ISSN 1996-8159

ПБС

2'2018

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ



ЗАСНОВНИКИ

ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ «УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»

ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ім. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»

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

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.
Беркута А.В., к.е.н.
Гайдайчук В.В., д.т.н., проф.
Голоднов О.І., д.т.н., проф.
Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.
Гордеєв В.М., д.т.н., проф.
Гуляєв В.І., д.т.н., проф.
Єгоров Є.А., д.т.н., проф.
Кваша В.Г., д.т.н., проф.
Корольов В.П., д.т.н., проф.
Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.
Лобанов Л.М., академік НАНУ, 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 2017 — 2018 роки

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

НАУКОВО-ВИРОБНИЧИЙ ЖУРНАЛ

ПБС

2'2018

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

ВИСОТНІ СПОРУДИ

В.П. Адрианов, Б.Н. Бут
УНИКАЛЬНОЕ СООРУЖЕНИЕ СТОЛИЦЫ АРМЕНИИ (к 40-летию Ереванской телебашни) 2

МІЖНАРОДНИЙ ДОСВІД

Valdek Kulbach
CONCEPTUAL DESIGN OF ESTONIAN LONGEST STRAIT CROSSING 7

АРХІТЕКТУРНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

С.В. Семка
СОВРЕМЕННЫЕ АСПЕКТЫ ФОРМООБРАЗУЮЩЕГО МОДЕЛИРОВАНИЯ АРХИТЕКТУРНЫХ ПРОСТРАНСТВ ПРИ ПОМОЩИ МЕТОДИКИ ПРОПОРЦИОНИРОВАНИЯ. 12

ВОГНЕСТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

І.В. Рудешко, Ю.А. Отрош
ПУСТОТИ В БУДІВЛЯХ – ШЛЯХИ ПРИХОВАНОГО ПОШИРЕННЯ ПОЖЕЖІ 21

НАУКА – ВИРОБНИЦТВУ

Я.С. Гук
ДОСЛІДЖЕННЯ МАКСИМАЛЬНОЇ ГЛИБИНИ ПРОМЕРЗАННЯ ҐРУНТУ ДЛЯ ТЕРИТОРІЇ УКРАЇНСЬКИХ КАРПАТ У МЕЖАХ ЧЕРНІВЕЦЬКОЇ ОБЛАСТІ. 26

НОРМАТИВНА БАЗА

А.В. Перельмутер, С.Ф. Пічугін
ЩОДО НОВОЇ РЕДАКЦІЇ ДБН В.1.2-14-2009 33

БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ

І.І. Ніконець, І.М. Мартинюк, Є.М. Шматов, О.М. Стадійчук
РЕНТГЕНОГРАФІЧНИЙ АНАЛІЗ КЛІНКЕРІВ C_2S, C_3S ТА ТРЬОХ ВИДІВ ЦЕМЕНТІВ. 35

І.С. Суббота, Л.М. Спасьонова, Т.І. Булка, О.К. Нагорна
ВИКОРИСТАННЯ МІСЦЕВИХ ЛЕГКОПЛАВКИХ ГЛИН У ВИРОБНИЦТВІ БУДІВЕЛЬНОЇ КЕРАМІКИ. 41

АБРАЗИВНІ ІНСТРУМЕНТИ

Ю.Д. Абрашкевич, Г.М. Мачишин, В.П. Тишковець
ВПЛИВ ЗОВНІШНІХ ФАКТОРІВ НА ЕФЕКТИВНЕ ВИКОРИСТАННЯ АБРАЗИВНОГО ІНСТРУМЕНТА. 44

Згідно з наказом МОН України від 13.03.2017 р. № 374 журнал включено до Переліку наукових фахових видань України з технічних наук

Київ • 2018

© Промислове будівництво та інженерні споруди, 2018

УНИКАЛЬНОЕ СООРУЖЕНИЕ СТОЛИЦЫ АРМЕНИИ
(К 40-ЛЕТИЮ ЕРЕВАНСКОЙ ТЕЛЕБАШНИ)



В.П. Адрианов
заместитель генерального директора
ООО «Укринсталькон
имени В.Н. Шимановского»



Б.Н. Бут
заведующий отделом высотных
сооружений ООО «Укринсталькон
имени В.Н. Шимановского»

На живописных склонах Норкской возвышенности столицы Армении г. Еревана уже четвертое десятилетие стоит самое высокое инженерное сооружение в Закавказье – Ереванская телевизионная башня.

В 2018 г. строительная общественность СНГ вместе со специалистами радио- и телевидения будут отмечать 40-летие ввода в эксплуатацию новой башни антенных устройств Ереванского телецентра.

В конце 60-х начале 70-х годов прошлого столетия в республиках бывшего Советского Союза осуществлялось интенсивное развитие как черно-белого, так и цветного телевизионного вещания. Телевизионная башня антенных устройств в Ереване была запроектирована и построена по техническому заданию и заказу Министерства связи СССР. Она должна была заменить старую 180-метровую телебашню, увеличив в два раза мощность сигнала.

К реализации проекта по возведению телевизионной башни были привлечены ведущие проектные и строительно-монтажные организации. В качестве генпроектировщика выступил ГСПИ Минсвязи СССР (г. Москва). Автором проекта металлоконструкций и фундаментов башни, а также архитектурно-строительных чертежей технических зданий стал ГПИ «Укрпроектстальконструкция» (г. Киев), имеющий уже опыт проектирования телевизионной башни в городах Ленинграде, Киеве, Тбилиси, Харькове. Проект производства работ по монтажу конструкций башни разработал ПИ «Промстальконструкция» под руководством известного специалиста Г.Б. Бровермана, изготовление и поставку строительных металлоконструкций осуществлял ЗМК им. Бабушкина (г. Днепропетровск). Монтаж металлических конструкций башни выполнили специалисты Руставского управления «Стальконструкция» Грузглавмонтажспецстроя, а монтаж антенного оборудования – ПМК-172 треста «Радиострой».

В процессе разработки проектных решений необходимо было определить высоту и тип антенной опоры, а также мощность передатчиков, чтобы охватить зоной покрытия новой станции значительную часть Араратской равнины. При этом самое высокое сооружение в столице союзной республики, расположенное на высоте около 1170 м над уровнем моря, должно было стать ее достопримечательностью.

Государственный проектный институт «Укрпроектстальконструкция» (в настоящее время ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского») перед началом разработки проекта выполнил большую исследовательскую и экспериментальную работу с одновременным осуществлением вариантного проектирования. Проектные работы выполнялись в две стадии: проектное задание и рабочие чертежи.

Работами на первой стадии руководили: начальник отдела высотных конструкций И.Г. Затуловский, главный инженер проекта Ю.И. Ребров, бригадиры В.А. Хилинский, Л.О. Кагановский.

После завершения этих работ на техсовете ГСПИ Минсвязи СССР к дальнейшей разработке был рекомендован вариант симметричной трехгранной башни. Этот вариант был утвержден заместителем министра связи Армянской ССР Харазяном А.П. по согласованию с Ереванским горсоветом и Госстроем Армянский ССР. Разработкой рабочих чертежей занималась созданная для этого группа специалистов института, которыми руководили начальник отдела И.Г. Затуловский, ГИП А.В. Перельмутер, бригадиры Ю.Ф. Шеверницкий и М.Г. Гринберг. В состав группы был включен один из авторов этой статьи – Б.Н. Бут, который занимался, в основном, расчетами, а впоследствии, при мон-



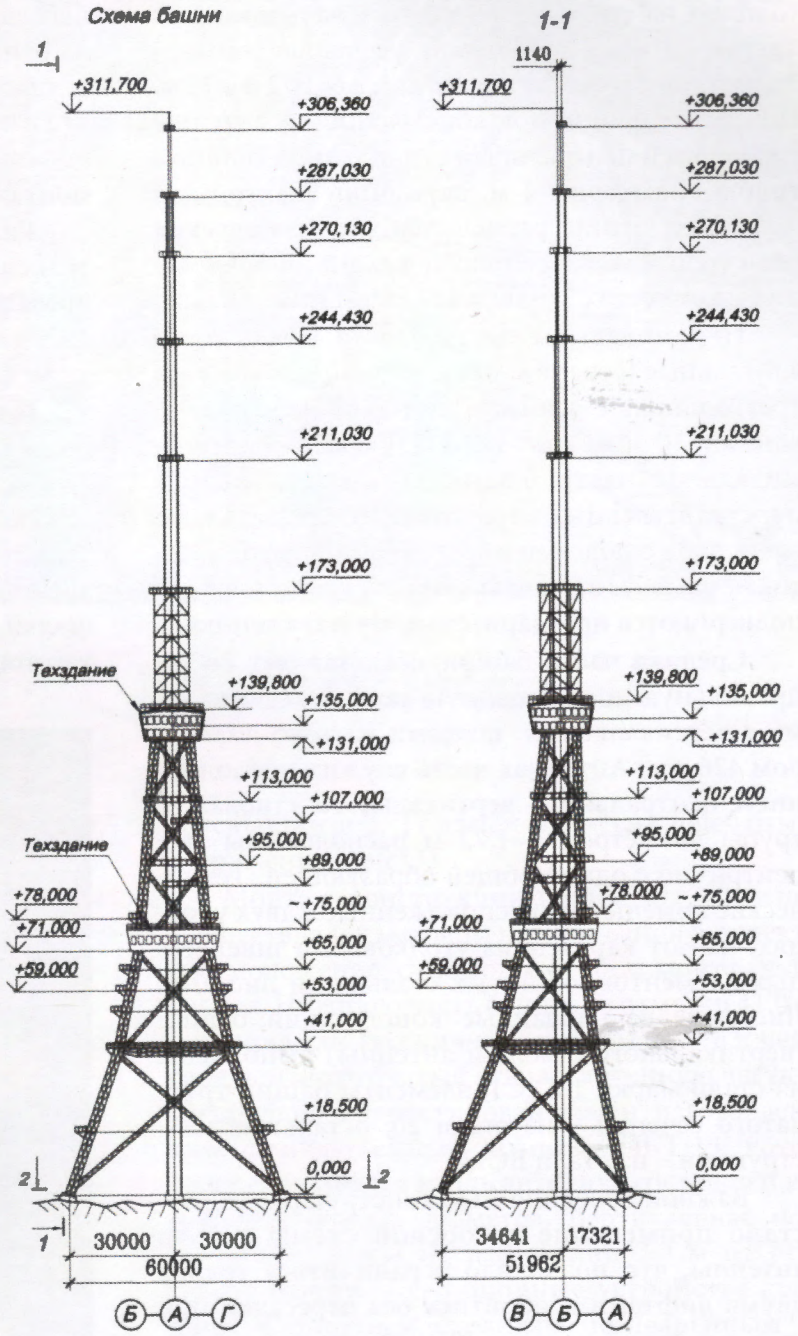


Рис. 1. Конструкция Ереванской телебашни

таже башни, участвовал в осуществлении авторского надзора за ее строительством.

Большое внимание разработке рабочих чертежей уделяло руководство института в лице его директора Олега Ивановича Шумицкого.

Участие в разработке проекта такого сложного в техническом плане инженерного сооружения, как расположенная в зоне сейсмики Ереванская телевизионная башня, стало хорошей школой подготовки и становления для молодых проектировщиков института, которые на практике постигали все тонкости создания строительных металлических конструкций, проведения необходимых статических и динамических расчетов, учета в документации требований по технологичности изготовления и монтажа конструкций.

В окончательном виде конструкция башни разделена по высоте на три части: пирамидальную трехгранную решетчатую до отметки 131.0 м, шестигранную решетчатую призму до отметки 173.0 м и антенную до отметки 311.700 м, сос-

тоящую из труб, сваренных из вальцованных листов, с последовательно уменьшающимися диаметрами соответственно 4; 3; 2,6; 1,72 и 0,75 м. По центру башни под конструкциями антенны расположен центральный ствол в виде сварной трубы диаметром 4 м, служащий шахтой для лифтов. В башне размещены два технических помещения для технологического оборудования на отметках 71.000 и 137.000 м (рис. 1).

Пирамидальная часть башни имеет горизонтальные сечения в виде равностороннего треугольника с размерами сторон 60 м у основания и 10 м на отметке 131.000 м. Ноги пирамидальной части башни выполнены в виде пространственных трехгранных решетчатых элементов с поясами и решеткой из труб. Крестовые раскосы этой части башни в пяти панелях подвергаются предварительному натяжению.

Средняя часть башни представляет собой правильную шестигранную решетчатую призму с вертикальными поясами из труб диаметром 426 мм. Антенная часть служит продолжением центрального вертикального ствола. Ее трубы диаметром 4–1,72 м расположены эксцентрично с одной общей образующей. Технические помещения, расположенные в двух уровнях, имеют каркасы из уголковых и швеллерных элементов, обшитых стальными листами. Листовые вальцованные конструкции башни (вертикального ствола и антенны) выполнены из стали марки 10Г2С1, элементы башни трубчатого сечения – из стали 20; остальные конструкции – из стали ВСт3.

Важной особенностью конструкции башни стало применение несоосной схемы ствола антенны, что позволило ограничиться только двумя лифтами и обойтись без пересадки при подъеме выше отметки 135.000 м и пропустить лифт $Q = 200$ кг до весьма высокой отметки.

Кроме того, такая компоновка ствола (наличие общей образующей) позволила удобно перемещать по вертикали самоподъемный монтажный кран СПКТ-15. На рис. 2 показан подъем этим краном самой верхней секции башни – трубчатой конструкции диаметром 720 мм, длиной ~20 м, весом около 10 т.

Важную функцию в принятии проектных решений выполнял институт «Промстальконструкция», который разрабатывал технологию монтажа конструкций башни. С ним согласовывались принципы решения основных закладных деталей в фундаментах, членение башни на отправочные и монтажные элементы, принципы монтажных стыков и другие решения, что в итоге позволило в дальнейшем существенно сократить трудозатраты при проведении монтажных работ.

Разработку чертежей КМД, изготовление и транспортировку металлических конструкций Ереванской телебашни общим весом около 1900 т было поручено Днепропетровскому заводу металлоконструкций им. Бабушкина.

С целью обеспечения устойчивости тонкостенной цилиндрической оболочки и сохранения геометрической формы вертикального ствола диаметром 4 м он был изготовлен из 40 элементов длиной по 6 м, при этом каждый элемент состоял из четырех царг по 1,5 м. Площадки, расположенные на распорках башни, изготовлены в виде секций длиной 6 м. Заводские



Рис. 2. Подъем верхней секции башни



Рис. 3. Этапы монтажа конструкций телевизионной башни в г. Ереване

стыки вертикального ствола и ствола антенны, наклонных поясов и другие сварные соединения встык сваривались с полным проваром так, чтобы швы были равнопрочны основному металлу.

Кроме того, требования к изготовлению конструкций в заводских условиях предусматривали проведение сборки секций вертикального ствола и антенны, плоскостную сборку конструкций пирамидальной части башен и конструкций технических помещений. В процессе общей сборки возле стыков приваривались угловые фиксаторы, что обеспечивало в дальнейшем при монтаже правильное положение секций и необходимый зазор для сварки.

Строительство башни Ереванского телецентра велось в трудных условиях на территории телевизионной станции поблизости от действующей телебашни старого типа и различных зданий телестудии. Площадка строительства расположена на склоне горы и ограничена с юго-западной стороны подпорной стенкой.

После возведения фундамента башни непосредственно к монтажу металлических конструкций приступили специалисты Руставского управления «Стальконструкция» под руководством опытного инженера Василия Демченко и бригадира монтажников-высотников Федора Глазова, которые имели опыт строительства телевышки в г. Тбилиси и других высотных сооружений (рис. 3).

Монтаж конструкции башни в г. Ереване осуществлялся методом наращивания в проектное положение с помощью трех монтажных кранов. Нижнюю часть башни до отметки 41.0 м монтировали гусеничным краном СКГ-63, вертикальный трубчатый ствол и антенную часть – специально спроектированным и изготовленным самоподъемным краном СПКТ-15, который перемещался вдоль антенны, состоящей из труб различного диаметра. Вертикальная ось крана проходила на расстоянии 3,3 м от оси ствола башни, а его опорные устройства крепили к опорным столикам, приваренным к трубчатым конструкциям вертикального ствола и антенны.

Конструкции пирамидальной части башни, расположенной выше отметки 41.0 м, монтировали двумя стреловыми кранами ПСК-15 грузоподъемностью по 15 т. Их устанавливали на консольные опорные устройства, закрепленные с противоположных сторон к вертикальному центральному стволу башни на отметках 83, 119 и 149 м.

После окончания монтажа и проектного закрепления всех несущих элементов панели раскосы пирамидальной части подвергли предварительному натяжению.

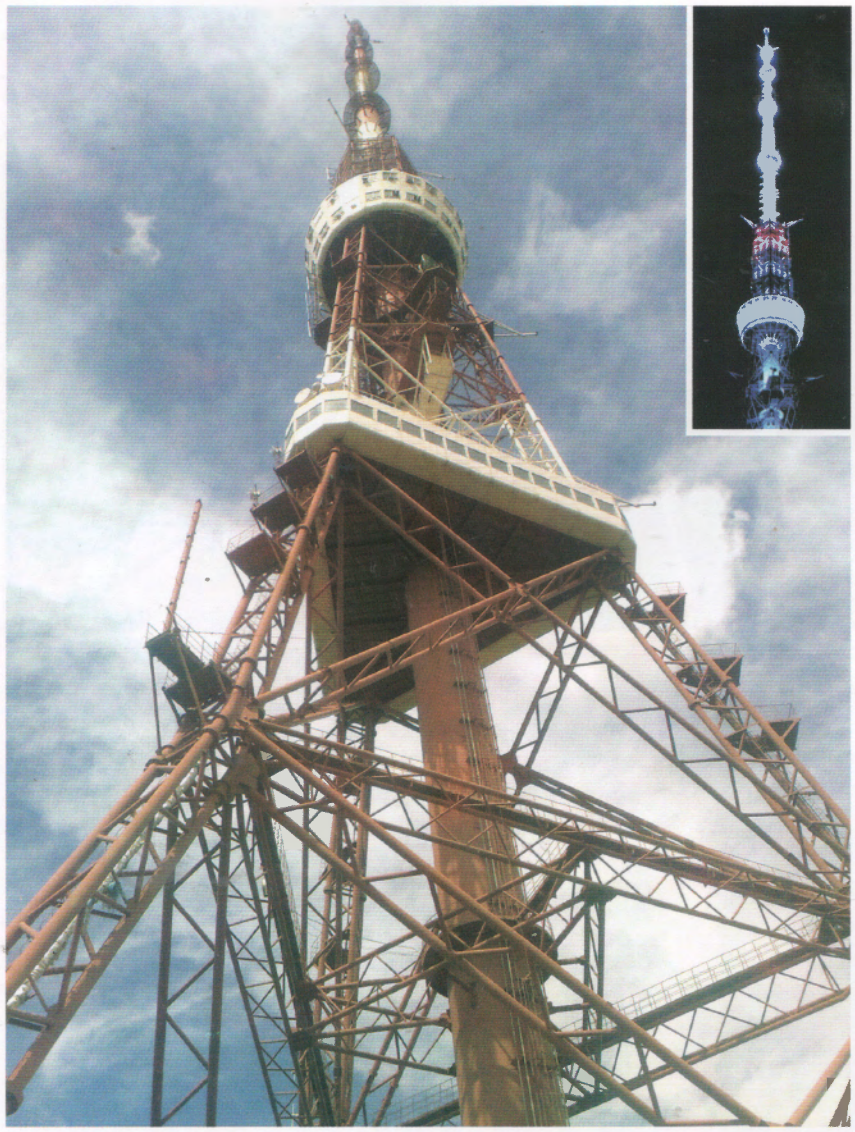


Рис. 4. Современный вид Ереванской телебашни

Конструкции технических зданий, расположенных на отметках 71 и 130 м, перед установкой в проектное положение предварительно укрупняли в пространственные блоки на монтажной площадке, расположенной в зоне действия монтажных кранов.

По мере готовности металлических конструкций башни и антенны монтажники ПМК-172 треста «Радиострой» устанавливали необходимое оборудование для радиовещания и телевизионных трансляций, а также технологических коммуникаций.

Конструкции телебашни были оснащены современным комплексом антенн УКВ связи, телевизионными антеннами IV, V, III, II и I диапазона фидеры, электросиловыми кабелями, кабелями связи, механизмами обслуживания опоры, а также приборами, регистрирующими в нескольких точках отклонение башни от вертикали, частоты и амплитуды колебаний, метеоприборами для замеров скорости и направления ветра, температуры воздуха и др.

Строительство 308-метровой телевизионной башни Армянского телевидения в полном объеме было завершено в 1978 г. (рис. 4), что позволило обеспечить передачи по четырем телевизионным программам – две из них местные и две Центрального телевидения, одна из которых осуществляла прием по системе «Орбита».

Эстафету от строителей приняли технические службы заказчика (в настоящее время ЗАО «Телевизионная и радиовещательная сеть Армении»), обеспечивающие безопасную ее эксплуатацию и постоянное обновление оборудования. Так, в 2006 г. на телебашне на высоте 131 м был установлен новый итальянский передатчик, который позволил увеличить зону качественного телевизионного вещания для городов Ереван, Армавир, Мецамор, Эчмиадзин, Арарат, Веди, Масис, Абовян, Чаренцаван, Эгвард и более 300 населенных пунктов.

В период с 1989 по 2010 гг. специализированными организациями проводился геодезический мониторинг конструкций Ереванской телебашни, который показал, что ее высотные точки не подверглись изменениям.

Автор проекта телевизионной башни – ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского» по договору с заказчиком в период 2005 г. и 2017 г. проводил обследование несущих металлических конструкций и подготовил заключение об ее удовлетворительном техническом состоянии, а также дал рекомендации по дальнейшей эксплуатации.

Созданная интернациональным коллективом проектировщиков, изготовителей и монтажников Ереванская телевизионная башня на протяжении 40 лет обеспечивает устойчивое телевизионное и радиовещание для жителей и гостей Армении.

Надійшла 15.03.2018 р.

CONCEPTUAL DESIGN OF ESTONIAN LONGEST STRAIT CROSSING

The fixed link between the greatest island of Estonia, Saaremaa and the mainland requires construction of a bridge (or tunnel) from the island Muhu to Saaremaa over the Suur Strait. The island Muhu was connected with the mainland by an embankment, erected more than hundred years ago. The minimum length of the suggested overpass is about 6100 m; it has to have a central channel for navigation (elevation 35 m and width 300 m). By the conceptual design carried out by the author, the overpass consists of a central cable-supported bridge, two approach bridges and embankment sections with a total length of 2850 m. For the navigable part of the overpass various cable-supported structures were under our investigations; a hybrid suspension-cable-stayed structure was preferred. For the approach bridges usual models of composite box girders with spans of 120, 100 and 80 m were chosen.

Для з'єднання найбільшого острова Естонії Сааремаа з материком необхідно спорудити міст (або тунель) з острова Муху на Сааремаа через протоку Суур. Острів Муху з'єднаний з материком насипом, якому більш ніж 100 років. Мінімальна довжина запланованого мостового переходу повинна складати приблизно 6100 м; у нього має бути центральний канал для проходження суден (висота над рівнем моря 35 м та ширина 300 м). За концепцією проекту, розробленого автором, мостовий перехід складається з центрального вантового моста, двох під'їзних мостів та ділянок насипу сумарною довжиною 2850 м. Для судохідної ділянки моста розглядалися різні вантові конструкції; перевага була надана гібридній підвісній конструкції на вантах. Для під'їзних мостів були обрані звичайні конструкції складених балок із коробчастим перерізом з прогонами 120, 100 та 80 м.

Keywords: CAD visualisation, cable-supported structure, discrete analysis, hybrid structure, pre-stressing, self-anchored bridge, suspension bridge.

Ключові слова: візуалізація CAD, вантова конструкція, дискретний аналіз, гібридна конструкція, попереднє напруження, висячий міст із сприйняттям розпору, підвісний міст.

1. Introduction

The County of Saaremaa with its territory of 2900 km^2, has about 40,000 inhabitants. Kuressaare, the capital city of Saaremaa, has a population of 16,000. The deepest of Saaremaa harbours on the north-western coast of Saaremaa was constructed in 2006. The deep harbour, ice free all the year round, together with a fixed link to the mainland (Fig.1) would provide Saaremaa with a good transit corridor for transportation of goods and would promote international tourism. In 1996 Saaremaa's newspaper Meie Maa (Our Land) initiated a discussion on the necessity for a bridge. The first article of the author was published in Meie Maa in June 1996. During a year, over 40 articles and comments appeared. Most of the authors supported constructing a bridge. A few preferred building a tunnel or a chain of bridges on the route over Hiiumaa Island.

