе:

- а) дроссельного регулирования (использование задвижек);
- б) регулирования частоты вращения вала (частотный преобразователь или вариатор скорости);
- в) изменения диаметра рабочего колеса;
- г) изменения передаточного числа редуктора.

Рассмотрим достоинства и недостатки каждого из способов:

а) типичный способ для неабразивных жидкостей, несмотря на то, что часть энергии тратится на преодоление дополнительного сопротивления. На пульпе применяется редко ввиду короткого срока службы задвижек из-за абразивного износа;

б) применение частотного преобразователя – эффективный способ регулирования, заключается в плавном изменении частоты электрического тока и, следовательно, частоты вращения рабочего колеса насоса. Допускает не только снижение, но и небольшое повышение, что желательно при промывке заиленного пульповода. Основной недостаток – высокая стоимость и значительные габариты при использовании электродвигателей большой мощности. Как правило, требуется отдельное здание.

Вариатор скорости – устройство, устанавливаемое между электродвигателем и насосом – позволяет плавно изменять скорость вращения рабочего колеса насоса. Принцип действия вариатора основан на переносе крутящего момента от двигателя к рабочей машине посредством циркулирующей внутри гидромукты рабочей жидкости (масла). Передаваемый момент определяется количеством масла в рабочей камере. Обеспечивает плавный пуск насоса, тем самым снижая пусковые токи в электросети. В отличие от частотного преобразователя скорость вращения может изменяться только в сторону снижения от номинальной. Требуем дополнительных затрат электроэнергии на насосы подкачки и охлаждения рабочей жидкости;

в) уменьшение диаметра рабочего колеса (обточка) – часто используемый способ регулирования. Допустимое максимальное значение обточки колеса центробежного насоса согласно [4] в зависимости от его быстродействия составляет 5–20 %;

г) возможен в насосных агрегатах, где используется понижающий редуктор между двигателем и насосом. Например, в насосах LHD 24 26-49 скорость вращения электродвигателя 1500 об/мин с помощью редуктора снижается до 600 об/мин вращения вала насоса. В насосах 2ГрТ 8000/71 такой возможности нет из-за отсутствия редуктора. Для уменьшения скорости вращения рабочего колеса необходимо использование ведущей и ведомой шестерен с увеличенным передаточным числом.

Следует отметить, что способ б) допускает автоматизацию процесса регулирования от датчиков скорости, давления и т.д.

Определим среднюю производительность для насосов LHD 24 26-49 (рис. 3, 4):

$$Q_{LHD} = (11,7 + 14,8)/2 = 13,2 \text{ тыс.м}^3/\text{ч}.$$

То же для «спарок» насосов 2ГрТ 8000/71 (рис. 5, 6):

$$Q_{ГрТ} = (12,4 + 14,3)/2 = 13,4 \text{ тыс.м}^3/\text{ч}.$$

Общая производительность системы по предлагаемой схеме (3 нас. LHD и 4 «спарки»):

$$Q_{\text{общ}} = 3 \cdot 13,2 + 4 \cdot 13,4 = 93,2 \text{ тыс.м}^3/\text{ч}.$$

Сравнивая полученную производительность с принятой в проекте 2008 г. (67,6 тыс.м³/ч), можно утверждать, что предлагаемая схема имеет достаточный коэффициент запаса, перекрывающий различные нештатные ситуации:

$$k = 93,2/67,6 = 1,38.$$

По результатам выполненных расчетов можно сделать еще один вывод – разница в стоимости электроэнергии, затрачиваемой на транспортирование одной тонны хвостов при подаче на близкое и дальнее расстояния, относительно невелика (при насосах одного типа):

насос LHD 24 26-49

при подаче на 4,6 км 2,07 грн./т

при подаче на 1,0 км 1,78 грн./т

«спарка» 2ГрТ 8000/71

при подаче на 6,1 км 3,69+3,69 грн./т

при подаче на 1,2 км 3,13+3,13 грн./т

При подаче на близкое расстояние в первом случае используется регулирование – снижение скорости вращения рабочего колеса насоса LHD 24 26-49 при помощи вариатора. Для «спарок» насосов 2ГрТ 8000/71 регулирование не требуется.

Таким образом, учитывая необходимость равномерного замыва карт по периметру хвостохранилища, предложена следующая схема гидротранспорта, разработанная с помощью ПП «GIDRANT», а именно: 3 рабочих + 2 резервных насосов LHD 24 26-49 и 4 рабочих + 3 резервных «спарок» насосов 2ГрТ 8000/71.

Вывод. Программа «GIDRANT» является эффективным программным средством для выполнения расчетов систем гидротранспорта пульпы в хвостохранилища горно-обогаительных комбинатов Украины, на основе которых проектируются экономичные, надежные и безопасные в эксплуатации сооружения.

- [1] О.І. Оглобля, С.Л. Раздайбіда. Особливості розрахунку огорджувальних дамб хвостосховищ//Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2012. – № 4. – С. 29–36.
- [2] Э.В. Залуцкий, А.И. Петрухно. Насосные станции. – К.: Вища шк. Головное изд-во, 1987. – 167 с.
- [3] Пособие по проектированию гидравлического транспорта (к СНиП 2.05.07-85) / Промтранспроект. – М.: Стройиздат, 1988. – 40 с.

- [4] Ю.Д. Баранов, Б.А. Блюсс, Е.В. Семененко, В.Д. Шурыгин. Обоснование параметров и режимов работы систем гидротранспорта горных предприятий. – Днепропетровск: «Новая идеология», 2006. – 416 с.

Надійшла 25.10.2013 р.

АНАЛІЗ ВПЛИВУ ГЕОГРАФІЧНОЇ ВИСОТИ НА ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ У РОЗРАХУНКУ БАШТИ МОБІЛЬНОГО ЗВ'ЯЗКУ

У вітчизняних та зарубіжних будівельних нормах щодо врахування географічної висоти над рівнем моря ділянки будівництва для розрахунку вітрового навантаження намітилися різні підходи, ступінь деталізації та засоби застосованого розрахункового апарата для проектування будівельних конструкцій. Проведемо аналіз визначення географічної висоти як параметра вітрового навантаження у сучасних вітчизняних і зарубіжних нормах.

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [1] розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = m W_0 C, \quad (1)$$

де m – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням навантаження; W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, що дорівнює складовій тиску вітру на висоті 10 м над рівнем землі; C – аеродинамічний коефіцієнт, який визначається залежністю

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d;$$

C_{alt} – коефіцієнт урахування географічної висоти, який згідно зі зміною 1 до ДБН для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, визначається як $C_{alt} = 2H$ для $H > 0,5$ км, $C_{alt} = 1$ для $H \leq 0,5$ км. Для розрахунків вітрового навантаження результатів метеорологічних строкових замірів швидкості вітру у гірській місцевості приймається $C_{alt} = 1$.

Європейські норми EN 1991-1-4:2009 [2] до переліку позначень включають коефіцієнт висоти над рівнем моря C_{alt} . У п. 1.6.1 розділу із визначення термінів вказується, що базова швидкість вітру (fundamental basic wind velocity) враховує (за потреби) висоту над рівнем моря. У той же час конкретних рекомендацій для окремого обчислення C_{alt} не наведено. Орографічні чинники вітрового навантаження (рельєф місцевості, схили, пагорби, хребти) розглянуті детально.

Норми США SCE/SEI 7-05:2006 [3] географічну висоту над рівнем моря враховують опосередковано у величині базової швидкості вітру, поданих на картах. Окремо географічна висота над рівнем моря не враховується, проте орогра-



Р.І. Кінаш
Національний університет
«Львівська політехніка»



Я.С. Гук
старший викладач кафедри міського
будівництва і господарства
Ужгородського національного
університету



І.З. Бутринський
Національний університет
«Львівська політехніка»

фічні чинники вітрового навантаження розглянуті дуже детально.

СНИП 2.01.07-85 (редакція 2009 р.) [4] окремо географічну висоту ділянки будівництва над рівнем моря не враховують особливими коефіцієнтами чи параметрами. Натомість для маловивчених гірських районів нормативне значення вітрового тиску W_0 допускається встановлювати за швидкістю вітру на основі даних спостережень метеостанцій, а також даних результатів обстеження районів будівництва із врахуванням досвіду експлуатації споруд.

Таким чином, питання кореляції географічної висоти ділянки на вітрове навантаження є недостатньо дослідженим і недостатньо висвітленим у чинних будівельних нормах провідних країн та потребує детальнішого вивчення як щодо забезпечення експлуатаційної надійності конструкцій, так і їх економічної ефективності.

Результати аналізу спостережень вітру на метеостанціях Закарпаття. Упродовж 1950–2000 рр. на метеостанціях Закарпатської обл. серед інших спостережень проводились спосте-

реження вітру за такими показниками: вимірювання середньої швидкості вітру за проміжок часу 2 або 10 хв; визначення максимального значення миттєвої швидкості вітру за той же проміжок часу (швидкість вітру в поривах); визначення середнього напрямку вітру протягом 2 хв. Додатково до цих характеристик визначалось ще і максимальне значення миттєвої швидкості між термінами спостережень (через кожних

3 год.). Датчики приладів (анеморумбометри, флюгери) були встановлені на висоті 10–12 м над поверхнею землі.

Для гірських районів нормативне значення вітрового тиску визначають за формулою

$$W_0 = 0,61 V^2, \quad (2)$$

де V – швидкість вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, м/с.

Таблиця 1

Розраховані дані швидкостей вітру та нормативних значень вітрового тиску на метеостанціях, перехідних станціях і в окремих населених пунктах Закарпатської області

№ з/п	Назва метеостанцій і перехідних станцій, вершин, перевалів і населених пунктів	Висота над рівнем моря, м	Довгота, град., мін.	Широта, град., мін.	Макс.швидкість вітру за січень/вітровий тиск, кПа	Макс.швидкість вітру за липень/вітровий тиск, кПа
1	Берегово	113	22° 39'	48° 13'	20,0/0,24	24,0/0,35
2	Ужгород	114,6	22° 18'	48° 37'	24,0/0,32	26,0/0,41
3	Мукачево	116,5	22° 44'	48° 26'	20,11/0,24	24,08/0,35
4	Перечин	142	22° 28'	48° 44'	22,84/0,31	25,71/0,40
5	Хуст	166	23° 18'	48° 10'	20,0/0,24	20,0/0,24
6	Буштино	195,8	23° 19'	48° 02'	20,42/0,25	20,62/0,24
7	Свалява	203,5	23° 00'	48° 32'	20,09/0,24	23,88/0,35
8	В. Березний	209	22° 28'	48° 53'	20,0/0,24	25,0/0,38
9	Бедевля, Тересва	225,2	23° 39'	48° 02'	20,83/0,26	21,23/0,27
10	Поляна	242	22° 58'	48° 36'	20,07/0,24	23,07/0,32
11	Діброва	250	23° 51'	48° 00'	21,17/0,27	21,75/0,28
12	г. Глибока	301,1	22° 24'	48° 32'	25,73/0,40	28,18/0,48
13	Рахів	438	24° 12'	48° 03'	20,0/0,24	30,0/0,55
14	Міжгір'я	456	23° 30'	48° 32' 26"	24,0/0,32	35,0/0,74
15	Н. Ворота	500	23° 06'	48° 46'	20,0/0,24	21,0/0,27
16	г. Свалявка	525	22° 49'	43° 40'	25,01/0,38	29,56/0,53
17	г. Чорна Гора	565	23° 03'	48° 09'	26,86/0,44	26,86/0,44
18	Н. Студений	615	23° 21'	48° 41'	24,0/0,32	18,0/0,20
19	Ужоцький перевал	852	22° 54'	49° 00'	30,2/0,55	34,28/0,71
20	г. Дарвайка	883	23° 45'	48° 28'	29,98/0,54	34,99/0,74
21	г. Хмелів	887	24° 07'	47° 55'	30,07/0,55	35,04/0,75
22	г. Маковиця	978	22° 36'	48° 39'	32,20/0,63	36,1/0,79
23	г. Мокра	1225	23° 55'	48° 21'	37,65/0,86	38,82/0,92
24	г. Угорська	1294	24° 07'	48° 16'	39,19/0,93	39,6/0,95
25	г. Плай	1330	23° 12'	48° 39' 4"	40,0/0,97	40,0/0,97
26	г. Кук	1361	23° 24'	48° 28'	40,57/1,00	40,18/0,98
27	г. Полонина Рівна	1470	22° 49'	48° 47'	42,41/1,07	43,2/1,14
28	Чоп	100	22° 18'	48° 21'	19,61/0,23	23,71/0,34
29	Синяк	414,2	22° 49' 37"	48° 34' 19"	20,02/0,24	21,69/0,29
30	Синевірська Поляна	800	23° 39' 50"	48° 35' 41"	30,30/0,56	36,97/0,83
31	Нижній Бистрий	279,2	23° 32' 48"	48° 22' 04"	21,56/0,28	25,86/0,41
32	Кобилецька Поляна	387,3	24° 04' 23"	48° 03' 16"	23,54/0,33	24,1/0,35
33	Копашнево	225,3	23° 30' 39"	48° 13' 01"	20,82/0,26	23,07/0,32
34	Боржавське	131,8	23° 01' 13"	48° 15' 16"	20,29/0,25	24,12/0,35
35	Ужгород II	174,5	22° 17' 27"	48° 38' 08"	21,5/0,28	25,37/0,39
36	Горонда	109,1	22° 32' 53"	48° 22' 51"	20,00/0,24	24,0/0,35
37	Тур'я Пасіка	221,7	22° 38' 34"	48° 40' 27"	23,29/0,33	26,51/0,42
38	Батьово	102,5	22° 22' 58"	48° 21' 57"	19,61/0,23	23,71/0,34
39	Вишково	185	23° 24' 28"	48° 03' 44"	20,27/0,25	20,40/0,25
40	Розівка (Ужгород I)	112,3	22° 16' 01"	48° 35' 01"	24,0/0,35	26,0/0,41
41	Луг	332,7	24° 02' 49"	47° 57' 45"	22,32/0,30	23,48/0,33
42	Осій	229,3	23° 07' 03"	48° 22' 05"	21,78/0,29	25,40/0,39
43	Кваси	513	24° 17' 22"	48° 09' 36"	21,68/0,24	30,84/0,58

Результати розрахунку нормативного значення вітрового тиску W_0 (кПа), згідно з формулою (2), і максимальні швидкості вітру в січні та липні для населених пунктів Закарпатської обл. залежно від їх розміщення та висоти над рівнем моря для розрахунку конструкцій башт

і щогл мобільного зв'язку наведені в табл. 1 [5].

