



НАУКА



ТА БУДІВНИЦТВО

1 (23) '2020

Виходить чотири рази на рік

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Заснований в лютому 2014 року.

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 20575-10375 Р від 24.02.2014 р.

Журнал входить до міжнародної наукометричної бази даних Copernicus з №1(15) 2018 року
<https://journals.indexcopernicus.com/search/details?id=63800&lang=pl>

Головний редактор:

Фаренюк Г.Г., д.т.н., Україна

Заступник Головного редактора:

Калюх Ю. І., д.т.н., проф., Україна

Редакційна колегія:

Балаш Георгій, д.т.н., проф., Угорська Республіка
Бамбура А. М., д.т.н., проф., Україна
Брандль Хайнц, д.т.н., проф., Австрійська Республіка
Ванічек Іван, д.т.н., проф., Чеська Республіка
Жусупбеков А. Ж., д.т.н., проф., Республіка Казахстан
Ковров А. В., к.т.н., проф., Україна
Назаренко І. І., д.т.н., проф., Україна
Немчинов Ю. І., д.т.н., проф., Україна
Савицький М. В., д.т.н., проф., Україна
Шейніч Л. О., д.т.н., проф., Україна

Виконавчий редактор: Овсяннікова Т.М. к.т.н., с.н.с., Україна

Комп'ютерна верстка: Чорна К.В., Україна

Затверджено до друку Науково-технічною радою ДП НДІБК (Протокол №2 від 27.02.2020).

Журнал включено до переліку наукових фахових видань, в яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт (Затверджено наказом Міністерства освіти і науки України від 06.03.2015 р. № 261).

При передруках посилання на «Наука та будівництво» є обов'язковим. Редакція не завжди поділяє думку авторів.

Адреса редакції: вул. Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037, тел.: + 38 (044) 249-38-04
E-mail: journal@ndibk.gov.ua,
www.journal-niisk.com

© "Наука та будівництво" 2020

Підписано до друку: 28.02.2020

Віддруковано: Товариство з обмеженою відповідальністю «Мастеркниг», 02000 м. Київ, вул. Максима Кривоноса, 2Б

Свідоцтво про реєстрацію суб'єкта видавничої справи ДК №3861 від 18.08.2010

Замовлення №1603-20 від 02.03.2020 року

Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

5

Калюх Ю.І., Іщенко Ю.І.

Теоретична концепція та практична реалізація нової інтегрованої методології систем раннього попередження про зсувну небезпеку

20

Марьенков Н.Г., Бабик К.Н., Богдан Д.В.

Оценка несущей способности строительных конструкций железобетонной вентиляционной трубы высотой 150 м на основе натурных и численных исследований

29

Жарко Л.О., Овчар В.П.,

Тарасюк В.Г., Фесенко О.А.,

До питання міцності і класу бетону на стиск в конструкціях

38

Климович И.М., Нестеренко Ю.О.

Использование международного опыта механической стыковки арматуры в Украине

46

Баранов П.Ю., Кошелєва Н.М., Башкіров Г.Б.

Особенности упрощенных расчетов при обстеженні будівельних конструкцій існуючих будівель (проблеми допустимості та обґрунтованості)



1 (23)'2020

Published four times a year

FOUNDER

State enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions»

Founded in February 2014.

Certificate of state registration

KV № 20575-10375 R dated on 24.02.2014

The journal is included in the Index Copernicus scientific database from №1(15) 2018

<https://journals.indexcopernicus.com/search/details?id=63800&lang=pl>

Editor-in-chief::

Farenjuk G., Dr., Ukraine

Deputy editor-in-chief:

Kaliukh Yu., Dr., Prof., Ukraine

Editorial Board

Balazs G., Dr., Prof., Republic of Hungary

Bambura A., Dr., Prof., Ukraine

Brandl H., Dr., Prof., Republic of Austria

Kovrov A., PhD, Prof., Ukraine

Nazarenko I., Dr., Prof., Ukraine

Nemchynov Iu., Dr., Prof., Ukraine

Savytskyi M., Dr., Prof., Ukraine

Sheinich L., Dr., Prof., Ukraine

Vanicek I., Dr., Prof., Czech Republic

Zhussupbekov A., Dr., Prof., Republic of Kazakhstan

Executive Editor: T. Ovsyannikova, PhD, Ukraine

Computer layout: K. Chorna

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № 2 dated on 27.02.2020)

Journal is included in List of the scientific professional issues, where the dissertation works results may be published (It is approved by order of Ministry of education and science of Ukraine, dd. 06.03.2015, № 261).

The referencing on «Science & Construction» is obligatory when reprinting. The Editorial Board may be not agreed with authors' opinion.

Address of Editorial Board:

5/2 Preobrazhenska str., Kyiv-37, 03037,

tel.: + 38 (044) 249-38-04

E-mail: journal@ndibk.gov.ua,

www.journal-niisk.com

© «Science & Construction», 2020

Signed for printing: 28.02.2020

Printed: Master book Limited Liability Company 2B Maksyma Kryvonosa St., Kyiv, 02000

Certificate of Publishing Business Entity Registration DK No. 3861 of 18.08.2010

Order №1603-20 from 02.03.2020

Drawing: 100 copy

CONTENT

5

Kaliukh Yu.I., Ishchenko Yu.I.

Theoretical concept and practical implementation of the new integrated methodology for landslide hazards early warning systems

20

Marienkov N.G., Babik K.M., Bogdan D.V.

The civil structures bearing capacity assessment for 150 m high reinforced concrete ventilation pipe based on the field and numerical surveys

29

Zharko, L.O., Ovchar, V.P., Tarasiuk, V.H., Fesenko O.A.

Compressive strength and grade of concrete in structures

38

Klymovych I.M. Nesterenko Yu. O.

Use of an international experience of mechanical reinforcement bars splicing in Ukraine

46

Baranov P. Yu., Koshelieva N.M., Bashkirov H.B.

Features of simplified calculations at surveys of construction structures existing buildings (problems of admissibility and validity)



Doi: 10.33644/01103

UDC 627.26:624.131



KALIUKH Yu. I.

Doctor of Engineering Science,
Professor, Lead Researcher,
State Enterprise "The State
Research Institute of Building
Constructions", Kyiv, Ukraine,
e-mail: kalyukh2002@gmail.com
tel.: +38 (044) 249-38-80
ORCID: 0000-0001-7240-4934



ISHCHENKO YU. I.

Head of Laboratory,
State Enterprise "The State
Research Institute of Building
Constructions",
Kyiv, Ukraine,
e-mail: ischenko@ndibk.gov.ua
tel.: +38 (050) 415-37-34
ORCID: 0000-0001-6046-8180

THEORETICAL CONCEPT AND PRACTICAL IMPLEMENTATION OF THE NEW INTEGRATED METHODOLOGY FOR LANDSLIDE HAZARDS EARLY WARNING SYSTEMS

ABSTRACT

The global climate changes and continued expansion of land use result in a tangible raise of the landslides frequency and intensity. Landslides are an important component of a number of major natural disasters and are charged with far greater losses than it is generally recognized. Usually, they are referred to in connection with floods, earthquakes or volcanoes eruptions with the losses from landslides often exceeding all other damages from a general disaster. During the last decade (from 2000 to 2009), the natural disasters damaged and destroyed about one million objects directly affecting nearly 2.5 billion people around the world. Every year in Europe about 20 major landslides occur, and this considerably exceeds the number of floods, earthquakes and hurricanes. Early warning systems are an effective tool for preventing and mitigating the risks associated with the occurrences of various types of threats (including landslides). The paper presents and describes the concept and practical implementation of the new integrated methodology (NIM) for early warning systems (EWS), which is based on the integration of modern monitoring technologies and comprehensive numerical modeling of an object under study. The basic concept of an EWS installed on landslides is that the elements at risk, especially people being away from the dangerous area, must have sufficient time to evacuate, if an imminent collapse is expected. Therefore, the effective EWS shall include such four main sets of actions: monitoring of the observed object activity, i.e. the data collection and transmission, as well as the equipment maintenance; the analysis and modeling of the observed and studied object;

warning, i.e. the dissemination of simple and clear information about the observed object; the effective response of risk exposed elements; full understanding of risks. The examples of the practical application of the proposed integrated methodology to various construction projects and natural and technological systems are given, including 1) the Central Livadia Landslide System and Livadia Palace, 2) a system for landslide hazard areas monitoring in the Kharkiv region; and 3) a landslides early warning system using unmanned aerial vehicles as a specialized monitoring system for shear deformations.

KEYWORDS: Concept, methodology, hazard early warning, monitoring and numerical modeling.