In March 1997, the Governor of Saare County set up a committee to investigate social, environmental, traffic and technical problems connected with the realization of the project. The activities of the author of this report as a member of the committee were directed to conceptual designing the overpass. In 1998, an Estonian – Finnish working group for drafting a feasibility report concerning the Saaremaa fixed link was formed. The Technical Centre of Estonian Road Administration published the results of the feasibility study in 2000.

Results of surveys conducted with the inhabitants and visitors confirmed 85 % support to the realization of the fixed link. Before announcement of the international competition for the realization of the project based on cost effectiveness, with support of the Estonian Government, some additional geological and environmental investigations and risk analysis are needed.



Valdek Kulbach
Dr.Sc. (Eng.), prof.,
Member of Estonian Academy of Sciences,
Tallinn Technical University
Department of Structural Design

To determine the location of the bridge, 5 possible traces (Fig. 2) were examined; a number of them were eliminated due to environmental conditions. The shortest of the traces surpasses Suur Strait on the northern coast of the islet of Viire ((trace III). The strait consists of a very shallow western part between the Island Muhu and the islet of Viire and the eastern mainstream channel (Fig. 3).

The geological structure of Suur Strait, whose formation of which has been influenced by various processes already from the Silurian, is very complex. Erection of a bridge implies serious environmental problems. The region of the fixed link is surrounded by natural conservation areas, including a number of nature reserves. Aspects of the biosphere (vegetation, birds, animals, fish), hydrology (sea, ground water) and the atmosphere (air pollution, migration of birds) may be problematic. Environmental impacts will occur during construction as well as the period of the exploitation of the overpass. The depth for the foundation bed of the pylons of the central bridge is about 30 m and maximum depth for foundation bed of the girder bridges in the case of 100 m distance between the bridge piers is about 20 m from the sheet of water. As the thickness of the layer of weak soil is on average 1–2 m, a pile foundation is not very suitable, and a direct foundation should be preferred.

© Valdek Kulbach

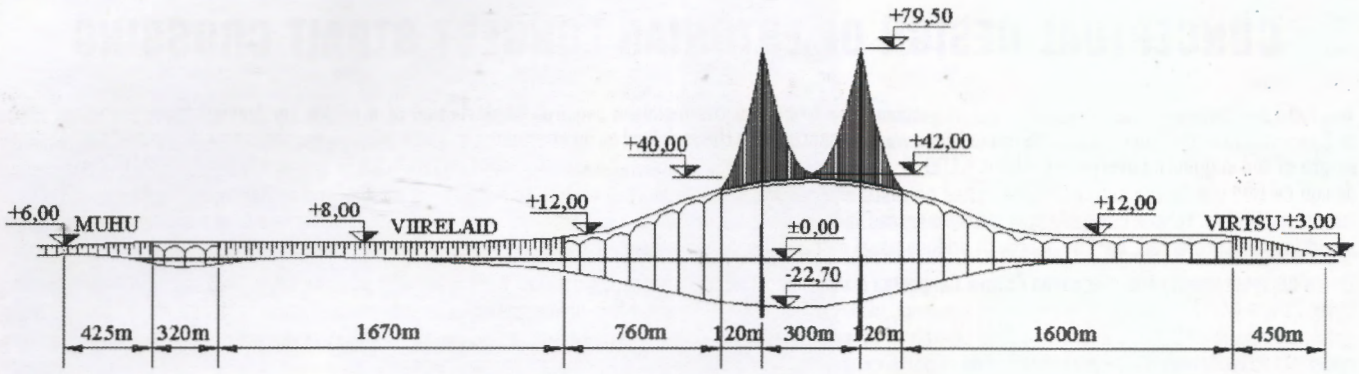


Fig.1. Straits between the Island of Saaremaa and the mainland

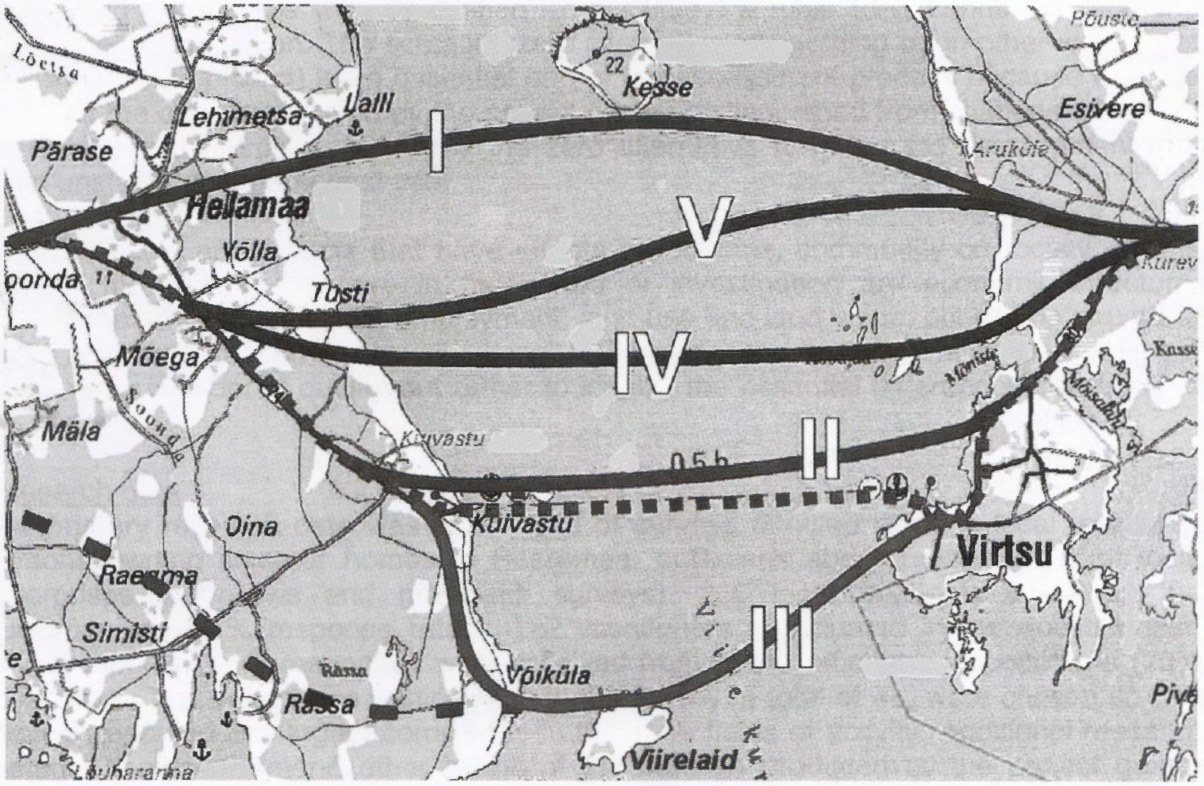


Fig. 2. Possible routes for the Suur Strait crossing

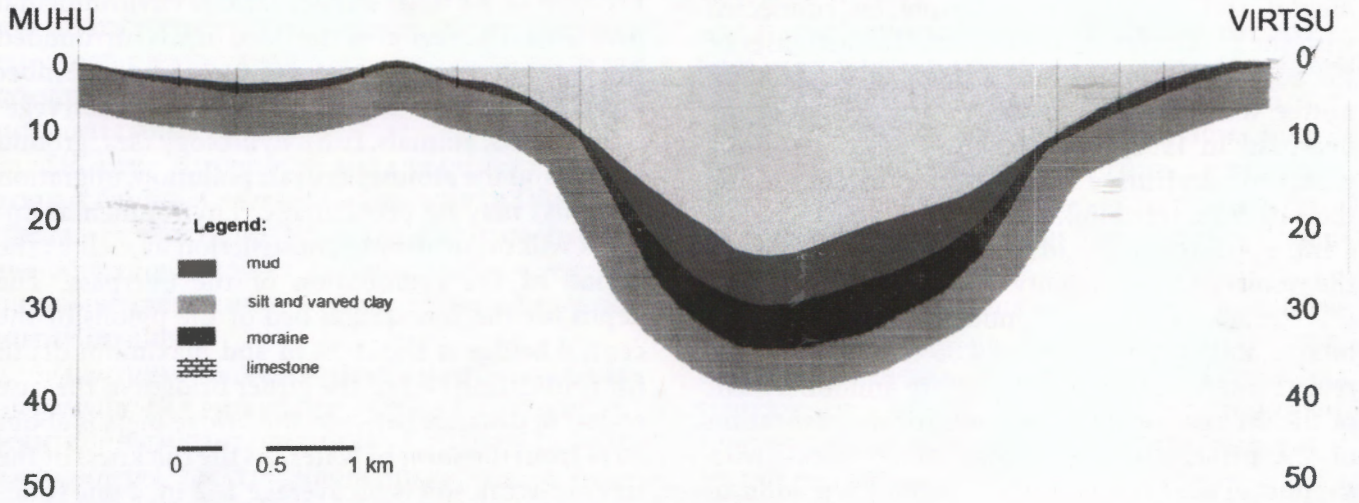


Fig. 3. Cross profile of the Suur Strait

The total width of the bridge deck for the preliminary design was taken 13 m. It corresponds to the second class of bridges, determined by Estonian designing codes. The total width of 13 m consists of the bridge road (two traffic lines of 3,75 m) and two safety trips of 2,75 m; the latter may be used not only as an overpass for pedestrians and cyclists, but also for vehicles forced to stop on the bridge. On two traffic strips, three lines of vehicles may move simultaneously, therefore in the calculations the traffic load from three lines of vehicles was foreseen. Due to the clearance in height of 35 m for the navigable span, the maximum level of the bridge deck was taken +40.00 m from the sheet of water. The longitudinal slope of the bridge deck was chosen based on the condition of fluent transition from the mainland highway to the bridge; the maximum local slope on the transition area was 4 %.

The most important architectural concept of the author for the fixed link comprises a substantial structural separation of the navigable span from the approach bridges [1]. For the navigable part of the overpass, the variants for central span of 300, 400 and 480 m were envisaged. Due to complex estimation of the bridge behaviour under the action of a fluctuating wind load, thorough theoretical analysis and wind-tunnel tests should be carried out before the final design of the bridge; considering serious ice action and possible ship collision, a corresponding risk analysis is also to be done.

2. Suggestions of the author about design of the bridge.

Proceeding from the chosen architectural concept, our main attention was directed to various cable-supported structures for the central part of the overpass. Due to smaller height of pylons we preferred conventional or self-anchored suspension bridges. In the conditions of Saaremaa's overpass, the total price of a conventional suspension structure depends greatly on the main span of the bridge. An increase in the bridge span brings about an increase in the relative cost of the superstructure and a decrease in the cost of the substructure, particularly of the anchor blocks. The depth of the foundation bed is the main factor of the foundation cost. Due to greater depth in the middle part of the strait, conventional bridges with relatively small spans are not suitable for the chosen track. Therefore, the model of a self-anchored structure was preferred. In this case, the stiffening girder is not subjected only to the bending moments, but also to compression forces. Because of very small international experience of design and construction of self-anchored bridges, related theoretical and model test analysis was organized in the Laboratory of Structural Design at TUT. Analysis made was based on a bridge with a span, markedly greater than that in the first stage of design (480 m in comparison with 300 or 400 m). For the given parameters of the bridge, the primary bending moments caused by transversal loads prevail before the secondary moments under the action of eccentricity of axial forces. Both theoretical and experimental analysis on the model 1:100 [2] demonstrated sufficient stability of the girder. On the basis of comparative analysis, a diagram of dependence of the relative cost (reduced to the length unit) of the bridge upon its main span was constructed for a conventional bridge model and for a self-anchored one (Fig 4).

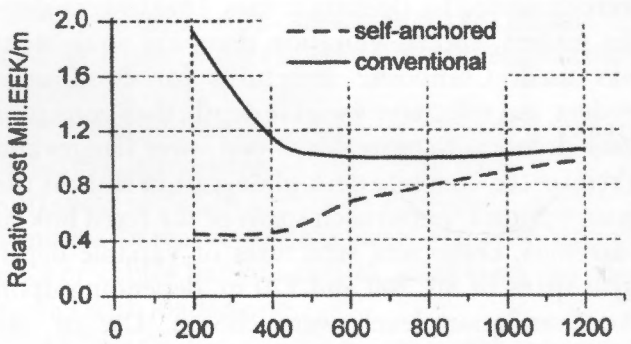


Fig. 4. Comparative cost estimation for conventional and self-anchored suspension bridges

It is noteworthy that with small spans the cost varies greatly and nearly equalizes that of great spans. A view to the central part of the suspension bridge was drafted by means of computer design (Fig 5). In the initial stage of planning, more grandiose dimensions (spans from 600 to 1200 m and even a record value of 2200 m) for the suspension bridge structures were under our investigation. Due to nearly a double cost of a suspension structure per length unit in comparison with girder ones, the chosen span was decreased to the minimum value of 300 or 400 m. For simplification of construction additional stay cables (hybrid structure) may be used.

For approach bridges, frequently box girders are preferred. The span of approach bridges is usually chosen on the basis of minimizing the summary cost of the superstructure and the substructure. Greater spans are more favourable for environmental conditions, than short spans. For a steel superstructure continuous flow-line box girders of constant depth with orthotropic deck plate are common. The East Bridge with the span of 193 m



Fig. 5. means of computer design ????

serves as a good example. The structures mentioned were mounted by floating cranes. Due to very slender girders, special vibration damping equipment was used. Composite structures for continuous girders, as a rule, have variable depth; they consist of steel girders with more developed lower flanges and a reinforced concrete deck plate, cast in situ. As the main option for approach spans of the fixed link of Saaremaa, composite structures of variable depth with spans of 80, 100 and 120 m, depending upon the foundation level, were chosen. Use of the experience of the design and construction of the Great Belt strait crossing is worth mentioning. Problems of the bridge foundation are similar to those for the region of the Great Belt. For the same reasons, the pile foundation was abandoned. Open caisson structures with reinforced bottoms and walls and concrete fillings were chosen

3. Methods used and results of calculation.

Usually the cage of stiffening girders consists of a number of mounting units to be connected after their successive lifting and hanging to the main cables formerly suspended to the pylons. The own weight of the mounting units will be balanced by the cables only. After connecting these units between themselves the composite structure of the cable and the stiffening girder will resist to external loads as a whole. For preliminary design of a suspension bridge continual analysis may be applied [3]. For solution of the corresponding system of nonlinear equations of equilibrium and cables' deformation compatibility an exact method in the form of a complicated transcendental system may be used [4]. Our experience has demonstrated remarkable advantages of an approximate calculation; the approximation as for a single cable in the form of a parabola is not suitable because the derivatives of powers greater than the second are missing in the equations. Therefore it is useful to prescribe the deflection form of the cable by a trigonometric function. Inserting the approximate deflection function into the mentioned equations and applying the method of Galyorkin we obtain for the relative deflection of the structure the following cubic equation

$$\zeta_0^3+\frac{96}{\pi^3}\zeta_0^2+$$

$$+\left[\frac{2048}{\pi^6}+\frac{4E_bI_b(1+\kappa+\vartheta)}{EAf^2}+\frac{8p_0a^4(1+\kappa+\vartheta)}{\pi^2EAf^3}\right]\zeta_0=$$

$$=\frac{256p_1a^4(1+\kappa+\vartheta)}{\pi^5EAf^3}. \qquad (3.1)$$

After negligible simplifications the cubic equation (3.1) may be presented in a more compact form

$$\zeta_0^3+3\zeta_0^2+(2+\rho+p_0^*)\zeta_0=p^*, \qquad (3.2)$$

where $\rho=\frac{4E_bI_b(1+\kappa+\vartheta)}{EAf^2}$ is the relative bending rigidity of the stiffening girder; $p_0^*=H_0/\Phi$; $p^*=P/\Phi$ and $P=pa^2/2f$ are pre-stress and load factors.

For the cable force we have

$$H=H_0+\Phi\zeta_0(2+\zeta_0). \qquad (3.3)$$

The maximum value of the bending moment of the stiffening girder

$$\max M=\rho\Phi f\zeta_0. \qquad (3.4)$$

For analysis of the bridge under the action of the traffic load, applied on the right half of span it is useful to distribute the load into symmetrical and anti-symmetrical parts. If we denote, as above the initial load by p_0, the additional load over the whole span by p_1 the load on the right half of the span by p_2, the symmetrical part of the additional load will be $p_s=p_1+0{,}5p_2$ and the anti-symmetrical part $p_u=0{,}5p_2$ sgn.x. For the anti-symmetrical load we get an equation for the determination of the displacements parameter w_1 in the form

$$\frac{w_1^3}{f_1^3}+\left[\frac{4E_bI_b(1+\kappa+\vartheta)}{EAf_1^2}+\frac{2(p_0+p_s)a^4(1+\kappa+\vartheta)}{\pi^2EAf_1^3}\right]\frac{w_1}{f_1}=$$

$$=\frac{16p_ua^4(1+\kappa+\vartheta)}{\pi^5EAf_1^3}, \qquad (3.5)$$

where in the value of $f_1=f+w_0$ the displacement under the action of the symmetrical part of the load p_s is to be taken into account.

In the following an example of calculation of displacements and inner forces for a pedestrian bridge is treated. Let us have a suspension bridge with the following parameters: 1) the middle span $l = 2a = 45$ m; 2) the sag of the cable $f = 6$ m; 3) the side spans $b = 15$ m, $tg\,\beta = 0{,}45$; 4) the rigidity parameters of the stiffening girder (I 60): $E = 0{,}21 \cdot 10^6$ MPa, $I = 75010$ cm^4, $EI = 148{,}1$ MN m^2; 5) the rigidity parameters of the cables (∅ 52): $E = E_a = 0{,}16 \cdot 10^6$ MPa, $A = A_a = 10{,}6$ cm^2, $EA = E_aA_a = 313{,}6$ MN; 6) the loads of the bridge: $p_0 = 2{,}0$ kN/m – the initial load (weight of stiffening girders), $p_1 = 2{,}0$ kN/m – the dead load, $p_2 = 10{,}0$ kN/m – the live load.

Table 3.1. Comparison of deflections and inner forces calculated by exact and approximate analysis

Parameter	x / a	Total loading			Combined loading		
		Exact	Apr.1	Apr. 2	Exact	Apr.1	Apr. 2
w (m)	–0,5	0,132	0,132	0,125	0,019	0,017	–0,012
	0	0,181	0,186	0,177	0,107	0,110	0,105
	+0.5	0,132	0,132	0,125	0,171	0,172	0,160
H (kN)	–	551	550	550	360	367	365
M (kNm)	–0,5	106	101	104	–220	–231	–207
	0	136	143	147	124	85	57
	+0,5	106	101	104	342	351	321

For analysis an exact calculation was made from one side and calculation by means of approximate formula (3.1) – Apr. 1 and formula (3.2) – Apr. 2 from the other side. Corresponding results of calculation are given in Table 3.1. Comparison of the results of calculation demonstrates a fair accordance in values of displacements of the structure and cable forces; approximate bending moments of the girder differ from the exact values by about 5 %.

For options of cable-stayed and hybrid structures and also for cases of loading a suspension bridge by concentrated forces, use of discrete calculation models is unavoidable [5]. Discussion, conclusions and recommendations.

1. Realization of a fixed link to Saaremaa, a largest structure in Estonia, is a challenging task for Estonian bridge designers and scientists [6]. Due to the specificity of strait bridges and high capacity of construction work, teamwork of engineers, scientists and construction enterprises of other countries is inevitable. First steps towards collaboration with authorities and specialists of Finland, Norway and Denmark have already been taken.

2. Economically, the most suitable bridge track for the fixed link to Saaremaa is the southern track passing over the northern top of the Islet of Viire.

3. Due to greater visual attraction of the navigable span, the central part of the overpass in the form of a cable-stayed bridge or a self-anchored suspension structure is to be preferred. In spite of any advances of long-span girder structures for shorter overpasses, the visual impression of a long overpass with a similar structure of the central span and approach bridges seems to be monotonous and misleading for navigation.

4. Analysis of the behaviour of a self-anchored structure demonstrated sufficient stability of its stiffening girder, in spite of its very small stiffness in bending. In real conditions the model with straight anchor cables has substantial advantages over the model with loaded ones.

5. The total cost of the overpass with the central span in the form of a bowstring arch, cable-stayed model or self-anchored suspension structure (including the hybrid structure) varies only within 2–3 %. In all these cases the total cost remains within 1,8–2,0 milliard EEK. The structural model for the central span is to be chosen on the basis of architectural considerations between options presented in previous sections. It should also be mentioned that the model of the cable-stayed bridge is characterized by much higher pylons than the other options.

Acknowledgement: The support of the Estonian Science Foundation (grant No 6555) is gratefully acknowledged.

[1] *KULBACH V.*, Cable Structures. Design and Static Analysis, Estonian Academy Publishers, Tallinn, 2007, 224 pages.

[2] *KULBACH V. and KIVI E.*, «Analysis and Design of suspension Structures with Yielding Supports», Int. Symposium on Lightweight Structures in Civil Engineering, Warsaw, 2005, pp. 145–151.

[3] *KULBACH V.*, «Design of Different Suspension Bridges», Proc. 2nd European Conference on Steel Structures, Prague, 1999, 2, pp. 395–398.

[4] *BLEICH F.*, Theory and Calculation of Steel Bridges (Russian translation), Gosstroyizdat, Moscow, 1931.

[5] *KULBACH V., IDNURM S. and IDNURM J.*, Discrete and Continuous Modelling of Suspension Bridges, Proc. Estonian Acad. Sci., Eng., 2002, 8, 121–133.

[6] Saaremaa Fixed Link. Feasibility Study, Technical Centre of the Estonian Road Administration, Tallinn, 2000.

Надійшла 27.02.2018 р.

СОВРЕМЕННЫЕ АСПЕКТЫ ФОРМООБРАЗУЮЩЕГО МОДЕЛИРОВАНИЯ АРХИТЕКТУРНЫХ ПРОСТРАНСТВ ПРИ ПОМОЩИ МЕТОДИКИ ПРОПОРЦИОНИРОВАНИЯ



С.В. Семка
доцент кафедры основ архитектуры и архитектурного проектирования Киевского национального университета строительства и архитектуры, канд. архит.

Современный уровень развития экономики многих стран позволяет говорить о вхождении мирового сообщества в особую стадию постиндустриального глобализма, который оказывает огромное воздействие и на архитектурное формообразование на всей планете. Современный этап развития цивилизаций именно тем и отличается, что все процессы в нем происходят «параллельно и одновременно» благодаря достаточно высокому уровню передовых инновационных технологий и быстрому обмену информацией между большим количеством субъектов человеческого сообщества. И архитектура не является исключением. Сегодня благодаря Internet мы имеем возможность практически одновременно получать информацию о большом количестве новинок в зодчестве из разных уголков земного шара. Кроме того, произошли довольно значительные структурные изменения существующих экосистем и эти изменения скорее антропогенного характера. А поскольку население земли интенсивно возрастает с каждым годом, изменения на Земле становятся глобальными.

В огромных мегаполисах, где постоянно происходит системное наслоение стилистики различных исторических эпох, уже очень сложно говорить о разобщенных образах и архитектурно-планировочных решениях отдельных зданий. Ведь их практически невозможно сегодня рассматривать отдельно от структуры и характера целой улицы, инфраструктуры города, характера архитектурных ансамблей городских центров и т.п. Поэтому важную роль в гармонизации уже сформировавшихся городских пространств может сыграть пропорционирование и пропорционально-структурное моделирование новых архитектурных объектов с учетом существующих выявленных нюансных соотношений внутри рассматриваемой композиции (как функционально-планировочной, так и объемно-пространственной моделей). Подобные системы могут уже существовать, а могут и создаваться на основе пропорционального анализа заложенной структуры города. Их удобно создавать на основе ортогональных проекций фасадов, планов и генпланов. Например, на генпланах можно размещать условную планировочную сетку (возможно квадратную), основными вершинами которой должны быть доминанты главных площадей, общественных и деловых центров рассматриваемого микрорайона. Такие сетки можно совмещать также с фасадами, интерьерами и т.п. Подобные деловые, торговые, торгово-деловые, торгово-офисные, торгово-развлекательные центры являются не только своеобразными магнитами в планировочной структуре города, но и элементами композиции, которые несут огромную информационно-смысловую и эстетическую нагрузку. Торгово-развлекательные центры объединяют в себе две основные функции, одна из которых развивается преимущественно по горизонтали, а другая – по вертикали. Объединение подобных векторов развития в одну композицию приводит к созданию сложных градостроительных комплексов, которые при блокировании с жильем становятся настолько автономными и самодостаточными, что многие архитекторы-глобалисты еще в начале XX в. заговорили о создании дома-города (своеобразного приема «город в городе»). И самое главное, что в условиях рыночных отношений процессы глобализации проявляют некоторую «самостоятельность» и развиваются довольно хаотично и спонтанно, поэтому планирование и создание комплексных генеральных планов развития городов довольно существенно сгладили бы эффект неуправляемости архитектурными и градостроительными вопросами и процессами в будущем.