У табл. 2 наведено порівняння результатів визначення нормативного вітрового тиску за СНиП 2.01.07.85, ДБН В.1.2-2:2006 і за результатами спостережень 1950–2000 рр. на метеостанціях і перехідних станціях Закарпатської обл. [5].

Таблиця 2

№ з/п	Назва метеостанцій і перехідних станцій, вершин, перевалів і населених пунктів	Висота над рівнем моря, м	Довгота, град., мін.	Широта, град., мін.	Вітровий тиск W_0 (КПа)				Різниця вітрового тиску за даними спостережень 1950–2000 рр. і ДБН В.1.2-2:2006	
					ДБН В.1.2-2:2006		за даними спостережень 1950–2000 рр.			
					I вітровий район (низовий)	II вітровий район (гірський)	липень	січень	липень	січень
1	Берегово	113	22° 39'	48° 13'	0,40		0,35	0,24	– 0,05	– 0,16
2	Ужгород	114,6	22° 18'	48° 37'	0,40		0,41	0,32	0,01	– 0,08
3	Мукачево	116,5	22° 44'	48° 26'	0,40		0,35	0,24	– 0,05	– 0,16
4	Перечин	142	22° 28'	48° 44'		0,45	0,40	0,31	– 0,05	– 0,14
5	Хуст	166	23° 18'	48° 10'	0,40		0,24	0,24	– 0,16	– 0,16
6	Буштино	195,8	23° 19'	48° 02'	0,40		0,24	0,25	– 0,16	– 0,15
7	Свалява	203,5	23° 00'	48° 32'		0,45	0,35	0,24	– 0,10	– 0,21
8	В. Березний	209	22° 28'	48° 53'		0,45	0,38	0,24	– 0,07	– 0,21
9	Бедевля, Тересва	225,2	23° 39'	48° 02'	0,40		0,27	0,26	– 0,13	– 0,14
10	Поляна	242	22° 58'	48° 36'		0,45	0,32	0,24	– 0,13	– 0,21
11	Діброва	250	23° 51'	48° 00'	0,40		0,28	0,27	– 0,12	– 0,13
12	г. Глибока	301,1	22° 24'	48° 32'	0,40		0,48	0,40	+ 0,08	–
13	Рахів	438	24° 12'	48° 03'		0,45	0,24	0,55	– 0,21	0,10
14	Міжгір'я	456	23° 30'	48° 32'		0,45	0,74	0,32	– 0,29	– 0,13
15	Н. Ворота	500	23° 06'	48° 46'		0,45	0,27	0,24	– 0,13	– 0,21
16	г. Свалявка	525	22° 49'	43° 40'		0,45	0,53	0,38	+ 0,08	– 0,07
17	г. Чорна Гора	565	23° 03'	48° 09'	0,40		0,44	0,44	+ 0,04	+ 0,04
18	Н. Студений	615	23° 21'	48° 41'		0,45	0,32	0,20	– 0,13	– 0,25
19	Ужоцький перевал	852	22° 54'	49° 00'		0,45	0,71	0,55	+ 0,26	+ 0,10
20	г. Дарвайка	883	23° 45'	48° 28'		0,45	0,74	0,54	+ 0,29	+ 0,09
21	г. Хмелів	887	24° 07'	47° 55'		0,45	0,75	0,55	+ 0,30	+ 0,1
22	г. Маковиця	978	22° 36'	48° 39'		0,45	0,79	0,63	+ 0,34	+ 0,18
23	г. Мокра	1225	23° 55'	48° 21'		0,45	0,92	0,86	+ 0,47	+ 0,41
24	г. Угорська	1294	24° 07'	48° 16'		0,45	0,95	0,93	+ 0,50	+ 0,48
25	г. Плай	1330	23° 12'	48° 39'		0,45	0,97	0,97	+ 0,52	+ 0,52
26	г. Кук	1361	23° 24'	48° 28'		0,45	0,98	1,0	+ 0,53	+ 0,55
27	г. Полонина Рівна	1470	22° 49'	48° 47'		0,45	1,14	1,07	+ 0,69	+ 0,62
28	Чоп	100	22° 18'	48° 21'	0,40		0,34	0,23	– 0,06	– 0,17
29	Синяк	414,2	22° 49'	48° 34'	0,40		0,29	0,24	– 0,11	– 0,16
30	Синевірська Поляна	800	23° 39'	48° 35'		0,45	0,83	0,56	+ 0,38	+ 0,11
31	Нижній Бистрий	279,2	23° 32'	48° 22'		0,45	0,41	0,28	– 0,04	– 0,17
32	Кобилецька Поляна	387,3	24° 04'	48° 03'		0,45	0,35	0,33	– 0,10	– 0,12
33	Копашнево	225,3	23° 30'	48° 13'	0,40		0,32	0,26	– 0,08	– 0,14
34	Боржавське	131,8	23° 01'	48° 15'	0,40		0,35	0,25	– 0,25	– 0,15
35	Ужгород II	174,5	22° 17'	48° 38'	0,40		0,39	0,28	– 0,01	– 0,12
36	Горонда	109,1	22° 32'	48° 22'	0,40		0,35	0,24	– 0,05	– 0,16
37	Тур'я Пасіка	221,7	22° 38'	48° 40'		0,45	0,42	0,33	– 0,03	– 0,12
38	Батьово	102,5	22° 22'	48° 21'	0,40		0,34	0,23	– 0,06	– 0,17
39	Вишково	185	23° 24'	48° 03'	0,40		0,25	0,25	– 0,15	– 0,15
40	Розівка (Ужгород I)	112,3	22° 16'	48° 35'	0,40		0,41	0,35	+ 0,01	– 0,05
41	Луг	332,7	24° 02'	47° 57'		0,45	0,33	0,30	– 0,18	– 0,15
42	Осій	229,3	23° 07'	48° 22'	0,40		0,39	0,29	– 0,01	– 0,11
43	Кваси	513	24° 17'	48° 09'		0,45	0,58	0,29	+ 0,13	– 0,16

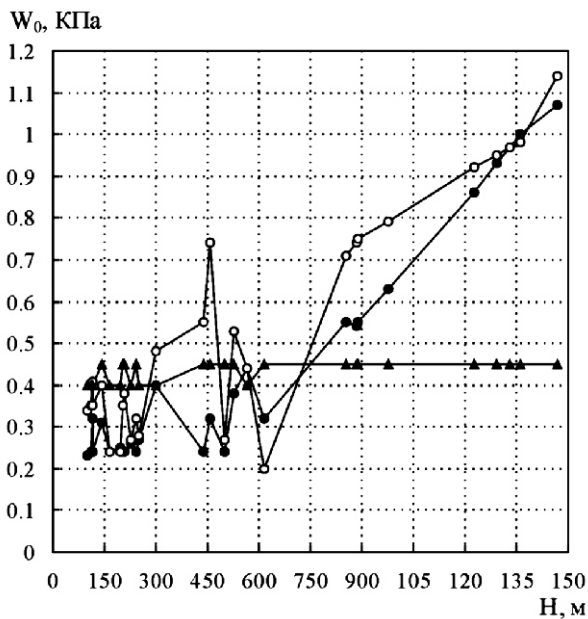


Рис. 1. Графік зміни параметра вітрового тиску W_0 від висоти H населених пунктів над рівнем моря за спостереженнями 1950–2000 рр.:
—○— у січні; —□— у липні;
—▲— за ДБН В.1.2-2:2006 [1]

Графік зміни параметрів вітрового тиску W_0 від висоти населених пунктів над рівнем моря за спостереженнями 1950–2000 рр., згідно з ДБН В.1.2-2:2006, наведено на рис. 1.

Модельний розрахунок башти на дію навантажень – розглядалась типова телекомунікаційна пірамідальна башта заввишки 60 м, розташована на г. Плай Закарпатської обл.

Башта – чотиригранна пірамідальна решітчаста стрижнева консольна ферма, утворена чотирма поясами, ґраткою і горизонтальними діафрагмами, складається з 6 уніфікованих сталевих просторових фермових секцій заввишки 10 м кожна, чотирикутних у плані. Ширина грані в осях поясів змінна – від 5,6 м в основі до 1,53 м на вершині. У нижніх секціях система ґраток трикутна, у верхніх – хрестоподібна. Крок вузлів ґраток секцій вздовж поясів 2,5 м.

Горизонтальні ґратчасті діафрагми розташовані в межах кожної секції, на них також влаштовують майданчики і до них за допомогою додаткових елементів кріплять кабелі та драбини.

Пояси, розкоси, горизонтальні розпірки виготовлені зі сталевих труб. Секції між собою з'єднані фланцевими з'єднаннями на болтах.

Анени приєднані у вузлах за допомогою стандартних кріпильних елементів. Кабелі зак-

ріплені до діафрагм за допомогою додаткових перекладин і елементів кріплення. Основні антени розташовуються на висотах 50 та 60 м.

Під час модельного розрахунку враховували такі навантаження та впливи: власна вага – вага металоконструкцій, вага кабелів антен та обладнання, вітрове навантаження квазістатична складова, пульсаційна складова.

Власна вага конструкцій та обладнання розрахована згідно з перерізами конструктивних елементів та заданого обладнання. Вертикальне навантаження від обладнання та майданчиків становило на відмітках відповідно: +5,0 м – 19,5 кН, +25,0 м – 78 кН, +50,0 м – 97,5 кН, +60,0 м – 39 кН.

Квазістатичну складову вітрового навантаження розраховували відповідно до положень методики ДБН [1].

Висота над рівнем моря $H = 1,33$ км, розрахункові параметри вітрового навантаження прийняті згідно з таблицями 1 і 2.

Розглядали два варіанти задання характеристичного значення вітрового тиску W_0 :

- **варіант А** – для значення $W_0 = 0,45$ кПа, визначеного за ДБН як для другого вітрового району з урахуванням $C_{alt} = 2,66$ відповідно до формули 9.4 зміни 1 до ДБН В.1.2-2:2006;
- **варіант Б** – для значення $W_0 = 0,97$ кПа, отриманого за метеорологічними спостереженнями 1950–2000 рр., у цьому випадку прийнято $C_{alt} = 1$.

В обох варіантах під час задання C_h розглядався перший тип місцевості, коефіцієнт C_{aer} визначався згідно зі схемою 18 додатка 1 та схемами 16, 15, 13 цього ж додатка через відповідні коефіцієнти C_x лобового опору конструкцій ґратчастої башти й обладнання, коефіцієнт урахування рельєфу $C_{rel} = 1$, $C_{dir} = 1$, коефіцієнти надійності $Y_{fm} = 1$; $Y_{fm} = 0,21$.

Еквівалентна площа основних антен у кожному рівні для розрахунку прийнята 4 м²; вага антен 150 кН, вага кабелів 3,9 кН/м.

Базові значення величини $W_0 = C_{alt}C_{rel}C_hY_{fm}$ для висоти $Z = 10$ м становлять: варіант А 2,15 кПа, варіант Б – 1,75 кПа.

Під час розрахунку розглянуто два основні напрямки вітру: *торцевий* – у напрямку, перпендикулярному до грані піраміди башти (вздовж сторони); *діагональний* – у напрямку, паралельному діагоналі вежі.

Пульсаційна складова вітрового навантаження визначалася спеціальним динамічним розрахунком за методикою, реалізованою у ПК «Ліра» [6].

Розрахунок зусиль та коливань башти виконано у геометрично- та фізично-лінійній постановці з застосуванням скінченно-елементної моделі з ермітових двовузлових скінченних стрижневих елементів, реалізація моделі та розрахунок на комбінації навантажень виконано в програмному комплексі Ліра 9.4, підбір та перевірка несучої здатності перерізів тримальних конструкцій виконано з застосуванням постпроцесора Лір-КМ ПК відповідно до норм [7].

Розрахункова скінченно-елементна модель та окремі результати розрахунків наведено на рисунках 2–5.

Після проведення модельного розрахунку башти на дію навантажень одержані такі результати:

1. Деформації від квазістатичного вітрового навантаження (торцевий напрям) (рис. 3).
2. Форма коливань основного тону (рис. 4).
3. Зусилля N від квазістатичного вітрового навантаження, торцеве (рис. 5).