**ТЕОРЕТИЧНА КОНЦЕПЦІЯ ТА ПРАКТИЧНА
РЕАЛІЗАЦІЯ НОВОЇ ІНТЕГРОВАНОЇ
МЕТОДОЛОГІЇ СИСТЕМ РАНЬОГО
ПОПЕРЕДЖЕННЯ ПРО ЗСУВНУ НЕБЕЗПЕКУ**

АНОТАЦІЯ

Глобальні кліматичні зміни і триваюче збільшення землекористування викликають помітне збільшення частоти та інтенсивності зсувів. Зсуви є важливою складовою низки значних стихійних лих і несуть відповідальність за набагато більш великі втрати, ніж загальновизнано. Зазвичай часто про зсуви згадують у зв'язку з поведінками, землетрусами або виверженнями вулканів навіть при тому, що втрати від зсувних руйнувань можуть перевищувати всі інші збитки від загальної катастрофи. Протягом останнього десятиліття (з 2000 по 2009) стихійні лиха пошкодили та зруй-



нували близько одного мільйона об'єктів, що безпосередньо торкнулося майже 2,5 млрд людей в усьому світі. Щорічно у Європі трапляється близько 20 великих зсувів – значно більше, ніж повеней, землетрусів та ураганів. Системи раннього попередження про небезпеку є ефективним інструментом для запобігання та пом'якшення ризиків, пов'язаних з виникненням різного типу загроз (зсувів у тому числі). У статті представлена і описана концепція та практична реалізація нової інтегрованої методології систем раннього попередження, яка заснована на інтеграції між сучасними технологіями моніторингу і всебічним чисельним моделюванням досліджуваного об'єкту. Основна концепція EWS, встановлених на зсувах, полягає в тому, щоб елементи, котрі схильні до ризику, особливо люди, що знаходяться далеко від небезпечної зони, мали достатньо часу для евакуації у випадку очікування неминучого колапсу. Тому дійова і ефективна EWS повинна включати в себе чотири основні набори дій: моніторинг активності об'єкта спостереження: збір даних, передача і обслуговування обладнання; аналіз і моделювання досліджуваного об'єкта; попередження - розповсюдження простої і зрозумілої інформації про об'єкт спостереження; ефективна реакція у відповідь елементів схильних до ризику; повне знання ризику. Наведено приклади практичної реалізації запропонованої інтегрованої методології для різних будівельних об'єктів та природно-техногенних систем: 1) Центральна Лівадійська зсувна система та Лівадійський палац, 2) система моніторингу зсувонебезпечних ділянок Харківської обл., 3) система раннього попередження зсувів з використанням безпілотних літальних апаратів в якості спеціалізованої системи моніторингу зсувних деформацій.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: концепція, методологія, раннє попередження про небезпеку, моніторинг, чисельне моделювання.

INTRODUCTION

The global climate changes and continued expansion of land use result in a tangible raise of the landslides frequency and intensity. Landslides are an important component of a number of major natural disasters and are charged with far greater losses than it is generally recognized. Usually, they are referred to in connection with floods, earthquakes or volcanoes eruptions with the losses from landslides often exceeding all other damages from general disasters. During the last decade (from 2000 to 2009), the natural disasters damaged and destroyed about one million objects directly affecting nearly 2.5 billion people around the world. Every year in Europe about 20 major landslides occur, and this considerably exceeds the number of floods, earthquakes and hurricanes [1].

In the USA all states and territories suffer from landslides and other soil problems. Moreover, in 36 states the landslide hazard has changed from moderate to extremely dangerous. Landslides in the United States are a serious hazard and every year result in significant human and financial losses amounting from 25 to 50 deaths and from one billion to three billion dollars damages [2]. In Ukraine landslides are on the top in terms of caused losses and their number has increased by 1.3 times over the last 15 years and approximately by 3 times during 30 years [3].

Massive landslides were observed in Kyiv in April 2014: "The landslides have again become more active in Kyiv. Soil already slumps at 131 sites all over the city (last year there were 125 such areas). Experts say the city could be threatened by large-scale land slips, because caving soil can damage roads, houses, water supply system, heating mains and gas pipelines" [4].

The landslide hazards study requires the answers to two fundamental questions:

1. "Where and when can landslides occur?" and
2. "How to avoid them or mitigate their consequences?"

The early stage of the landslide hazards automated study has begun with a variety of monitoring systems, the main role of which was to collect information about an object or phenomenon under study.

The term "monitoring" originates from the English verb "to monitor" (to check, supervise, watch or keep track of) derived from Latin *monit* - 'warned' or *monere* - to warn, admonish or remind. In a variety of scientific and practical activities, the method of observation has been used for a long time as a method of knowledge acquisition based on relatively long-term, purposeful and systematic perception of objects and phenomena of the surrounding environment. The brilliant patterns of the nature observation management were described in the first century AD in the *Natural History* (*Naturalis Historia*) by Pliny the Elder (*Gaius Plinius Secundus*). The work was divided into 37 books organized into ten volumes. They covered topics including astronomy, geography, geology, zoology, botany, mineralogy etc. and became the most complete encyclopedia until the Middle Ages [5].

The organization of observations of the hydrocarbon oxide content in coal mines air in England and Belgium more than 100 years ago can be considered as the environmental monitoring historical beginning. For those observations canaries, guinea pigs and cockroaches were used as some kinds of sensors [6]. The systems for recording and accumulating information are the simplest forms of monitoring or of monitoring systems (MS). The historical sciences, which gather and analyze the data on historical facts and events, seem to be the oldest among such systems. In the 20th century, due to the modern information and analytic bases



and the computerization of all fields of science and technology, the monitoring systems have spread everywhere, including technology [7], economics [8], medicine and sociology [9], public administration etc [10-11].

There are many various definitions of monitoring, for instance:

1. Monitoring (Latin monitor - who reminds or warns) is a complex system of observations, assessments and predictions of changes in the states of a technical object or its individual elements and nodes under the various actions influences.
2. Monitoring can be understood as the continuous observation of system component elements or the system as a whole to establish their development regularities, forecast the development, make the managerial decisions and control their implementation results [12].
3. Seismo-acoustic monitoring is based on the observation of the seismo-acoustic wavefield of the object under study. At present the physical, geological and methodological principles of seismo-acoustic monitoring [13] are being developed. They will provide for the possibilities to detect and interpret the seismic wavefields variations by the available hardware, methodological and computational tools [14].
4. Monitoring can be regarded as a set of operations on data collection, accumulation and transformation in order to extract from them an information in a form, which can best satisfy the information needs of the user, and with the maximum possible computerization of its following components [15]:
 - content-related component covering the information technology processes of preparation and design including problems statement, used models and methods of applied mathematics and information support;
 - functional component including complex documenting, circulation and processing of information;
 - system activities component formalizing the human activities structural units, including reasoning, interactive modeling abilities, procedures and technologies, in compliance with a powerful computing base, i.e. system-wide and hardware equipment.

The purpose of monitoring is to determine the time points, at which the deviations from the normal operation of the object under study occur. The main role in monitoring belongs to the information system for the observations and assessment of object current state and trends of technical state (TS) variation under the operating conditions. The amount of experimental data obtained during monitoring

constitutes the scientific basis for planning the measures to resume the technical state and the optimal methods to achieve this goal (by time, cost, parts and mechanisms replacement necessity etc.).

The main task to be solved in the monitoring process is the detection and assessment of the recorded field deviation from the stationary state. But prior to this, at a preliminary stage, it is important to study and find the stationary state characteristics. The mathematical modeling use makes it possible to assign a certain set of technical state indicators, which correspond to the normal or optimal state of the object under study, to a given natural or technical object. To identify the object state by means of analysis, the most informative indicative parameters, the combination of which represents the state of the object under study, should be selected. For observations the indicative areas, nodes and mechanisms, that is, areas with the most dynamic (or, on the contrary, stable) state variations can also be chosen. In the process of monitoring, the indicative parameters actual values shall be recorded [16 and 17].

In 2001 the President of the National Academy of Sciences of Ukraine, the academician B.E.Paton in his report on the problems of constructions, buildings and equipment resources in Ukraine presented at the scientific and practical conference "Reconstruction of buildings and structures. Experience and problems" noted that in recent years a new direction of the continuous monitoring of the state of the most loaded elements, the failure of which can cause significant consequences, has been developed in order to improve the critical structures safe operation. **Special systems for monitoring** the structures state have been worked out. They allow estimating both the actual loading (for example, in case of earthquakes) and the degradation of the structural elements resistance against real loads. A wide range of such solutions relating to bridges, dams, tunnels, bridge railroads etc. and taking into account the requirement of their reliable service during a period from 50 to 100 years are known in the USA and Europe. Such systems differ in the type of sensors and the saturation of an interface for recording, storing, transferring and processing measurement results. The equipment should meet the high requirements of performance reliability during long service life. A very important issue is cost, since in the real structures the number of "hot spots", that is, the sensors installation places, can reach several thousands. Nevertheless, the costs of such systems for monitoring the structures state can be fully compensated by means of the accidents risks reduction, which now is well understood in the advanced economies of the world. Monitoring should be an integral part of any meaningful activity. The lack of monitoring leads to a loss of the link between an activity and its results, which, after all, inevitably leads to emergencies occurrences.



In view of the fact that monitoring systems relate to the information technologies field, since 2001 they have undergone very thorough changes. As a result, the information technologies, hardware and strategies for landslide analysis and soil disaster risks mitigation require permanent and continuous improvement by various means, including landslide hazard early warning systems (LH EWS).