В систему подобного планирования, например, целесообразно было бы закладывать некоторые принципы прогнозирования тенденций развития инфраструктуры городов в будущем,

характерных для минувшей эпохи типового проектирования. Такой подход не только бы позволил знать к чему мы идем в будущем в архитектурно-пространственном и градостроительном отношении, но и рассчитывать какие средства и на какой стадии развития города нам понадобятся, чтобы этот мегаполис не выглядел вечным «долгостроем» с непривлекательными панорамными развертками. К сожалению, в этом отношении мы «выплеснули ребенка вместе с водой». В результате отказа от планирования в градостроительстве у европейцев сложилось мнение, что в Украине практически отсутствуют высококвалифицированные специалисты в этой отрасли, о чем свидетельствует предложенный транш с тем, чтобы нанять специалиста европейского уровня для создания перспективного генерального плана развития Киева до 2025 года.

Необходимо отметить, что такие специалисты у нас есть. Может быть вектор их подготовки не совсем соответствует современным мировым тенденциям развития крупных и крупнейших городов мира. Однако проблема тут, очевидно, несколько в ином и носит экономико-политический оттенок. Все дело в том, что Украина еще проходит этап первоначального накопления капитала, перераспределения дорогих городских территорий, а порой – и их самозахвата, поэтому в стране по-прежнему нет достаточного количества людей, заинтересованных в комплексном прогнозировании и плановом развитии городских территорий, а тем более в централизованном государственном обустройстве.

Однако, когда этот этап закончится, остро встанет вопрос развития социальной инфраструктуры жилых микрорайонов большинства городов Украины и возможности перспективного роста этих городов. Только сейчас местные власти начинают изучать передовой европейский и мировой опыт проектирования и строительства больших и крупных городов. А ведь цивилизованные страны, например европейские государства, долгие годы изучали наш опыт планирования, типового проектирования и создания комплексных генеральных планов городов. В частности, власти Западного Берлина, Варшавы, Франкфурта, Парижа, Лондона сумели в середине XX в. заложить такую грамотную схему развития городских систем и роста городов, где новое строительство (как обязательный атрибут развития и роста городов) не только не разрушило их исторические центры (сложившиеся на протяжении столетий), но и позволило создать своеобразную сеть городов-спутников больших мегаполисов, в которых и разместились новые деловые центры, торгово-развлекательные комплексы, жилые микрорайоны и многое другое (Пари-Дефанс, Москва-Сити и т.п.).

Анализируя опыт развитых государств, можно отметить, что в недалеком будущем градостроительными акцентами и магнитами, своеобразными нитями, на которые будут «нанизаны» все элементы городской структуры, будут: офисно-деловые центры, торгово-офисные и торгово-развлекательные комплексы. Рассмотрим их архитектурно-пространственные и функционально-планировочные решения с точки зрения формообразования и пропорционально-структурного моделирования общественных центров.

Подобные комплексы можно классифицировать в зависимости от величины (площади); типа архитектурно-планировочного решения, количества посетителей в сутки, назначения и структуры подразделений, конструктивного решения, номенклатуры помещений и т.п. А размещать их необходимо пропорционально в структуре городов разной величины в зависимости от расчета количества посетителей, пешеходно-транспортной доступности, количества и сложности блоков, кооперирование которых позволит разнообразить номенклатуру подобных зданий. Для проведения комплексного анализа формирования подобных центров необходимо разделить их по величине на: малые, средние, большие, крупные и крупнейшие. Для данного исследования интерес представляют большие, крупные и крупнейшие общественные и торговые центры, поскольку именно они благодаря своей грандиозности размещаются на основных транспортных магистралях, играя роль въездных ворот городов в разных направлениях. Кроме того, в своей пропорционально-структурной организации подобные центры и комплексы формируют образность и целостность архитектурного ансамбля как панорамной развертки на въезде в город.

Если рассмотреть пропорциональные основы проектирования экстерьера, интерьера и генплана по отношению к масштабам человека (рис. 1), то отчетливо видно, что пропорциональные ряды и соотношения наиболее контрастны в интерьере (и в интерьере человек ощу-

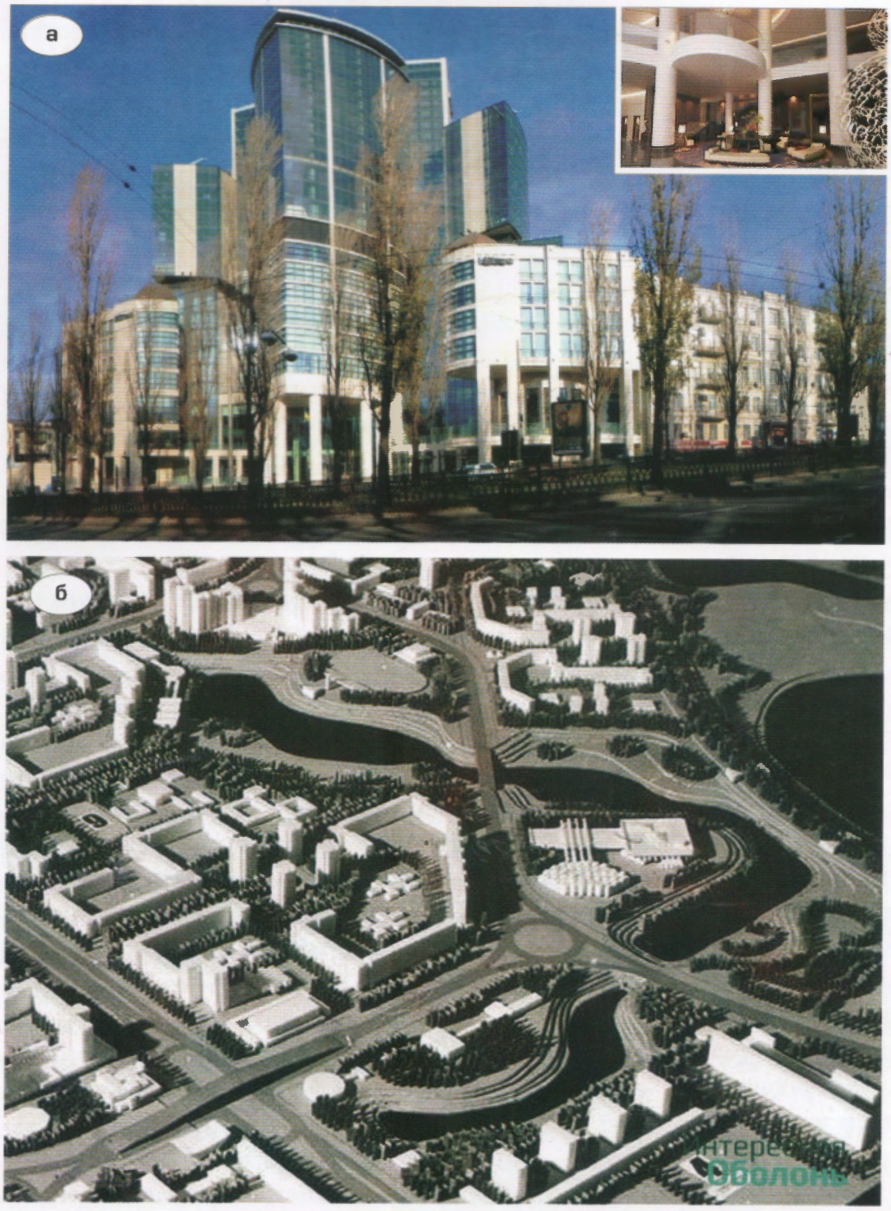


Рис. 1. Примеры архитектурно-планировочной организации зданий разного назначения:
а – Отель «Хилтон», г. Киев; **б** – Жилой массив «Оболонь», г. Киев

щает большее психологическое влияние экспрессивных архитектурных форм), а наиболее нюансны – на генплане, где размеры человека практически ничтожны по сравнению с величиной комплекса, как и всех элементов генплана.

Плотность застройки и сомасштабность пропорциям человека находятся в непосредственной взаимосвязи с принципами формирования современных общественных центров. Анализ практики зарубежного опыта проектирования и строительства торговых и развлекательных комплексов (рис. 2) подтверждает, что в Европе, Америке и Азии сформировались общие тенденции и приемы формирования архитектуры подобных зданий. Плотность современной застройки можно разделить на четыре основные группы: малая, средняя, высокая, а также застройка в исторической среде города (которая, в свою очередь, предусматривает некоторые особенности проектирования с соответствующим разделением на застройку с малой и средней плотностью). Так, на рис. 2 показаны приемы размещения торгово-развлекательных комплексов на земельных участках с различной плотностью застройки, каждый из которых имеет свою пропорционально-структурную систему организации генпланов, планов и фасадов:

- West Edmonton Mall – торгово-развлекательный центр в г. Эдмонтоне (Канада) характеризуется развитием общей композиции по горизонтали. Ковровая застройка имеет место благодаря размещению комплекса на свободном участке в незатесненных условиях. В структуре здания (общей площадью свыше 350000 м^2) имеются более чем 800 магазинов, несколько парковок и паркингов на 20 тыс. автомобилей. Центр посещают около 28 млн. чел. в год (рис. 2, а).
- Berjaya Times Square Mall – торгово-развлекательный и офисно-деловой центр в Куала-Лумпуре (Малайзия) при достаточно высокой плотности застройки, основан на полицентричной схеме объединения нескольких функций. Это четвертый по величине в мире центр (около 700000 м^2). В составе комплекса: 1000 магазинов, 1200 гостинично-офисных люксов, 16 бизнес-центров, 68 точек питания, 3-D кинотеатры, рестораны, аквапарки, боулинги, Всемирный парк Азии и т.п. Размещение точечное полифункциональное в уже сложившейся застройке (рис. 2, б).



Рис. 2. Зарубежный опыт проектирования и строительства:

а – West Edmonton Mall – торгово-развлекательный центр , г. Эдмонтон (Канада); **б** – ТРК и офисно-деловой центр, г. Куала-Лумпур (Малайзия); **в** – IOI Mall, Малайзия. Угловое размещение комплекса; **г** – ТРК «Сад орхидей», Западная Джакарта

- Интенсивное развитие малайзийской экономики послужило стимулом для создания большого количества таких торгово-развлекательных молов, как IOI Mall (рис. 2, в) с европейским уровнем комфорта и обслуживания. Здание (63000 м^2) благодаря своей сложности тоже носит в плане характер полицентрической схемы, объединенной единой угловой доминантой, размещенной на градостроительной оси. Угловое размещение комплекса продиктовано условиями уже сложившейся застройки и необходимостью ориентации двух главных фасадов на наиболее оживленные улицы города, а также на основные пешеходно-транспортные узлы. На рисунке на плане радиусами показан прием пропорционально-структурного объединения функциональных зон в полицентричную схему.
- Mall Taman Anggrek (ТРК «Сад орхидей») в Западной Джакарте (1996 г.) является одним из крупнейших высококлассных торгово-деловых и развлекательных центров и комплексов в Юго-Восточной Азии. Как показано на рис. 2, г, в шести стилобатных этажах мола на площади более 335000 м^2 расположены: более 500 специализированных магазинов, 10 выставочных залов, огромнейший пассаж-атриум (более 800 м^2), первый в Юго-Восточной Азии крытый каток большой площади и многое другое. Структура здания четко вписывается в квадратную пропорционально-планировочную сетку, которая связана со структурой восьми жилых домов. Жилые и гостинично-офисные образования включены в структуру суперкомплекса. Благодаря этому все жилые дома находятся в радиусе доступности их жителей к местам возможного приложения труда и местам шоппинга.

Американская архитектура является прародительницей крупных современных универсальных пространств и, соответственно, торгово-развлекательных комплексов. На рис. 3 проанализированы некоторые примеры пропорционально-структурной организации торгово-деловых, общественно-развлекательных и торгово-развлекательных центров США:

- Boulevard Mall – суперрегиональный торговый центр г. Амхерст штата Нью-Йорк с площадью около 84000 м^2. Благодаря близости к канадской границе обслуживает около 25 млн. чел. в год. Планировочное решение словно сконцентрировано в одном центре, который в свою очередь подразделяется на своеобразные функциональные блоки – квадраты. На рисунке плана центра показано, что его условными планировочными элементами являются квадраты (или многоугольники), из которых как из кубиков «собран» комплекс. Схема плана носит линейный характер (рис. 3, а).
- В одну группу можно объединить типы ТРК, показанные на рис. 3, б (Aventura Mall – суперрегиональный торговый центр в Авентуре, штат Флорида с площадью около 250000 м^2) и на рис. 3, в (Mall of America – суперрегиональный ТРК в пригороде Блумингтона штат Миннесота с полезной площадью более 230000 м^2). Их объединяют приемы пропорционального и функционального построения формы архитектуры. В первом случае – она линейно выявлена (с крупными элементами полицентричных торговых центров-моллов), а во втором – собрана воедино, и та же многофункциональная схема образует замкнутое прямоугольное «каре» в плане. Кроме того эти комплексы объединяют приемы решения архитектуры через «нанизывание» функциональных элементов на развитую систему сложных многоярусных пассажей и больших атриумных пространств. В первом случае схема плана комплекса носит характер развитой линейной структуры, во втором – консервативной точечной (замкнутой). Обе полицентричны, но с единым смысловым и функциональным ядром, очерченным градостроительными осями.

Очень много аналогий в процессах пропорционального формообразования можно провести между архитектурой уже рассмотренных ТРК и их организацией в мусульманском мире, в частности на Ближнем Востоке. Интенсивное развитие нефтедобывающей и нефтеперерабатывающей промышленности, а также рациональная и эффективная экономическая политика во многих странах этого региона «подстегнули» развитие торговли и связанных с нею отраслей. Во многих из подобных комплексов при их проектировании авторами применялись различные приемы пропорционирования планировочных и фасадных элементов структуры здания. Так, на рис. 4 показаны четыре основные схемы при-



Рис. 3. Примеры пропорционально-структурной организации ТДЦ и ТРК в США:
а – Boulevard Mall, г. Амхерст, штат Нью-Йорк, США; **б** – Aventure Mall, г. Авентура, штат Флорида, США;
в – Mall of America – ТРК в пригороде Блумингтона, штат Миннесота, США

меняемых типов планировочных сеток в архитектуре ТРК: квадратная (или прямоугольная), треугольная, радиально-кольцевая и сложная (комплексная) или свободная сетка, а также продемонстрированы некоторые приемы решения архитектурного образа ТРК (с характерной полицентричной или моноцентричной схемой планировочного решения): «ковер» (ковровая застройка без особых доминант с линейной полицентрической планировочной схемой запроектирована в зоне контакта пригородной и городской территории); «доминанта» (ярко выраженный контрастирующий акцент в застройке – Kingdom Centre с точечной полицентричной планировочной схемой (рис. 4, б); «сплошная плита» (точечная моноцентричная с ярко выраженным единым центром планировочной композиции, обозначенным градостроительными осями); «отдельные элементы» (точечная полицентричная схема объединяет большое количество функций вокруг двух главных центров, вокруг которых периметрально размещены второстепенные элементы композиции плана).

Рассмотрим функционально-планировочное и объемно-пространственное решение этих зданий:

- Deira City Centre – крупнейший региональный торговый центр княжества Дейра в Дубае (ОАЭ) сооружен в 1996 г. по заказу шейха, владеющего этими землями. На площади в 121000 м^2 линейно размещаются такие функциональные зоны (рис. 4, а): более 340 магазинов, 10 универсамов, 4 ресторана, фаст-фуды, кафе, кинотеатр, мультиплекс, спортивные зоны и аквапарк, теннисные корты и гостиницы. Более 20 млн. посетителей в год.
- Kingdom Centre (Бурдж Аль-мамляка) – крупнейший региональный торговый и общественно-деловой центр (одно из высочайших зданий мира) с 47-этажным небоскребом находится в столице Саудовской Аравии – Эр-Рияде (2002 г.) и имеет общую площадь более 300000 м^2. Архитектурный проект разработан компанией «Ellerbe Becket», которая является штаб-квартирой транснациональной компании Kingdom Holding Company и принадлежит саудовскому принцу (рис. 4, б). В 2002 г. центр стал лауреатом премии Emporis в номинации «Лучший дизайн небоскреба в мире». В небоскребе размещены: ТРК, гостиничные апартаменты, развитая сеть развлекательных учреждений, кинотеатры, рестораны, боулинги, самый большой в мире крытый фонтан, магазины, отель «Four Seasons Riyadh», офисы и офисные центры, обсерватория на высоте 297 м и даже большая мечеть. Центр размещен в уже сложившейся застройке, чем и объясняется его большая высота.
- Торгово-общественный центр 360 Mall – уникальное здание торгового назначения (рис. 4, в), расположенное в оживленном и быстро растущем жилом районе на пересечении шести автомобильных дорог и большого транспортного кольца имени Короля Фейсала. Центр является яркой архитектурной «жемчужиной» Кувейта.
- City Stars Mall (рис. 4, г) в Каире (Египет, 2004 г.) – крупнейший торгово-развлекательный и общественно-деловой центр Ближнего Востока с жилыми башнями (по периметру); торговыми павильонами, гипермаркетом, 290 магазинами (180000 м^2); компьютерным центром; офисами (70000 м^2), отелями (3 гостиницами), медицинским и выставочными центрами, бассейном, кинотеатрами и центром международных выставок.

Подводя итоги, необходимо отметить, что методика пропорционирования наиболее оправдывает себя в создании не отдельных элементов формальной композиции, а сложных градостроительных комплексов (какими являются общественные центры), жилых микрорайонов и крупных транспортно-коммуникационных узлов в структуре больших, крупных и крупнейших городов. Такие центры необходимо специально рассчитывать и проектировать в структуре перспективных генеральных планов городов, с учетом их роста на период от 10 до 30 лет. Используя приемы пропорционирования, можно гармонизовать композицию интерьеров, фасадов или перспективных изображений зданий с разных точек и зрительного восприятия. Применяя научно установленные нормативы и требования на основе аналогий при помощи методик пропорционирования можно разработать базовые рекомендации по формированию сети того или иного вида зданий, транспортных развязок, общественных центров в структуре городов.

Так, зная исходные данные, например – количество жителей на определенную площадь, можно по требованиям государственных строительных норм сформировать сеть (с необходимыми радиусами пешеходной и транспортной



Рис. 4. Функционально-планировочное и объемно-пространственное решение зданий ТРК:
а – Deira City Centre, Дейра, Дубай, ОАЭ ,1996 г.; **б** – Kingdom Centre (Бурдж Аль-мамляка), г. Эр-Рияд, Саудовская Аравия , 2002 г.; **в** – Центр 360 Mall, транспортное кольцо Короля Фейсала, Кувейт; **г** – City Stars Mall, г. Каир, Египет, 2004 г.

доступности) какого-нибудь одного типа здания инфраструктуры обслуживания (магазина, почты, дома быта и т.п.). При формировании таких сложных градостроительных образований, какими являются общественные центры, необходимо учитывать множество не только качественных, но и количественных аспектов расчета их сети, сложности, этажности, площади.

В Европе существует большое количество современных городов мирового значения, в которых исторические центры и национальный культурный колорит были бережно сохранены в первозданном виде: Будапешт, Братислава, Венеция, Вена, Краков, Прага, Рим, Рига, Санкт-Петербург и мн. др. До недавнего времени к числу этих городов можно было отнести и жемчужину славянской архитектуры с полуторатысячелетней историей город-герой Киев. Даже за восемь десятилетий тоталитарного режима ему был нанесен в десятки раз меньший урон, чем за последние двадцать лет.

Во-первых, город давно перестал быть самым зеленым городом Европы, чем до недавнего времени очень гордились киевляне и восхищались туристы. Во-вторых, любое более-менее свободное пространство бульваров, парков, зеленых зон застроено огромными небоскребами (улица Бассейная и др.), что в композиционном отношении просто разрушило сложившуюся стилистическую пропорциональную структуру исторической шестиэтажной части города. Так, например, здание высотной гостиницы «Хилтон» на бульваре Шевченко просто «нависает» над улицей и городом, неоправданно вырываясь из существующей застройки и разрушая архитектурную композицию. В подобных примерах полностью отсутствует средовой подход авторов проекта новостройки к пропорциональной и средовой гармонизации с окружением, учет градостроительной ситуации и т.п.

Но наиболее существенным недостатком современной столичной застройки является потеря национального колорита, композиционного и стилистического единства архитектурных ансамблей, отсутствие комплексной национальной программы реконструкции, модернизации и гармонизации разверток городских улиц на различном планировочном и градостроительном уровне.

Современный мир очень быстро и динамично изменяется. Новые технологии все активнее входят в нашу повседневную жизнь, делая ее ярче и выразительнее, качественно меняя ее к лучшему. Безусловно, это не может не оказывать огромнейшего влияния и на специфику формирования среды нашего обитания, и на оснащение ее современными техническими средствами. Под воздействием многих объективных и субъективных факторов современная архитектура с каждым годом стремительно и неукоснительно изменяется. В ее развитии все более и более проявляются новые черты и тенденции, не характерные для зодчества прошлых тысячелетий. Однако, как и прежде, зодчество, будучи одним из самых выразительных, глобальных и емких искусств, имеет в своем арсенале довольно консервативные и громоздкие изобразительные средства, не способствующие быстрому изменению пространства (формы, фактуры, цвета и т.п.), как в иных видах искусства.

Но современная урбанизированная городская среда все более приобретает характер и черты самообразовывающихся и саморегулирующихся систем, берущих начало в живой природе, которые, однако, под воздействием различных аспектов человеческой деятельности определенно выходят из-под контроля конкретного архитектора или группы зодчих. Современная архитектура давно уже вышла за рамки решения локальных проблем одного конкретного дома или одной улицы. Новые материалы, конструкции, технологии, а также уровень социально-экономического развития общества идут в разрез с давно устаревшими методами их пространственной организации. Таким образом, особенно за последнее столетие интенсивного развития науки и техники, возникла острая необходимость в разработке новых методологических основ и инструментальной базы искусственного формообразования для гармонизации разноуровневой городской среды: улиц, городских ансамблей, площадей, панорамных разверток исторических центров и т.п. Давно известно, что любой процесс, развивающийся спонтанно, необходимо изучить, систематизировать, организовать и скоординировать его дальнейшее развитие в нужное русло. Если этого не сделать сейчас, то ошибки в искусственном формообразовании приобретут глобальный и бесповоротный характер.

Надійшла 24.03.2017 р.

ПУСТОТИ В БУДІВЛЯХ – ШЛЯХИ ПРИХОВАНОГО ПОШИРЕННЯ ПОЖЕЖІ



І.В. Рудешко
старший викладач кафедри будівельних конструкцій Черкаського інституту пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного університету цивільного захисту України



Ю.А. Отрош
доцент кафедри будівельних конструкцій Черкаського інституту пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля Національного університету цивільного захисту України, к.т.н., доцент

У разі виникнення пожежі під час експлуатації будівель та споруд їх будівельні конструкції піддаються епізодичним навантаженням і впливам та стають вирішальними щодо міцності та довговічності [4].

Темпи старіння існуючого житлового фонду перевищують темпи введення в експлуатацію нового житла. Про проблеми відновлення існуючого житлового фонду свідчить той факт, що у багатьох містах розробляються програми комплексної реконструкції, на експериментальних об'єктах відпрацьовуються найбільш раціональні схеми її проведення. Очевидно, що реконструкція – це проблема сьогодення, і вирішувати її необхідно якнайшвидше.