За результатами розрахунку та підбору перерізів поясів і ґратки башти загальна вага цих елементів тримальних металлоконструкцій для розглянутих варіантів становить: варіант А – 20,5 т; варіант Б – 19,5 т. У цілому за результатами модельних розрахунків даної башти при врахуванні вітрового навантаження за варіантом Б (відповідно до даних метеоспостережень) тримкість забезпечується при витраті сталі на

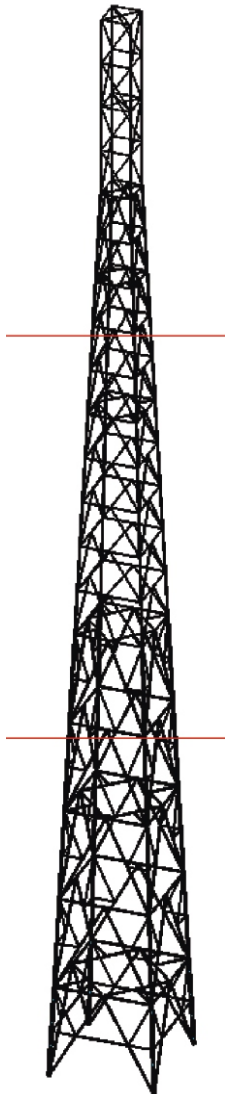


Рис. 2. Скінченно-елементна модель башти

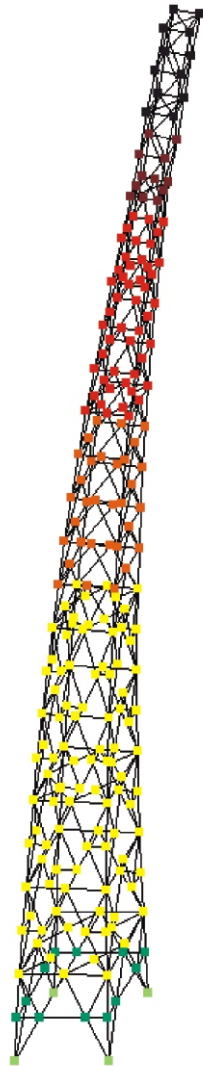


Рис. 3. Схема деформацій башти від квазістатичного вітрового навантаження (торцевий напрям)

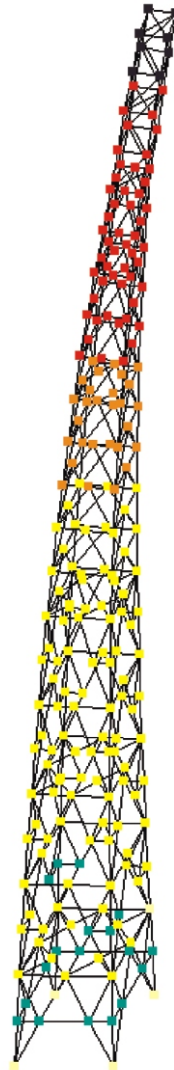


Рис. 4. Форма коливань основного тону

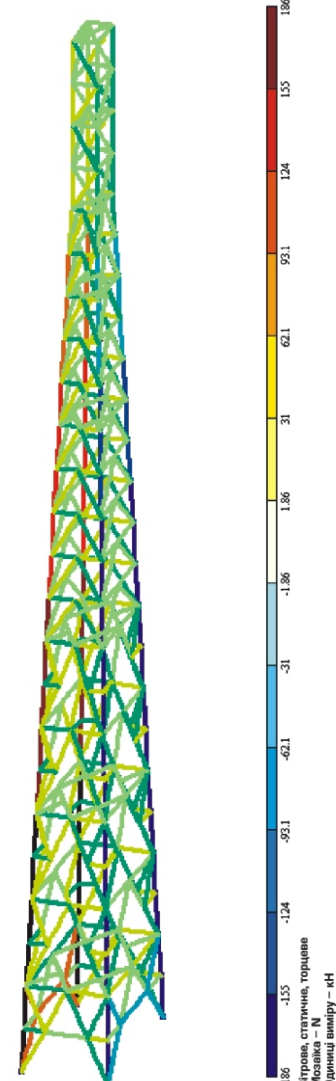


Рис. 5. Зусилля N від квазістатичного вітрового навантаження (торцевий напрям)

перерізи стрижнів поясів і ґратки на 5 % меншій у порівнянні з варіантом А вітрового навантаження (згідно з ДБН).

Висновки.

Урахування географічної висоти має дуже важливе значення у розрахунку вітрового навантаження та проектуванні конструкцій баштового типу.

Для розглянутої модельної башти, розташованої на висоті 1300 м над рівнем моря, розра-

хунки з використанням вітрового навантаження із врахуванням географічної висоти за методикою ДБН В.1.2-2:2006 та з використанням даних метеоспостережень дають добру збіжність навантажень та витрат сталі на виготовлення тримальних елементів конструкції башти.

Необхідно провести більш детальні дослідження кліматичних навантажень та впливів у гірських регіонах України з метою доповнення існуючих нормативних документів.

- [1] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. Мінбуд України. – 2006. (З урахуванням Зміни 1 введеної від 1 жовтня 2007 р.).
- [2] EN 1991-1-4:2009 Eurocode 1: Actions on structures – General actions – Part 1-4: Wind actions. Brussels, 2009.
- [3] ASCE/SEI 7-05 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE, 2006.
- [4] СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 2009. – 36 с.
- [5] Кінаш Р.І., Гук Я.С. Дослідження параметрів кліматичних навантажень і впливів для гірських районів Закарпаття України // Металеві конструкції. Том 17. № 4 (2008) – 2008. – С. 36–42.
- [6] Програмний комплекс «Ліра 9.4». Технічна документація.
- [7] СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 2009. – 96 с.
- [8] ДБН В.2.6-163 :2010. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. – Мінрегіонбуд України. – 220 с.
- [9] Аверкиев М.С. Метеорология. –М.: Изд. МГУ, 1951.
- [10] Белинский В.А. Динамическая метеорология. – Гостехиздат, М.-Л., 1948.
- [11] Бугаев В.А. Техника синоптического анализа и прогноза. – Гидрометеиздат, Л., 1947.
- [12] Гемфрис В. Физика воздуха. – ОНТИ, М.-Л., 1936.
- [13] Кінаш Р.І., Гук Я.С. Методика розрахунку параметрів вітру для населених пунктів Закарпатської області, вершин і перевалів Карпат/Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Макіївка: Металеві конструкції. – № 3. – 2006. – С. 209–216.
- [14] Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. Вітрове навантаження і вітроенергетичні ресурси в Україні. – Львів, Видавництво науково-технічної літератури. – 2006. – 1152 с.
- [15] Логвинов К.Т. и др. Опасные явления погоды на Украине. – Л., 1972.

Надійшла 27.11.2012 р.

ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ

Міжнародна науково-технічна інтернет-конференція «ПРОЕКТУВАННЯ, ВИГОТОВЛЕННЯ І МОНТАЖ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ. ДОСВІД ТА ПЕРСПЕКТИВИ РОЗВИТКУ»

З 14 жовтня по 20 листопада 2013 р. проходила Міжнародна науково-технічна інтернет-конференція «Проектування, виготовлення і монтаж сталевих конструкцій. Досвід та перспективи розвитку», організована Українським інститутом сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського за підтримки: Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, Київської міської державної адміністрації, Національної академії наук України, Академії будівництва України, Міжнародної асоціації з оболонкових та просторових конструкцій – IASS, Української Державної корпорації «Укрмонтажспецбуд», Інституту електрозварювання ім. Є.О. Патона, ТК 301 «Металобудівництво».

На форумі інтернет-конференції було розглянуто понад 40 доповідей, підготовлених 57 вченими і фахівцями з таких основних напрямів досліджень:

- ✓ розроблення раціональних типів будівельних металевих конструкцій, експериментально-теоретичні дослідження;
- ✓ розвиток методів розрахунку та проектування будівельних металевих конструкцій та споруд;
- ✓ проблеми автоматизації проектування і розрахунку металевих конструкцій;
- ✓ удосконалення технологій виготовлення і монтажу металевих конструкцій, ремонту і реконструкції будівель і споруд;
- ✓ нормативне забезпечення якості та безпеки конструкцій будівель і споруд. Розвиток і вдосконалення нормативної бази в галузі будівництва;
- ✓ проблеми технічної експлуатації, методи оцінки технічного стану та визначення залишкового ресурсу будівельних конструкцій.

Усі доповіді будуть опубліковані у «Збірнику наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського» або у журналі «Промислове будівництво та інженерні споруди», які ВАК України внесені до переліку наукових фахових видань із технічних наук.

ЗАСТОСУВАННЯ ВИСОКОМІЦНИХ КОНСТРУКЦІЙНИХ КЛЕЙОВИХ З'ЄДНАНЬ У СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ ПЕРЕКРИТТЯ

При зведенні сучасних висотних будівель все більше уваги приділяється пошуку таких конструктивних рішень, які б відповідали підвищеним вимогам міцності, жорсткості, вогнестійкості, мали невелику власну вагу. При цьому конструкції перекриттів повинні мати економічні показники: малу будівельну висоту і матеріаломісткість, технологічність із орієнтацією на вітчизняний досвід будівництва і достатньо високу якість матеріалів, що застосовуються.

Протягом багатьох років у світовій будівельній практиці при влаштуванні конструкцій перекриттів як промислових, так і громадських будівель широко застосовують залізобетонні плити перекриття із зовнішнім листовим армуванням (рис. 1). Їх надійна робота при короткочасних, постійних, тривалих та циклічних навантаженнях підтверджена багатьма експериментальними та теоретичними дослідженнями [1–15].

Запроектовано і збудовано велику кількість будівель і споруд з використанням сталезалізобетонних конструкцій у Німеччині, США, Франції, Японії та в Україні.

Ці конструкції мають ряд переваг, що визначило їх провідне місце у світовому будівництві, а саме:

- відсутність опалубки, що скорочує терміни будівництва та зменшує трудомісткість зведення перекриття;

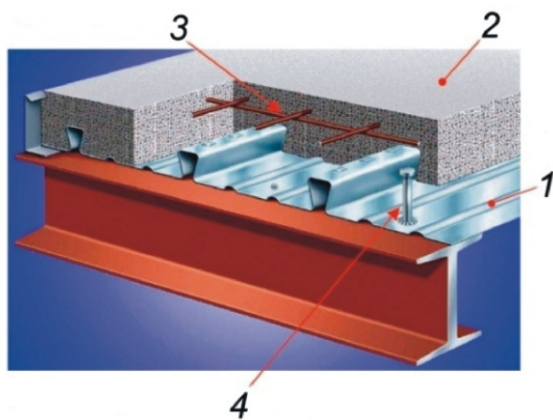


Рис. 1. Залізобетонна плита перекриття із зовнішнім листовим армуванням:

1 – сталевий профільований настил; 2 – монолітний бетон перекриття; 3 – арматурна сітка; 4 – стрижньовий анкер



Є.Л. Шармаков

аспірант Київського національного університету будівництва і архітектури

- можливість отримати поверхню з елементів із суцільним зовнішнім армуванням, що є непроникною для рідин та газів;
- зменшення маси конструкції в залежності від їх виду 20–30 %;
- незначний вплив тріщиноутворення у сталезалізобетонних конструкціях у порівнянні із залізобетонними.

Незважаючи на перераховані переваги, сталезалізобетонні конструкції перекриття мають також суттєві недоліки, одним із яких є проблема забезпечення зчеплення між сталевим та залізобетонною частинами перерізу.

Анкерні засоби, забезпечуючи сумісну роботу сталевих профільованих настилів та бетону, відіграють важливу роль при сприйнятті зсувних та розтягувальних зусиль. При відсутності об'єднувальних деталей безпосереднє зчеплення бетону із сталевим настилем може передавати від 1,0 до 2,5 МПа [2]. За наявності об'єднувальних деталей зчеплення порушується при значно більш високих сколювальних напруженнях [1].

На сьогоднішній день існує чимало конструктивних способів забезпечення зчеплення. Найбільш поширеним є приварювання анкерів «Nelson» та анкерів різноманітної конфігурації з прокатного металу до сталевих балок перекриття через профільований лист (рис. 2). Таким чином забезпечується надійна сумісна робота плити із балкою перекриття [8, 13].

Також набули застосування петльові анкери (рис. 3), які спричиняють сильні концентрації напружень у бетоні, навколо анкера, що призводить до втрати несучої здатності анкера або зварного шва [15].

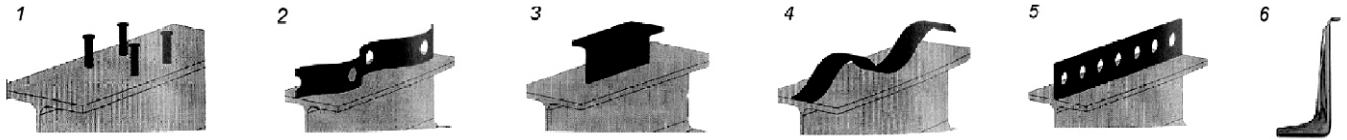


Рис. 2. Засоби забезпечення сумісної роботи сталеві балки та плити перекриття:

1 – анкери «Nelson»; 2 – гнута перфорована стрічка; 3 – Т-подібний анкер; 4 – хвиляподібна стрічка; 5 – пряма перфорована стрічка; 6 – анкер «Hilti HVB»

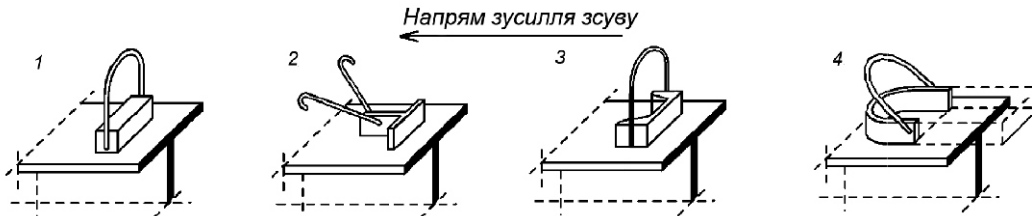


Рис. 3. Петльові анкери:

1 – брусковий;
2 – Т-подібний;
3 – каналоподібний;
4 – у вигляді підкови

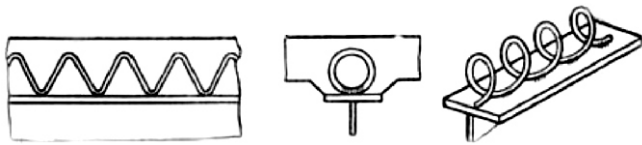


Рис. 4. Об'єднання сталі та залізобетону системою «Альфа»

У 1939 р. у Швейцарії були запатентовані балки системи «Альфа», арматурні спіралі яких приварювались до верхнього поясу для об'єднання залізобетону та сталі (рис. 4).