CONCEPT OF THE EARLY WARNING SYSTEMS NEW INTEGRATED METHODOLOGY (EWS NIM)

As defined by the UN International Strategy for Environmental Disaster Reduction (UN International Strategy for Disaster Reduction, UNISDR 2009), the Early Warning System (EWS) is “the set of capacities needed to generate and disseminate timely and meaningful warning information to enable individuals, communities and organizations threatened by a hazard to prepare and to act appropriately and in sufficient time to reduce the possibility of harm or loss” [18].

This general definition can be applicable to any danger and does not contain a direct reference to landslides. Regardless of the definition and the hazard considered, EWS is used to reduce the risk by affecting the impact on exposed elements. The basic concept of EWS installed on landslides is that the elements at risk, especially people being away from the dangerous area, must have sufficient time to evacuate, if an imminent collapse is expected.

Therefore, an effective EWS shall include such four main sets of actions [19]:

- Monitoring of the observed object activity, i.e. the data collection and transmission, as well as the equipment maintenance;
- The analysis and modeling of the observed and studied object;
- Warning, i.e. the dissemination of simple and clear information about the observed object;
- The effective response of risk exposed elements; full understanding of risks.

The key to the successful application of landslides EWS is the system ability to identify and measure in real time a limited number of important indicators called precursors that precede landslide catastrophic movements including disturbances and collapses. The recent advances in the development of control and measuring equipment in conjunction with GPS and photogrammetric techniques have increased the potential for obtaining the highly reliable measurements of various parameters, which then can be used to detect landslide activity preceding the entire slope breakage [20-28].

It is quite obvious that whenever the mechanics and instability mechanism of a particular slope are ignored, it may be difficult or simply impossible to rely solely on the analysis based on the surface displacements and velocities measurements.

Therefore, it is necessary to describe the landslide forerunners for the purposes of early warning about soil movements [29-31].

As EWS in its components is time-sensitive or stochastic errors susceptible, it is necessary to develop the EWS designing methodology, which will determine the methods for integrating the monitoring information sources, identifying the potential hazard thresholds and assessing the associated risks within the frameworks of an explicit cause-and-effect analysis. Since both the corresponding forerunners and the landslides characteristic elements can vary depending on the landslide type and its location (urban, rural or mountainous areas), each EWS can be tailored for each particular landslide area to be investigated.

The **LH EWS NIM** is usually based on a real-time monitoring of the landslide surfaces displacements and displacements velocities (I), as well as on the realistic numerical prediction of their behavior (II), i.e., the methodology is ensured by the use of these both approaches (I&II) taken together.

The **LH EWS NIM** consists of four main components shown in the block-diagram of fig. 1.

Each module performs certain functions. The surface displacements and velocities are chosen here as precursors, although the methodology architecture has been designed to ensure compatibility with a wide range of precursors that would be used for the various types of landslides. The LH EWS methodology includes four main elements as follows:

1. Special monitoring module;
2. Integrated monitoring module;
3. Module of characteristics description and mathematical modeling;
4. Module of analysis (verification).

Modules 1 through 3 are the input data sources for the decision-making algorithm (orange dotted frame at the bottom of the flowchart). The algorithm allows the continuous assessment of hazard levels and identifies the appropriate actions to be taken to ensure an adequate safety level for elements exposed to risk.

In Fig. 1 there is also the time scale (t_0 , t_1 , t_2 and t_3), which should be as follows:

- t_0 can be considered as the initial control time. For the first occurred violation of a soil, the value of t_0 represents a period of time prior to landslides emergence. For a dormant or potential landslide, t_0 represents the landslide reactivation time;
- t_1 is a time directly from the moment immediately after t_0 to about the next three days;
- t_2 is a time from 3 to about 20 days after t_0 ;
- t_3 is a time exceeding 20 days after t_0 .

The **special monitoring module (1)** is the first to be triggered and to ensure the EWS setting at t_1 period when the critical conditions require the warning system immediate activation. Modules 2 and

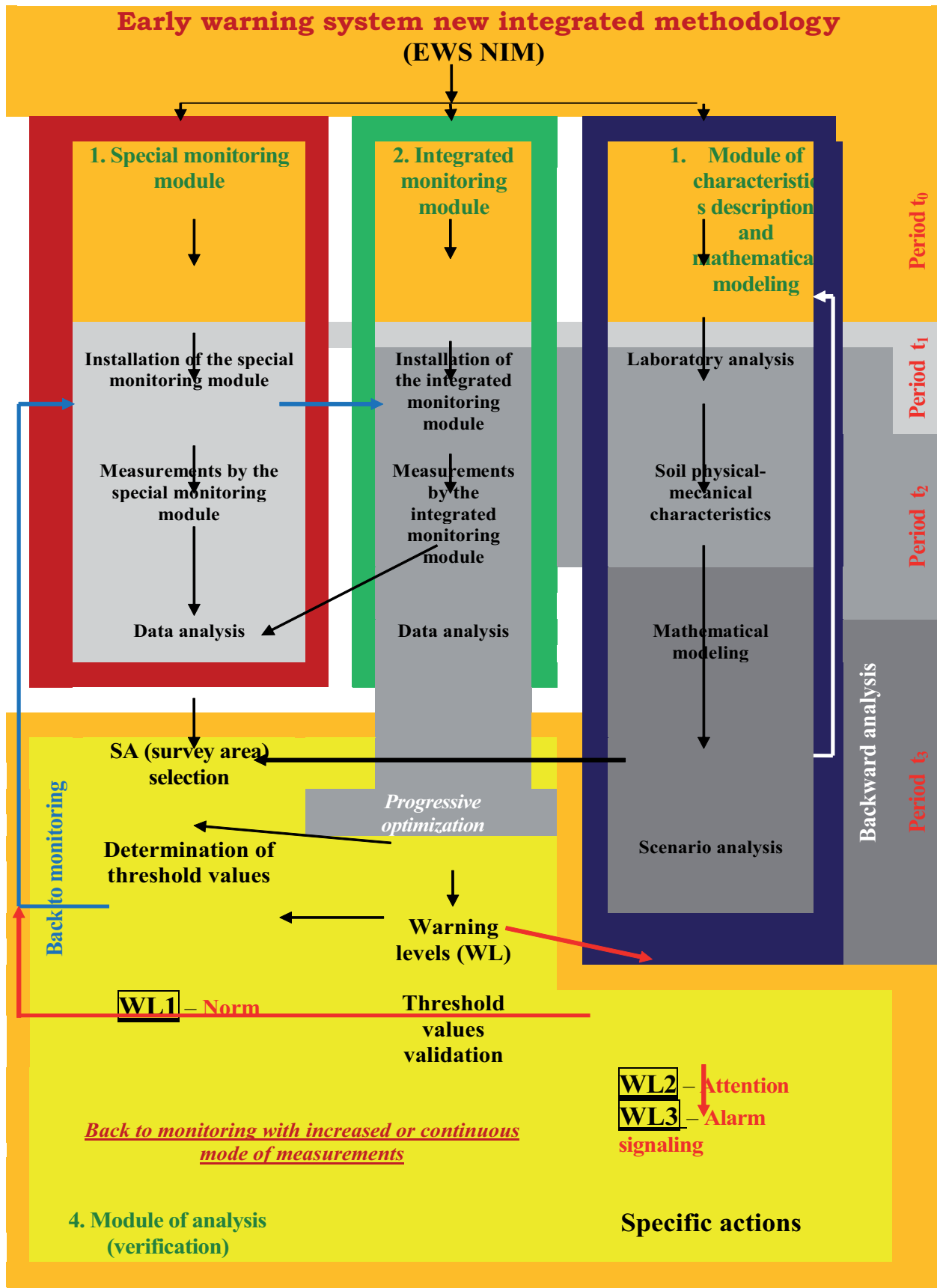


Figure1 – LH EWS NIM block-diagram



3, which perform the general monitoring (2) and characteristics description and modeling (3), can be started simultaneously, but this requires additional time to provide for the feedback (outputs) useful for the EWS optimization.

For instance, among all known landslide monitoring systems there is the GBInSAR system, which is unique due to its radar capabilities for measuring the surface bias field and velocity with millimeter accuracy over the entire landslide (or pit surface) practically in real time with a detection frequency of several minutes under any weather conditions without the necessity of any contact sensors installation on a landslide [32-33]. These functions allow obtaining the maps of the monitored area displacements and velocities in a few hours after the system setting (t_1). The possibility of obtaining the displacement maps, which are updated every 10 minutes or less, fully meets the real-time monitoring system requirements, especially in emergency conditions, and is an important additional advantage of such a monitoring system [32-33].