При цьому особливого значення набувають питання пожежної та техногенної безпеки. Збільшується поверховість житлових будівель, площа протипожежних відсіків, а відповідно змінюються і вимоги нормативних документів щодо ступеня вогнестійкості реконструйованих будівель, тобто виникає необхідність у розробленні проектів вогнезахисту будівельних конструкцій для забезпечення потрібного ступеня вогнестійкості. Також змінюється функціональне призначення реконструйованих будівель, внаслідок чого змінюються вимоги пожежної безпеки до таких об'єктів. Наприклад, при реконструкції складської чи промислової будівлі під торгово-розважальний центр із великим скупченням людей та горючих матеріалів збільшуються вимоги щодо шляхів евакуації, кількості евакуаційних виходів, пропускної здатності до шляхів евакуації в залежності від щільності людського потоку.

У нинішніх економічних умовах особливої актуальності набуває розроблення стратегії комплексного вирішення проблеми нового житлового будівництва і збереження існуючого житлового фонду з реконструкцією будинків перших масових серій і великопанельних будинків наступних серій у напрямку підвищення їх споживчих якостей, продовження життєвого циклу, зниження експлуатаційних витрат, поліпшення їх архітектурного вигляду та забезпечення пожежної безпеки.

Аналіз статистики пожеж у житлових будинках показав, що факторами, які сприяли трагічному розвитку подій, були: недостатня вогнестійкість будівельних конструкцій та інженерного обладнання, наявність великих внутрішніх об'ємів, що не розділені протипожежними перегородками, підвісні стелі з горючих матеріалів, велика кількість горючого обладнання, меблів, облицювання.

Прикладом може слугувати пожежа в м. Миколаєві. Низька вогнестійкість та швидке поширення вогню по незахищених дерев'яних конструкціях покриття (кроквам, настилам, стійкам) п'ятиповерхової будівлі перших масових серій сприяли розвитку пожежі, яка сталася внаслідок вибуху (див. рисунок). Пожежі, що виникають в будівлях даного типу, швидко поширюються на всю будівлю або інші споруди, призводячи до повного вигоряння цих будівель.

Для захисту об'єктів будівництва від пожеж у нашій країні і за кордоном розроблені і науково обґрунтовані нормативні вимоги щодо пожежної безпеки будівель і споруд [5]. Недоліком цих вимог є неможливість їх використання у повному обсязі для зниження пожежної небезпеки будівель і споруд, які були побудовані в далекому минулому із врахуванням вимог пожежної безпеки того часу або взагалі без дотримання будь-яких вимог.

© Рудешко І.В., Отрош Ю.А.



Наслідок пожежі у п'ятиповерховому житловому будинку із дерев'яним перекриттям та покриттям

У разі виникнення пожежі у таких будівлях вогонь і продукти горіння тривалий час розповсюджуються приховано також по пустотах будівельних конструкцій, внаслідок чого будівля частково або повністю пошкоджується вогнем, що дуже часто призводить до загибелі людей.

Метою роботи є встановлення механізму та причин розповсюдження полум'я по пустотах будівельних конструкцій.

Протипожежні заходи, що пов'язані із наявністю пустот у дерев'яних конструкціях і перегородках у будівлях кінця 40-х – початку 50-х років, були сформульовані у класичному підручнику [2]. З того часу дещо змінилося, а щось залишилося без змін. У будівлях з'явилися нові пустотілі конструкції – кабельні тунелі, підвісні стелі, навісні фасади. Таким чином, пустоти є не тільки у будівлях давньої забудови із перекриттями по дерев'яних балках, але і у сучасних багатоповерхових будівлях із залізобетону.

На початковій стадії пожежі повітря в приміщенні збільшується в об'ємі і утворює надлишковий тиск. Спочатку нагріте повітря і продукти горіння заповнюють об'єм приміщення, потім починають виходити через нещільності у стиках конструкцій, зазори у притулах, повітропроводи та інші отвори, розповсюджуючись по всій будівлі [1].

Наприклад, велика пожежа відбулася у 54-поверховій будівлі Нью-Йорка у New York Plaza, зовнішня стіна якої була виконана таким чином, що між декоративними зовнішніми елементами і несучою конструкцією була утворена решітка із горизонтальних та вертикальних каналів. Ці канали пронизували всю будівлю по висоті і ширині. Крім того, вони суміщалися із горизонтальними вентиляційними каналами, розташованими на кожному поверсі вище за підвісною стелею. Спочатку пожежа виникла у повітропроводі над підвісною стелею, в якій були прокладені повітропроводи і електрокабелі. Отвори у зовнішніх стінах, до яких підводилися ці канали, були теплоізольовані листами пінополістиролу з декоративним покриттям із тонкого алюмінієвого листа. Під час розвитку в осередку пожежі пінополістирол швидко вигорів і покриття зруйнувалося [6].

У березні 1997 року в Лондоні горіла одна із будівель Crown Estates. Пожежу на першому поверсі швидко погасили, але дим почав проникати по центральному повітропроводу на верхні поверхи. Поки пожежники досліджували ситуацію, на першому і третьому поверхах з-під стін вирвався вогонь. Подальше розслідування пожежі виявило наявність пустот між зовнішньою стінкою передніх і внутрішніх перегородок завдовжки 6 м і завглибшки 300 мм по всій висоті будівлі, в яких були розташовані різні комунікації (труби, кабелі, центральні канали повітряного опалення тощо, все, крім вогнезатримувальних конструкцій). Ці пустоти були замасковані та відокремлені від жилих приміщень штукатуркою по дротяній сітці, гіпсокартонними або фанерними панелями по дерев'яних стійках. Повітропровід системи центрального опалення мав виходи на поверхах із стінових пустот до пустот стель і підлоги. Вогонь на першому поверсі пошкодив фіброкартонну підвісну стелю, потрапив до пустоти на цьому рівні і поширився непоміченим до суміщеної із дахом пустоти вище четвертого поверху, а потім до жилих приміщень. Повітропроводи центрального опалення почали руйнуватися одночасно у декількох місцях [7].

Пожежа, що сталася у старовинному маєтку XVIII ст. графства Суррей у 1998 р., почалася на першому поверсі і поширилась ще до прибуття пожежних підрозділів. Вогонь непомітно потрапив до пустот стін і підлоги. Ця будівля кілька разів перебудовувалася із встановленням шахт ліфтів і повітропроводів. Простір між балками підлоги і стелі складав більше 45 см. Дерев'яна підлога була вкрита мідним настилом. Все це сприяло дуже швидкому розповсюдженню пожежі з одного поверху на інший. Покрівля зайнялася ще до прибуття пожежних підрозділів. Металеві настили підлоги запобігали локалізації пожежі у пустотах; вогонь непомітно пройшов повз місце, де працювали пожежні, і вирвався назовні в інших приміщеннях [6].

У жовтні 1997 року пожежні Лондонського Вест-Енду швидко погасили пожежу, що сталася у підвалі цегляної багатоповерхової будівлі із дерев'яними балками перекриття. Але подальше провітрювання приміщень сприяло збільшенню задимленості верхніх поверхів. Це спричинила система пустот стін і підлоги. В результаті вогонь спочатку з'явився на деяких поверхах, а потім охопив усю будівлю [6].

Таким чином, можна дійти висновку, що під час пожеж у будівлях давньої забудови вогонь і дим розповсюджуються в конструкціях приховано, через велику кількість пустотних конструкцій, які сполучаються між собою. Такими конструкціями є пустотні перекриття і перегородки. Найбільш пожежонебезпечними є міжповерхові перекриття. По їх пустотах пожежа може розповсюдитися навіть за межі поверху. Під час пожежі дерев'яні конструкції перекриття прогорають, тобто втрачають свою цілісність внаслідок того, що вогонь розповсюджується на міжповерхове перекриття знизу. Продукти горіння потрапляють у середину пустотної конструкції та розігрівають її зсередини. При цьому посилюється тепловий вплив на балки і конструкцію підлоги. Балки обвуглюються, зменшуються у перерізі і знижують свою несучу здатність. Вогнестійкість перекриття у такому випадку буде визначатися несучою здатністю підлоги, а початок прихованого розповсюдження пожежі по будівлі – часом прогару пустотної конструкції.

Очевидно, що для підвищення вогнестійкості будівель із пустотними конструкціями потрібно збільшувати межу вогнестійкості конструкцій за втратою цілісності, що сприятиме обмеженню прихованого розповсюдження пожежі по будівлі.

В результаті проведеного аналізу встановлено, що найбільш ефективним способом вогнезахисту дерев'яних конструкцій є конструктивний вогнезахист, що дозволяє досягнути необхідної межі вогнестійкості конструкції шляхом збільшення перерізу конструкцій, облицювання негорючими матеріалами і штукатуркою, а також використанням діафрагм і негорючих заповнювачів для обмеження прихованого розповсюдження пожежі. Незважаючи на високу ефективність такого методу, його використання не завжди виправдано через високу собівартість, нетехнологічність, а також пов'язане із зміною конструктивних і естетичних особливостей будівель.

Національна асоціація страхових компаній Великобританії (The Association of British Insurers) вивчила ризики пожеж кабельних ліній комунікаційних систем [8]. Особлива увага була приділена кабельним лініям, що розташовуються у підлозі, стелі і у внутрішніх пустотах будівель, а також проблемі виявлення загоряння комунікаційних ліній, розташованих у кабельних каналах. Необхідність оцінювання ризиків пояснюється широким використанням у сучасних багатоповерхових будівлях локальних обчислювальних мереж зі значною кількістю кабельних ліній та розміщенням у каналах із різними характеристиками кабельних ліній різного призначення.

Національна асоціація протипожежних служб США (NFPA) періодично обновляє існуючі стандарти і Правила пожежної безпеки. Документ NFPA 914 відображає вимоги щодо забезпечення пожежної безпеки будівель, що мають історичну цінність [9].

На основі аналізу ринку вогнезахисних матеріалів та технологій в роботі пропонується конструктивний вогнезахист пустотних конструкцій матеріалами, що не поступаються за своєю технологічністю пінопластам, але при цьому є негорючими і не виділяють токсичних продуктів під час пожежі. Задля цієї мети, враховуючи специфіку будівель старої забудови, розроблено конструктивний вогнезахист, що дозволяє вводити у порожнини будівельних конструкцій негорючий матеріал, який має високу вогнестійкість і не змінює вигляд будівлі.

Для зменшення пожежної небезпеки дерев'яних перекриттів і перегородок рекомендується:

- зменшувати кількість горючих речовин шляхом заміни спалимого настилу на неспалимий, тобто настил із дерев'яних листів замінити настилом із шлакобетонних та гіпсолітових плит;
- розділяти повітряні прошарки на відсіки діафрагмами із шлакової крихти, оскільки діафрагми не повинні перешкоджати повітрообміну у вентильованих порожнинах конструкцій;
- при влаштуванні пустотних перегородок потрібно розділяти пустоти діафрагмами на окремі відсіки площею не більше за 2 м^2 і уникати суміщення із пустотами перекриття.

Пропонується застосовувати спосіб герметизації будівельних конструкцій силікатно-твердніючою піною на основі рідкого скла. Реалізація даного способу дозволяє у 1,3–1,5 раза збільшити час досягнення критичної температури спалахування деревини [1].

Процес термічного розкладання деревини протікає у дві фази: перша фаза спостерігається при нагріванні до 250 °С (до температури займання) та проходить із поглинанням тепла; друга – процес горіння із виділенням тепла. Вона в свою чергу розділяється на два періоди: згоряння газів, що утворюються при термічному розкладанні деревини (полуменева фаза горіння), та згоряння утвореного вугілля (фаза тління) [10].

Підвищуючи вихід важкозаймистого вугілля за рахунок відповідного зменшення кількості горючих газоподібних продуктів розкладання, що обумовлюють основну полуменеву фазу горіння деревини, можна значно зменшити горючість деревини. На цьому заснований хімічний вогнезахист деревини із застосуванням антипіренів, тобто речовин, що здатні під час хімічної взаємодії з деревиною або продуктами її розпаду за температури 250–300 °С підвищувати вихід важкозаймистого вугілля за рахунок зменшення кількості смоли та горючих газоподібних продуктів розпаду.

Під час захисту деревини від нагрівання унеможливлюють її розкладання із утворенням горючих газів та горіння. На цьому принципі засноване застосування термоізолюючих покриттів, що наносять мокрим та сухим способами. Перевагами таких покриттів є захист деревини від безпосереднього впливу вогню та від нагрівання її зовнішнім джерелом тепла. Недоліком, що суттєво знижує високу вогнезахисну ефективність термоізолюючих покриттів, є їх передчасне відшарування та руйнування місцевого характеру.

Як антипірени застосовують буру, хлористий амоній, фосфорнокислі натрій і амоній, сірчанокислий амоній. Вогнезахисні суміші – пасти, фарби – готують на основі в'яжучого наповнювача та антипірену. Вогнезахисна дія антипіренів заснована на тому, що вони при нагріванні створюють оплавлену плівку, яка закриває доступ кисню до деревини; інші ж за високої температури виділяють гази, запобігаючи горінню деревини [10].

Також пропонуються конструктивні заходи – віддалення дерев'яних конструкцій частин будівлі від джерел нагрівання. Традиційними є покриття дерев'яних конструкцій штукатуркою на основі цементно-піщаних, глинистих сумішей, гіпсокартоном, азбестовим картоном, азбестоцементними листами завтовшки 10 мм, які збільшують межу вогнестійкості на 20...30 хвилин.

Висновки.

- Приховане розповсюдження пожежі по пустотах конструкцій характерне як для старовинних, так і для нових будівель. Поскільки виконання протипожежних норм для історичних будівель неможливе без зміни їх вигляду, особливо важливого значення набуває вжиття заходів із протипожежного захисту.
- До основних чинників, що сприяють розповсюдженню пожежі по пустотах, відносяться: наявність горючого сміття у порожнинах, використання горючої теплоізоляції, влаштування порожнин, які сполучаються між собою.
- Для обмеження прихованого розповсюдження пожежі по будівлі із пустотними конструкціями потрібно збільшувати межу вогнестійкості конструкцій за втратою цілісності. Встановлено, що вогнестійкість пустотних міжповерхових покриттів визначається, у першу чергу, втратою цілісності.

- Для успішного гасіння пожежі важливе значення має заздалегідь розроблений план пожежогасіння, що враховує розташування пустот у будівлі.
- Серед тенденцій розвитку нормативних вимог розвинутих держав (Великобританія, США) спостерігається розроблення протипожежних вимог, що стосуються історичних будівель.

Очевидно, що з метою збереження вітчизняної архітектурної спадщини таку можливість слід розглядати і в Україні.

[1] *Заятдинов О.М.* Эффективные пустотные конструкции с ограниченным развитием пожара Автореф. дис. канд. техн. наук. Специальность 05.23.01. – Улан-Удэ, 2004. – 24 с.

[2] *Ройтман М.Я.* Пожарная профилактика в строительном деле. – М.: Изд-во МКХ РСФСР, 1954. – 304с.

[3] Fatal fire at Russian police HQ // Fire Prev. – 1999. – № 319.

[4] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.

[5] ДБН В.1.1-7:2016 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва.

[6] The enemy within: Problems encountered in dealing with structural void fires //Fire/ – 1999/ – Vol.92, №101.

[7] Void spaces // Fire Fight. Can. – 1990 – Vol.34, №7.

[8] Wired for safety // Fire Prev. – 2001 № 341.

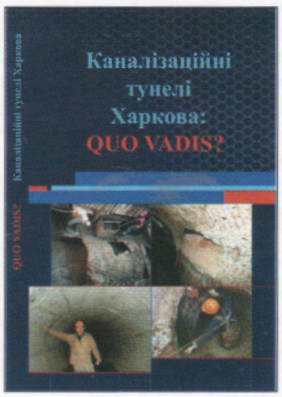
[9] Watts John M.(Jr), Solomon Robert E. Fire safety code for historic structures // Fire Technol. – 2002. – Vol.38, №4.

[10] *Отрош Ю.А.* Будівлі і споруди та їх поведінка в умовах пожежі: [навчальний посібник] /Отрош Ю. А. – Черкаси: ЧІПБ ім. Героїв Чорнобиля НУЦЗ України, 2016. – 158с.

Надійшла 29.11.2017 р.

Книжковий огляд

КАНАЛІЗАЦІЙНІ ТУНЕЛІ ХАРКОВА – QUO VADIS?
За загальною редакцією Д.Ф. Гончаренка



Аварії на каналізаційних тунелях, що сталися протягом останніх декількох років, дозволили дійти висновку, що каналізаційні тунелі, які давно запроектовані та багато років функціонують, неремонто- та «неоглядопридатні». Крім того, відстань між шахтами в період проектування тунелів не регламентувалася через відсутність на момент їх будівництва будівельних норм і правил, в результаті чого шахти були розташовані на значній відстані одна від одної. В окремих випадках ця відстань сягає понад один кілометр, що майже унеможливлює ефективне виконання ремонтних робіт на каналізаційних тунелях, особливо в умовах міської забудови.

«Quo vadis?» – у перекладі з латини «Куди йдеш?». Саме така проблема стоїть перед вітчизняними експлуатаційниками, проектантами та науковцями щодо каналізаційних тунелів, прокладених понад 40 років тому, діаметром більше 1500 мм.

Дана монографія – це спроба об'єднати усю наявну на сьогодні інформацію щодо забезпечення безаварійної експлуатації об'єктів комплексу споруд каналізаційних тунелів Харкова. Видання містить аналіз стану конструкцій цих об'єктів, дослідження матеріалів та методів для ремонту і відновлення каналізаційних тунелів та оглядових шахт, які найефективніше застосовуються у вітчизняній та зарубіжній практиці ремонту; технологічні та організаційні рішення із відновлення зруйнованих каналізаційних тунелів, зокрема з використанням елементів із вторинних полімерних композиційних матеріалів.

Монографія призначена для інженерів, конструкторів, які здійснюють ремонт та відновлення каналізаційних тунелів та оглядових шахт на них. Вона може бути корисною для аспірантів та студентів будівельних спеціальностей.

Контактний телефон: (057) 700-02-40. e-mail: **gonch@kstuca.kharkov.ua**

Д.О. Бондаренко, В.В. Булгаков, О.О. Гармаш, Д.Ф. Гончаренко, С.С. Піліграм.
За загальною редакцією Д.Ф. Гончаренка.
Каналізаційні тунелі Харкова – QUO VADIS?: Монографія – Харків: «Раритети України», 2018. – 231 с., іл.

УДК 624.012

ДОСЛІДЖЕННЯ МАКСИМАЛЬНОЇ ГЛИБИНИ ПРОМЕРЗАННЯ ҐРУНТУ ДЛЯ ТЕРИТОРІЇ УКРАЇНСЬКИХ КАРПАТ У МЕЖАХ ЧЕРНІВЕЦЬКОЇ ОБЛАСТІ

За максимальною глибиною промерзання ґрунту гірська територія Чернівецької області досліджена недостатньо. Для її дослідження використані методики: напрямків між метеостанціями і перехідними станціями, формули висотних коефіцієнтів і залежності ізотерм максимальних глибин промерзання ґрунту від горизонталей висот над рівнем Балтійського моря на топографічних картах. За обчисленими параметрами проведено районування території регіону.

The maximum depth of soil freezing at mountainous territory of Chernivtsi region studied not enough. For her research methods used: areas between meteorological and transitional stations, high-rise formula and coefficients depending isotherms maximum depth of soil freezing contour heights above the Baltic Sea on topographic maps. According to the calculated parameters held zoning area.

Ключові слова: метеорологічні станції, перехідні станції, напрямки, максимальна глибина промерзання ґрунту, висотні коефіцієнти, ізотерми, горизонталі, топографічні карти.

Максимальні глибини промерзання ґрунту досліджені для трьох метеостанцій і однієї перехідної станції та гірських населених пунктів і перевалів Чернівецької області. В обчисленнях використана методика напрямків між метеостанціями із застосуванням максимальних глибин промерзання ґрунту і середніх висот снігового покриву згідно з 125-річними даними спостережень на 9 метеостанціях сусідніх областей. Дані параметри наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Максимальна глибина промерзання ґрунту і середня висота снігового покриву на метеостанціях Львівської і Закарпатської областей за даними 125-річних спостережень (1889–2014 рр.)

Назва метеостанції	Висота над рівнем Балтійського моря, м	Максимальна глибина промерзання ґрунту, см	Середня висота снігового покриву, см
Львів	319,0	75	28
Броди	226,7	71	28
Ужгород	114,6	63	20
Берегово	113,0	65	17
Хуст	166,0	58	28
Стрий	301,5	70	28
Рахів	438,0	62	36
Дрогобич	274,9	70	28
Н.Ворота	500,0	73	34

Аналіз останніх досліджень. Дослідженнями доведено [1–5], що максимальна глибина промерзання ґрунту на метеостанціях і перехідних станціях напрямку 1–2 підпорядкована висотним коефіцієнтам і обчислюється за формулами:

$$h_{ст.X} = h_{ст.1} + K_{1-2,гл.пр.} \cdot \Delta H_{X-1}, \quad (1)$$



Я.С. Гук
доцент кафедри
міського будівництва і господарства
Ужгородського національного
університету, к.т.н.

або

$$h_{ст.X} = h_{ст.1} - K_{1-2,гл.пр.} \cdot \Delta H_{2-X}, \quad (2)$$

де $h_{ст.X}$, $h_{ст.1}$, $h_{ст.2}$ – максимальна глибина промерзання ґрунту на ст.X. ст.1, ст.2 напрямку 1–2, см;

$$K_{1-2,гл.пр.} = \frac{h_{гл.пр.,2} - h_{1,гл.пр.}}{H_2 - H_1}, \quad (3)$$

$K_{1-2,гл.пр.}$ – висотний коефіцієнт максимальної глибини промерзання ґрунту напрямку 1–2, см/м; H_1, H_2, H_X – висоти над рівнем Балтійського моря на станціях 1, 2, X, м;

$$\Delta H_{X-1} = H_X - H_1, \quad (4)$$

$$\Delta H_{2-X} = H_2 - H_X. \quad (5)$$

Для контролю і порівняння обчислень застосовують формули:

$$h_{ст.X} = h_{ст.1} + K_{1-2,пр.сн.} \cdot \Delta H_{X-1}, \quad (6)$$

або

$$h_{ст.X} = h_{ст.2} - K_{1-2,пр.сн.} \cdot \Delta H_{2-X}, \quad (7)$$

$$K_{1-2,пр.сн.} = \frac{h_{пр.сн.,2} - h_{1,пр.сн.}}{H_2 - H_1}, \quad (8)$$

де $h_{пр.сн.(X,\ 1,\ 2)}$ – спільний параметр суми максимальної глибини промерзання ґрунту та середньої висоти снігового покриву на станціях X, 1, 2, см; $K_{1-2,пр.сн.}$ – спільний висотний коефіцієнт суми максимальної висоти промерзання ґрунту і середньої висоти снігового покриву, см/м.

За формулами 1–8 і напрямками 1–2 між метеостанціями та даними 125-річних спостережень на метеостанціях Закарпатської і Львівської областей [6–13] обчислені значення максимальних глибин промерзання ґрунту для ключових метеостанцій Українських Карпат: Плай – 1330 м, Пожежевська – 1450,8 м і перехідної станції г. Говерла – 2061 м, а також для метеостанцій Чернівецької обл.: Чернівці – 252 м, Селятин – 762 м, Новодністровськ – 240,6 м і перехідної станції Магура – 1313 м. Результати обчислень приведені в таблицях 2–6.