Перші сталезалізобетонні мости із балками системи «Альфа» були побудовані в США та Швейцарії, після чого ці конструкції набули широкого розповсюдження.

Одним із засобів забезпечення сумісної роботи є рифлення поверхні гофрованого профілю та його геометричної форми. При цьому пропонуються різні варіанти рифлення: по глибині рифів, за місцем їх розміщення та формою [11] (рис. 5).

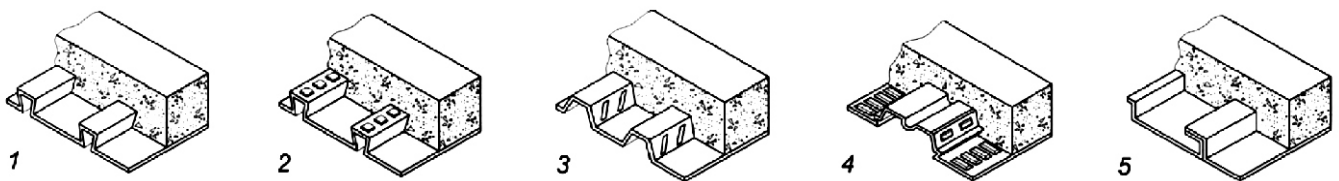


Рис. 5. Забезпечення зчеплення виштамповками та формою профлиста:

1 – механічне зчеплення; 2 – виштамповки на верхній грані; 3 – виштамповки на бокових гранях; 4 – комбінація виштамповок на нижній і бокових гранях; 5 – відігнуті частини профлиста

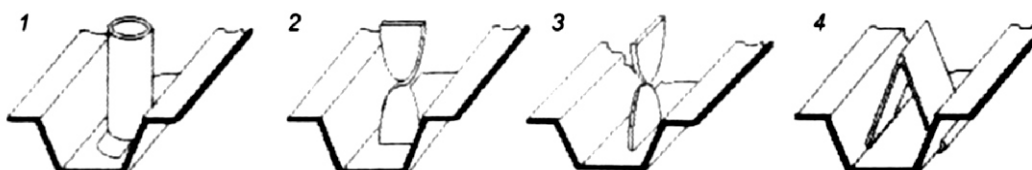


Рис. 6. Конструктивні рішення анкерів, що закріплюються на СПН без зварювання:

1–4 – типи анкерів, що встановлюються в прорізи нижньої полки СПН

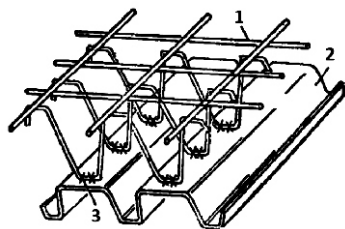


Рис. 7. Армуння просторовим стрижневим каркасом:

1 – просторовий каркас; 2 – сталевий профільований настил; 3 – зварювальний шов

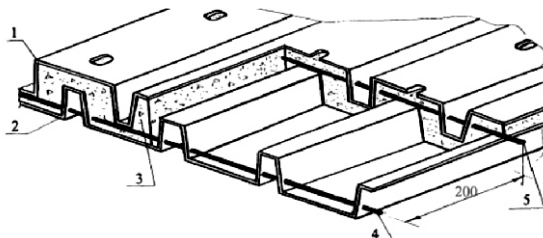


Рис. 8. Конструктивне рішення залізобетонної плити перекриття з двома сталевими профільованими настилами та поперечними анкерами:

1 – верхній профлист; 2 – нижній профлист; 3 – бетон; 4, 5 – поперечні анкери

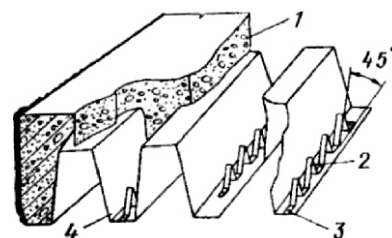


Рис. 9. Розміщення гнутих пластинчастих анкерів у гофрах профільованої листової арматури монолітного залізобетонного перекриття:

1 – монолітна бетонна плита; 2 – гнутий пластинчастий анкер; 3 – точкове зварювання; 4 – профільований настил

Експериментальні дослідження сумісної роботи сталевих профільованих настилів із залізобетонною плитою засвідчили, що міцність сталезалізобетонних плит перекриття залежить не тільки від міцності і надійності матеріалів, а й в значній мірі від міцності зчеплення між сталевим профільованим настилом та залізобетонною плитою. Більше того, передчасне руйнування залізобетонних плит перекриття із зовнішнім армуванням у більшості випадків відбувається через відсутність анкерування у прогоні плити.

У роботі [6] тришарова плита перекриття складається з верхнього шару із важкого бетону, середнього – із поризованого бетону і гофрованого листа, до верхньої полиці якого приварений об'ємний просторовий елемент із зигзагоподібної зігнутої уздовж гофрів сітки (рис. 7). Таким чином, плита армується і в поздовжньому, і в поперечному напрямках, забезпечуючи просторову роботу плити. До недоліків такої конструкції слід віднести відсутність в'язі і, як наслідок, неможливість сумісної роботи бетону полки і ребра. З цієї метою є доцільним зигзагоподібну сітку опускати в ребро.

У роботі [3] для збільшення несучої здатності плити в поперечному напрямку запропоновано стрижневу арматуру пропускати через отвори, виконані в стінках гофр настилу (рис. 8).

Експериментальні дослідження підтвердили ефективність запропонованого конструктивного рішення плит, армованих двома СПН. Відносна несуча здатність вказаних плит в 1,6 разів перевищує несучу здатність плит, армованих одним сталевим настилом, а відносні прогини плит в 1,5 разів менше.

Результати випробовувань, проведених у Новокузнецькому відділенні «УралНДІбудпроект», показали, що несуча здатність конструкції цілком залежить від міцності зчеплення профільованого настилу з бетоном: руйнування всіх зразків відбувається внаслідок зсуву бетону до опори і характеризується втратою стійкості гофрів настилу по всій його ширині. Для забезпечення зчеплення у прогоні плити запропонований варіант гнутих пластинчастих анкерів (рис. 9).

Однак, при анкеруванні сталевих профільованих настилів у прогоні плити виникають труднощі: невелика товщина профільованого листа (0,4–1,0 мм) ускладнює застосування зварювання, оскільки спричиняє пропалювання, що призводить до корозії матеріалів та недостатньої міцності зварного з'єднання [10]. Інші анкерні засоби, що закріплюються на листовій арматурі за допомогою заклепок (рис. 10, 11), порушують цілісність сталевих листів, що також призводить до корозії матеріалів, та мають високу трудомісткість [12, 14].

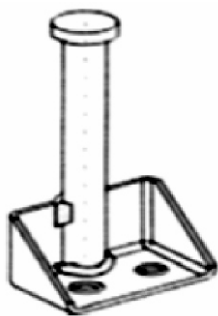


Рис. 10. Загальний вигляд анкерів на заклепках

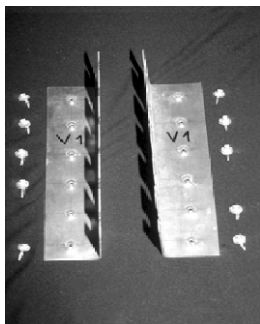


Рис. 11. Монтаж анкерів до СПН

Відомі випадки дослідження напружено-деформованого стану плит, де зчеплення забезпечується за допомогою приклеювання сталевих настилу до залізобетонної плити епоксидним [6] або акриловим клеєм [7].

При експериментальних випробуваннях руйнування зразків має різний характер. У випадку застосування епоксидного клею миттєве відшарування бетону і руйнування зразків відбувається без попереднього потріскування. Утворення тріщин безпосередньо свідчить про початок руйнування. Несуча здатність досліджуваних елементів, в яких використовували акрилове клейове з'єднання металу з бетоном, вища порівняно з елементами без цього з'єднання на 42 %. З'єднання бетону зі сталлю за допомогою акрилового клею забезпечує сумісну роботу обох компонентів композитної конструкції впродовж усього процесу навантаження.

У зв'язку з розширенням виробництва і застосуванням синтетичних будівельних матеріалів клеї у цій галузі промисловості відіграють значну роль. Синтетичні клеї, що здатні з'єднувати різні матеріали між собою, відкривають широкі можливості їх застосування у різних галузях будівництва.

Останніми роками в нашій країні та за кордоном набувають застосування клейові суміші на основі епоксидних смол та акрилові клейові суміші. Клеєні конструкції на основі металів, бетону, дерев'яних матеріалів застосовуються як у цивільному, так і в промисловому будівництві [4].

У 1965 р. у м. Москві збудований Шелепихинський (при будівництві – Червонопрісенський) міст через Москву-ріку, який з'єднує Шмитовський проїзд із вул. Великою Філевською (рис. 12). Трипрогоновий міст має довжину з підходами 696 м, ширину – 29 м. Русло ріки



Рис. 12. Шелепихинський міст

перекриває один прогін. Кожна балка складається із 20 бетонних блоків вагою від 75 до 170 т, які з'єднані між собою лише за допомогою епоксидного клею. Шелепихинський міст є найвищим одноярусним мостом у м. Москві.

Перспективним є застосування клеїв для створення нових просторових залізобетонних конструкцій, наприклад, збірні залізобетонні сегментні елементи на епоксидному клеї застосовані для складного криволінійного покриття оперного театру в м. Сідней (Австралія) (рис. 13).

Залізобетонні блоки моста прогоном 125 м через ріку Сена (Франція) склеєні епоксидними клеями, збірні конструкції плавучого бетонно-понтонного моста через канал у штаті Вірджинія (США) з'єднані також епоксидними клеями [4].

Клеї широко застосовують для з'єднання металів у металевих мостових конструкціях. До клейових з'єднань сталевих мостових конструкцій висувають такі вимоги:

- висока міцність на зсув та відрив при статичних і динамічних навантаженнях;
- стійкість до дії перемінних температур в інтервалі від -35°C до $+80^{\circ}\text{C}$;
- здатність до затвердіння без нагрівання і при малому тиску;
- стійкість до старіння і викришування, впливу навколишнього середовища;
- простота підготовки поверхні для склеювання.

У Німеччині збудований суцільноклейовий металевий міст (прогоном 55,8 м), у конструкціях якого використаний епоксидний клей холодного твердіння [4]. Елементи конструкції клеєного моста аналогічні звичайним будівельним конструкціям. Для спостереження за станом клейових з'єднань на поверхню моста нанесено прозоре покриття, яке повинно утворювати тріщини при руйнуванні клейових з'єднань.



Рис. 13. Оперний театр у м. Сідней

З використанням епоксидного клею, що твердне при кімнатній температурі, у Німеччині зведено суцільноклейовий міст через канал Ліппе [4].

Для з'єднань, які перебувають під дією відносно великих тривалих навантажень, температурних коливань тощо, застосовують конструкційні клеї, до яких висуваються особливо високі вимоги. Так, на міжнародній конференції «Інтерметалбонд – 74» розглядалась конструкція параболічної антени наземного радіолокатора, яка має витримувати цілорічну дію атмосферних впливів, протистояти швидкості вітру до 160 км/год і піддаватися мінімальній деформації за цих умов. Довговічність антени повинна складати від 10 до 20 років. Цим вимогам відповідала тришарова конструкція з епоксидного шаруватого склопластику і алюмінієвого сотового заповнювача, який має чарунки із довжиною сторони 8 мм. Шаруватий пластик склеювали із сотовим середнім шаром епоксидним клеєм, наповненим аеросилом і алюмінієвим порошком.

У Чехії був побудований суцільноклейовий експериментальний металевий міст, який демонстрували на промисловій виставці у м. Брно в 1956 р. Міст виконаний із алюмінієвого сплаву і склеєний епоксидним клеєм, який твердне без нагрівання.

Метод з'єднання будівельних матеріалів склеюванням порівняно з іншими методами має суттєві переваги, а саме:

- рівномірне розподілення напружень у з'єднанні, яке досягається завдяки зусиллю, що діє на всю площину прилягання матеріалів;
- зниження ваги елементів внаслідок зменшення кількості фасонок і накладних деталей порівняно як зі зварними, так і заклепувальними з'єднаннями;
- повний захист від корозії площин, що прилягають одна до одної.

Склеювання – один із ефективних методів з'єднання конструкційних матеріалів, воно не послаблює робочий переріз елементів отворами, врізаннями і тому забезпечує більш рівномірне розподілення напружень у вузлах під впливом навантажень.