The integrated monitoring module (2). The integrated monitoring module covers all operations related to the installation, collection and processing of data obtained from the geotechnical instruments (piezometers, inclinometers, extensometers, crack measuring devices etc.) arranged on the landslide and from the additional remote sensing equipment (i.e., a ground-based laser scanner, tachometers, photogrammetric devices etc.) that can be used to monitor the landslides [34-35]. The equipment arrangement on the site also implies the need for the staff and mechanisms to have an access to the works on the control points installation. Due to the time constraints, the availability of data from the standard monitoring module generally differs by a few days or weeks (t_2) after the occurrence of the first ground failure. If the devices are equipped with sensors that perform an effective procedure of data analysis in real time, it is possible to get a significant reduction of time required to get to the “core” algorithm of the decision-making unit.

The module of characteristics description and modeling (3). This module performs field studies (geological, geomorphological, structural and geophysical), laboratory tests on undisturbed and broken rocks and numerical modeling for the study of landslide triggering conditions and its evolution scenarios. All these activities usually require some time and their execution takes from one week to several months (t_2 - t_3) after the landslide occurrence. The time spent for field surveys and on-site investigations is generally proportional to the level of detail. Field studies and on-site tests may begin within some days or weeks after the onset of instability (t_1), but to obtain reliable results, which will be used at the next stages (t_2), the basic time is required. Geotechnical laboratory tests also require some time to ensure the valid geomechanical

parameters for numerical modeling. Laboratory tests, however, are a fundamental stage for obtaining the quantitative characteristics of undisturbed and broken rocks properties and provide the input parameters for numerical modeling. The selection of tests to be necessarily carried out is based on the soil physical and mechanical characteristics and the mechanism leading to this landslide instability.

Once the undisturbed and broken rocks characteristics determination is completed, the process of numerical modeling of the slope instability (t_3) may begin. Since the landslides analysis is often complicated because of the geometry or topography, material anisotropy, nonlinear behavior, stresses within slopes and the related processes presence (e.g., hydromechanical behavior), numerical modeling is the only solution that will properly use and take into account all these interactions.

The reverse analysis process [36, 37] based on the monitoring data obtained by GBInSAR or conventional monitoring methods, as well as the continuous calibration of numerical and physicomachanical parameters allow using with increased confidence the mathematical modeling results in the landslide scenario analysis for early warning purposes. Therefore, the numerical modeling results can forecast the landslide kinetic energy, displacement and velocity of a moving mass, its depth and final configuration after the deposition.

Verification module (4). The verification module is the last component, which represents the decision-making algorithm in the integrated methodology. It provides for a set of operations necessary for the constant and continuous determination of real-time hazard levels associated with the observed object of instability using data from at least one of the previously described analysis modules. The module of decision-making in compliance with the time variable can be ready for analysis performance within the interval from t_1 (a few hours after the landslide beginnings) to t_3 (several weeks) depending on the particular combination of chosen analysis modules. In this sense, it does not present any special restrictions as to the time of its operation activation.

The results of GBInSAR and other monitoring modules operation are consistent with the landslide kinematics determination and the subsequent interpretation of landslide displacement models. Various areas in complicated landslides may be characterized by different types of movements, velocities and volumes, and may manifest various short- and long-term behaviors under the actions of various “triggers” (e.g., precipitation). This can be explained by the introduction of the “Region of Interest” (ROI) concept. The ROIs are the landslide parts characterized by a uniform kinematic behavior (i.e., type, direction, displacement and velocity of motion) and a certain degree of activity.

After the ROI is determined, the next step in the



algorithm is the selection of the threshold values that will be used in the decision-making algorithm. The general criteria for choosing adequate threshold values include the necessity to predict the landslide evolution scenario (or slope degradation modes) and the time required for a competent response. In the proposed methodology in the case of information unavailability, for instance, from the landslide monitoring network, the verification module is activated only via the radar monitoring module (time point t_1). As a consequence, the threshold values will be conservative to a large extent and will be selected by the method of expert ratings assessment. As the first data of GBInSAR monitoring are becoming available, it becomes possible to analyze the time series for various points of the landslide under study to gradually optimize the previously selected threshold values. At time point t_2 (from days to weeks after the landslides occurrence) this improvement can be ensured by other general (standard) monitoring data. The further and more reliable optimization of the threshold values, which will be taken for the landslide long-term monitoring, should be carried out at the time point t_3 based on the results of

set of responses that indicates, which actions (i.e., “What to do?” and “Who is responsible?”) should be activated to mitigate the landslide hazard. A comprehensive consideration of specific actions is far beyond the scope of this report, since social, economic and political aspects that can be learned only from specific interdisciplinary risks assessment studies shall be taken into account. In the proposed scheme, the responses associated with each warning level have a feedback with the monitoring modules (1-3). When a certain threshold level is reached, the measurement frequency increases under the alarm condition until the maximum frequency of sensors scan is obtained and continuous monitoring is ensured. Once the hazard levels (warnings) and the corresponding threshold values are defined, the verification module (4) continuously compares in real time the results of the measurements in the selected quantity of ROI data with predetermined threshold values. The software is able to display in real time the maps of displacements and velocities generated during the processing, as well as to make the hazard level maps of controlled landslide area available on-line.

Table 1 - Warning levels accepted for an early warning system [38]

Warning level	Description	Trigger	Response
WL1 – norm	Seasonal or long-term change of characteristics – Seasonal activity	Seasonal thresholds values are not exceeded	The standard measurement frequency. The check of seasonal variations.
WL2 – Attention	Changes of characteristics according to seasonal trends – Increased activity	Exceeding of relative threshold values	The measurement frequency increase. The preparation to the alarm raise.
WL3 – Alarm signaling	Acceleration of characteristics changes – Collapse is probable	Exceeding of relative threshold values and/or expert ratings	The maximum frequency of measurements. The twenty-four-hour observations. The manpower resource is necessary. Communicating with the population. The preliminary elaborated plan of actions to be implemented.

the characteristics description and mathematical modeling module (3).

In the proposed methodology, a typical set of three warning levels (WL1, WL2 and WL3) is used and, consequently, a two-threshold system (attention and alarm) is adopted (see table 1).

Each level of warning is then associated with the state of the landslide activity (normal or seasonal activity, increased activity or possible collapse) and activated by exceeding the corresponding threshold (boundary) value. For each warning level there is a

THE PRACTICAL IMPLEMENTATIONS OF THE LANDSLIDE HAZARDS EARLY WARNING SYSTEMS NEW INTEGRATED METHODOLOGY (LH EWS NIM)

1. As the first illustration of the LH EWS NIM practical embodiment the project «System of monitoring the Central Livadia landslide system (CLLS) and Livadia Palace» [34, 39, 40] implemented during 2002-2014 (Project Chairman Yu.I.Kaliukh) can be taken. In this project unit 2, unit 3 and partially unit 4 of the four units of the LH EWS NIM were implemented.

To study the CLLS geological environment state the monitoring system was developed and technically implemented on the computer. Heliogenic parameters included solar activity, changes in temperature and humidity regimes, the nature and intensity of precipitation, wind activity etc. The data were manually loaded into the computer. Lithogenic parameters were presented by a set of conditions and factors characterizing the mechanism and dynamics of changes in the equilibrium state of the CLLS slopes. The system performed the following actions:



1. Control of the CLLS reference points displacements by means of landslide surface visual observations and subsequent manual loading of information into the PC.
2. The continuous real-time monitoring of the deviation angle changes evolution for selected areas and zones within the landslide massif with the use of high precision electric inclinometers, filtering of electrical signals, converting of analog signals into a digital code by means of the analog-to-digital converter (ADC) and data real-time downloading into the PC.

The processing of the measurement results showed the following facts [41-44]:

1. The southeastern wing of the Livadia palace performs continuous waves relative to a certain intermediate position. These vibrations are of a noticeable periodic nature with a period being defined as twenty-four hours. The daily vibrations amplitude varies within the range of approximately 1.5 angular minutes, that is, about 45 angular seconds to every side away from the intermediate position. The vibrations are directed relative to the transverse building axis.
2. Sometimes (for instance, on February 13-14, February 26-27 and March 22-23, 2002), the Livadia Palace tilt angle increase was recorded. In those cases, the amplitude increased to 6 angular minutes. The calculation results showed that the usual daily vibrations were 1.9 mm to each side from the intermediate position, but on the mentioned days the vibrations were about 4.2 mm to each side from the intermediate position.
3. The exact correlation of those factors with the Livadia Palace civil structures dynamics was not proved because of the frequent forced breaks in the monitoring system operation. Such breaks were caused by the necessity to fulfill the mandatory requirements of the Security Service of Ukraine during the various official events of the All-Ukrainian and local (Yalta and Livadia) levels in the Livadia Palace and preliminary preparations for them. Since January 2014, the monitoring of the CLLS and the Livadia Palace has been completely ceased because of the Crimea occupation by Russia.

2. The project "System of GIS-monitoring of the landslide hazard

slopes in Kharkivska oblast by means of ERS" [45-47] implemented during 2008-2011 (Project Chairman A.N.Trofymchuk) can be taken as the second illustration of the LH EWS NIM practical embodiment. In this project the unit 1, partially unit 3 and partially unit 4 of the four units of the LH EWS NIM were implemented.