Таблиця 2

Результати обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту для метеостанції Плай (1330 м)

Назва напрямків, висоти над рівнем Балтійського моря, м	Різниця висот, м	Макс. глибина промерзання ґрунту, см	Різниця макс. глибини промерзання ґрунту між м/с 1–2, см	Висотний коеф. промерзання ґрунту між ст. 1–2, см/м	Різниця висот між ст. Плай і ст.1, м	Макс. глибина промерзання ґрунту на ст. Плай, см	Макс. глибина промерзання ґрунту і сер. висота снігового покриву, см	$K_{1\text{-}2,пр.сн.}$, см/м	Макс. глибина промерзання ґрунту і середня висота снігового покриву на ст. Плай, см	$h_{пр.Плай}$, см
Берегово – 113 м (1) – Н.Ворота – 500 м (2)	387,0	65 73	8	0,02067	1217,0	90,15	65+17=82 73+34=107	0,06459	160,60	98,6
Ужгород – 114,6м (1) – Н. Ворота – 500 м (2)	385,4	63 73	10	0,02594	1215,4	94,52	63+20=83 107	0,06227	158,68	96,7
Хуст – 166 м (1) – Н. Ворота – 500 м (2)	334,0	58 73	15	0,04491	1164,0	110,27	62+36=98 107	0,06287	159,18	97,2
						$h_{сер.}$= 98,31				$h_{сер.}$= 97,5

$$h_{пр.сер.Плай} = \frac{98,31+97,5}{2} = 97,91 \text{ см.}$$

Таблиця 3

Результати обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту для метеостанції Пожежевська (1450,8 м)

Назва напрямків, висоти над рівнем Балтійського моря, м	Різниця висот, м	Макс. глибина промерзання ґрунту, см	Різниця макс. глибини промерзання ґрунту між м/с 1–2, см	Висотний коеф. промерзання ґрунту між ст. 1–2, см/м	Різниця висот між ст. Пожежевська і ст.1, м	Макс. глибина промерзання ґрунту на ст. Пожежевська, см	Макс. глибина промерзання ґрунту і середня висота снігового покриву, см	$K_{1\text{-}2,пр.сн.}$, см/м	Макс. глибина промерзання ґрунту і середня висота снігового покриву на ст. Пожежевська, см	$h_{пр.Пож}$, см
Берегово – 113 м (1) – Плай – 1330 м (2)	1217	65 97,91	32,91	0,02704	1337,8	101,17	65+17=82 97,91+59,12= =157,03	0,06165	147,47	105,36
Хуст – 166 м (1) – Плай – 1330 м (2)	1164	58 97,91	39,91	0,03429	1284,8	102,05	63+20=83 107	0,06102	164,39	105,27
Рахів – 438 м (1) – Плай – 1330 м (2)	892	62 97,91	35,91	0,04025	1012,8	102,77	62+36=98 107	0,06617	165,02	105,51
						$h_{сер.}$= 101,99				$h_{сер.}$= 105,51

$$h_{пр.сер.Пожеж.} = \frac{105,51+101,99}{2} = 103,75 \text{ см.}$$

Таблиця 4

Результати обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту для перехідної станції Говерла (2061 м)

Назва напрямків, висоти над рівнем Балтійського моря, м	Різниця висот, м	Макс. глибина промерзання ґрунту, см	Різниця макс. глибини промерзання грунту між м/с 1–2, см	Висотний коеф. промерзання ґрунту між ст. 1–2, см/м	Різниця висот між г. Говерла і ст.1, м	Макс. глибина промерзання ґрунту на ст. Плай, см	Макс. глибина промерзання ґрунту і сер. висота снігового покриву, см	$K_{1\text{-}2,пр.сн.}$, см/м	Макс. глибина промерзання ґрунту і середня висота снігового покриву на ст. Плай, см	$h_{пр.Гов.}$, см
Берегово – 113 м (1) – Плай – 1330 м (2)	1217,0	65 97,91	32,91	0,02704	1948,0	117,67	65+17=82 97,91+59,12= =157,03	0,06165	202,09	113,07
Хуст – 166 м (1) – Плай – 1330 м (2)	1164,0	58 97,91	39,91	0,03429	1895,0	122,97	58+28=86 157,03	0,06102	202,58	119,22
Ужгород – 114,6м (1) – Плай – 1330 м (2)	1215,4	63 97,91	34,91	0,02872	1946,4	118,90	63+29=91 157,03	0,05432	196,74	112,74
					$h_{сер.}$= 119,85				$h_{сер.}$= 115,01	

$$h_{\text{пр.сер.Говерла}} = \frac{119,85+115,01}{2} = 117,43 \text{ см.}$$

Таблиця 5

Результати обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту для метеостанції Чернівці (252 м)

Назва напрямків, висоти над рівнем Балтійського моря, м	Різниця висот, м	Максимальна глибина промерзання ґрунту, см	Різниця макс. глибини промерзання ґрунту, см	$K_{1\text{-}2,пр.сн.}$, см/м	Різниця висот між ст. Чернівці і ст.1, см	Максимальна глибина промерзання ґрунту на ст. Чернівці, см
Броди – 226,1 м (1) – Плай – 1330 м (2)	1103,9	71,00 97,91	26,91	0,02437	25,9	71,63
Броди – 226,1 м (1) – Пожежевська – 1450,8 м (2)	1224,7	71 103,75	32,75	0,02674	25,9	71,69
Броди – 226,1 м (1) – Говерла – 2061 м (2)	1834,9	71 117,43	46,43	0,02530	25,9	71,66
						$h_{сер.}$= 71,67

Таблиця 6

Результати обчислення максимальної глибини промерзання ґрунту для метеостанцій Селятин (762 м) і Новодністровськ (240,6 м) та перехідної станції Магура (1313 м)

Назва напрямків, висоти над рівнем Балтійського моря, м	Різниця висот, м	Макс. глибина промерз. ґрунту, см	Різниця макс. глибини промерз. ґрунту, см	Коеф. макс. глибини промерз. ґрунту, см	Різниця висот між ст. Селятин і ст. 1, м	Різниця висот між ст.Магура і ст. 1, м	$h_{пр.Селятин}$, см	$h_{пр.Магура}$, см	Різниця висот між ст. Новодністровськ і ст.1, м	$h_{пр.Новодністровськ}$, см
Чернівці – 252 м (1) – Плай – 1330 м (2)	1078,0	71,67 97,91	26,24	0,02434	510	1061	84,08	97,49	–11,4	71,33
Чернівці – 252 м (1) – Пожежевська – 1450,8 м (2)	1198,8	71,67 103,75	32,08	0,02676	510	1061	85,31	100,06	–11,4	71,37
Львів – 319 м (1) – Плай – 1330 м (2)	1011	75 97,91	22,91	0,02266	443	994	85,04	97,52	–78,4	73,22
							$h_{сер.}$= 84,8	$h_{сер.}$= 98,4	$h_{сер.}$= 71,97	

Таблиця 7

Результати обчислення висот горизонталей на топографічних картах, що відповідають ізотермам максимальних глибин промерзання ґрунту 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110 см за напрямами 1–2 між метеостанціями для Прикарпаття

Назва напрямків, висоти над рівнем Балтійського моря, м	Різниця висот, м	Макс. глибина промерзання ґрунту, см	Різниця макс. глибини промерзання ґрунту, см	Висоти горизонталей, що відповідають ізотермам максимальних глибин промерзання ґрунту, см							
				75	80	85	90	95	100	105	110
Чернівці – 252 м (1) – Плай – 1330 м (2)	1078,0	71,67 97,91	26,24	353,00	594,21	799,62	1005,00	1210,00	1415,86	1621,27	1826,68
Броди – 226,7 м (1) – Плай – 1330 м (2)	1103,3	71 97,91	26,91	354,84	595,70	800,69	1005,69	1210,69	1415,68	1620,68	1825,68
Дрогобич – 274,9 м (1) – Говерла – 2061 м (2)	1786,1	70 117,42	47,42	366,31	613,80	813,37	1012,90	1212,40	1404,86	1593,19	1781,52
			$h_{сер.}$	358,05	601,23	804,56	1007,86	1211,03	1412,13	1611,71	1811,29
			$h_{нормативні}$	350,0	600,0	800,0	1000,0	1200,0	1400,0	1600,0	1800

Для районування гірської території Чернівецької обл. і застосування висот горизонталей на топографічних картах, що відповідають ізотермам максимальних глибин промерзання ґрунту: 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110 см, застосовують напрямки 1–2 між метеостанціями і формулу

$$H_X = \frac{(h_{пр.X} - h_{пр.1})(H_2 - H_1)}{(h_{пр.2} - h_{пр.1})} + H_1, \qquad (9)$$

де $h_{пр.X}$ – задані ізотерми максимальних глибин промерзання ґрунту: 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110 см; $h_{пр.1}$, $h_{пр.2}$ – максимальні глибини промерзання ґрунту на метеостанціях 1, 2 напрямку 1–2, см; H_1, H_2 – висоти над рівнем Балтійського моря метеостанцій 1, 2 напрямку 1–2, м; H_X – висоти горизонталей, м, що відповідають ізотермам максимальної глибини промерзання ґрунту: 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110 см.

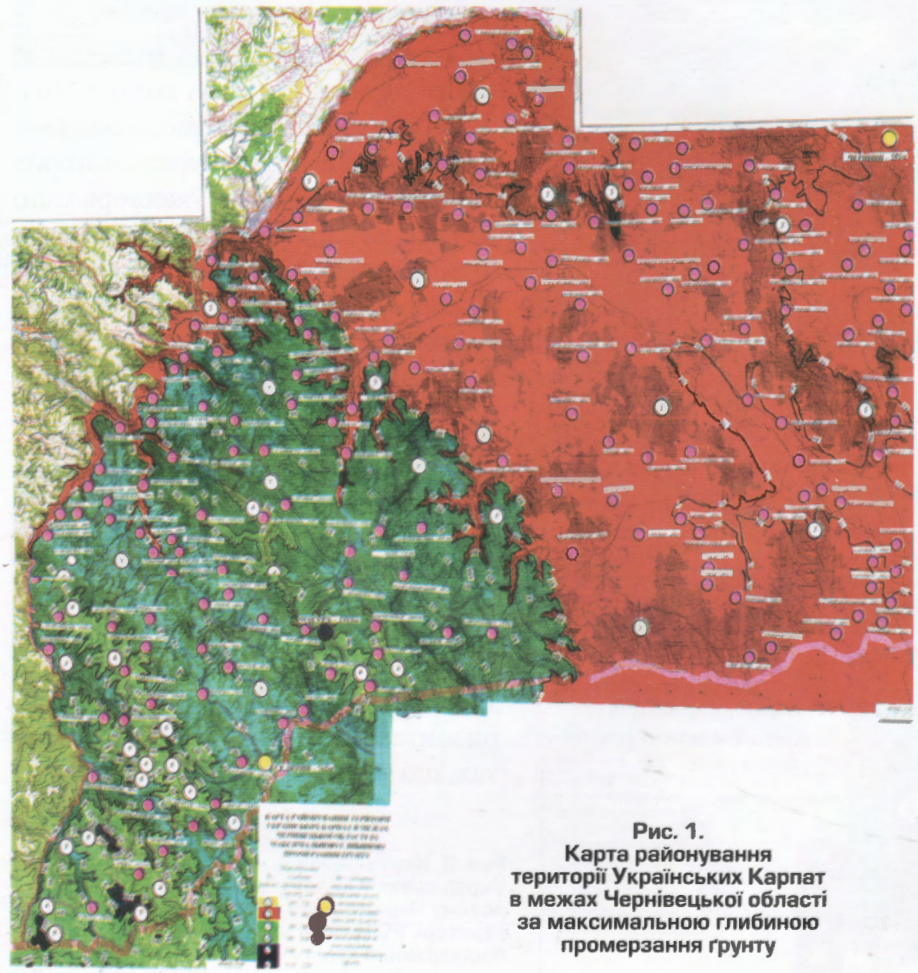


Рис. 1. Карта районування території Українських Карпат в межах Чернівецької області за максимальною глибиною промерзання ґрунту

Результати обчислень наведені в таблиці 7.

За прийнятими горизонталями висот на топографічній карті проведені ізотерми, що відповідають максимальним глибинам промерзання ґрунту. Відхилення на заокруглення віднесені до похибок на нерівномірний сніговий покрив.

На рис. 1 приведена карта районування території Українських Карпат в межах Чернівецької обл. (гірські райони: Путилівський, Вижницький, частково Сторожинецький).

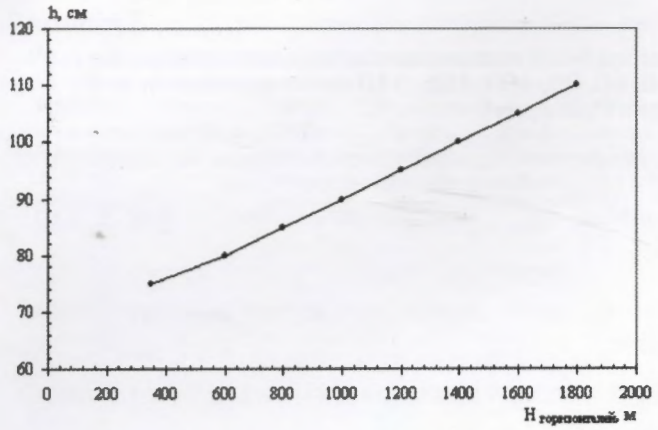


Рис. 2. Залежність ізотерм максимальних глибин промерзання ґрунту від висот горизонталей на топографічній карті для гірської території Чернівецької області

На рис. 2 показана залежність ізотерм максимальних глибин промерзання грунту від розташування висот горизонталей над рівнем Балтійського моря на топографічних картах Чернівецької області.

Аналіз досліджень. Висота горизонталі 350 м на топокарті, що відповідає ізотермі максимальної глибини промерзання ґрунту 75 см, обчислена як середня величина між даними метеостанції Львів (319 м) і даними, обчисленими за трьома напрямками. Обчислені горизонталі висот на топокарті: 600, 800, 1000, 1400, 1600 м відповідають ізотермам максимальних глибин промерзання ґрунту: 80, 85, 90, 95, 100, 110 см. Максимальна глибина промерзання ґрунту збільшується на 5 см через кожні 200 м зростання висоти станцій над рівнем Балтійського моря.

За проведеними ізотермами максимальних глибин промерзання ґрунту гірська територія Чернівецької обл. поділена на райони: 2 район – 70–80 см; 3 район – 80–90 см; 4 район – 90–100 см; 5 район – 100–110 см.

Для визначення відповідності висот горизонталей на топографічній карті ізотерм максимальних глибин промерзання ґрунту і порівняння їх з таблицею 7 використані обчислені параметри для метеостанцій: Чернівці, Селятин, Новодністровськ і перехідної станції Магура та три напрямки між ним.

На рис. 3 приведена карта районування території Путилівського, а на рис. 4 – Вижницького, частково Строжинецького районів Чернівецької області та прилеглої території Румунії за максимальною глибиною промерзання ґрунту.

Відмінності між обчисленими і прийнятими для районування території Чернівецької обл. висотами горизонталей на топографічних картах, що відповідають максимальним

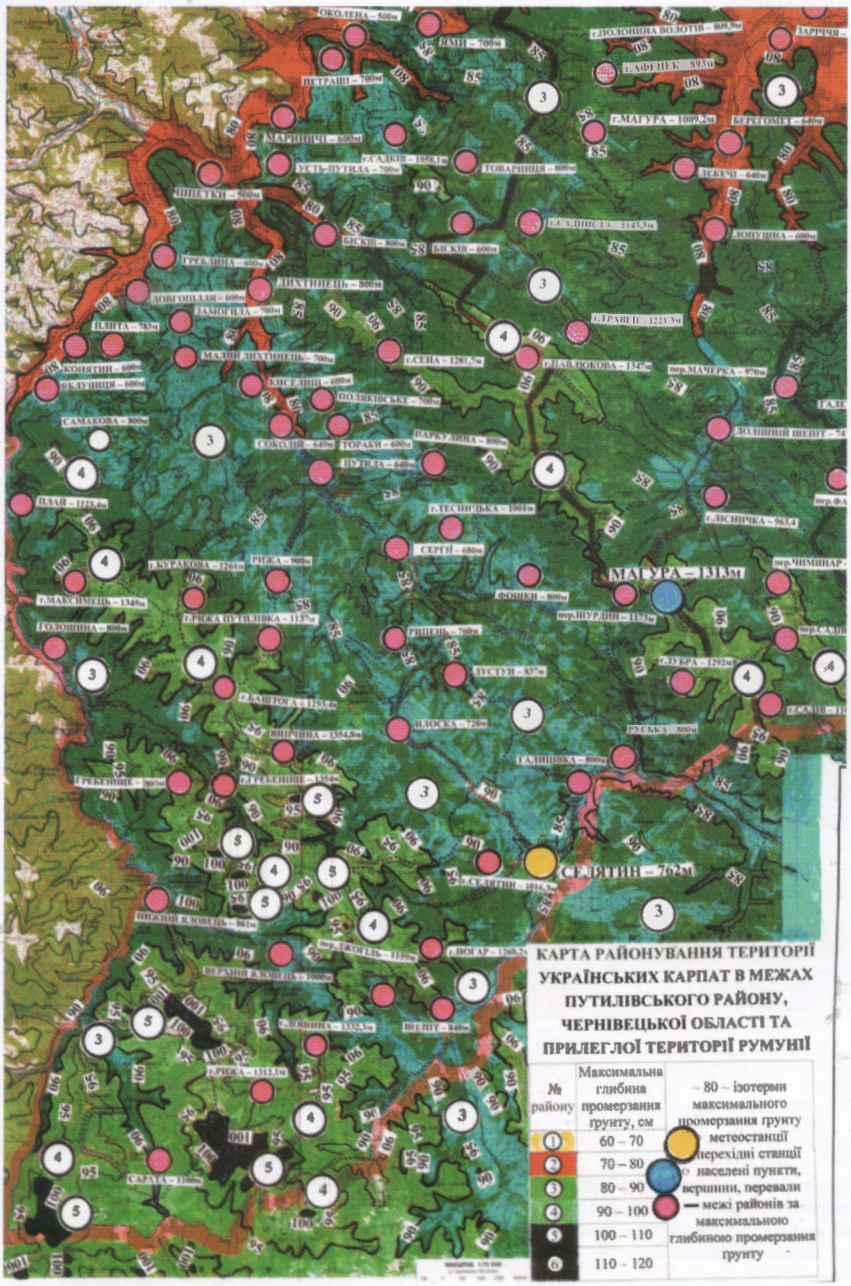


Рис. 3. Карта районування території Українських Карпат у межах Путилівського району Чернівецької області та прилеглої території Румунії за максимальною глибиною промерзання ґрунту

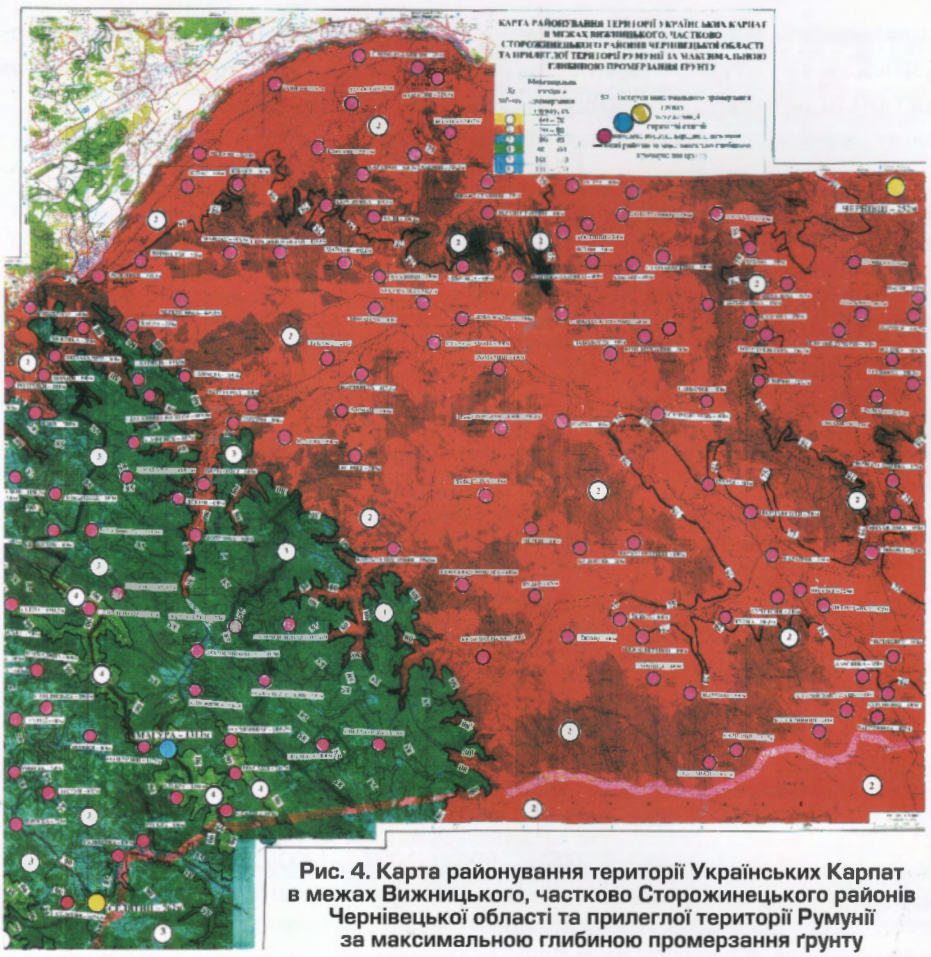


Рис. 4. Карта районування території Українських Карпат в межах Вижницького, частково Сторожинецького районів Чернівецької області та прилеглої території Румунії за максимальною глибиною промерзання ґрунту

глибинам промерзання ґрунту, допустимі: від'ємні –6,4 % – для максимальної глибини промерзання 75 см, додатні максимальні: +4,3 % – для 80 см та мінімальні: +1,2 – для 105 см. На топокарті вони віднесені на нерівномірність стелення середнього снігового покриву на гірських територіях: в низинах – нестача снігу, на вершинах – надлишок.

Таблиця 8

Прийняті висоти горизонталей на топографічній карті, що відповідають ізотермам максимальних глибин промерзання ґрунту

Ізотерми максимальних глибин промерзання ґрунту, см	Відповідні висоти горизонталей на топографічній карті, м	Похибки на нерівномірний сніговий покрив, %
75	350	–2,24
80	600	+0,20
85	800	+0,56
90	1000	+0,77
95	1200	+0,91
100	1400	+0,85
105	1600	+0,72
110	1800	+0,65

В залежності від висоти снігового покриву змінюється глибина максимального промерзання ґрунту, чим більша висота снігового покриву, тим менша максимальна глибина промерзання. Порівняння похибок на нерівномірний сніговий покрив (табл. 8, 9) свідчить про незначне відхилення обчислень висот горизонталей, що відповідають ізотермам максимальної глибини промерзання ґрунту для Чернівецької обл. за наведеними методиками.

Висновки.

1. За прийнятими методиками із застосуванням даних 125-річних спостережень на метеостанціях Закарпатської і Львівської областей вперше визначені максимальні глибини промерзання ґрунту для метеостанцій Чернівецької області: Чернівці, Селятин і Новодністровськ та перехідної станції Магура.

2. Методики визначення значень висот горизонталей на топокарті, що відповідають ізотермам максимальних глибин промерзання ґрунту, наведені вперше.

3. Проведеним районуванням гірської території Чернівецької обл. виділено 4 райони за глибиною промерзання ґрунту: 2-й (70–80 см), 3-й (80–90 см), 4-й (90–100 см), 5-й (100–110 см). Прикордонна територія Румунії характеризується аналогічним районуванням. Перший район (60–70 см) з висотами менше 300 м над рівнем Балтійського моря характерний для рівнинної території Чернівецької області.

4. Обчислене співвідношення ізотерм максимальних глибин промерзання ґрунту до висот горизонталей на топографічних картах характерне для клімату Прикарпаття. Для Закарпатської обл. необхідно додатково провести обчислення.

5. Дані параметри застосовуються для проектування і будівництва будівель і споруд на гірських територіях Чернівецької області.

6. Обчислені параметри враховують теплоємність, теплопровідність, вологість ґрунту, густину і теплоємність снігу. Для більш детальної залежності максимальної глибини промерзання ґрунту від даних параметрів необхідно провести додаткові дослідження.