Висновки. Передчасне руйнування сталезалізобетонних плит у більшості випадків відбувається через відсутність анкерування у прогоні плити. Часто застосування клеєних конструкцій є єдиним можливим варіантом. Анкери на високонструкційних клейових з'єднаннях можливо використовувати в комбінації із анкерами, які приварюють до сталевому пояса перекриття. Застосування клеїв дає можливість суттєво знизити трудомісткість виготовлення конструкцій та пришвидшити процес будівництва.

Для широкого впровадження клеєних конструкцій у практику будівництва необхідно досліджувати поведінку таких конструкцій та їх з'єднань в умовах змінних температур, а також клейових з'єднань під дією статичного і динамічного навантажень та інших факторів.

- [1] Айрумян Э.Л. Армирование монолитной железобетонной плиты перекрытия стальным профилированным настилом // Э.Л. Айрумян, И.А. Румянцев // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – № 4. – С. 25–29. – Библиогр.: 8 назв.
- [2] Балабух Я.А. Работа анкерных з'єднань залізобетонної плити і балок сталезалізобетонних мостів // Дороги і мости: збірник наукових праць, Вип. 10. – К.: ДерждорНДІ, 2008. – С. 5–8.
- [3] Беляева С.Ю. Прочность и деформативность железобетонных плит, армированных стальным профилированным настилом и поперечными анкерами: Дис... канд. техн. наук: ДГТУ. – Алчевск, 2006. – 165 с.
- [4] Кардашов Д.А. Синтетические клеи. – М., «Химия», 1976. – 503 с.
- [5] Козарь В.І. Монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилу: Дис... канд. техн. наук: Полтавський держ. технічний ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 1999. – 186 с. – Библиогр.: С. 158–179.
- [6] Санников И.В. Исследование монолитных железобетонных плит с листовой гофрированной арматурой: Дис... канд. техн. наук: 05.23.01. – К., 1982. – 153 с.
- [7] Стороженко Л.І. Конструкції залізобетонних перекриттів по профільованому настилу із забезпеченням сумісної роботи бетону і сталі за допомогою склеювання // Л.І. Стороженко, О.І. Лапенко, О.Г. Горб // Теорія і практика будівництва: [зб. наук. пр.] – Л.: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2010. – 365 с.: іл. – (Вісник/Національний університет «Львівська політехніка»; № 662). – Библиогр. в кінці розд. – С. 360–365.
- [8] Abera Dugassa «Optimal design of profiled steel sheet for composite slab», Masters degree thesis, Addis Ababa University School of Graduate Studies, Faculty of Technology Department of Civil Engineering. – 2005.
- [9] Ali Shariati, N.H. RamliSulong, MeldiSuhatri and Mahdi Shariati «Various types of shear connectors in composite structures». International Journal of Physical Sciences. – Malaysia, Department of Civil Engineering, University of Malaya, 50603 Kuala Lumpur. 9 June, 2012. – Vol. 7(22).
- [10] C. Thomas Mccavour «Composite concrete metal encased stiffeners for metal plate archtype structures». Patent WO1997047825A1. March 1999.
- [11] Eurocode 4, ENV 1994-1-1, Final Draft (2002): «Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1»: General rules and rules for buildings, January 2002
- [12] Prof. Dr. Mario Fontana, Roland Bgrtschi New «Types of Shear Connectors with Powder-Actuated Fasteners», Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology Zurich, Zurich, December 2002.
- [13] RODERA GARCIA, AIDA «Design of composite beams using light steel sections» Universitat Politècnica de Catalunya. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. Departament d'Enginyeria de la Construcció, 2004 [Enginyeria de Camins, Canals i Ports], 2004. – Vol. 199.
- [14] R.P. Johnson «Composite Structures of Steel and Concrete» Vol.1, Blackwell Scientific Publications, UK, 1994.
- [15] Slobodan Rankovic, Dragoljub Drenic «Static strength of the shear connectors in steel-concrete composite beams». Architecture and Civil Engineering Vol. 2, No 4, 2002, pp. 251–259.

Надійшла 26.03.2013 р.

НАНЕСЕННЯ ПОЛІМЕРНОГО ПОКРИТТЯ НА ПОВЕРХНЕВИЙ ШАР БЕТОНУ – ЕФЕКТИВНИЙ СПОСІБ ПОЛІПШЕННЯ ЯКОСТІ ПРОМИСЛОВИХ ПІДЛОГ



В.К. Мельник
начальник відділу якості
ТОВ «МСБУД», м. Київ,
к.т.н.



Т.І. Приндюк
науковий співробітник
науково-дослідної лабораторії
Вінницького національного
технічного університету



М.М. Малик
генеральний директор
ТОВ «МСБУД», м. Київ



О.В. Панченко
директор
TM Building System Sika Ukraine LLC



А.А. Барашиков
завідувач кафедри
залізобетонних конструкцій
Київського національного
університету будівництва і архітектури,
д.т.н., професор



К.В. Парамонов
директор
ПРАТ «Стрижавський кар'єр»



О.В. Войцехівський
завідувач
науково-дослідної лабораторії
Вінницького національного технічного
університету, к.т.н., доцент



Н.М. Фіалко
завідувач відділу малої енергетики
Інституту технічної теплофізики
НАН України, член-кореспондент
НАН України, д.т.н., професор,
заслужений діяч науки і техніки
України

Полімерні покриття підлог характеризуються підвищеною міцністю, зносостійкістю та стійкістю до агресивних середовищ. Це зумовлює їх широке застосування при будівництві підлог промислових приміщень.

Реалізація технології нанесення полімерних покриттів не потребує дороговартісного обладнання, але має деякі особливості, а саме:

- а) відносну складність стадії підготовки матеріалу покриття до нанесення;
- б) потребує нанесення шарів ґрунтування і стяжки у порівняно короткий термін (8–20 хв.);
- в) жорсткі вимоги до поверхневих відміток шару покриття (± 2 мм) тощо;
- г) необхідність активації поверхні бетону шляхом попередньої обробки за допомогою фрезерування, шліфування тощо.

Нові матеріали вперше були впроваджені на промислових об'єктах України, одним із яких є Вінницький молоко-консервний комбінат корпорації «ROSHEN», виробничі корпуси якого складаються з 4-х різнопланових блоків (рис. 1). Тут використані полімерні матеріали для підлог Sikafloor-21 PurCem (блок Б), композиційні – фібробетон «матриця–бетон В25 (М300) ПЗ F50», «наповнювач–фібра з базальтового волокна нового покоління діаметром 18 мкм» для виготовлення підлог (блок А). Для чіткого дотримання технологічних карт з виконання робіт проводився комплекс необхідних вимірювань параметрів. Вимірювання температури і вологості приміщень та поверхні бетону (по товщині шару) виконували декілька разів протягом доби. При цьому визначення вологості дублювались різ-

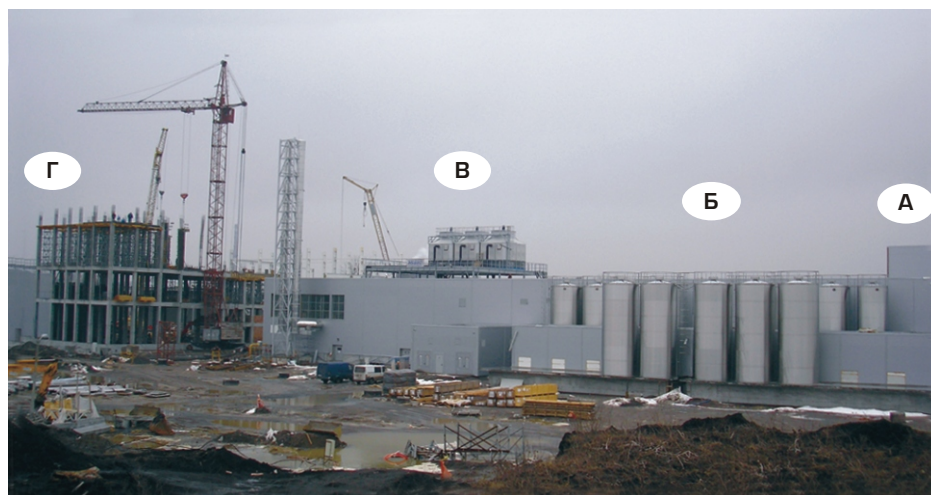


Рис. 1.
Загальний вигляд
виробничого корпусу Вінницького
молоко-консервного комбінату
корпорації «ROSHEN»
у процесі будівництва:

- блок А – приймання, розвантаження сировини;
блок Б – перероблення рідкого молока;
блок В – виготовлення та сушіння готової продукції;
блок Г – зберігання та відвантаження готової продукції

ними методами (лабораторним, експрес-методами) та приладами різних класів компаніями, які брали участь у будівництві та дослідженні технологічних регламентів будівництва.

Дослідження адгезійної міцності системи «покриття–бетон» виконувалось в три етапи і мало різні цілі (виробничі та наукові):

- визначення міцності бетону основи на відрив [2];
- лабораторні дослідження адгезійної міцності системи «покриття–бетон» з використанням матеріалів Sikafloor-21, Sikafloor-264 при нанесенні їх на звичайну непідготовлену поверхню [3, 4];
- дослідження 2-х типів полімерних покриттів підлог: Sikafloor-21 (поліуретанова – 1), Sikafloor-264 (епоксидна – 2) з метою визначення адгезійної міцності системи «покриття–бетон» [3, 4].

Перелік технологічних операцій з підготовки поверхні бетону до нанесення матеріалу ґрунтування, умови нанесення, а також використані матеріали для ґрунтування і стяжки, товщини шарів ґрунтування і стяжки наведено в табл. 1.

Етап І. Для визначення придатності використання основи підлоги за показниками якості підготовки поверхні та міцності бетону основи були проведені дослідження міцності бетону на відрив. Для цього до поверхні основи підлоги за допомогою двокомпонентного тиксотропного швидкотверднучого анкерувального клею на метакрилатній основі Sika®AnchorFix®-1 приклеювали металеві пластини розміром 50 48 мм. Потім спеціальними затискачами пластину закріплювали до гідравлічного приладу ГПНВ-5, що вимірював та передавав навантаження за допомогою манометра (рис. 2).

Таблиця 1
Підготовка поверхні бетону, умови нанесення,
матеріали ґрунтування і стяжки

Характеристика процесів	Тип покриття	
	1	2
Обробка поверхні бетону	Фрезерування, шліфування (часткове)	Фрезерування, шліфування (суцільне)
Необхідна вологість бетону, %	10	4
Фактична вологість бетону, %	4.....7	2,5.....4
Необхідна температура повітря під час виконання робіт, °C	10.....30	10.....30
Фактична температура повітря під час виконання робіт, °C	15.....21	17.....23
Максимальна вологість повітря, %	< 85	< 80
Фактична вологість повітря, %	47.....62	40.....56
Матеріал ґрунтовки	Sikafloor-21	Sikafloor-161 *
Товщина ґрунтовки, мм	1,2	0,6
Матеріал стяжки	Sikafloor-21	Sikafloor-264 *
Товщина стяжки, мм	3,4	2,1
Загальна товщина покриття, мм	4,6	2,7
* – співвідношення смола/пісок: 1:3 – для ґрунтовки, 1:1 – для стяжки.		



Рис. 2.
Експериментальний
стенд для визначення
адгезійної міцності
системи «покриття–бетон»

Згідно з нормативними вимогами мінімальна міцність на відрив бетонної основи складає 1,5 МПа. Отримані її реальні значення та запас міцності бетону наведені в табл. 2.

Таблиця 2

Результати визначення міцності бетону основи підлоги на відрив (бетон класу В25 (М300) ПЗ F50)

№ з/п	Площа відриву (пластини), мм ²	Показник манометра, кгс/см ²	Міцність на відрив*, МПа	Запас міцності, %	Прим.
1	2400	13,8	1,57	105	1*
2		14,3	1,62	109	
3		13,6	1,55	103	
4		13,3	1,51	101	
5		13,5	1,53	102	
6		13,6	1,55	103	2
7		13,4	1,52	102	
8		13,6	1,55	103	
9		13,3	1,51	101	
10		13,8	1,57	105	

* – зусилля на відрив визначають за тарировальними таблицями:
 1. № 1.....№ 6 – полімерне покриття Sikafloor-21.
 2. № 7.....№ 10 – Sikafloor-264.

Результати випробувань визначення міцності на відрив засвідчили, що значення міцності бетону підлоги виробничого корпусу молоко-консервного комбінату III черги будівництва Вінницької кондитерської фабрики № 2 після повного циклу підготовки під облицювання полімерами складає 1,51.....1,62 МПа, що більше нормативного.

Етап II. З метою моделювання процесу впливу різних технологічних чинників на визначення величини адгезійної міцності системи «покриття–бетон» в лабораторних умовах були проведені тестові дослідження. На заздалегідь

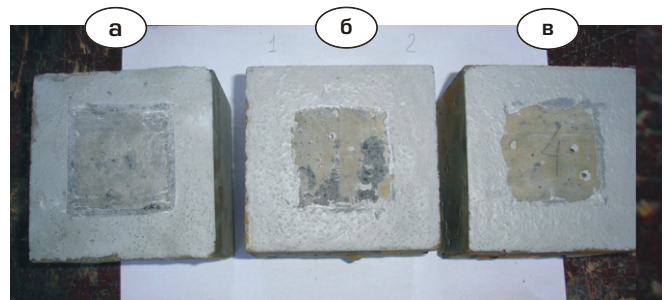


Рис. 3. Зразки після руйнування системи «покриття–бетон» за відсутності попередньої підготовки поверхні бетону для нанесення захисного полімерного покриття (лабораторні дослідження):

а – № 6; б – № 9; в – № 8 – відповідно до нумерації за табл. 3

підготовлені куби з бетону, що застосовувався при будівництві підлог молоко-консервного комбінату, нанесли захисні покриття, як у блоці Б. За аналогічною схемою були проведені випробування адгезії системи «покриття–бетон» технологічно непідготовленої до нанесення покриття основи. Руйнування зразків відбулося, в основному, по з'єднанню, іноді – з частковим 7...12 % (по площі) руйнуванням по бетону (рис. 3), що виявило адгезійну міцність, значно меншу нормативних величин.