As the basis for the proposed structure of the landslide hazard slopes information system the proprietary database and GIS (fig. 2) were taken. The developed database had an information and reference character and contained the brief information about fifty-two certificates of the Kharkiv region landslide areas and the data on the total precipitation during twenty years from 1983 to 2002 at the Kharkiv region meteorological stations. The database information could be used for the rapid assessment of landslides formation risk. The GIS contained the multilayer information on relief, gradients of slopes, hydrographic network, roads, landslide areas etc.

It was found that with the decrease of the distance between a road and landslide areas, the number of landslides increases. Despite the fact that the Kharkiv region territory is relatively small in size, its main part is struck by the landslide processes, which should be constantly monitored.

The GIS adaptation to the existing database of the Kharkiv region landslide hazard massifs (LHM) facilitated the clarification of the following connections: "landslides density - area flooding", "the number of landslides - the amount of precipitation", "slump deformations - slope gradient", "slump

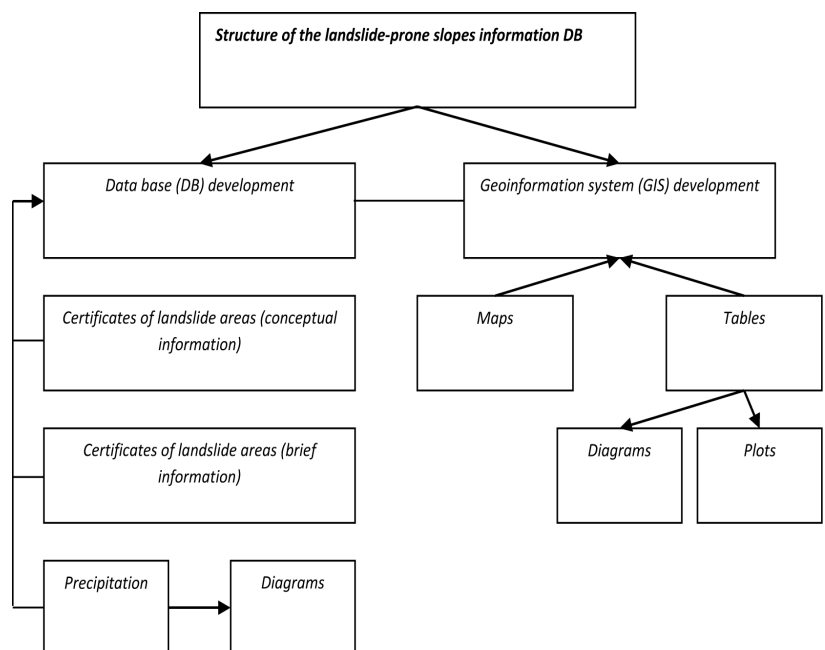


Figure 2 – Structure of the landslide hazard slopes information database



deformations - seismic loads", "density of landslides - density of the road network". On the most part of the Kharkiv region territory, the LHM areas flooding, precipitation and anthropogenic factors have the dominant effects on the landslides evolution or activation.

Firstly, a water table rise due to natural and anthropogenic factors is recorded almost wherever numerous landslides are observed. Anthropogenic factors can include the violations of sewer systems of buildings, low efficiency and hydrological imperfections of drainage systems, storm-water sewerage systems failures etc. Secondly, it is possible to observe the various economic activities with the significant violations of control standards (cutting of LHM slopes, lands ploughing for agricultural use in the vicinity of the landslide deformations manifestations, trees removal on slopes etc.). Thirdly, the dynamic impact on LHMs is rising because of the intensification of traffic density and transport speed, increase of transit freight traffic and respective roads surfaces loads, reduction of the distances between roads and slopes etc.

When processing the information available from the DB of landslide manifestations in the Kharkiv region districts, which has been obtained earlier, it became clear that there was no valid correlation between the landslide areas and landslides quantities.

That fact can be caused by several reasons including the unreliability of landslides information, shifting (increase) of landslides activation, secondary factors of influence, stale data etc. All of that requires the new approaches and modern information technologies application to the LHM data collection and processing etc., as well as the on-line acquisition of operational information. To solve those tasks, the advanced software tools are necessary for the landslide hazard assessment at the local and regional levels based on a systemic combination of the analysis of unmanned aerial vehicles (UAV) cartographic information, space images taken by means of Earth remote sensing (ERS), mathematical modeling results and GIS-technologies outputs. The new GIS model should contain multilayer information on the relief, slopes gradients, hydrographic network, roads, landslide areas and others.

3. At present, the paper authors develop "System for the UAV- monitoring of landslide slopes". In 2017 O.A.Klimenkov defended his dissertation where the preliminary studies of the LH EWS NIM units 1-4 using the unmanned aerial vehicle (UAV) were implemented at the theoretical and methodological levels [45, 46]. The new approaches and modern information technologies application to the collection and processing of data on potentially dangerous landslide massifs etc. and the on-line obtaining of operational information require the improvement of existing software for the landslide hazard assessment at local and regional levels based

on a systemic combination of UAV cartographic information analysis, satellite images taken by means of the Earth remote sensing (ERS), mathematical modeling and GIS technologies [45].

Despite the continuous improvement of the aerospace ERS tools, such aerospace photography has well-known methodological limitations, which are determined, first of all, by the impossibility of photographing at any time and in any place depending on the weather conditions and on account of satellites orbits geometry. The preconditions for the UAV use as a new photogrammetric tool include the disadvantages of two traditional ways of the remote sensing data acquisition by means of space satellites (space photography) or manned aircrafts (aerial photography) (fig. 3).

Satellite observations allow the images acquisition with a publicly accessible maximum resolution of 0.5 m, which is insufficient for large-scale mapping (fig. 3.a). Moreover, it is not always possible to find the cloudless photos in archive. In case of customized photographing, the promptness of data acquisition may be lost. The operators and distributors often do not exhibit the flexible pricing policies as to the relatively compact areas. Traditional aerial photography carried out from aircrafts (Tu-134, An-2, An-30, Il-18, Cesna and L-410) or helicopters (Mi-8T, Ka-26 and AS-350) requires high economic costs for maintenance and fueling, which leads to the increase of a final product value.

The application of standard aircraft systems is uneconomic in the following situations:

1. The photography of small objects and small areas. In such cases, the economic and time costs of work organization related to a photographed area unit significantly exceed the similar parameters of the large areas photography (particularly for objects at a considerable distance from an aerodrome);
2. The necessity to carry out regular photographing for monitoring the extended objects, including pipelines, transmission lines or traffic arteries.

It should be noted that the technology of aerial photography from UAV has been largely worked out [46, 47]. Currently, most of the existing and operating UAVs are intended for air reconnaissance and surveillance by taking photos and videos.

The vertical and horizontal axes show the area covered by photographing and the operativity and relevance of the data received, respectively. As can be seen from the figure, the materials of satellite acquisition have the maximum coverage, but their applicability is insignificant. Sometimes the space images of certain territories are waited for months.

The aerial photography and aerial laser scanning have a higher applicability and accuracy, but cover the smaller areas as compared to satellite acquisition. Also, both of the above mentioned methods of taking photos are expensive. The use of UAVs is