Таблиця 9

Результати обчислень висот горизонталей і відповідних максимальних глибин промерзання ґрунту між метеостанціями: Чернівці, Селятин, Новодністровськ і перехідною станцією Магура за трьома напрямками

Назва напрямків, висоти над рівнем Балтійського моря, м	Різниця висот, м	Макс. глибина промерзання ґрунту, см	Різниця макс. глибини промерзання ґрунту, см	Висотний коеф. промерз. ґрунту між ст.1-2, см/м	Висоти горизонталей, що відповідають ізотермам максимальної глибини промерзання ґрунту, см							
					75	80	85	90	95	100	105	110
Чернівці – 252 м (1) – Магура – 1313 м (2)	1061,0	71,67 98,36	26,69	0,025155	384	583	782	980	1179	1378	1577	1776
Селятин – 762 м (1) – Магура – 1313 м (2)	551,0	84,81 98,36	13,55	0,024591	–	–	770	973	1176	1380	1583	1786
Новодністровськ – 240,6 м (1) – Магура – 1313 м (2)	1072,4	71,97 98,36	26,39	0,024609	364	567	770	973	1176	1380	1583	1786
$H_{сер.}$ висот горизонталей					374	575	724	975	1177	1379	1581	1738
Прийнятих горизонталі висот					350	600	800	1000	1200	1400	1600	1800
Різниця між обчис. і прийнятими висотами горизонталей, %					–6,4	+4,3	+3,3	+2,5	+ 1,95	+ 1,5	+ 1,2	+3,5

[1] *Андреева Г.К.* Некоторые вопросы построения климатических карт [текст] / *Андреева Г.К., Бабиченко В.Н.* – К.: Укр НиГМИ. Вып.131. – 1974. – С. 106–116.

[2] *Бабиченко В.Н.* Климат Ужгорода [текст]/Бабиченко В.Н. – Л.: Гидрометеоиздат, 1991. – 190 с.

[3] *Будыко М.И.* Климат в прошлом и будущем [текст] / Будыко М.И. – Л.: Гидрометеоиздат, 1980. – 351 с.

[4] *Бучинский И.Е.* Климат Украины [текст] / Бучинский И.Е. – Л.: Гидрометеоиздат, 1960. – 130 с.

[5] *Гук М.І.* Клімат Української РСР [текст] / *Гук М.І., Половко І.К., Прихотько Г.Ф.* – К.: Радянська школа, 1958. – 72с.

[6] *Гук Я.С.* Визначення рекомендованих нормативних параметрів тиску для населених пунктів, окремих вершин і перевалів Закарпатської області / Гук Я.С. – Ужгород: Науковий вісник УжНУ. Серія Фізика. Вип.19. – 2006. -С. 206–208.

[7] ДСТУ НБ В.1.1-21:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Будівельний стандарт України. – К.: 2010. – 55 с.

[8] Закарпатська область. Загальногеографічна карта м-б 1:250 000 / – К.: АГП. – 2006. – 1 лист.

[9] *Кінаш Р.І.* Методика визначення параметрів будівельної кліматології для населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської області / *Кінаш Р.І., Гук Я.С.* – Львів: Problems of the Technical Meteorology, 22–26 may, 2006. – 2006. – P. 50–56.

[10] Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування ДБН В.1.2-2:2006 / – К.: Мінбуд України. – 2006. – 35 с.

[11] *Kinash Roman* Technique of Determination the Parameters of snowloads for Towns, peaks and Passes of Carnation region / *Kinash R.I., Huck J.S.* – Canada: Snow Engineering VI, june 1–5, 2008.

Надійшла 30.11.2017 р.

ЩОДО НОВОЇ РЕДАКЦІЇ ДБН В.1.2-14-2009

У журналі «Промислове будівництво та інженерні споруди» № 1, 2018 у розділі «Нормативна база» під рубрикою «Точка зору» була надрукована стаття д.т.н., проф. А.І. Лантуха-Лященка «До нової редакції ДБН «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ», яка містить принципові зауваження до чинної та нової редакцій ДБН В.1.2-14-2009.

Стаття викликала інтерес у фахівців будівельної галузі, які висловили критичні зауваження до деяких її положень. Пропонуємо до Вашої уваги відгуки щодо цієї статті доктора технічних наук А.В. Перельмутера та доктора технічних наук, професора С.Ф. Пічугіна та запрошуємо до участі в обговоренні цієї актуальної теми.



У цій публікації автор зосередив свій критичний запал на прийнятому в ДБН В.1.2-14:2009 [1] понятті «клас наслідків (відповідальності)», яке покладено у підґрунтя розробки засобів, що забезпечують надійність та конструктивну безпеку будівельних об'єктів:

1. «*... класифікація будівельних об'єктів за наслідками відмов абсолютизується, трактується як панацея в проблемі надійності, тоді як апарат керування надійністю, який має залежати від класу наслідків, не наводиться*».

«*Як видно з приведених прикладів, «клас наслідків» виступає як самодостатнє поняття, яке не має прямого зв'язку з надійністю ... і в такому трактуванні не може слугувати важелем контролю і керування надійністю*».

І далі: «*Вкрай негативним, на наш погляд, є положення, згідно з яким розрахунки, що підтверджують віднесення об'єкта до того чи іншого класу, є обов'язком проектувальника. Проект тепер має включати абсолютно новий розділ – класифікація об'єктів будівництва за класами наслідків, при цьому до розробки має залучатися замовник та організація наукового супроводження; сам клас наслідків може змінюватись у процесі розроблення проекту*».

Спробуємо проаналізувати ці зауваження.

- Класифікація об'єктів є самодостатнім поняттям, воно залежить від тих загроз матеріального чи соціального характеру, що виникають внаслідок можливої відмови конструкції. Чи можна щось сказати про необхідний рівень засобів захисту, не знаючи якими можуть бути збитки, чи рівень небезпеки для здоров'я та життя людей? Тому це поняття безпосередньо впливає на необхідний рівень надійності і безпеки, і це враховує таблиця В.1 з [1], у якій регламентовано значення ймовірності відмови, що повинно застосовуватися у розрахунках надійності. Отже твердження автора статті, що клас наслідків не має прямого зв'язку з надійністю є помилковим.
- Щодо обов'язку проектувальника визначати клас наслідків. Використання для цього розрахункового методу, який ґрунтується на таблиці 5, надає проектувальнику можливість впливати на клас наслідків. Наприклад, поділ конструкції на секції, незалежні з точки зору можливих відмов, впливає на кількість людей під загрозою і змінює клас наслідків. Навряд чи таке було би можливим при побудові класифікації шляхом вказівок на «схожі» випадки.

2. «*Розділ керування надійністю, який містить рекомендації з управління надійністю за напівймовірнісним методом, має бути домінантою нормативу. ... Перевірка нерівностей граничних станів за розрахунковими значеннями узагальненого опору та навантажень і є апаратом керування надійністю*».

Чи є ймовірнісні міркування єдиним способом керування надійністю? Навіть якщо виходити з вузького розгляду надійності як тільки такої, що має відповідати визначеному рівню ймовірності виконання умов безвідмовності, забувши про довговічність та ремонтоспроможність і зовсім не розглядаючи проблему безпечності, то і тут відповідь буде негативною. Справа в тому, що безвідмовність існує коли є захист від п'яти головних причин відмови:

(1) Навантаження мають більш високі значення, ніж прогнозувалося.
(2) Матеріал має властивості гірші, ніж прогнозувалося.
(3) Модель прийнятого механізму відмови є недостатньо коректною.
(4) Можлива поява невідомих і тому непередбачених причин відмови.
(5) Можливі людські помилки на будь-якому етапі життєвого циклу.

Лише перші два варіанти можуть бути класифікованими як статистична мінливість і тому вони придатні для ймовірнісної оцінки. Останні три причини відмови оперують не ймовірностями, а можливостями [2] і тому вони залишаються за межами того керування надійністю, про який йдеться у статті.

Тому знову приходимо до висновку, що не лише ймовірнісні міркування можуть бути взяті за головний спосіб керування надійністю. Це не значить, що ймовірнісними пропозиціями статті слід нехтувати. Ні, їх лише треба розглядати не як єдиний і домінантний важель, а як один із можливих.

І останнє – наведені у статті анекдотичні приклади використання поняття «клас наслідків (відповідальності)». Коли автори [3] не розуміють у чому різниця між кількістю людей, які знаходяться на ділянці дороги завдовжки 2500 м, і кількістю людей, яким загрожує небезпека від відмови, що може статися на цій ділянці, то це є справою авторів документа [3] і не має відношення до методу підрахунків класу відповідальності.

Література.

[1] ДБН В.1.2-14:2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 37 с.

[2] *Дюбуа Д., Прад А.* Теория возможностей. Приложения к представлению знаний в информатике М.: Радио и связь, 1990 – 288 с.

[3] ГБН Б.2.3-37641918-552:2015 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів дорожнього будівництва. Міністерство інфраструктури України. – К.: 2015.

А.В. Перельмутер, доктор техн. наук



1. Не можна погодитися з автором статті в його твердженні, що у ДБН [1] «*...Процедура керування і контролю надійності зведена до обчислення параметрів Таблиці 1*», яка містить градацію класів наслідків СС1–СС3. Насправді загальна концепція ДБН [1] щодо забезпечення надійності об'єктів будівництва є комплексною (п. 4.1.7): «**Надійність, у тому числі довговічність і живучість, забезпечуються одночасним виконанням вимог, які висуваються до вибору матеріалів, конструктивних і об'ємно-планувальних рішень, до методів розрахунку, проектування та контролю якості робіт при виготовленні конструкцій та їх зведенні, а також дотриманням правил технічної експлуатації, нагляду і догляду за конструкціями**». Такому комплексному підходу відповідає увесь зміст ДБН [1].

2. Заслуговує на критику також твердження: «*Визначення коефіцієнтів надійності приведено в формі, якою практично неможливо скористатися*». Між тим ДБН [1] регламентує значення коефіцієнта надійності за відповідальністю γ_n у наочній формі таблиці 5.

3. Недостатньо аргументованою виглядає пропозиція автора статті «*...повністю видалити текст всього п. 5.1, включаючи таблицю 1, і замінити процедуру встановлення класу наслідків фіксованим переліком об'єктів, наведеним в обов'язковому Додатку А*». Нагадаємо читачу, що вказаний п. 5.1 містить дані щодо класифікації об'єктів будівництва за класами наслідків (відповідальності), що є основоположними для ДБН В.1.2-14-2009 [1] і тому не можуть бути вилученими з нормативного документа. Щодо фіксованого переліку будівельних об'єктів за класами наслідків, то він є у Додатку А, але являється орієнтовним, оскільки ніякий, навіть розширений перелік не може врахувати усю різноманітність будівельних об'єктів.

4. Запропонований Додаток Б (довідковий) «*Проектування елементів за критерієм надійності*» повністю запозичений із Єврокода [3]. Цей нормативний документ, разом з іншими розділами Єврокодів, гармонізований в Україні [2] і вкупі з національним додатком може використовуватися у проектуванні нарівні з національними нормами. Тому включення запропонованого громіздкового Додатка Б до нової редакції ДБН [1] не можна вважати обґрунтованим, тим більше що він частково повторює положення, що містяться у Додатках Б і В чинних ДБН [1].

5. Автор статті пропонує для забезпечення надійності перейти до нормування мінімальних значень характеристики безпеки β, що залежать від класу наслідків (класу надійності) (табл. Б.2). Це у певній мірі є кроком назад у порівнянні з діючими ДБН, які дають більш диференційовану класифікацію цього важливого параметра в залежності від класу наслідків (відповідальності), розрахункових ситуацій (усталених, перехідних, аварійних) та категорії відповідальності конструкцій (А, Б, В) (таблиця В.2).

6. Рекомендації автора статті щодо проектування елементів за критерієм надійності містять імовірнісний апарат випадкових величин без урахування фактору часу, що не завжди дає об'єктивну оцінку надійності будівельних об'єктів. На відміну від цього, норми ДБН [1] залучають для розрахунків надійності широкий спектр імовірнісних підходів (п. 7.2.8): «**Для ймовірнісного опису процесу навантаження змінним впливом можуть використовуватися математичні моделі випадкового поля, диференційованого, марківського чи імпульсного випадкового процесу, послідовності перевантажень, послідовності максимальних значень за характерні інтервали часу, а також інші моделі, які адекватно відображають реальний процес навантаження**».

7. Практична реалізація такого підходу міститься у п. В.8 ДБН [1], де наведена методика розрахунку ймовірності відмови з використанням сучасної імовірнісної моделі випадкового процесу, яка є подальшим кроком у розвитку розрахунків надійності у порівнянні з методикою випадкових величин, оскільки бере до уваги частотні параметри випадкових аргументів та їхніх сполучень, а також термін експлуатації будівельних об'єктів.

Критичні зауваження можна було б продовжити, але висловленого достатньо, щоб відхилити пропозиції шановного автора статті щодо радикальної ревізії ДБН В.1.2-14-2009 [1].

Нагадаємо, що ці норми є єдиними на теренах бувшого СРСР, які за десятирічний термін витримали випробування часом, регламентують комплексну систему забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів і потребують, на мій погляд, тільки часткової правки із внесенням посилань на нові нормативні акти. Цю роботу скрупульозно виконав колектив авторів, скоординований ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського», при чому у новий варіант тексту було внесено дійсно актуальний Додаток Г «Прогнозування можливих аварійних ситуацій, складання сценарію розвитку аварій і оцінка ризику втрат».

Література.

[1] ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд, Укрархбудінформ, 2009. – 37 с.

[2] ДСТУ-Н Б.Б.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN). Настанова. Основи проектування конструкцій – К.: Мінрегіонбуд, Укрархбудінформ, 2009. – 101 с.

[3] Eurocode 0 EN 1990 (2002): Basis of structural design. – Brussels: CEN, Sep. 2006. – 120 p.

С.Ф. Пічугін, доктор техн. наук, професор

РЕНТГЕНОГРАФІЧНИЙ АНАЛІЗ КЛІНКЕРІВ C_2S, C_3S ТА ТРЬОХ ВИДІВ ЦЕМЕНТІВ



І.І. Ніконець
Національна академія сухопутних військ імені П. Сагайдачного, НДЛ аналізу і прогнозування надзвичайних ситуацій, к.т.н.



І.М. Мартинюк
Національна академія сухопутних військ імені П. Сагайдачного, НДЛ аналізу і прогнозування надзвичайних ситуацій, к.б.н.



Є.М. Шматов
Національна академія сухопутних військ імені П. Сагайдачного, НДЛ аналізу і прогнозування надзвичайних ситуацій



О.М. Стадійчук
Національна академія сухопутних військ імені П. Сагайдачного, НДЛ аналізу і прогнозування надзвичайних ситуацій, к.х.н.

Рентгенографічний аналіз C_2S і C_3S гідратованих до одного року. Рентгенограма клінкеру C_2S, яка як за кількістю ліній, так і за їх інтенсивністю відповідає еталонній рентгенограмі цієї сполуки, наведеній у літературі, приведена на рис. 1.

Рентгенографічний аналіз проводиться методом порошку на дифрактометрі УРС-50 ІМ на мідному випромінюванні. На рис. 1 видно, що рентгенограми C_2S негідратованого і гідратованого від 1 доби до 1 року збігаються за кількістю ліній, відносною інтенсивністю їх і міжплощинними відстанями. З часом гідратації C_2S спостерігається пропорційне зменшення інтенсивності всіх ліній на рентгенограмах.

Рентгенограма клінкеру C_3S, що приведена на рис. 2, відповідає еталонній рентгенограмі трикальцієвого силікату, наведеного в літературі.

На рентгенограмі C_3S, гідратованого одну добу, чітко виділяються всі лінії гідрооксиду кальцію (4,87; 3,11; 2,63; 1,93; 1,79; 1,69; 1,48 Å), гідратованого 7 і 28 діб, 3, 6 місяців та 1 рік, зафіксовано подальше збільшення інтенсивності всіх ліній гідрооксиду кальцію з одночасним зменшенням інтенсивності ліній негідратованого C_3S.

На основі даних рентгеноструктурного аналізу можна говорити про кількість прореагованого мінералу, тобто про швидкість гідратації C_3S. Так, інтенсивність основних ліній трикальцієвого силікату 2,78 і 2,75 Å до добового віку зменшується на 31 %, до 7 діб – на 39 %, до 28 діб – на 58 %, до 6 місяців – на 75 % і до 1 року – на 85 %. Ці дані зведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Рентгенографічні дослідження впливу часу твердіння на ступінь гідратації моно- і полімерних цементів

Час гідратації	Кількість прореагованого цементу, %				
	C_3S	C_2S	Цемент № 1	Цемент № 2	Цемент № 3
1 доба	31	10	35	23	13
28 діб	58	38	68	45	39
6 місяців	75	45	78	62	50
1 рік	85	60	85	65	60

На рентгенограмах трикальцієвого силікату, гідратованого до одного року, ліній, які не стосуються C_3S чи СН, не виявлено.

Рентгенографічний аналіз цементів, гідратованих до 1 доби. Для досліджень використовували три види цементів, а саме: алітовий та два види белітових (див. табл. № 2, 3, 4).

Таблиця 2

Хімічний склад цементів

Назва	в.п.п.	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Сума
№ 1	0,8	21,17	5,56	3	64,7	0,87	2,35	97,68
№ 2	0,35	23,3	5,7	3,53	59,74	2,65	2,35	97,62
№ 3	0,5	24,5	5,8	3	58,2	1,38	2,35	95,73

© Ніконець І.І., Мартинюк І.М., Шматов Є.М., Стадійчук О.М.

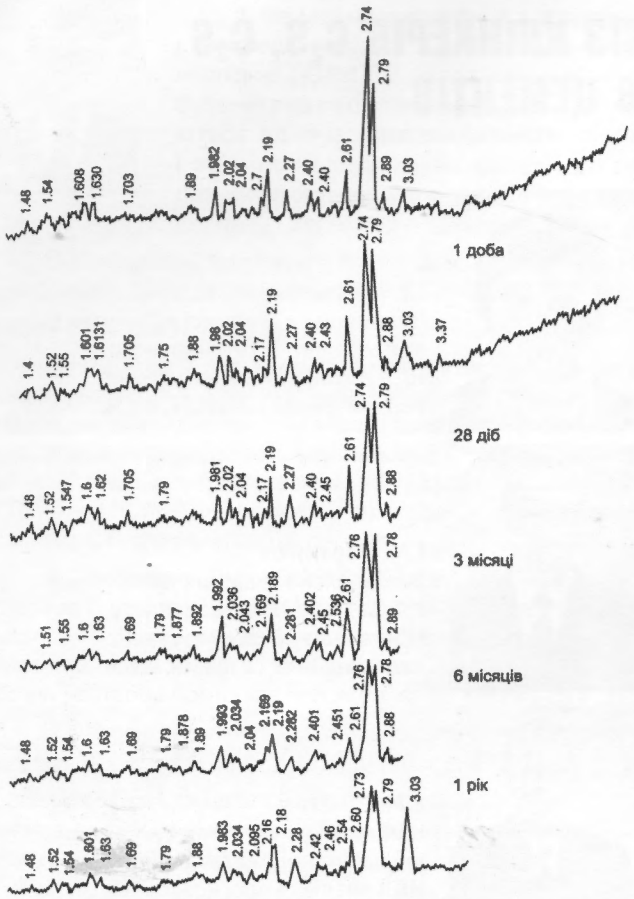


Рис. 1. Рентгенограми C_2S гідратованого

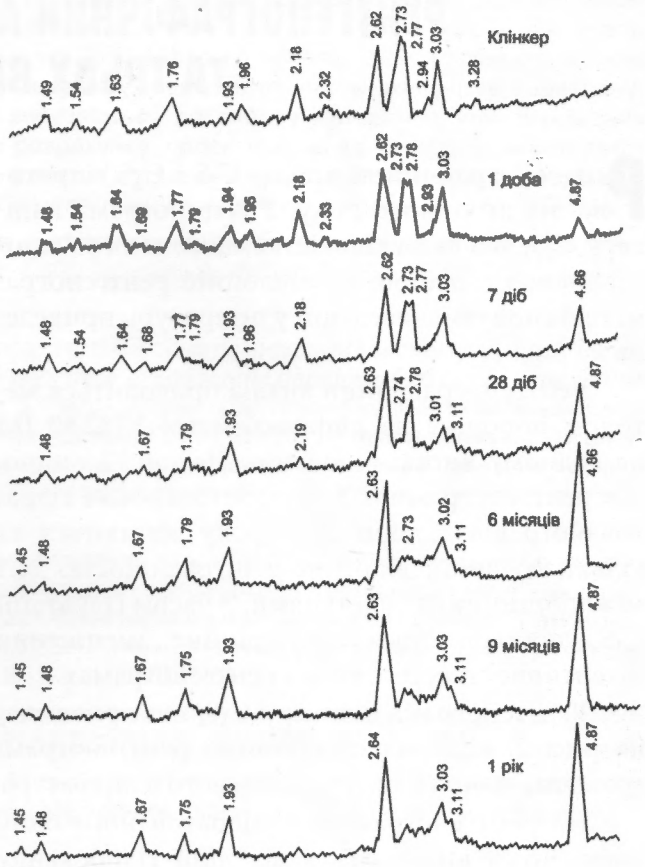


Рис. 2. Рентгенограми C_3S гідратованого

Таблиця 3

Розрахунковий мінералогічний склад цементів

Назва	Відсотковий вміст мінералів					
	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$CaSO_4$	Сума
№ 1	60,82	14,73	9,65	9,12	4,0	98,32
№ 2	24,59	48,25	9,12	10,73	4,0	96,51
№ 3	9,2	63,18	9,28	9,12	4,0	94,87

Таблиця 4

Стандартні фізико-механічні випробовування цементу

Назва	Нормальна густота цементу, %	Строки тужавлення		Питома поверхня, $см^2/г$
		початок	кінець	
№ 1	27,5	2 год 30 хв	4 год 10 хв	2,950
№ 2	26,3	2 год 50 хв	5 год 10 хв	3,500
№ 3	24,3	3 год 10 хв	7 год 25 хв	3,600

Рентгенограма негідратованого цементу № 1, яка показана на рис. 3, має всі лінії аліту (3,02; 2,96; 2,78; 2,75; 2,6; 2,3; 2,18; 1,97; 1,93; 1,82; 1,76; 1,63; 1,53; 1,48 Å), беліту (3,2; 3,02; 2,78; 2,72; 2,6; 2,43; 2,38; 2,3; 2,18; 1,97 Å), лінії C_3A і C_4AF (2,7; 2,19; 2,04; 1,83; 1,53 Å) та лінії гіпсу (7,4; 4,27; 3,16 Å).

На рентгенограмі цементу № 1, гідратованого 5 хв, зберігаються всі вищеперелічені лінії і додаються лінії етрингіту (10,1; 5,6; 3,85; 2,17 Å), гідрооксиду кальцію (4,93; 3,11; 2,63 Å).

Лінія 1,93 Å, яка належить до СН, збільшується в розмірі.

На рентгенограмі цементу №1, гідратованого 24 год, зменшується інтенсивність усіх ліній клінкерних мінералів і збільшується інтенсивність ліній гідроалюмоферитів, гідроксиду кальцію і низькосульфатного гідросульфоалюмоферити кальцію. Присутні лінії етрингіту (9,8; 5,6; 3,85; 2,51; 2,18 Å). Таким чином, рентгенографічний аналіз цементу №1 повністю відповідає даним термічного аналізу.

Рентгенограми цементу № 2 наведені на рис. 4. Рентгенограми негідратованого цементу № 2 мають чітко виражені лінії аліту, беліту і гіпсу.

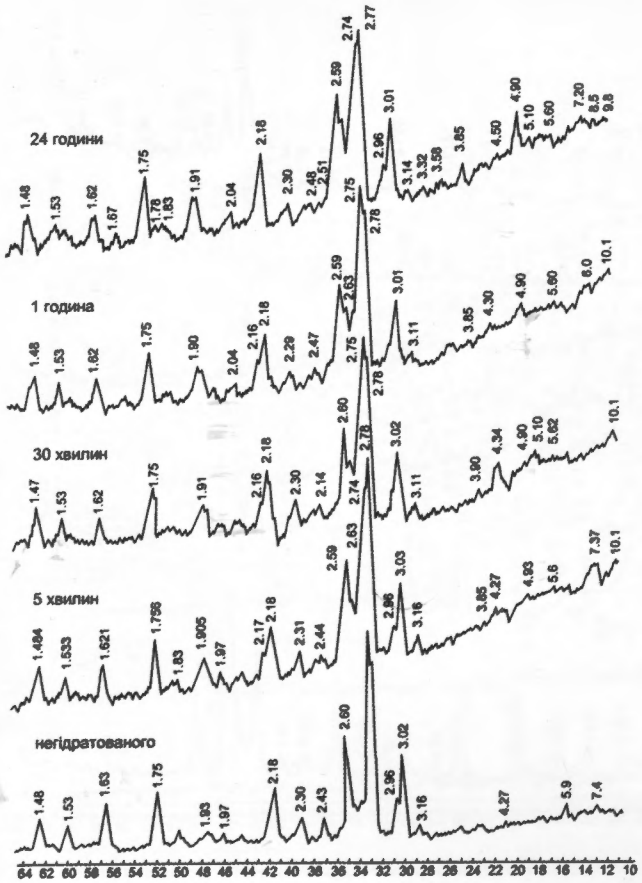


Рис. 3. Рентгенограми цементу № 1 гідратованого

На рентгенограмі цементу № 2, гідратованого 5 хв, спостерігається незначне зменшення інтенсивності ліній гіпсу, аліту і беліту.