Слід зазначити, що надзвичайно велику роль при виконанні облицювальних робіт із використанням полімерних матеріалів відіграє підготовка основи (фрезерування, шліфування, ідеальне очищення від залишків бетону тощо). На результат адгезійної міцності впливає клас бетону основи, що характеризується для даного випадку міцністю на розтяг. У нашому випадку руйнування зразків відбулося по з'єднанню через високу міцність на розтяг бетону основи (більше 2,5 МПа) та незадовільну якість підготовки поверхні (табл. 3).

Таблиця 3

Результати визначення адгезійної міцності захисних покриттів Sikafloor-21, Sikafloor-264, нанесених на непідготовлену поверхню бетону в лабораторних умовах

№ зразка	Площа відриву (пластини), мм ²	Показник манометра, кгс/см ²	Тип покриття	Міцність на відрив, МПа	Характер руйнування	Запас міцності, %
1	2400	10,2	Sikafloor-21	1,16	по з'єднанню	77
2		11		1,25		83
3		10,4		1,18		79
4		10,6		1,21		80
5		11,6		1,32		88
6		9,8		1,11		74
7		10		1,14		76
8		10,8	Sikafloor-264	1,23	по з'єднанню	82
9		11,4		1,30		86
10		10,2		1,16		77

Етап III. Експериментально встановлено, що характер руйнування реальної системи «покриття–бетон» діаметрально протилежний відносно модельної системи і відбулося воно в місцях клеєного з'єднання або в глибинних шарах (3...5 мм від поверхні) бетонної основи (рис. 4).

Як свідчать дані табл. 4, реальні значення адгезійної міцності системи «покриття–бетон» значно більші від мінімальних значень, задекларованих компанією «Sika Україна».

Перелік досліджених чинників та отримані результати лабораторних, натурних (модельних) експериментів зведені в табл. 5.

Дослідження, проведені в будівельній лабораторії ПРАТ «Стрижавський кар'єр», підтвердили [1], що для будівництва підлог, майдан-

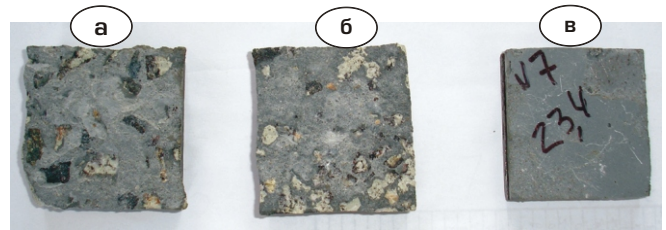


Рис. 4. Зразки після руйнування системи «покриття–бетон» за наявності підготовки поверхні бетону (тестові дослідження):

а – № 6; б – № 3; в – № 7 – відповідно до нумерації табл. 4

чиків, автодоріг для проектування композиційних матеріалів найефективнішою є базальтова фібра нового покоління. При ідентичних фізико-механічних властивостях композитів, кращих з точки зору естетичності бетонних виробів, при вмісті даної фібри на одиницю виробу

Таблиця 4

Результати натурних експериментів із визначення адгезійної міцності системи «покриття–бетон»

№ місця дослідження	Площа відриву*, мм ²	Показник манометра, кгс/см ²	Тип покриття	Міцність на відрив, МПа	Характер руйнування	Запас міцності, %
1	2662	19,4	Sikafloor-21	1,99	по бетону	132
2**	2400	23,0		2,61	по клейовому з'єднанню	174
3	2676	22,2		2,26	по бетону	151
4	2505	21,0		2,28	— " —	152
5	2464	18,6		2,06	— " —	137
6	2400	20,0		2,27	по клейовому з'єднанню	151
7	2400	23,4	Sikafloor-264	2,66	— " —	177
8	2475	21,0		2,31	по бетону	154
9	2400	22,6		2,57	по клейовому з'єднанню	171
10	2400	23,8		2,70	— " —	180
11	2400	21,4		2,43	— " —	162

* – площа відриву по бетону або пластині;

** – повторення експериментальних досліджень №1 без прорізання полімерного покриття біля пластини.

Таблиця 5

Результати експериментальних досліджень міцності основи бетону на відрив, адгезії системи «покриття–бетон»

Чинники	Результат		Варіанти порівняння	Примітки
	якісний	кількісний, %		
Міцність бетону основи підлоги	позитивний	101...109	п. 1 – п. 10 табл. 2	
Запас міцності системи «покриття–бетон» за відсутності попередньої підготовки поверхні бетону (згідно з лабораторними випробуваннями):				
Sikafloor-21	негативний	74...85	п. 1 – п. 7 табл. 3	1
Sikafloor-264	негативний	77...86	п. 8 – п. 10 табл. 3	
Запас міцності системи «покриття–бетон» за умов попередньої підготовки поверхні бетону (згідно з тестовими випробуваннями)				
Sikafloor-21	позитивний	132	п. 1 – п. 6 табл. 4	2
Sikafloor-264	позитивний	154	п. 7 – п. 11 табл. 4	
Фактична адгезійна міцність системи «покриття–бетон» підлог з полімерним покриттям відносно тестових та натурних експериментальних досліджень значно більша	позитивний	> 133	п. 1 – п. 2 табл. 4	3

Примітки:

1 – руйнування по з'єднанню; 2 – руйнування по бетону віддалених від з'єднання шарів; 3 – тестові з надрізом по поверхні з'єднувальної пластини.

в 10...12 разів меншому, ніж традиційної металевої фібри, вартість фібри 1 м³ виробу виявилася також у 2...2,5 раза меншою.

Будівельні роботи в рамках генпідряду виконував ТОВ «МСБУД», субпідрядником із нанесення полімерних покриттів був ТОВ «Профітех Ltd». Виробники і постачальники бетонної та фібробетонної сумішей – ПРАТ «Стрижавський кар'єр», полімерних компонентів – ТОВ «Sika Україна», базальтової фібри нового покоління – ТОВ «Технобазальт-Інвест».

Висновки.

1. Спроектовані, виготовлені та поставлені на об'єкт будівництва бетонна та фібробетонна суміші відповідають усім критеріям нормативних вимог у т.ч. ДСТУ ISO 9001:2009 (запас міцності бетону – 101...109 %).

2. При проведенні понад 20 натурних випробувань адгезії захисних полімерних покриттів не було жодного випадку їх руйнування. Задекларована компанією «Sika Україна» адгезійна міцність (1,5 МПа – Sikafloor-264; 1,75 МПа – Sikafloor-21) щонайменше в 1,165...1,800 разів більше.

3. Проведені дослідження адгезії системи «покриття–бетон» при нанесенні полімерних покриттів на підготовлену та непідготовлену поверхню показали, що якість і повнота підготовки поверхні бетонної основи суттєво впливають на кількісну величину адгезії. Так, за відсутності такої підготовки запас міцності системи «покриття–бетон» становить 74...85 %, а за її наявності – щонайменше 132...154 % від нормативної.

4. Результати експериментальних досліджень з визначення міцності бетону підлоги на відрив та адгезійну міцність систем «покриття–бетон» свідчать, що полімерні покриття різних типів мінімум в 1,3...1,8 раза покращують міцнісні характеристики бетонного покриття підлоги поверхневих шарів у порівнянні з мінімальною початковою міцністю плити покриття.

5. Дослідження безперервності адгезії полімерних покриттів Sikafloor-21 (поліуретанове), Sikafloor-264 (епоксидне) показали, що відшарування покриття підлоги виробничого корпусу відсутні, і покриття за всіма критеріям відповідають вимогам ГОСТ 28574-90.

6. Величина адгезії системи «покриття–бетон» підлог із полімерним покриттям значно більша від значень адгезії за тестовими випробуваннями, оскільки прикладені зусилля фактично поширюються на необмежену площу підлоги.

7. Виробництво промислових підлог із полімерним покриттям пов'язане з великою кількістю взаємозв'язаних визначальних чинників впливу, таких як проект, ступінь ущільнення ґрунтів, сумісність матеріалів, проектування, виготовлення, транспортування і технологія укладання бетонної суміші, догляд за бетоном, своєчасне формування оптимальної мережі різнопланових швів, якість підготовки бетонної основи, жорстке (до секунд) дотримання технології виготовлення і укладання полімерів тощо.

За розроблення технології виготовлення і широкомасштабне впровадження фібробетону в будівництво промислових об'єктів авторський колектив у складі науковців Київського національного університету будівництва і архітектури, ТОВ «МСБУД» відзначені премією Академії будівництва України ім. академіка М.С. Буднікова за 2013 рік.

-
- [1] Барашиков А.Я. Вплив матеріалу фібри на експлуатаційні властивості фібробетонів. / Барашиков А.Я., Мельник В.К., Рябенко Т.А. // Промислове будівництво та інженерні споруди, 2012, – № 4. С. 41–44.
 - [2] ДСТУ Б В.2.7-220:2009 Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю.
 - [3] ГОСТ 28574-90 Защита от коррозии в строительстве. Конструкции бетонные и железобетонные. Методы испытаний адгезии защитных покрытий.
 - [4] Методика проведення випробувань з метою визначення адгезії захисного покриття до бетону/ НДЛ УфБК ВНТУ. – Вінниця, 2013. – 6 с.

Надійшла 04.07.2013 р.

* Склад бетонної суміші: цемент ПЦ ІІ/А-Ш – 400Р (Балаклея) 470 кг, щебінь – суміш фракцій 5...20 мм 1246 кг, пісок річковий М_{кр} 1,69...1,82 548 кг, суперпластифікатор FMD 0,64 % від маси цементу, вода 174...178 кг.

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПЛОСКОЙ ФОРМЫ ИЗГИБА БАЛОК ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ

Потеря устойчивости плоской фермы деформирования балок – явление визуально заметное.

В ННТУ проектирования деревянных конструкций (ОСТ 90001-38) и в инструкции [1] в разделах «Расчет деревянных элементов» вообще не рассматриваются изгибаемые элементы, но даются расчеты растянутых и растянуто-изогнутых элементов, сжатых и сжато-изогнутых стержней. Балки не считались элементами и их расчет дан в разделе «Проектирование и расчет деревянных конструкций». Классификацию балок как конструкций (конструктивной формы), а не изгибаемых элементов, имеет смысл использовать в современном нормативном документе.

В п. 150 [1] дается проверка нормальных напряжений в крайних сжатых и растянутых волокнах в случае простого изгиба балок по формуле

$$M/W_{нт} [\sigma_u]. \quad (1)$$

Вопрос устойчивости плоской формы изгиба в п. 158 [1] рассматривался в следующей трактовке: «Необходимо обеспечить боковую устойчивость сжатой части балок (настилом и т.п.) в тех случаях, когда высота сечения превышает ширину его более чем в 3 раза.

Более высокие балки должны быть раскреплены связями жесткости, поставленными на расстоянии не более 15–20-кратной ширины балки при полном использовании допускаемого напряжения изгиба. При неполном использовании напряжения изгиба расстояние между связями может быть увеличено в отношении $[\sigma_u] / \sigma_u$, где σ_u – расчетное напряжение в балке».

В первом абзаце, вероятно, речь идет о прогонах, проектированию которых посвящены предыдущие пункты [1]. При ширине поперечных сечений прогонов 8–12 см и соотношении $h/b \geq 3$ и соответственно высоте сечений 24–36 см потери устойчивости плоской формы изгиба не наблюдалось.

О каком соотношении h/b идет речь во втором абзаце судить трудно. Рассматриваются цельные балки и, допустим, при $b = 15$ см и $h/b = 4$ высота сечения составляет уже $h = 60$ см. Даже при отсутствии в то время дефицита на крупноразмерные пиломатериалы брус с размером стороны 60 см трудно представить. Одна-



В.З. Клименко

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

ко, рекомендация второго абзаца заслуживает внимания.

В ННТУ 122-55 и СНиП II-Б.5 вопрос устойчивости плоской формы изгиба элементов вообще не рассматривается. Это странно по отношению к предыдущим нормативным документам. Тем более, что в этих документах появились *клееные элементы* (без какого-либо объяснения, что это такое).

В формуле для расчета элементов на изгиб

$$M \leq m_u R_u W_{нт} \quad (2)$$

в отличие от формулы (1) появился коэффициент m_u . Можно только догадываться о его природе, впервые названного коэффициентом условий работы элементов. Согласно п. 44 (7.7) коэффициент условий работы принимается для элементов:

1) из досок, брусков и брусьев с размерами сторон сечения менее 15 см, а также клееных элементов, за исключением указанных ниже, – $m_u = 1,0$;

2) для брусьев и клееных элементов сплошного прямоугольного сечения с размерами сторон 15 см и более при отношении высоты сечения к его ширине $h/b \leq 3,5$ – $m_u = 1,15$;

3) для клееных элементов с высотой сечения более 50 см при ширине 10 см и менее – $m_u = 0,85$;

4) для бревен, не имеющих врезок в расчетном сечении, $m_u = 1,2$.