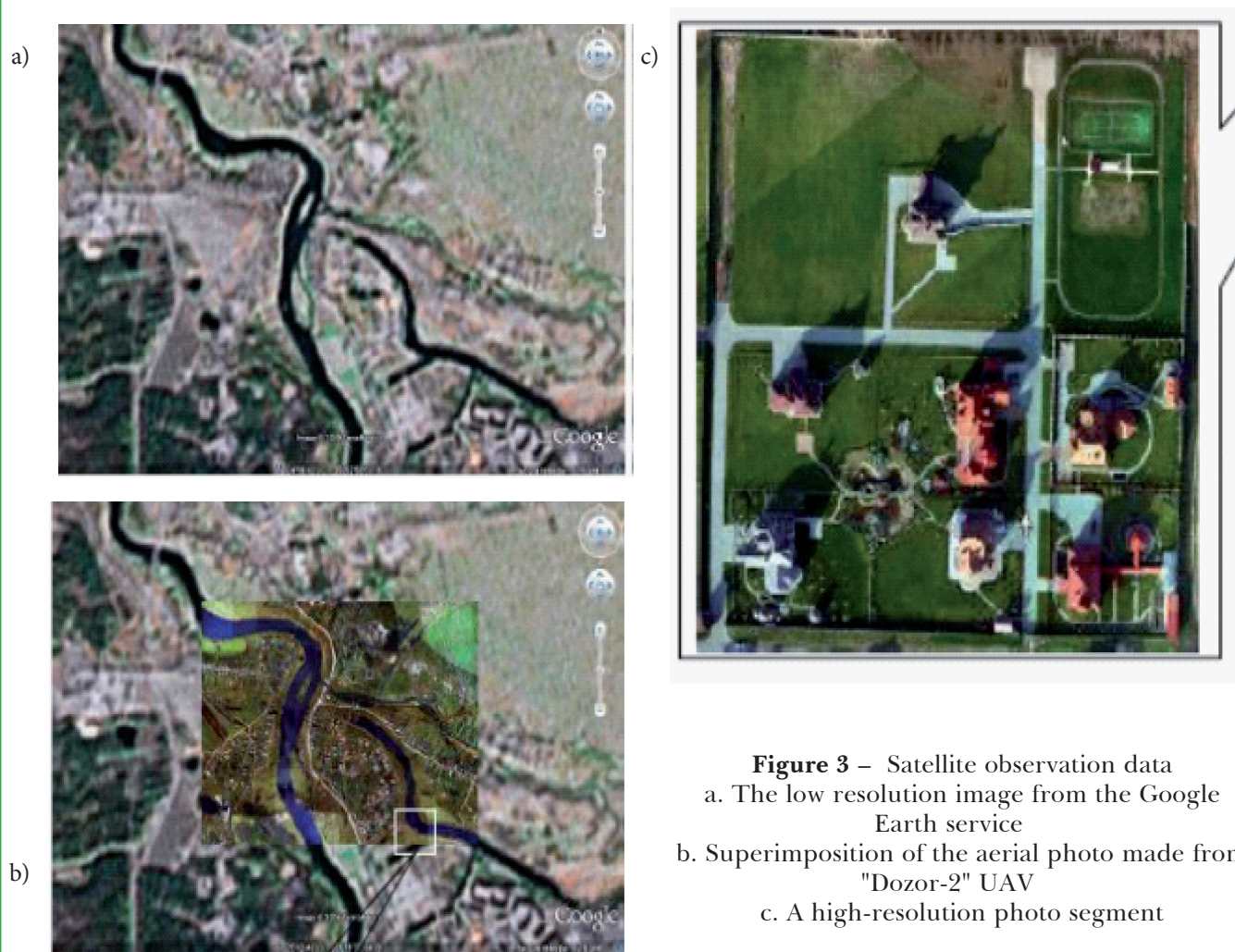


Figure 3 – Satellite observation data

a. The low resolution image from the Google Earth service

b. Superimposition of the aerial photo made from "Dozor-2" UAV

c. A high-resolution photo segment

justified in cases when it is necessary to quickly obtain accurate information about a locality at a small area. In addition, taking into account the cost of each of the solutions, UAVs get the very advantageous scoring and are optimal in some cases in terms of financial costs. Thus, the plus points of UAVs use are as follows: economic efficiency; possibility of taking photos from small altitudes and in the vicinity of objects and, therefore, obtaining the high resolution images; immediate imaging and the possibility of UAV usage in zones of emergency without any risk to the pilots' lives and health.

The use of UAVs for solving the tasks of emergency areas aerial surveillance (such as monitoring of the Fukushima-1 NPP condition as of March 16, 2011 after the radiation accident (fig. 4)) is the most cost-effective, safe and operational means of environmental monitoring. It is evident from fig. 4 that only the second power unit building has some small external damages; but the buildings of the Fukushima-1 NPP third and fourth power units suffered greatly.



Figure 4 – The photograph (DigitalGlobe) of the first four power units of Fukushima-1 NPP as of March 16, 2011

CONCLUSIONS

1. The concept and practical implementation of the Early Warning System (EWS) new integrated methodology, which is based on the integration of modern monitoring technologies and



investigated object comprehensive numerical simulation, is presented and described.

2. The actual and efficient EWS shall perform four main sets of the following actions:
 - The monitoring of the behaviour of an object under observation, i.e. data collection and transfer, as well as equipment maintenance;
 - The analysis and modeling of the investigated object under observation;
 - Warning, that is, the dissemination of simple and clear information about the object under observation; and
 - The effective response of risk-exposed elements; full understanding of risks.
3. The new integrated methodology of landslide hazard EWS includes four main elements as follows:
 - Special monitoring module.
 - Integrated monitoring module.
 - Module of characteristics description and mathematical modeling.
 - Analysis (verification) module.
4. The time scale (t_0 , t_1 , t_2 and t_3) should be as follows:
 - t_0 can be considered as the initial control time. For the first-in-time soil violation, the t_0 value represents a period of time before the landslides occurrence. For a dormant or potential landslide, the t_0 value represents the time of its reactivation;
 - t_1 means approximately three days period from the moment immediately after t_0 ;
 - t_2 is a period from 3 to about 20 days after t_0 ;
 - t_3 means more than 20 days after t_0 .
5. The proposed methodology uses a typical set of three warning levels (WL1-WL3), therefore, a dual-threshold system (attention and alarm) is adopted. Each level of warning is related to the landslide activity state (normal or seasonal activity, increased activity or possible collapse) and becomes activated when the corresponding threshold (boundary value) is exceeded. For each alert level, there is a set of responses to indicate, which actions should be activated for mitigating the landslide hazard (i.e., "What to do?" and "Who is responsible?").
6. The integrated methodology was tested and proved to be effective in managing the Torgiovannetto di Assisi rockslide. The warning thresholds and danger threshold were identified and applied to create a EWS in an experimental mountain landslide area [38].
7. The following examples of practical implementation of the proposed integrated methodology for various construction objects or natural and man-made systems are presented: 1) the Central Livadia landslide system and Livadia Palace; 2) the system for landslide hazard areas monitoring in Kharkiv

Region, and 3) the systems of early prevention of landslides with the use of unmanned aerial vehicles as the specialized systems for monitoring the deformations due to landslides.

REFERENCES

1. Lacasse S. (2013). Protecting society from landslides – the role of the geotechnical engineer, 8th Terzaghi Oration. The 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 1, 15-34.
2. The U.S. Geological Survey. Landslide Hazards Program: 5-Year Plan 2006-2010. (2005). U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey. Retrieved from <https://hsdl.org/?view&did=30534>.
3. Kuzmenko, E.D., Blinov, E.D., Demchyshyn, M.H. et al. (2016). Landslides prediction: Monograph. Ivano-Frankivsk, Ukraine: Ivano-Frankivsk National Technical University of Oil and Gas Press.
4. The landslide at Krasnozvizdnyi avenue in Kyiv continues, which poses risks for the residential building - experts. Retrieved from <http://kiev.unian.net/1205603-opolzen-na-krasnozvezdom-prospekte-v-kieve-prodoljaetsya-cho-predstavlyaet-opasnost-dlya-jilogo-doma-spetsialisty.html#ad-image-11>
5. Dolina, L.F. (2002). Basics of monitoring. In: Environmental monitoring and biosphere protection engineering (Part 1). Dnepropetrovsk: Continent L. – 208 p.
6. Kadilnikova, T.M. (2004). Theoretical and methodological background to the lifting-and-conveying machines monitoring. Dnepropetrovsk: Porohi.
7. Kaliukh, Iu.I. (1999). Management of natural and technology-related risks is an important task for local and central government bodies. Bulletin of the NAPA, 1, 265-273.
8. Kaliukh, Iu.I., & Astistov, S.H. (1998). The state and analysis of information technologies at the trading companies. Economy of Ukraine, 1, 38.
9. Salomatov, V.A. (2000). Monitoring of the problems of the Ukraine's socio-economic living. Proceedings of the National Academy of Public Administration under the President of Ukraine, 2 (3), 271 - 278.
10. Filozof, L.P. (2000). Monitoring in the public administration. Commander, 2-3, 9-11.
11. Tytarenko, O.M., & Kaliukh, Iu.I. (2002). Information and analysis monitoring capabilities in social dialogue building between small business owners and authorities at the local level. Management of the modern city,