До 24 год різко зменшується інтенсивність усіх ліній клінкерних мінералів. Зникають лінії етрингіту і з'являються лінії СН (4,89; 2,63; 1,93 Å), лінії низькосульфатного гідросульфоалюмоферриту кальцію (8,5; 4,5; 3,99 Å) і гексагонального гідроалюмінату кальцію С4АН13 (7,7; 3,85 Å).

На рентгенограмі негідратованого цементу № 3, крім ліній клінкерних мінералів, доволі чітко виявляються лінії гіпсу. Лінії гіпсу видно на рентгенограмах цементу, гідратованого 5 і 30 хв (рис. 5).

На рентгенограмі цементу № 3, гідратованого 1 добу, видно лінії високосульфатного і низькосульфатного гідросульфоалюмоферитів кальцію. З'явилися лінії СН (4,9; 3,11; 2,63; 1,97 Å). Поява нових ліній з одночасним збільшенням інтенсивності існуючих свідчить про наявність у препараті кубічного гідроалюмоферриту кальцію – C_3AFH_6.

Таким чином, на основі рентгенографічного аналізу процесу ранньої гідратації трьох цементів можна визначити наступне:

1. Підтверджено дані термічного аналізу про утворення в присутності гіпсу високосульфатного гідросульфоалюмоферриту кальцію (етрингіту), наявність перекристалізації високосульфатної форми гідросульфоалюмоферриту кальцію у низькосульфатну після зникнення гіпсу. Одночасно з утворенням низькосульфатного гідросульфоалюмоферриту кальцію ренгенографічний аналіз виявляє гідроалюмінати кальцію.

2. Поява етрингіту через 5 хв гідратації всіх цементів, тобто початок його утворення, не залежить від мінералогічного складу цементу.

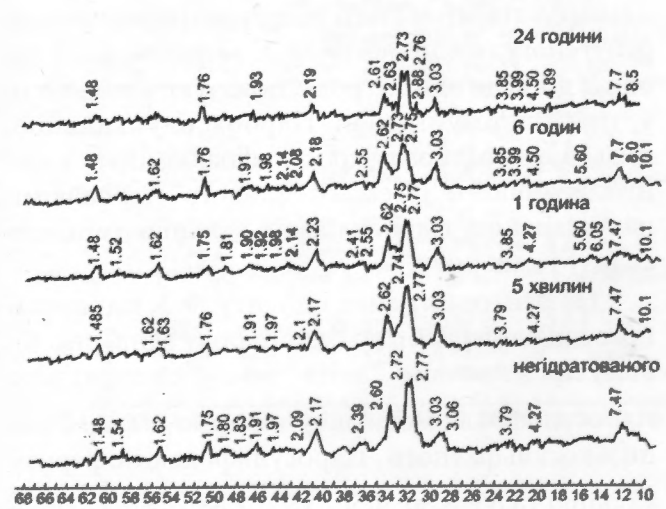


Рис. 4. Рентгенограми белітового цементу № 2

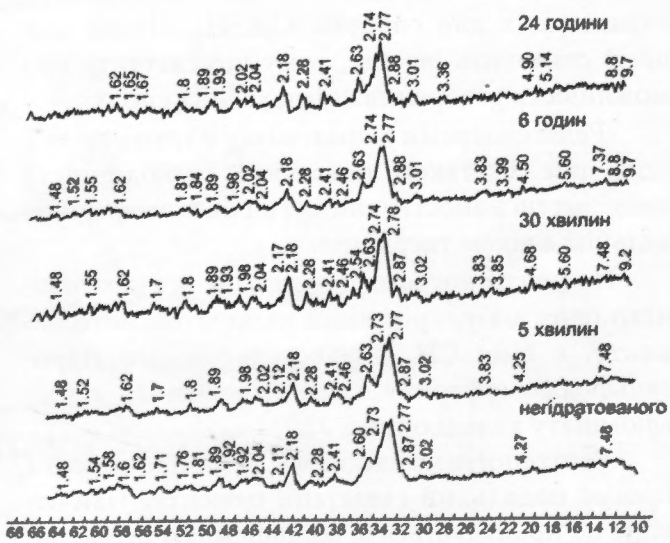


Рис. 5. Рентгенограми белітового цементу № 3 гідратованого

Але початок перекристалізіції високосульфатного гідросульфоалюмоферит кальцію в низькосульфатний залежить від вмісту C_2S і C_3S у цементі. Зі збільшенням вмісту C_2S у цементі початок процесу перекристалізації відтерміновується.

В алітовому цементі № 1 перекристалізація закінчується до 6 год, а в белітовому цементі № 3 етрингіт спостерігається в добовому віці.

3. Наявність процесу гідратації трикальцієвого силікату спостерігається за появою ліній СН і зменшенням інтенсивності ліній мінералу.

Процес гідратації двокальцієвого силікату спостерігається за зменшенням інтенсивності ліній.

Щодо складу гідросилікатів за рентгенографічним аналізом раннього процесу гідратації цементів, то лінії останніх не виявляються.

Рентгенографічний аналіз цементів, гідратованих від однієї доби до одного року. На рентгенограмі цементу № 1, гідратованого одну добу, чітко виявляються лінії аліту і беліту (рис. 6).

Лінії C_3A (2,70 Å) і C_4AF (2,63 Å) зникли. На лінію C_4AF наклалась інтенсивна лінія СН. Спостерігаються лінії високосульфатного гідросульфоалюмоферит кальцію (5,60; 3,85; 3,42; 2,76; 2,55; 2,18 Å), низькосульфатного гідросульфоалюмоферит (4,50; 4,00; 2,42 Å), кубічного гідроалюмінату кальцію (5,10; 3,32; 3,14; 2,30; 2,04; 1,67 Å).

Рентгенограма цементу № 1 у віці одного року фіксує раніше зазначені лінії і появу ліній, характерних для сполуки C_2ASH_8. Поява цих ліній становить інтерес, тому що свідчить про можливість утворення комплексних сполук.

Рентгенограми гідратованого цементу № 1 (див. рис. 6) також показують періодичність змін інтенсивності ліній гідроалюмоферитів кальцію з віком твердіння.

На рентгенограмі цементу № 2, гідратованого одну добу, крім ліній негідратованого цементу, є лінії СН, низькосульфатного гідросульфоалюмоферит і гексагонального гідроалюмінату кальцію (рис. 7).

Рентгенограма дає змогу легко простежити процес подальшої гідратації цементу. Найчіткіше це проявляється зі збільшенням інтенсивності всіх ліній гідрооксиду кальцію з одночасним зменшенням інтенсивності ліній негідратованих силікатів кальцію, які вміщує цемент.

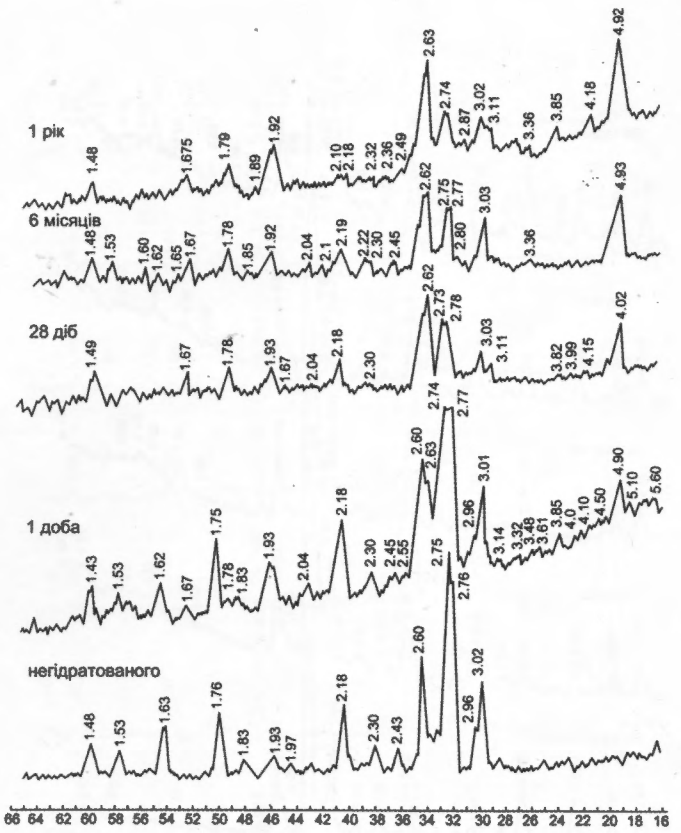


Рис. 6. Рентгенограми гідратованого цементу № 1

Після шести місяців фіксують найсильніші лінії кубічного гідроалюмінату кальцію (5,14; 2,80; 2,29; 2,04 Å). З подальшим віком твердіння цементу збільшується фон рентгенограми, що свідчить про збільшення розміру кристалів новоутворень.

Лінії гідросилікатів видно на рентгенограмі цементу, гідратованого один рік. Таким чином, рентгенограми цементу № 2, гідратованого від одної доби до одного року, показують наявність у цементному камені гідрооксиду кальцію, низькосульфатного гідросульфоалюмінату кальцію, кубічного і гексагонального гідроалюмінату кальцію, гідросилікатів кальцію змінного складу і кальциту.

На рентгенограмах цементу № 3, гідратованого від однієї доби до одного року (див. рис. 8), відсутня основна лінія високосульфатного гідросульфоалюмоферит кальцію 560 Å. Лінії низькосульфатного гідросульфоалюмоферит кальцію (8,60; 8,30; 4,50; 3,92; 2,88; 2,41 Å) спостерігаються на всіх препаратах.

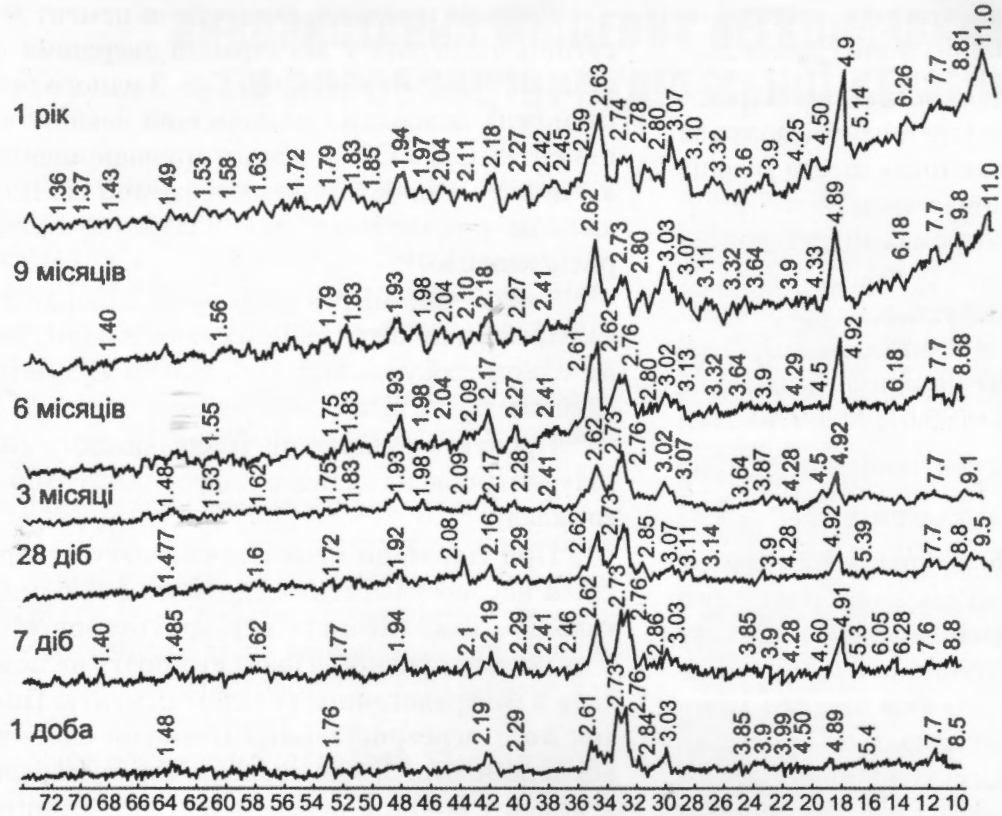


Рис. 7. Рентгенограми цементу № 2

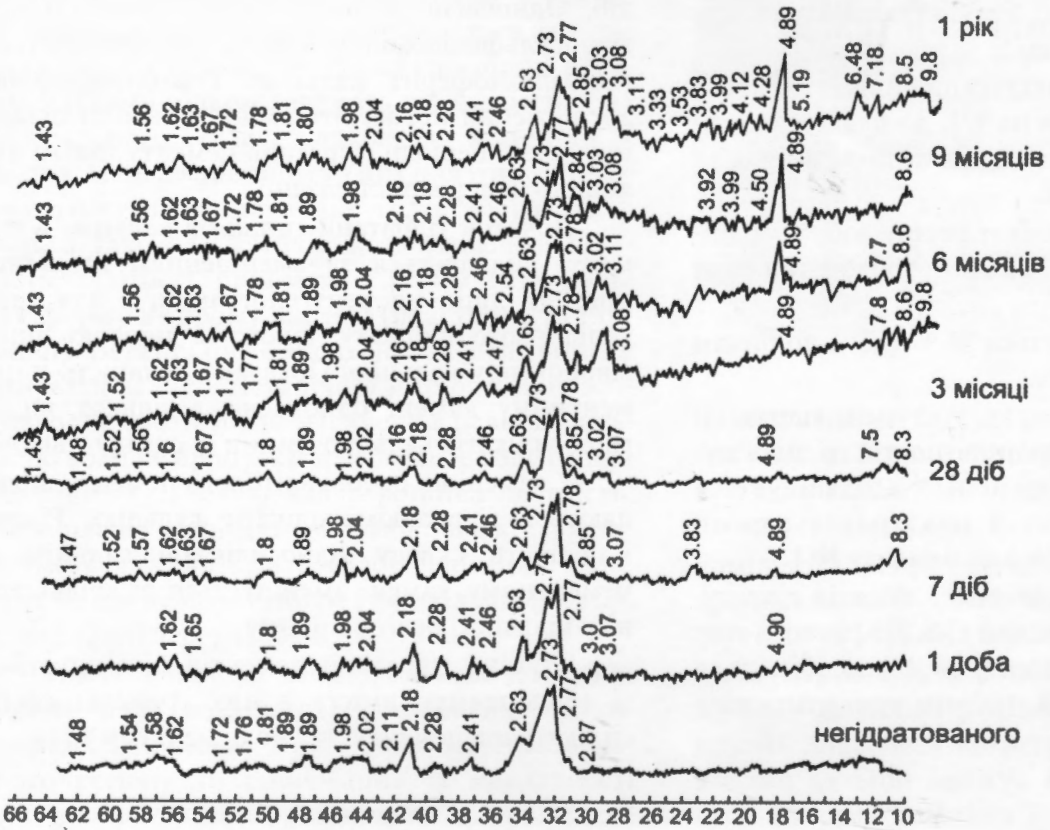


Рис. 8. Рентгенограми цементу № 3

У процесі гідратації цементу найчіткіше проявляється одна з основних ліній гідрооксиду кальцію – 4,89 Å. Інтенсивність цієї лінії на рентгенограмах цементу № 3, гідратованого до трьох місяців, дуже мала і тільки після шести місяців дещо збільшується, залишаючись менш інтенсивною, ніж на рентгенограмах інших дослідних цементів.

Лінії, характерні для гідросилікатів кальцію, виявляються тільки у віці одного року і часто накладаються одна на одну. Найчіткіше видно лінії C_2SH_4 (9,80; 4,90; 3,07; 2,85; 2,80; 2,41; 2,20; 2,00; 1,56; 1,40 Å). На рентгенограмах є лінія 3,03 Å, яка характерна для кальциту.

Визначення швидкості гідратації цементів. Рентгенографічний аналіз дає змогу одночасно проводити якісні й кількісні визначення складу цементного каменю. Водночас рентгенографічний кількісний аналіз є єдиним прямим методом визначення швидкості гідратації цементів.

Найзручніше швидкість гідратації цементів визначати за зміною інтенсивності основних ліній C_3S і C_2S на рентгенограмах цементів, гідратованих різний час. Результати цих досліджень наведені у таблиці 1.

Як бачимо, трикальцієвий силікат до добового віку гідратується на 1/3, до двадцятивосьмидобового віку – більше ніж на половину, а до шести місяців – на 3/4.

Двокальцієвий силікат першу добу твердіння гідратується тільки на 10 %, тобто в три рази менше ніж C_3S.

До 28 діб гідратується 38 % C_3S, а до шести місяців – близько 45 %.

Таким чином, розрив у ступені гідратації C_3S і C_2S з віком твердіння постійно зменшується. Ступінь гідратації цементів підвищується зі збільшенням вмісту в них трикальцієвого силікату від цементу № 3 до цементу № 1.

Цемент № 1 перші шість місяців гідратується швидше, ніж чистий C_3S. До річного віку гідратується 85 % цементу № 1, що збігається зі ступенем гідратації чистого трикальцієвого силікату.

Для всіх цементів, включаючи цемент № 3, ступінь гідратації у всі терміни твердіння вищий, ніж ступінь гідратації C_2S. З одного боку, це можна пояснити і одночасною наявністю в цементах C_3S і C_2S у різних співвідношеннях, а з іншого – прискоренням гідратації силікатів кальцію у присутності алюмінатів і алюмоферитів кальцію.

Таким чином, рентгенограми каменю двокальцієвого силікату, який твердіє від однієї доби до одного року, мають лінії тільки C_2S, інтенсивність яких з віком гідратації зменшується.

Продуктом гідратації трикальцієвого силікату є гідрооксид кальцію і гідросилікат змінного складу.

При гідратації цементів спочатку утворюється високосульфатний гідросульфоалюмінат кальцію, який пізніше перекристалізовується у низькосульфатний. Поява етрингіту не пов'язана з мінералогічним складом цементу. Початок його перекристалізації повністю залежить від останнього. Зі збільшенням кількості беліту у цементі початок перекристалізації етрингіту відсувається від декількох годин до декількох діб. Одночасно з початком перекристалізації гідросульфоалюмінату кальцію утворюється гідроалюмоферит кальцію. Рентгенографічні дослідження показують зміни кількості останніх у різні періоди гідратації цементу, тобто наявність їх перекристалізації.

Початок гідратації силікатів кальцію в цементі виявляється за зменшенням інтенсивності їх ліній на рентгенограмах, а для трикальцієвого силікату також за появою ліній гідрооксиду кальцію. Показано наявність у цементному камені одночасно декількох видів гідросилікатів кальцію і зміни їх складу з віком.

У камені на основі алітового цементу виявляються гідроалюмосилікати кальцію. Різноманітність складу гідросилікатів кальцію у цементному камені зменшується зі збільшенням кількості беліту в ньому.

Ступінь гідратації цементів підвищується зі збільшенням вмісту в них трикальцієвого силікату від цементу № 3 до цементу № 1.

Надійшла 23.03.2018 р.

ВИКОРИСТАННЯ МІСЦЕВИХ ЛЕГКОПЛАВКИХ ГЛИН У ВИРОБНИЦТВІ БУДІВЕЛЬНОЇ КЕРАМІКИ



І.С. Суббота
доцент кафедри хімічної технології кераміки КПІ ім. Ігоря Сікорського, к.т.н., доцент



Л.М. Спасьонова
доцент кафедри хімічної технології кераміки КПІ ім. Ігоря Сікорського, к.х.н., доцент



Т.І. Булка
асистентка кафедри хімічної технології кераміки КПІ ім. Ігоря Сікорського



О.К. Нагорна
студентка кафедри хімічної технології кераміки КПІ ім. Ігоря Сікорського

Глинисті мінерали залягають на невеликій глибині та широко розповсюджені у природі. Добування цієї сировини не потребує значних витрат, роблячи її дешевою і доступною. Найбільші родовища глинистих мінералів знаходяться на території України. Будівельні матеріали – це великотоннажна продукція, перевезення якої на великі відстані істотно впливає на їх вартість, на розташування виробництва і на формування цін готової продукції.

В останні роки спостерігається динамічне зростання попиту на високоякісні будівельні матеріали, тому роботи з розроблення та впровадження нових видів керамічних виробів для будівельної промисловості є актуальними для України.

Майже всі керамічні заводи України використовують для виробництва стінових виробів та черепиці дешеву полімінеральну глинисту сировину, яка широко представлена в різних регіонах країни і суттєво відрізняється за кількістю породотвірних мінералів і домішок. Властивості глин цілком залежать від їх хімічного і мінерального складу, а також від величини їх часток. Найважливішими з них є здатність утворювати суспензії та в'язке тісто; набрякати у воді, а також їх клейкість; зв'язувальна здатність; здатність приймати і утримувати будь-яку форму в сирому вигляді (пластичність глиняного тіста) та після висихання, а після випалу набувати великої механічної міцності та водотривкості, тобто після насичення певною кількістю води не пропускати через себе воду і водні розчини, а також певна сорбційна здатність. Легкоплавкі глинисті мінерали також характеризуються малим інтервалом спікання. Зрозуміло, що не всім глинам і не в однаковій мірі притаманні перераховані властивості.

Тому основною метою науково-дослідної роботи було комплексне дослідження легкоплавких глинистих природних мінералів нашого регіону та оцінювання їх придатності для використання в технології виробництва будівельної кераміки.

У київському регіоні найбільш розповсюджена спондилова легкоплавка глина, після випалу якої черепок набуває світлого забарвлення. В ній міститься до 2 % окислів заліза та значна кількість вапна (CaO) – до 15–16 %.

На властивості глин суттєво впливають домішки. Так, при підвищеному вмісті вільного кремнезему SiO_2 , незв'язаного з Al_2O_3 , зменшується зв'язувальна здатність глин, підвищується пористість в обпалених виробах і знижується їх міцність. Сполуки заліза – сильні плавні, знижують вогнетривкість глин. Вуглекислий кальцій знижує вогнетривкість, зменшує інтервал спікання і збільшує усадку при випаленні, а також пористість і цим знижує міцність і морозостійкість виробів, виготовлених з цієї глини.

© Суббота І.С., Спасьонова Л.М., Булка Т.І., Нагорна О.К.

Об'єктами дослідження були глинисті мінерали київського регіону. Для вирішення поставлених завдань застосовували сучасні фізико-хімічні методи – рентгенофазовий, диференційно-термічний, хімічні методи дослідження сировинних матеріалів і мас на їх основі, що дало змогу оцінити особливості структуроутворення керамічних матеріалів. Для визначення хімічного та рентгенофазового складу глинистих мінералів були використані методики, що відповідають Державним стандартам України.

Найбільш детально досліджено глинисту сировину Ірпінського родовища Київської області. За результатами хімічного аналізу досліджуваний зразок вирізняється невисоким вмістом SiO_2 – 59,95 %; кількість Al_2O_3 в межах 10,5–11 %, що за класифікацією глинистої сировини відповідає групі кислих глин. За кількістю Fe_2O_3 та TiO_2 глина відноситься до сировини з невисоким вмістом забарвлюючих оксидів, 3,1 та 0,47 відповідно. Ірпінський глинистий мінерал має високий вміст карбонатів – більше 5 %, сума лужних оксидів перевищує 2 %. Кількість вільного кварцу складає 35,32 %. Сума водорозчинних солей у вихідній сировині складала 0,25 мг-екв/100 г глини, що відносить її до групи з низьким їх вмістом. Вміст інших оксидів відповідав складу, %: CaO – 10,96; MgO – 1,45; SO_3 – 1,45; Na_2O – 0,27; K_2O – 1,36. В.п.п. становив 10,52 %.

Ступінь пластичності глинистого мінералу залежить від мінералогічного і гранулометричного складу, форми і характеру поверхні зерен, а також від вмісту в них розчинних солей, органічних домішок і кількості зв'язаної води. За пластичністю глини поділяються на високопластичні (водопоглинання їх перевищує 28 %, повітряна усадка складає від 10–15 %); середньопластичні (водопоглинання 20–28 %, повітряна усадка від 7–10 %) і малопластичні (водопоглинання менше 20 %, повітряна усадка менше 5 %) [1, 2].