Пункты 1, 2, 4 показывают, что m_u учитывает изменение расчетного сопротивления древесины цельной и клееной с увеличением размеров поперечных сечений элементов. Это соответствует современным представлениям о прочности древесины в элементах конструкций. Если это так, то содержание п. 3 противоречит другим пунктам. При соотношении $h/b \geq 5$ превалирует обеспечение устойчивости плос-

кой формы изгиба. В п. 3 коэффициент m_u на- поминает коэффициент m в современном расчете устойчивости плоской формы изгиба балок. Другого объяснения коэффициенту m_u в п. 3 автор не находит. Этот комментарий можно рассматривать как пример присутствия в нормативном документе неопределенностей (нечеткостей), чего не должно быть [5].

Отсутствие в НиТУ 122-55 и СНиП II-Б.5 проверки плоской формы деформации изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов объясняется ее отсутствием в методе расчета деревянных конструкций по расчетным предельным состоянием, введенном в 1954 г. В Пособии [6] не рассматривается вопрос плоской формы изгибаемых элементов, содержится только расчет на прочность по формуле (2).

Согласно СНиП II-В.4-71 расчет изгибаемых элементов на прочность производится по формуле (п. 4.7)

$$M/W_{\text{расч}} \leq R_{\text{из}}. \quad (3)$$

В п. 4.9: «...для обеспечения их поперечной устойчивости... отношение высоты прямоугольного или двутаврового сечения к ширине (речь идет о клееных балках) принимают для балок не более 6. Клееные балки с большим отношением высоты к ширине поперечного сечения подлежат проверке на общую устойчивость».

В этом нормативном документе отсутствует проблема устойчивости плоской формы деформирования балок из клееной древесины. Поэтому рекомендация, касающаяся соотношения $h/b = 6$, на первый взгляд достаточно смелая, но реальна. Балки с соотношением $h/b > 6$ и пролетом $l > 12$ м становятся не рациональными для перекрытия пролета, надо переходить на другие конструктивные формы. С этой позиции соотношение $h/b = 6$ оказывается граничным и, возможно, авторы СНиП II-В.4-71 правы в том, что не видят проблемы устойчивости в плоскости изгиба для балок пролетом $l \leq 12$ м. Осталось неизвестным содержание проверки на общую устойчивость.

Познакомившись с проблемой устойчивости балок в историческом аспекте, перед тем как рассмотреть ее решение в СНиП II-25-80, автор высказывает сомнение в необходимости расчета балок на устойчивость плоской формы деформирования.

Плоская форма деформирования балок – речь идет не об элементах, которые являются объектом норм проектирования, а о балках, являющихся конструкциями частей зданий и сооружений, в которых они работают совместно с другими смежными элементами. В зданиях и сооружениях это балки в балочных клетках, перекрытиях, покрытиях. В зависимости от конструкции этих частей зданий, сооружений несущие балки всегда имеют раскрепления сжатой и часто растянутой кромок: сверху – полом, перекрытием, крышей, снизу – потолком. Жесткое закрепление расположенных сверху элементов пола или прогонов крыши, а снизу балок потолка конструктивно обеспечивает устойчивость плоской формы изгиба главных несущих балок. Подтверждение этого расчетом не требуется. В балочных покрытиях зданий и сооружений нижняя кромка несущих балок может не иметь раскрепления. В балочных клетках с расположением главных и второстепенных балок в одном уровне в габаритах строительной высоты перекрытия обеспечивается раскрепление сжатой зоны главных балок на большую глубину и не требуется раскрепление растянутой зоны.

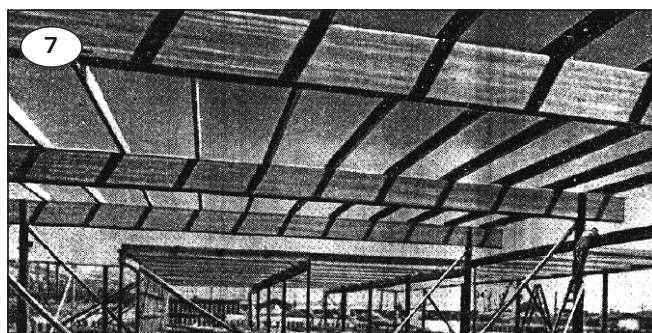
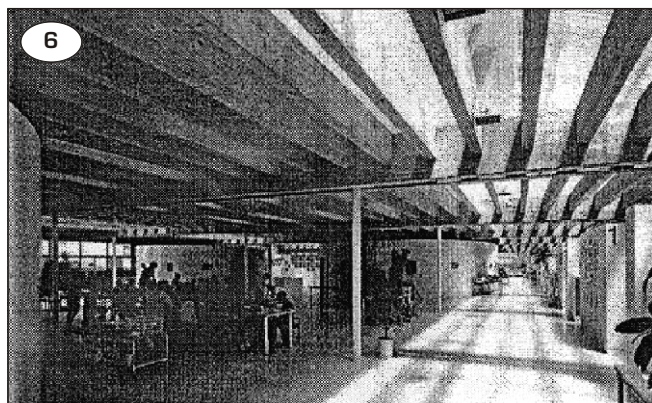
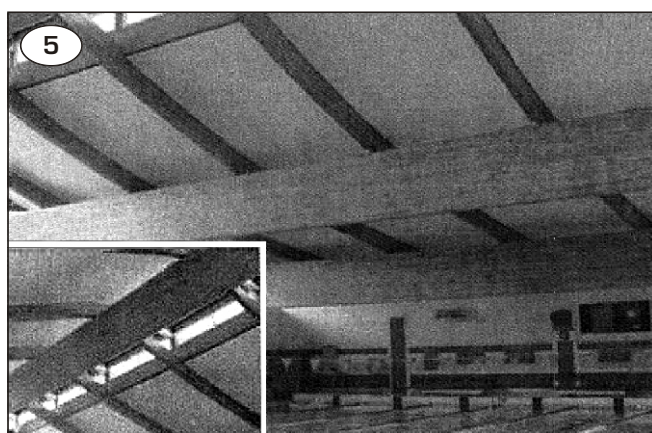
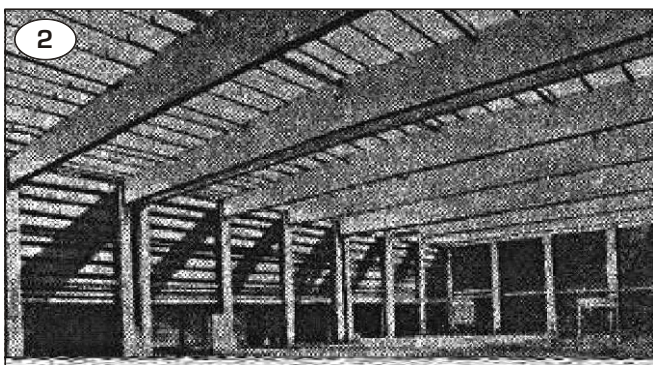
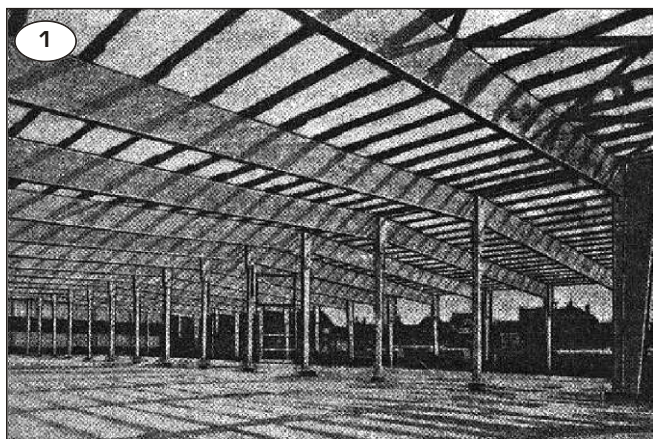
В СНиП II-25-80 рассматриваются в какой-то мере абстрактные изгибаемые элементы без учета того, что нагрузка на них передается от смежных элементов (также балок), обеспечивающих устойчивость главных несущих балок в плоскости изгиба. В упомянутом выше ОСТ 90001-38 можно отметить (и оценить положительно) рациональный подход к решению плоской формы изгиба балок. Такой же подход к проектированию балок принят в новом нормативном документе ДСТУ-Н.

Рассмотрим как решается плоская форма изгиба балок в мировой практике применения балок больших пролетов из клееной древесины. На рисунке показаны покрытия зданий и сооружений пролетом до 20 м. Для этих покрытий характерно отсутствие раскрепления нижних кромок несущих балок. Строительство объектов осуществлено в разное время и с широкой географией. Соотношения h/b и l/h большие и отсутствие раскрепления растянутых кромок балок, скорее всего, не случайно. Достаточно для обеспечения плоской формы изгиба балок жесткого раскрепления сжатых кромок.

Из рассмотренных выше нормативных документов только в [1] приводились четкие реко-

мендации по обеспечению плоской формы изгиба балок, например, как гласит п. 47: «Прогонны должны плотно и прочно закрепляться на верхние части несущих конструкций для предотвращения их выхода из плоскости».

Последующие нормы подобных конструктивных требований не содержали. Более того, вопрос устойчивости балок в плоскости изгиба вообще не поднимался. Автор не владеет информацией о том, как решался этот вопрос в нормативных документах других стран. Но известно из [2], что в проектной практике США устойчивость плоской формы изгиба балок обеспечивается не расчетом, а обязательным выполнением конструктивных требований по раскреплению верхних кромок по длине балок в зависимости от h/δ .



Примеры конструкций покрытий:

1, 2 – складские здания (ФРГ); 3 – ресторан в Калабрии (Италия); 4 – сельская библиотека (Канада); 5 – бассейн аквапарка (Польша); 6 – школьный класс (Япония); 7 – рынок торгового центра (США)

СНиП II-25-80 и Пособие [3]. Принимая во внимание историю «*расчета деревянных элементов на устойчивость плоской формы деформированием*», появление расчета в нормах проектирования стало неожиданным. Расчет технически сложный, особенно если провести параллель с расчетом сжато-изгибаемых элементов на прочность по деформированной схеме: в СНиП II-25-80 сохранился расчет, к которому имеется серьезная методологическая претензия. По какой-то причине техническая сложность расчета на устойчивость плоской формы деформирования не стала препятствием для включения его в нормы проектирования. Расчет не обязательно должен быть сложным. Практика выполнения многих сотен курсовых проектов по дисциплине «Деревянные конструкции» засвидетельствовала о несущественном влиянии коэффициента $K_{\text{лм}}$ (формула (24) СНиП) на результаты расчетов. Зачем усложнять расчет, как это сделано в Пособии [3].

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования изгибаемых элементов, согласно СНиП II-25-80, следует выполнять по формуле

$$M / M_{\text{бр}} \leq R_u. \quad (4)$$

В Пособии [3] формула (4) названа центральной для проверки устойчивости плоской формы деформирования. Далее цитата: «*Так как задачи плоской формы деформирования решены в упругой постановке, то коэффициенты φ и η могут принимать значения больше единицы*»*.

В СНиП II-25-80 и в Пособии [3] пренебрегают тем, что это утверждение противоречит основам сопротивления материалов и теории устойчивости. Автор категорически несогласен с положением норм относительно $\varphi > 1$ и ненаучным обоснованием такого факта в пользу противоестественного физического явления — устойчивости центрально сжатых стержней [6]. Помимо этого, при выводе коэффициента M используется соотношение $E/R_{\text{бр.и}} = 200$, что не отвечает физическому явлению. Если метод расчета неадекватно отражает суть физического явления и это вызывает к нему серьезную методологическую претензию, то этот метод не может иметь места в нормативном документе.

В ДСТУ-Н даны конструктивные рекомендации по устройству жестких креплений по длине несущих балок из плоскости изгиба, имеющих смежные элементы покрытий и перекрытий, для обеспечения плоской формы деформирования.

Методологическое обеспечение подбора рационального поперечного сечения балок. Если коэффициент M в формуле (4) принять как параметр, зависящий от размеров поперечного сечения балки и раскрепления сжатой ее кромки, то формулу

$$M = 140 \frac{b^2}{l_p h} k_{\text{ф}} \quad (5)$$

можно использовать для подбора рационального поперечного сечения балок.

Рациональное сечение, отвечающее условию (4), получается при $M = 1$. В случае $M < 1$ условие (4) не выполняется, так как $u > R_u$, что недопустимо. В случае $M > 1$ условие $u < R_u$ удовлетворяет требованию норм проектирования. Формула (5) позволяет установить соотношение размеров поперечного сечения балки и расстояния между раскреплениями сжатой кромки l_p при минимальной площади сечения $A_{\text{мин}}$.

Суть методологического обеспечения подбора рационального поперечного сечения балок при сохранении устойчивости плоской формы изгиба следует из сравнительного анализа результатов расчета балок разных пролетов при одинаковой линейно распределенной нагрузке, принятой $q = 0,06 \text{ кН/см}^2$.

Для того, чтобы оценить в подборе $A_{\text{опт}}$ балок влияние только параметров b , h и l_p коэффициент $k_{\text{ф}}$ в формуле (5) принят равным единице, как и все коэффициенты условий работы к расчетным сопротивлениям R_u .

Результаты расчета балок даны в таблице.

Сравним, для примера, расчеты для балки пролетом 10 м (строчки 17–23 табл.).

Не раскрепляем сжатую кромку балки, $l_p = l$. Принимаем размеры поперечного сечения по графам 3, 4 с соотношением $h/b > 2,7$ (графа 5). Коэффициент $M < 1$ (графа 8): условие прочности по формуле (4) не выполняется (графа 10).