- 7-9 (7), 136-139.
12. Nikolaiev, A.V. (1991). Development of non-traditional methods in geophysics. In: Physical basis of the seismoacoustic method. Moscow: Nauka.
 13. The Earth crust seismoacoustic monitoring. (1986). Moscow: Institute of Physics of the Earth of the USSR Academy of Sciences.
 14. Syrykh, V.N. (1996). Monitoring of the object fire safety state using an automated system. (PhD Thesis in Engineering).
 15. Savich, A.I., & Kuiundzhich, B.N. (Eds.). (1990). Integrated geodetic surveys during the construction of hydraulic engineering works. Moscow: Nauka.
 16. Molokov, L.A. (1988). The interaction between engineering structures and geological environment. Moscow: Nedra.
 17. Kushnir, A.F., Pisarenko, V.F., & Rukavishnikova, T.A. (1980). Noise compensation in multivariate physical observations. In: Methods and algorithms for interpreting the seismic data. Moscow: Nauka.
 18. United Nations International Strategy for Disaster Reduction (UNISDR). (2009). Terminology on Disaster Risk Reduction. Retrieved from <http://www.unisdr.org>.
 19. DiBiagio, E., & Kjekstad, O. (2007). Early Warning, Instrumentation and Monitoring Landslides. In: 2nd Regional Training Course, RECLAIM II, Phuket, Thailand, 29th January-3rd February 2007.
 20. Teza, G., Galgaro, A., Zaltron, N., & Genevois R. (2007). Terrestrial laser scanner to detect landslide displacement fields: a new approach. International Journal of Remote Sensing, 28(16), 3425-3446.
 21. Monserrat, O. & Crosetto, M. (2008). Deformation measurement using terrestrial laser scanning data and least squares 3D surface matching. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 63, 42-154.
 22. Abellán, A., Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., & Vilaplana, J.M. (2009). Detection of millimetric deformation using a terrestrial laser scanner: experiment and application to a rockfall event. Natural Hazards and Earth System Sciences, 9, 365-372.
 23. Barla, G., Antolini, F., Barla, M., Mensi, E., & Piovano, G. (2010). Monitoring of the Beauregard landslide (Aosta Valley, Italy) using advanced and conventional techniques. Engineering Geology, 116, 218-235.
 24. Barla, G., Antolini, F., Barla, M., & Perino, A. (2013). Key aspects in 2D and 3D modeling for stability assessment of a high rock slope. In: Workshops 'Failure Prediction' 2013, Austrian Society for Geomechanics, Salzburg, 9th October 2013.
 25. Casagli, N., Catani, F., Del Ventisette, C., & Luzi, G. (2010). Monitoring, prediction, and early warning using ground-based radar interferometry. Landslides, 7(3), 291-301.
 26. Barla, M., & Antolini, F. (2012). Integrazione tra monitoraggio e modellazione delle grandi frane in roccia nell'ottica dell'allertamento rapido. In: Barla, G., Barla, M., Ferrero, A., & Rotonda, T. (eds.). MIR 2010 – Nuovi metodi di indagine e modellazione degli ammassi rocciosi, Torino, 30th November – 1st December 2010. Bologna: Pàtron.
 27. Intrieri, E., Gigli, G., Mugnai, F., Fanti, R., & Casagli, N. (2012) Design and implementation of a landslide early warning system. Engineering Geology, 147-148, 124-136.
 28. Antolini, F. (2014). The use of radar interferometry and finite-discrete modelling for the analysis of rock landslides. (PhD Thesis). Politecnico di Torino.
 29. Dixon, N., & Spriggs, M. (2007) Quantification of slope displacement rates using acoustic emission monitoring. Canadian Geotechnical Journal, 44(8), 966-976.
 30. Mikkelsen, P.E. (1996). Chapter 11 - field instrumentation. In: Turner, A.K. & Schuster, R.L. (eds.) Landslides: investigation and mitigation (pp. 278-318). Washington D.C., USA: Washington Transportation Research Board.
 31. O'Connor, K., & Dowding, C. (2000). Comparison of TDR and inclinometers for slope monitoring. Geo-Denver 2000, Denver, Colorado, August 5th-7th, 2000.
 32. Pieraccini, M., Casagli, N., Luzi, G., Tarchi, D., Mecatti, D., Noferini, L., & Atzeni, C. (2003) Landslide monitoring by ground-based radar interferometry: a field test in Valdarno (Italy). International Journal of Remote Sensing, 24(6), 1385-1391.
 33. Atzeni, C., Barla, M., Pieraccini, M., & Antolini, F. (2015). Early warning monitoring of natural and engineered slopes with ground-based synthetic aperture radar. Rock Mechanics and Rock Engineering, 48, 235-246. Doi: <https://doi.org/10.1007/s00603-014-0554-4>
 34. Kaliukh, Iu.I., Dudarenko, O.O., Kaliukh, T.Iu. et al. (2000). Modern information analysis systems for the support of decision-making with regard to the area sustainability ensuring: Instructional guide. Kyiv: "Znannia" Society.
 35. Kaliukh, Iu.I., & Kadilnikova, T.M. (2004). Manual for the development and design of monitoring systems for complex technical systems and construction objects. Kyiv: NIISK.
 36. Trofymchuk, A.N., Kaliukh T.Iu., Hlebchuk, A.S. et al. (2010). Mathematical modeling of inverse tasks in landslides lithodynamics taking into account the seismic factor. Building



- Structures, 73, 389-399.
37. Kaliukh, T.Iu. (2010). The solution of landslide dynamics inverse problems taking into account the risk theory. Collection of scientific papers (industrial engineering; construction), 3(28), 89-94. Poltava, Ukraine: PolNTU.
 38. Barla, M., & Antolini, F. (2016) An integrated methodology for landslides' early warning systems. *Landslides*, 13(2), 215-228.
 39. Trofymchuk, O.M., Klymenkov, O.A., & Kaliukh, Iu.I. (2015). Mathematical modeling and monitoring of the Livadia Landslide System. *Ecological Safety*, 4 (20), 5-19.
 40. Kaliukh, Iu.I., Klymenkov, O.A., & Berchun, Ya.O. (2016). The Livadia palace monitoring under the changes in the physical and mechanical characteristics of the Central Livadia Landslide System soils. *Ecological safety and natural resources*, 1-2 (21), 69-82.
 41. Trofymchuk, O., Kaliukh, Iu. at al. (2013). Experimental and analytical studies of landslides in the south of Ukraine under the action of natural seismic impacts. *Earthquake-Induced Landslides. The International Symposium on Earthquake-Induced Landslides*, Kiryu, Japan, 2012. Berlin: Springer-Verlag.
 42. Trofymchuk, O., & Kaliukh, Iu. (2013). Activation of landslides in the south of Ukraine under the action of natural seismic impacts (experimental and analytical studies). *Journal of Environmental Science and Engineering B*, II (2), 68 – 76.
 43. Trofymchuk, O., Kaliukh, Iu., Hlebchuk, H., & Berchun, Ya. (2013). Experimental and Analytical Studies of Landslides in the South of Ukraine Under the Action of Natural Seismic Impacts. *The International Symposium on Earthquake-Induced Landslides*, Kiryu, Japan, 2012. Berlin: Springer-Verlag.
 44. Trofymchuk, O., Kaliukh, I. & Hlebchuk, H. (2013). Mathematical and GIS-Modeling of Landslides in Kharkiv Region of Ukraine. In: *Landslide Science and Practice: Spatial analysis and modelling* (pp. 347-352). Heidelberg, Germany: Springer Berlin.
 45. Trofymchuk, A.N., Kaliukh, Iu.I., Klimenkov, O.A. & Berchun, Ya.O. (2016). The use of information and space mapping for landslide hazard analysis (the case of Kharkov region). The 7th International Scientific and Practical Conference "Emergencies: Prevention and Response", Minsk, 1 November 2016. Minsk: Ministry of Emergency Situations of Belarus Printing Office.
 46. Klimenkov, O.A. (2016). Features of UAV application for aerial photography of landslide hazard areas. The All-Ukrainian scientific conference "Differential equations and problems of aerohydrodynamics and heat and mass transfer", 28-30 September, 2016, Dnepropetrovsk. Dnepropetrovsk: Dnipropetrovsk National University Press.
 47. Trofymchuk, O., Kaliukh, Iu., Silchenko, K., Berchun, V., Kaliukh, T., & Berchun, Ya. (2017). Mitigation of landslide hazards in Ukraine under the guidance of ICL: 2009 –2016 (IPL 153&191). The 4th World Landslide Forum, Ljubljana Slovenia EU, 29 May-2 June, 2017.
- ### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК
1. Lacasse S. 8-th Terzaghi Oration – Protecting society from landslides – the role of the geotechnical engineer: The 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013. P.15-34.
 2. The U.S. Geological Survey Landslide Hazards Program 5 Year Plan 2006-2010. U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey. URL: <https://hsdl.org/?view&did=30534>.
 3. Кузьменко Е.Д., Білінов Е.Д., Демчишин М.Г. та ін. Прогнозування зсувів: монографія. Івано-Франківськ: Вид-во Івано-Франківського нац. техн. ун-ту нафти та газу, 2016. 602 с.
 4. УНІАН. URL: <http://kiev.unian.net/1205603-opolzen-na-krasnozvezdnom-prospekte-v-kieve-prodoljaetsya-chto-predstavlyayet-opasnost-dlya-jilogo-doma-spetsialisty.html#ad-image-11>
 5. Долина Л.Ф. Мониторинг окружающей среды и инженерные методы охраны биосферы. Ч.1. Основы мониторинга. Д.: Континент Л., 2002. 208 с.
 6. Кадильникова Т.М. Теоретико-методологические основы мониторинга подъемно-транспортных машин. Днепропетровск: Пороги, 2004. 178 с.
 7. Калюх Ю.І. Управління природними та техногенними ризиками - важливе завдання місцевих та центральних органів влади. Вісн. УАДУ. 1999. № 1. С. 265 – 273.
 8. Калюх Ю.І., Астістов С.Г. Стан та аналіз інформаційних технологій на торгових підприємствах. Економіка України. 1998. № 1. С. 38.
 9. Саломатов В.А. Моніторинг стану проблем соціально-економічного життя України. Зб. наук. пр. Укр. Академії держ. упр. при Президенті України. К.: Вид-во УАДУ, 2000. Вип. 2. Ч. 3. С. 271 - 278.
 10. Філософ Л.П. Моніторинг у державному управлінні. Командор. 2000. № 2-3. С. 9-11.
 11. Титаренко О.М., Калюх Ю.І. Можливості інформаційно-аналітичного моніторингу