До складу глин входять різні за величиною частки: від 5 до 0,14 мм – це піщані фракції; від 0,14 до 0,005 мм – пилеподібні фракції і менше 0,005 мм – глинисті фракції [3]. Великий вплив на зв'язувальні властивості глин і їх усадку спричиняють фракції розміром менше 0,001 мм. Чим більше таких часток міститься у складі глин, тим вище пластичність. За рахунок зміни вмісту піску гранулометричний склад зразків часто змінюється навіть у межах одного родовища. Досліджувана нами полімінеральна глина Ірпінського родовища характеризується високим вмістом мілкодисперсних часток менше 0,001 мм – 47,4 %, при цьому кількість часток фракції 0,06 мм і більше складає всього 1,6 %. Кількість фракції 0,06–0,01 мм складає 22,14 %; 0,01–0,005 мм – 10,1 %; 0,005–0,001 мм – 19 %.

Таким чином глина, що була досліджена, відноситься до дисперсної групи з середнім вмістом крупнозернистих включень. Встановлено також присутність карбонатних включень розміром 0,5–10 мм, залізистих – 0,5–5 мм та зерен кварцу розміром 0,5–3 мм. Загальний залишок на ситі 0,5 мм становив 0,7 %, у тому числі карбонатних – 0,52 %.

За результатами диференціально-термічного аналізу (рис. 1) крива нагрівання досліджуваної сировини характеризується термічними ефектами, що відносяться до процесів виділення адсорбційної води (150 °С) і міжпакетної води (220 °С); окислення двовалентного заліза з утворенням Fe_2O_3; видалення структурної води з глинистого мінералу майже до повного руйнування решітки (560 °С); поліморфного перетворення кварцу (580 °С); втрати залишків гідроксильної води (700 °С); дисоціації карбонатів кальцію (820 °С).

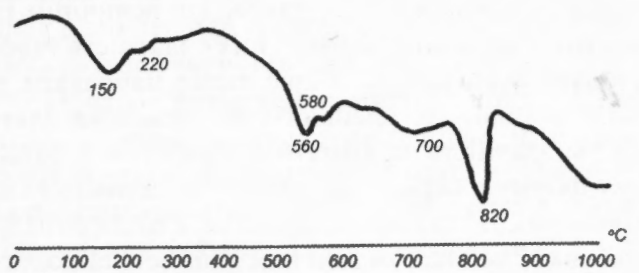


Рис. 1. Диференціальна крива нагрівання ірпінської глини

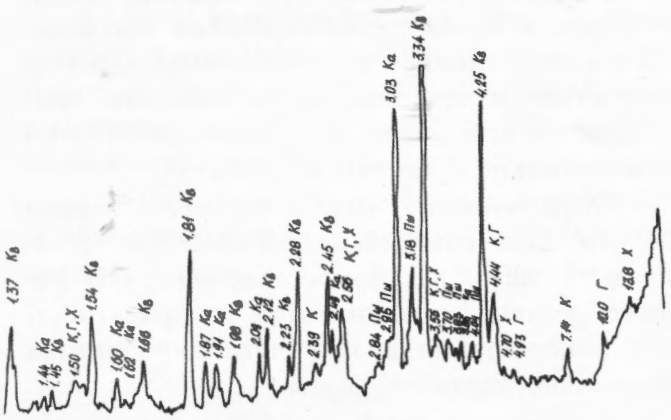


Рис. 2. Дифрактограма ірпінської глини

Рентгенофазовий аналіз вивчених зразків мінералів проводили на рентгенівському дифрактометрі ДРОН-2,0 з двома щілинами Соллера, з відфільтрованим CuKα-випромінюванням із нікелевим фільтром. Результати рентгенофазового аналізу свідчать про наявність в глині наступних мінералів: кварцу (0,137; 0,145; 0,154; 0,166; 0,181; 0,198; 0,212; 0,223; 0,228; 0,245; 0,334, 0,425 нм), гідрослюди (0,15; 0,256; 0,356; 0,444; 0,493; 1,00 нм), каолініту (0,15; 0,239; 0,256; 0,356; 0,444; 0,714 нм), хлориту (0,15; 0,256; 0,356; 0,470; 1,38 нм), польового шпату (0,284; 0,295; 0,318; 0,370; 0,383; 0,404 нм) та кальциту (0,144; 0,160; 0,162; 0,187; 0,191; 0,209; 0,249; 0,303; 0,386 нм).

За пластичністю зразок глини відноситься до середньопластичної групи сировини. Середнє значення вологості при нижній межі плинності 43,7 %, при межі розкочування – 19,7 %, число пластичності – 24. Глина високочутлива до сушіння, коефіцієнт чутливості за Чижським складає 42 с.

За вогнетривкістю досліджувана глина відноситься до легкоплавкої сировини, водопоглинання зразків за різних температур спікання наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Водопоглинання зразків київської глинистої сировини, отриманих за різних температур випалу

Водопоглинання, %, за температур випалу, °С				
900	1000	1050	1100	1150
12,9	12,5	11,7	0,3	оплав

Для виготовлення будівельної кераміки використовуються виключно легкоплавкі глини. Вони жирніші і пластичніші, що дозволяє створювати вироби ідеальної форми та потрібної міцності.

Основні переваги будівельної кераміки – це стійкість до зовнішніх атмосферних дій, морозостійкість, висока механічна міцність, пожежобезпечність, високий ступінь звукопоглинання та великий термін служби.

Фізико-механічні властивості ірпінської глинистої сировини за оптимальних температур випалу наведені в таблиці 2.

Таблиця 2

Фізико-механічні властивості ірпінської глинистої сировини (Київська обл.) за оптимальних температур випалу

Показник	Температура випалу, °С	
	950	1000
Межа міцності при стисканні $\sigma_{ст.}$, МПа	33,3	34,5
Межа міцності на вигин $\sigma_{виг.}$, МПа	2,0	2,1
Водопоглинання, %	10,6	10,4

Таким чином, можна дійти наступних висновків:

1. Гідрослюдисто-каолінітовий глинистий мінерал Ірпінського родовища за пластичністю відноситься до групи середньопластичних, за вогнетривкістю – до легкоплавкої сировини.

2. Спондилова глина Ірпінського родовища відноситься до дисперсної групи сировини з середнім вмістом крупнозернистих включень і згідно з класифікацією глинистої сировини відповідає групі кислих глин.

3. Враховуючи результати фізико-хімічних досліджень глинистого мінералу та попередні випробування, можна пропонувати його подальше дослідження як сировинного матеріалу для виготовлення будівельних матеріалів на основі легкоплавких глин [4].

[1] *Н.Т. Андріанов, В.Л. Балкевіч, А.В. Беляков та ін.* Хімічна технологія кераміки: Уч. посібник для вузів / Під ред. І.Я. Гузмана. – М.: ТОВ РІФ «БУДМАТЕРІАЛИ», – 2011. – 496 с.

[2] *Будников П.П., Полубояринов Д.Н.* Химическая технология керамики и огнеупоров: Учебник для вузов. – М.: Стройиздат, 1972.

[3] Практикум по технологии керамики. Учеб. пособие для ВУЗОВ / Под ред. проф. И.Я. Гузмана. – М.: ООО РИФ «СТРОЙМАТЕРИАЛЫ», – 2005. – 334 с.

[4] ДСТУ Б В.2.7-60-97. Сировина глиниста для виробництва керамічних будівельних матеріалів.

Надійшла 28.02.2018 р.

ВПЛИВ ЗОВНІШНІХ ФАКТОРІВ НА ЕФЕКТИВНЕ ВИКОРИСТАННЯ АБРАЗИВНОГО ІНСТРУМЕНТА



Ю.Д. Абрашкевич
професор кафедри
«Будівельні машини ім. Ю.О. Вєтрова»
Київського національного університету
будівництва і архітектури,
заслужений діяч науки і техніки України,
д.т.н., професор



Г.М. Мачишин
доцент кафедри
«Будівельні машини ім. Ю.О. Вєтрова»
Київського національного університету
будівництва і архітектури,
к.т.н., доцент



В.П. Тишковець
аспірант Київського національного
університету будівництва
і архітектури

Абразивні армовані круги в поєднанні з ручними шліфувальними машинами та переносними маятниковими пилами набули широкого застосування при виконанні масових трудомістких відрізних та зачисних операцій у процесі виготовлення металоконструкцій на заводах та монтажних майданчиках [1]. Вони експлуатуються з коловою швидкістю 80 м/с і відносяться до інструментів підвищеної небезпеки. Заводи-виробники абразивного інструмента гарантують їх безпечне використання, але при цьому не враховуються умови їх експлуатації.

У відповідності зі стандартами [2], кожен абразивний круг перед встановленням його на привідну машину повинен випробуватися користувачем на механічну міцність. Проте, враховуючи специфіку монтажних робіт, такі вимоги важко виконати, також як і випробування кругів, які розповсюджуються через торговельні мережі. Виходячи з цього, вивчалась можливість виключення цих випробувань користувачем та забезпечення безпечного використання абразивних армованих кругів. Враховуючи, що круги транспортуються та використовуються в різних кліматичних умовах, було досліджено їх вплив на міцність та зносостійкість абразивних інструментів.

Взаємозв'язок між параметрами абразивних армованих кругів і довкіллям встановлювався в процесі дослідів не тільки в природних, а також у лабораторних умовах. Викликано це тривалістю натуральних випробувань, мінливістю досліджуваних параметрів і, як наслідок, незадовільною повторюваністю отриманих результатів.

Лабораторні досліди, які імітують натуральні, виконувалися за допомогою камери штучної погоди, низькотемпературного стола, термоклава та ультрафіолетового випромінювання.

Випробування на термостійкість проводились в інтервалі температур 213…328 К протягом 24…240 годин. Встановлено, що міцність та зносостійкість кругів зменшуються при мінусових температурах. Цим пояснюється пошкодження структури абразивного інструмента внаслідок утворення мікротріщин при замерзанні води в його порах. При транспортуванні абразивних армованих кругів у різні регіони, особливо в осінньо-зимовий період, цикл «заморожування–розморожування» повторюється неодноразово. В результаті при розморожуванні мікротріщини заповнюються водою, а при заморожуванні їх кількість збільшується. Таким чином, через збільшення циклів «заморожування–розморожування» міцність та експлуатаційні характеристики абразивних армованих кругів погіршуються, що і було підтверджено (рис. 1) експериментальними дослідами. Так, в результаті п'яти циклів механічна міцність кругів зменшується майже на 30 %, а зносостійкість – на 20 %.

Вплив вологи досліджувався в діапазоні від 20 до 100 % за фіксованої температури. Встановлено, що зносостійкість і міцність кругів зменшується при вологості, яка перевищує 80 %, тобто вони мають зберігатися в сухих опалюваних приміщеннях.

Негативний вплив вологи на якість абразивних армованих інструментів було підтверджено в процесі випробування чотирьох партій кругів у природних кліматичних умовах (рис. 2).

 © Абрашкевич Ю.Д., Мачишин Г.М., Тишковець В.П.

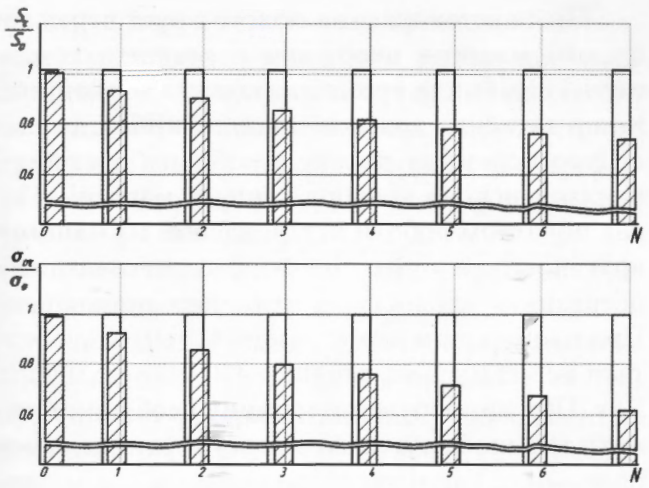


Рис. 1. Залежність зносостійкості ($S_т/S_0$) та міцності ($\sigma_{0т}/\sigma_0$) кругів від кількості циклів «заморожування–розморожування» (N):
S_0 і σ_0 – зносостійкість та межа міцності еталонних кругів, $S_т$ і $\sigma_{0т}$ – кругів, які піддавалися кліматичним впливам

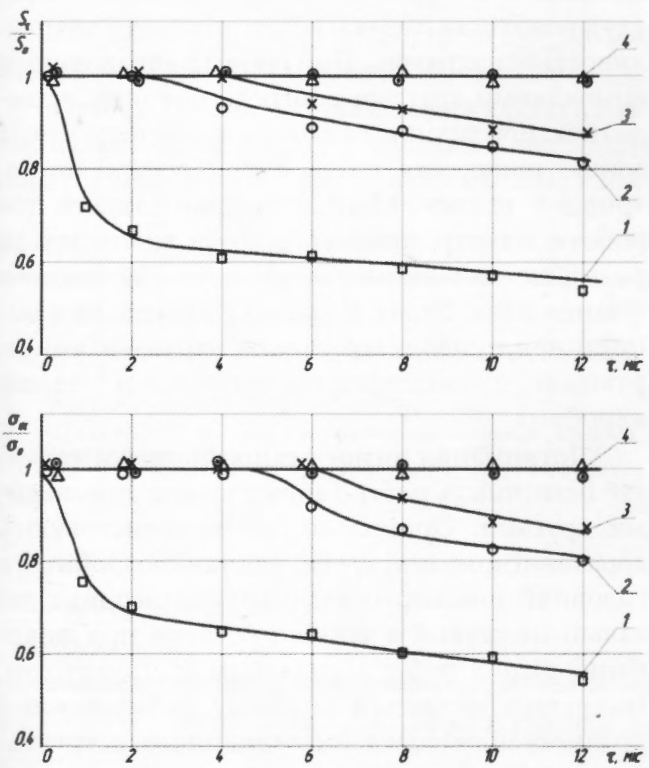


Рис. 2. Залежність зносостійкості ($S_т/S_0$) та міцності ($\sigma_{0т}/\sigma_0$) від умов і терміну зберігання кругів:
1 – на відкритому повітрі; **2** – у заводській упаковці; **3** – у заводській упаковці під навісом; **4** – на складі

Перша партія перебувала під відкритим небом та протягом дванадцяти місяців піддавалася прямому впливу атмосферних опадів, сонячної радіації та перепаду температур. Друга партія в заводській упаковці, третя, на відміну від першої, була розміщена під навісом, який захищав круги від прямого впливу зазначених факторів, а четверта – в опалюваному складському приміщенні. В процесі випробування встановлено, що міцність і зносостійкість перших трьох партій зменшилась майже на 50 %, а аналогічні показники інструментів, які зберігалися на складі, залишились майже без змін.

Максимальна інтегральна щільність теплового потоку сонячного випромінювання складає 1125 Вт/м^2, у т.ч. від ультрафіолетової частини спектра, що найбільше впливає на властивості полімерів – 68 Вт/м^2. Було використано ультрафіолетовий випромінювач, що забезпечує щільність потоку на відстані один метр у 6,1–6,3 раза вище. Під дією сонячного випромінювання в полімерних композиціях відбувається реакція деструкції, що призводить до прогресуючого зменшення молекулярної маси. Це погіршує механічні характеристики матеріалу та структурування, в процесі якого утворюються поперечні хімічні зв'язки між макромолекулами і збільшується крихкість полімеру. Відомо [3], що ці процеси можуть протікати одночасно, внаслідок чого властивості полімерної композиції стабілізуються. Не виключено, що аналогічні реакції відбуваються і в матрицях абразивних кругів, про що свідчать зміни зовнішнього забарвлення після 210 діб опромінення. Проте нами не виявлений вплив ультрафіолетового опромінення на міцність і експлуатаційні показники абразивних армованих кругів.

На основі проведених дослідів визначено, що вплив вологи негативно впливає на міцність та експлуатаційні показники абразивних кругів. Це узгоджується з результатами дослідів [4], виконаних при вивченні старіння фенольних смол, наповнених дерев'яним борошном, і пояснюється зменшенням величин сил молекулярної взаємодії між абразивними зернами, матрицею та склосіткою за наявності вологи. З метою підвищення економічної ефективності абразивних армованих кругів, яка значною мірою визначається зносостійкістю, а також їх безпекою в експлуатації, нами рекомендовано заводам-виробникам пакувати круги в герметичні пакети із термоусадкової плівки, що унеможливлює негативний вплив вологи та перепадів температур на якість абразивних кругів, так як конденсат із навколишнього середовища не проникає в полімерну матрицю абразивного інструмента.

На основі проведених дослідів розроблені рекомендації щодо умов експлуатації та зберігання абразивних армованих кругів, а також вимоги до їх пакування.

Перед встановленням на машину кожен круг ретельно перевіряється, в разі виникнення тріщин, вибоїн та інших дефектів він відбраковується.

Круги, які мають відхилення від номінальних розмірів і форми, в процесі роботи спричиняють сильну вібрацію, що негативно позначається на якості роботи, стану приводу машини та шкодить здоров'ю робітника. Особливо небезпечна вібрація при виконанні операції різання, так як биття круга викликає підвищене бокове тертя, яке, в свою чергу, може призвести до його поломки.

Круги слід використовувати тільки за призначенням. Не допускається проводити зачищення відрізними кругами через їх можливу поломку. Різати металопрокат кругами, призначеними для кам'яних матеріалів, не рекомендується через їх інтенсивне зношення під час різання.

Перед встановленням круга на машину необхідно перевірити, чи частота обертання круга відповідає частоті обертання шпинделя, яка вказана в паспорті привідної машини. Категорично заборонено встановлювати круг на машину з частотою обертання шпинделя більшою, ніж вказано на крузі – це може призвести до нещасного випадку. Якщо частота обертання шпинделя менша за вказану на його етикетці, продуктивність зменшується, а зношення інструмента збільшується.

Абразивні армовані круги слід закріплювати на шпинделі з допомогою інвентарних затискних фланців, які відповідають формі даного круга. Слід ретельно слідкувати за станом різьби на фланцях і хвостовиках шпинделя машини: не допускати використання машини за наявності вм'ятин чи інших пошкоджень. Круг повинен вільно надягатися на посадочну частину фланця, прикладати зусилля, а тим паче наносити удари категорично заборонено. Фланці слід затискати тільки з допомогою спеціальних ключів, застосовувати різного виду подовжувачі, збільшуючи силу затягування, заборонено. Напрямок різьби на кінці шпинделя повинен бути зворотнім напрямку обертання круга. При увімкненні двигуна абразивний круг не повинен торкатися поверхні, яка обробляється.

Після встановлення нового круга перед запуском машини необхідно перевірити справність і надійність кріплення кожуха до машини. Колір захисних кожухів повинен попереджувати про небезпеку дотику з робочим органом і відрізнятися від кольору корпусу машини. Перед початком роботи встановлений на машину круг повинен бути підданий короткочасному обертанню вхолосту із робочою швидкістю. При цьому круги діаметром до 400 мм слід обертати не менше 2 хв, а більше 400 мм – не менше 5 хв. При випробуванні машину необхідно тримати так, щоб круг знаходився у вертикальному положенні. У разі виявлення биття круга, машину необхідно негайно вимкнути, з'ясувати та усунути причину, яка викликала биття.

Труби, які розрізаються, профільний метал, будівельні матеріали тощо до початку роботи повинні бути надійно закріплені. При різанні круг необхідно подавати рівномірно та за можливості безперервно. При роботі з абразивними армованими кругами робітник повинен знаходитися: при різанні та зачищенні металу – поза зоною попадання іскор, а при різанні вогнетривів – шламу. Мінімально допустимий для роботи діаметр зношеного круга визначається розміром зовнішнього діаметра затискного фланця плюс 20 мм. У випадку неполадок в машині для приводу круга слід керуватися інструкцією з експлуатації, яку надає завод-виробник.

Дотримання вимог техніки безпеки гарантує безпечність робіт з абразивними армованими кругами. Організації, які використовують абразивні армовані круги, повинні розробити, а головний інженер (начальник) затвердити детальні інструкції з техніки безпеки при виконанні різних робіт абразивним інструментом. Інструкція видається кожному робітнику під розписку при проведенні первинного інструктажу з техніки безпеки.

При одночасному використанні абразивних армованих кругів та машин з електричними чи пневматичними приводами слід керуватися інструкціями з експлуатації цих машин, а також дотримуватись наступних основних вимог: до роботи допускаються особи, які мають посвідчення; круг встановлюється на привідну машину тільки при відключеній електромережі; застосовуються затискні фланці тільки від заводів-виробників машин; перед початком робо-

ти перевіряється надійність кріплення круга та кожуха; машина вмикається тільки при встановленому захисному кожусі, у закритому приміщенні використовуються пристрої, які знижують рівень шуму; забороняється провертати круг вручну при увімкненому пусковому пристрої, а також зупиняти його руками або іншими поверхнями чи предметами після вимкнення машини.

Для забезпечення безпечної роботи абразивні армовані круги слід зберігати в сухому приміщенні в горизонтальному положенні за температури не нижче 5° С, зберігання у вологих (при вологості вище 65 %) приміщеннях заборонено.

При перевезенні абразивних кругів не допускається їх контакт з металевими деталями.

Відрізні круги слід зберігати та транспортувати стосами, висота яких повинна бути не більше: 600 мм – для кругів діаметром 150–300 мм та 1000 мм – діаметром більше 300 мм.

При цьому стос з кругами слід укладати між спеціальними металевими дисками з чисто обробленою поверхнею завтовшки не менше 2 мм. Діаметр металевого диска повинен відповідати діаметру круга. Щоб уникнути викривлення відрізні круги повинні знаходитися під постійним навантаженням не менше 2–3 кг.

Зачисні круги типу 27 (5П) слід зберігати на спеціальних піддонах із стрижнем, який повинен входити в посадочні отвори кругів. При цьому круги повинні бути складені стосами не більше 300 мм.

На кожній комірці стелажа чи ящика повинна бути бирка чи наліпка, на якій приводиться повна характеристика абразивного інструмента у відповідності з його заводською етикеткою.

Особливу увагу необхідно звертати на зберігання кругів безпосередньо на робочому місці; не варто тримати запас кругів, перевищуючи потребу в них на одну зміну. Круги повинні бути складені в ізольовані комірки інструментальних ящиків і захищені від потрапляння атмосферних опадів.

Виконання приведених вимог не тільки забезпечить безпечну та продуктивну роботу абразивного інструмента, а також істотно збільшить його економічну ефективність.

[1] *Абрашкевич Ю.Д., Смірнов В.М., Пелевін Л.Є., Рашківський В.П.* Механізація трудомістких процесів. Навчальний посібник. – К.: КНУБА, 2006. – 180 с.

[2] ГОСТ Р 52588-2011 Инструмент абразивный. Требования безопасности.

[3] *Фойг И.* Стабилизация синтетических полимеров против действия света и тепла. – Л.: Химия, 1972. – 544 с.

[4] *Павлов Н.Н.* Старение пластмасс в естественных и искусственных условиях. – М.: Химия, 1982. – 275 с.

Надійшла 27.12.2017 р.

ВІТАЄМО ЛАУРЕАТА ПРЕМІЇ ІМЕНІ АКАДЕМІКА М.С. БУДНІКОВА

Рішенням президії Академії будівництва України від 22 березня 2018 року присвоєно звання лауреата премії Академії будівництва України імені академіка М.С. Буднікова

Доценту кафедри основ архітектури та архітектурного проектування КНУБА, кандидату архітектури, активному дописувачу журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»

СЬОМЦІ Сергію Володимировичу

за цикл книг «Теорія проектування та будівництва»

ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !

Вимоги щодо публікації статей:

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

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

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

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 2 від 24.05.2018 р.)

Адреса редакції та видавця: вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02125, ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

тел. (044) 516-52-85, 543-98-36 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 24.05.2018 р. Формат 60 × 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.
Тираж 300 прим.
Віддруковано ТОВ «Поліпрінт», вул. Лугова, 1-А, м. Київ, 04074, тел. 464-17-91
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1250 від 22.02.2003 р.

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