* Приведенная цитата относится к расчету изгибаемых элементов по формуле (4) [формула (23)] СНиП и сжато-изгибаемых элементов по формуле (33) СНиП, в которой фигурирует кроме M коэффициент продольного изгиба φ . Подробно об устойчивости плоской формы изгиба сжато-изгибаемых элементов в [4].

Результаты расчета балок

№ п/п	Геометрические размеры, см			$\frac{h}{\delta}$	Закрепление по верхней кромке	ℓ_p , см	m	ℓ_p при $m=1$	Напряжения, МПа		A , см ²
	ℓ	δ	h						σ_u	R_u	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	400	10	73,6	2,36	$\ell_p = \ell$	400	1,48	593	$\ll R_u$	13	236
2		8	26,3	3,3			0,852	341	$> R_u$		210
3					$1_n = 1/2$	200	1,703		$\ll R_u$		
4		8,6	25,4	2,95	$\ell_p = \ell$	400	1,02	407	12,72		218
5		8	26,3	3,3	$\ell_p = a$	100	2,27		$\ll R_u$		210
6	600	10	34	3,4	$\ell_p = \ell$	600	0,686	411	$\gg R_u$	14	
7					$\ell_p = \ell/2$	300	1,37		$< R_u$		
8		12	31,1	2,6	$\ell_p = \ell$	600	1,08	648	R_u		373
9		11,6	31,5	2,21			1,00		14,07		365
10		8	38	4,5	$\ell_p = \ell/3$	200	1,18	235	$< R_u$		
11		7,5	39,3	5,2			1,00	200	$= R_u$		295
12	800	14	38,2	2,73	$\ell_p = \ell$	800	0,898	718	$> R_u$	14	
13		16	35,8				1,251	$< R_u$			
14		14,8	37,2	2,51	$\ell_p = \ell/2$	400	1,03	487	R_u		550
15		12	41,4	3,43			1,21		$< R_u$		497
16		11,2	42,9	3,8			1,02	409	R_u		480
17	1000	16	43,3	2,7	$\ell_p = \ell$	1000	0,828	828	$> R_u$	15	
18		18	40,8	2,26			1,11	1028	$< R_u$		734
19		17,4	41,5	2,4			1,02		14,7		722
20		14	46,3	3,3	$\ell_p = \ell/2$	500	1,18	592	$< R_u$		648
21		13,2	47,7	3,6			1,02	14,7	630		
22		10	54,9	5,5	$\ell_p = \ell/4$	250	1,02	255	14,6		549
23		8	61,2	7,65	$\ell_p = \ell/6$	143	1,02	146	14,7		490
Дальше изменение δ, h, ℓ_p теряет смысл											
							$m \ll 1$		$\sigma_u \gg R_u$		
24	1200	18	49	2,33	$\ell_p = \ell$	1200	0,771	925	$\gg R_u$	15	
25		20	46,5	2,32			1,00		R_u		930
26		14	55,6	4	$\ell_p = \ell/3$	400	1,23	433	$< R_u$		778
27		12	60	5			1,12	336	$< R_u$		720
28		11,5	61,4	5,3	$\ell_p = \ell/4$	300	1,00		14,95		706
29		10	65,6	6,6	$\ell_p = \ell/6$	200	1,06	213	$= 14,2$		656
30	1500	20	57,7	2,9	$\ell_p = \ell$	1500	0,647	970	$\gg R_u$	15	
31		16	64,9	4,1	$\ell_p = \ell/3$	500	1,104	500	$< R_u$		1038
32		15,4	65,7	4,3		500	1,01	513	R_u		1011
33		14	69,3	5	$\ell_p = \ell/5$	300	1,32	396	$\ll R_u$		970
34		12	74,9	6,2			1,07	269	$< R_u$		898
35		11,7	75,5	6,45	$\ell_p = \ell/6$	250	1,01	253	$= R_u$		883

Сохраняем $\ell_p = l$ и принимаем новое сечение (строка 18), $M > 1$, поперечное сечение балки недонапряженное (графа 10). Такое поперечное сечение при $M = 1$ не требует раскрепления сжатой кромки $\ell_p > l$ (графа 9). Разница между σ и R_u указывает, что не раскрепляя сжатую кромку можно изменить размеры b и h , увеличив соотношение h/b (строка 19). Напряжение σ очень близкое к расчетному сопротивлению

(графы 10 и 11) и площадь поперечного сечения уменьшается (графа 12).

Эффективность поперечного сечения балки возрастает с увеличением соотношения h/b .

Увеличиваем h/b (строка 20) с раскреплением сжатой кромки в середине пролета (графа 6). Получаем «запас устойчивости» (графа 10). Соотношение h/b можно увеличить.

Принимаем h/b новое (строка 21): M близ-

кое к единице и площадь поперечного сечения меньше, чем в предыдущем варианте. Можно изменять раскрепление сжатой кромки, уменьшая l_p . Это приводит к большему «запасу устойчивости» без изменения A , а материальные затраты на раскрепление возрастают.

Продолжаем увеличивать h/b (строчки 22 и 23) с изменением l_p . Все расчетные условия выполняются и рациональность поперечного сечения возрастает.

На первый взгляд, достигается рациональность поперечного сечения балки, но это так теоретически. Балка не абстрактный элемент в расчете устойчивости плоской формы изгиба. Нагрузку от балки надо передать на нижерасположенные конструкции здания или сооружения. Реакция от нагрузки воспринимается опорной площадкой, где древесина работает на смятие поперек волокон, чему она сопротивляется очень слабо. При маленькой ширине балки, в рассматриваемом варианте расчета $b = 10$ или 8 см, может оказаться технически невозможным или труднорешаемым место опирания балки. На ширину балки накладываются ограничения условия опирания на нее прогонов или плит крыши. При проектировании перекрытий, покрытий могут возникнуть ограничения на высоту балки из-за назначенной в проекте строительной высоты конструкции перекрытия, покрытия. Не исключено появление каких-либо других факторов проектирования, влияющих на размеры поперечного сечения несущих балок. Это вынудит принять фиксированное значение соотношения h/b и в зависимости от этого искать рациональное решение, варьируя вели-

чиной l_p . Например, компоновка многослойного пакета из целого числа досок изменяет высоту сечения, механическая обработка заготовки из клееной древесины уменьшает ширину сечения (соответственно принятые в расчете h и b). Обеспечение пространственной жесткости покрытия, перекрытия и здания, сооружения в целом предполагает размещение необходимых элементов, которые могут определить размер l_p . Подобные проектные и производственные факторы отражаются на комбинаторике параметров h , b и l_p в решении рационального поперечного сечения балок.

Из анализа вариантов комбинации величин h , b , h/b , l_p и A для разных пролетов установлено, что рациональное сечение следует искать в области $h = l/20$. Точное решение получим итерационным процессом при ограничениях: $R_u = 0,95R_u^{\phi}$ (R_u^{ϕ} – действительное расчетное сопротивление согласно нормам проектирования); $\frac{b}{2} ql/2 R_{cm.90}^{\phi}$ ($R_{cm.90}^{\phi}$ – действительное расчетное сопротивление смятию поперек волокон в опорных частях); $h = h_{стр}$ (и возможные другие ограничения) с соблюдением следующих рекомендаций относительно раскрепления сжатой кромки:

2 $\frac{h}{b}$ 3	3 $\frac{h}{b}$ 4	4 $\frac{h}{b}$ 5	5 $\frac{h}{b}$ 6
без раскрепления	в $\frac{1}{2}$ пролета	в $\frac{1}{3}$ пролета	в $\frac{1}{4}$ пролета

Методологическое обеспечение подбора рационального поперечного сечения балок поддается формализации в автоматизированных расчетных комплексах.

- [1] Инструкция по проектированию деревянных конструкций /Изд-во строит. литературы. – М.Л.: 1940. – 191 с.
- [2] Wood Handbook. Wood as an engineering material. By Forest Products Laboratory Forest Service. U.S. Department of Agriculture. 1974.
- [3] Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) /ЦНИИСК им. В.А. Кучеренно. – М.: СИ. – 1986. – 214 с.
- [4] Клименко В.З. Забезпечення плоскої форми деформування дерев'яних стиснуто-згинальних елементів //Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2012. № 3. – С. 34–38.

- [5] Клименко В.З. Новий нормативний документ по проектуванню дерев'яних конструкцій //Промислове будівництво та інженерні споруди. № 1. – 2013. – С. 28–32
- [6] Коченов В.М. Расчет деревянных конструкций по расчетным предельным состояниям / М.: ГСИ. 1955. – 46 С.
- [7] Клименко В.З. Модуль упругости древесины и коэффициент продольного изгиба в расчетах конструкций //Промислове будівництво та інженерні споруди. 2013, № 2. – С. 40–45.

Надійшла 15.04.2013 р.

ДО ВІДОМА ДОПISУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !

Вимоги щодо публікації статей:

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

ДО ВІДОМА РЕКЛАМОДАВЦІВ !

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

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

ОБКЛАДИНКА (190 x 220 мм):

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

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

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

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 4 від 28.11.2013 р.)

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

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

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

Комп'ютерна верстка та дизайн – Цапро Т.І.

Дизайн обкладинки – Артюшенко В.С.

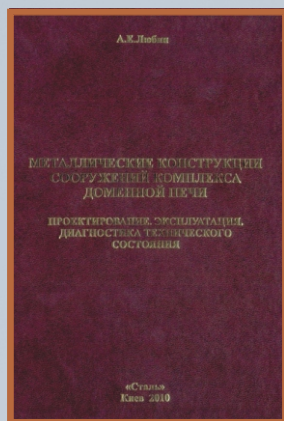
Підписано до друку 02.12.2013 р. Формат 60 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

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

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2837 від 24.04.2007 р.

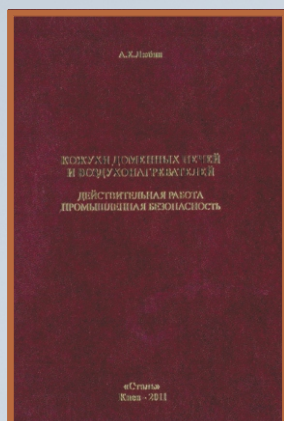
Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом
Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції
Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори
За зміст реклами відповідає подавач
Редакція не завжди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



А.Е. Любин
МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ СООРУЖЕНИЙ
КОМПЛЕКСА ДОМЕННОЙ ПЕЧИ
ПРОЕКТИРОВАНИЕ. ЭКСПЛУАТАЦИЯ.
ДИАГНОСТИКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ
К: Изд-во «Сталь», 2010. – 472 с., ил., табл.

Рассмотрены металлические конструкции сооружений комплекса доменной печи: условия их работы, нагрузки, компоновка, расчет, конструирование и эксплуатация листовых и стержневых конструкций-кожухов металлургических агрегатов, промышленных трубопроводов, высотных и других сооружений комплекса. Систематизированы и формализованы нагрузки и воздействия, обобщен накопленный опыт в области создания конструктивных форм сооружений комплекса доменной печи. Изложены особенности расчетных подходов для специальных конструкций. Приведены примеры компоновки отдельных сооружений и узлов конструкций.

Для инженерно-технических работников проектных и строительно-монтажных организаций, работников служб эксплуатации промышленных предприятий, студентов высших учебных заведений при изучении курса «Металлические конструкции»

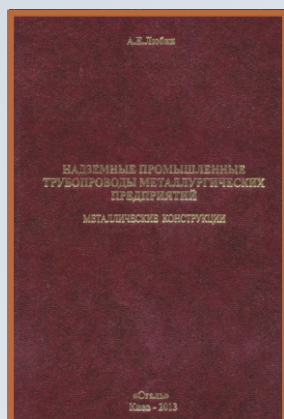


А.Е. Любин
КОЖУХИ ДОМЕННЫХ ПЕЧЕЙ И ВОЗДУХОНАГРЕВАТЕЛЕЙ
ДЕЙСТВИТЕЛЬНАЯ РАБОТА. ПРОМЫШЛЕННАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ
К: Изд-во «Сталь», 2011. – 268 с., ил., табл.

Рассмотрены вопросы прочности кожухов доменных печей и воздухонагревателей и ее связь с технологическими процессами. Отмечается определяющее влияние параметров работы на всех стадиях эксплуатации, особенно на пусковом этапе, на прочность футеровки и напряженно-деформированное состояние кожухов.

Приведены рекомендации по оптимизации условий ввода в эксплуатацию агрегатов, минимизирующих воздействия на кожухи и обеспечивающие их длительную надежную эксплуатацию.

Для инженерно-технических работников проектных организаций, работников служб эксплуатации промышленных предприятий, студентов высших учебных заведений при изучении курса «Металлические конструкции»



А.Е. Любин
НАДЗЕМНЫЕ ПРОМЫШЛЕННЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ
МЕТАЛЛУРГИЧЕСКИХ ПРЕДПРИЯТИЙ
МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ
К: Изд-во «Сталь», 2013. – 260 с., ил., табл.

Рассмотрены металлические конструкции трубопроводных систем промышленных предприятий: условия их работы, нагрузки и воздействия, компоновка, расчет, проектирование.

Приведены оптимальные схемы компоновки и рациональные конструктивные решения. Систематизированы и формализованы нагрузки и воздействия, обобщен накопленный опыт в области создания конструктивных форм.

Для инженерно-технических работников проектных организаций, работников служб эксплуатации промышленных предприятий, студентов высших учебных заведений при изучении курса «Металлические конструкции»

*Щасливого Нового року
та Різдва Христового!*

*Нехай здійснюються усі Ваші
надії та сподівання!*