- у встановленні суспільного діалогу малих підприємств з владою на місцевому рівні. Управління сучасним містом. 2002. № 7-9 (7). С. 136-139.
12. Николаев А.В. Развитие нетрадиционных методов в геофизике В кн. Физические основы сейсмоакустического метода. М.: Наука, 1991. С.5-17.
 13. Сейсмоакустический мониторинг земной коры. М.: ИФЗ АН СССР. 1986. С.296.
 14. Сырых В.Н. Мониторинг противопожарного состояния объекта с применением автоматизированной системы. Дис. канд. техн. наук. 1996. 252 с.
 15. Комплексные геодезические исследования при строительстве гидротехнических сооружений / под ред. Савича А.И., Куюнджича Б.Н. М.: Наука. 1990. 463 с.
 16. Молоков Л.А. Взаимодействие инженерных сооружений с геологической средой. М.: Недра, 1988. 223 с.
 17. Кушнир А.Ф., Писаренко В.Ф. и др. Компенсация помех в многомерных физических наблюдениях. В кн. Методы и алгоритмы интерпретации сейсмических данных. М.: Наука, 1980. С. 146-151
 18. United Nations International Strategy for Disaster Reduction (UNISDR). Terminology on Disaster Risk Reduction. 2009. URL: <http://www.unisdr.org>.
 19. Di Biagio E., Kjekstad O. Early Warning, Instrumentation and Monitoring Landslides. 2nd Regional Training Course, RECLAIM II, 29th January-3rd February 2007.
 20. Teza G, Galgaro A, Zaltron N, and Genevois R. Terrestrial laser scanner to detect landslide displacement fields: a new approach. Int. J. Remote Sens. 2007. 28(16). P.3425–3446.
 21. Monserrat O, Crosetto M. Deformation measurement using terrestrial laser scanning data and least squares 3D surface matching. ISPRS J. Photogramm. Remote Sens. 2008. Issue 63. P.42–154.
 22. Abellán A, Jaboyedoff M, Oppikofer T, Vilaplana JM. Detection of millimetric deformation using a terrestrial laser scanner: experiment and application to a rockfall event. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 2009. 9. P. 365–372.
 23. Barla G, Antolini F, Barla M, Mensi E, Piovano G. Monitoring of the Beauregard landslide (Aosta Valley, Italy) using advanced and conventional techniques. Eng. Geol. 2010. 116. P.218–235.
 24. Barla G, Antolini F, Barla M, Perino A. Key aspects in 2D and 3D modeling for stability assessment of a high rock slope. Workshops Failure Prediction. 2013, Austrian Society for Geomechanics, Salzburg, 9th October 2013.
 25. Casagli N, Catani F, Del Ventisette C, Luzi G. Monitoring, prediction, and early warning using ground-based radar interferometry. Landslides. 2010. 7(3). P.291–301.
 26. Barla M., Antolini F., Barla G., Barla M., Ferrero A., Rotonda T. (eds). Integrazione tra monitoraggio e modellazione delle grandi frane in roccia nell'ottica dell'allertamento rapido. Nuovi metodi di indagine e modellazione degli ammassi rocciosi, MIR 2010, Torino 30th November – 1st December 2010. Patron, Bologna, P. 211–229 [in Italian].
 27. ntrieri E, Gigli G, Mugnai F, Fanti R, Casagli N. Design and implementation of a landslide early warning system. Eng. Geol. 2012. 147–148:124–136.
 28. Antolini F. The use of radar interferometry and finite-discrete modelling for the analysis of rock landslides: PhD Thesis, Politecnico di Torino, 2014. 273 p.
 29. Dixon N., Spriggs M. Quantification of slope displacement rates using acoustic emission monitoring. Can. Geotech. J. 2007. 44(8). P.966–976.
 30. Mikkelsen P.E., Turner A.K., Schuster R.L. (eds.). Chapter 11 - field instrumentation. Landslides investigation and mitigation. Transportation Research Board, Washington. 1996. P. 278–318.
 31. O'Connor K., Dowding C. Comparison of TDR and inclinometers for slope monitoring. Proc. of Geo-Denver 2000. Denver, Colorado August 5th-7th, 2000, 12 p.
 32. Pieraccini M, Casagli N, Luzi G, Tarchi D, Mecatti D, Noferini L & Atzeni C. Landslide monitoring by ground-based radar interferometry: a field test in Valdarno (Italy). Int. J. Remote Sens. 2003. 24(6). P.1385–1391.
 33. Atzeni C., Barla M., Pieraccini M., Antolini F. (2015) Early warning monitoring of natural and engineered slopes with ground-based synthetic aperture radar. Rock Mech Rock Eng. 48. P.235–246. Doi: <https://doi.org/10.1007/s00603-014-0554-4>
 34. Калюх Ю. І., Дударенко О. О., Калюх Т. Ю. та ін. Сучасні інформаційно-аналітичні системи підтримки прийняття рішень із забезпечення сталого розвитку територій. Науково-методичний посібник. Київ: Тов. "Знання". 2000. 32 с.
 35. Калюх Ю.И., Кадильникова Т.М. Пособие по разработке и проектированию систем мониторинга сложных технических систем и строительных объектов. К.: НИИСК. 2004. 46 с.
 36. Трофимчук А.Н., Калюх Т.Ю., Глебчук А.С. и др. Математическое моделирование обратных задач в литодинамике оползней с учетом сейсмического фактора. Будівельні конструкції. 2010. Вип. 73. С. 389 - 399.



37. Калюх Т. Ю. К решению обратных задач динамики оползней с учетом теории риска. 36. наук. пр. ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка. (Серія: галузеве машинобудування, будівництво). 2010. Вип.3(28). С. 89 - 94.
38. Barla M., Antolini F. An integrated methodology for landslides' early warning systems. *Landslides*. 2016. 13(2). P. 215-228.
39. Трофимчук, О.М., Клименков, О.А., & Калюх, Ю.І. (2015). Математичне моделювання та моніторинг Лівадійської зсувної системи. *Екологічна безпека*, 4 (20), 5-19.
40. Калюх, Ю.І., Клименков, О.А., & Берчун, Я.О. (2016). Моніторинг Лівадійського палацу при змінах фізико-механічних характеристик ґрунтів Центральної Лівадійської зсувної системи. *Екологічна безпека і природні ресурси*, 1-2 (21), 69-82.
41. Trofymchuk O., Kaliukh I. et al. (2013). Experimental and analytical studies of landslides in the south of Ukraine under the action of natural seismic impacts. *Earthquake-Induced Landslides. The International Symposium on Earthquake-Induced Landslides*. Kiryu, Japan, 2012. Springer-Verlag Berlin. P.883-890.
42. Trofymchuk O., Kaliukh I. Activation of landslides in the south of Ukraine under the action of natural seismic impacts (experimental and analytical studies). *Journal of Environmental Science and Engineering B*, February 2013. 2013. Vol. II. № 2. P.68 – 76.
43. Trofymchuk O., Kaliukh I., Hlebchuk H., Berchun V. Experimental and Analytical Studies of Landslides in the South of Ukraine Under the Action of Natural Seismic Impacts. *Earthquake-Induced Landslides*. 2013. P. 883-892.
44. Trofymchuk O., Kaliukh I., Hlebchuk H. Mathematical and GIS-Modeling of Landslides in Kharkiv Region of Ukraine. *Landslide Science and Practice*. 2013. P. 347-352.
45. Трофимчук А.Н., Калюх, Ю.И., Клименков А.А. & Берчун, Я.А. (2016). Использование информации и космического картографирования для анализа оползневых рисков (на примере Харьковской области). 7-я Международная научно-практическая конференция «Чрезвычайные ситуации: предупреждение и реагирование», Минск, 1 ноября 2016. Минск: Издательство Министерства по чрезвычайным ситуациям Беларуси.
46. Клименков, О.А. (2016). Особливості застосування БПЛА для аерофотозйомки зсувонебезпечних територій. Всеукраїнська наукова конференція «Диференціальні рівняння та проблеми аерогідромеханіки і тепломасообміну», 28-30 вересня, 2016, Дніпропетровськ. Дніпропетровськ: Видавництво Дніпропетровського національного університету.
47. Trofymchuk O., Kaliukh I., Silchenko K., Berchun V., Kaliukh T., Berchun Y. Mitigation of landslide hazards in Ukraine under the guidance of ICL: 2009 –2016 (IPL 153&191). *The 4th World Landslide Forum, Ljubljana Slovenia EU*. 29 May-2 June, 2017. P. 381-388.

The paper was received on 10 March 2020



Doi: 10.33644/01105

УДК 550.34; 699.841:624.04



МАРЬЕНКОВ Н.Г.

Д-р технических наук, зав. отделом, Государственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина, e-mail: n.maryenkov@ndibk.gov.ua тел.: +38 (050) 415-36-03 ORCID: 0000-0001-8613-877X



БАБИК К.Н.

Канд. технических наук, зав. лабораторией, Государственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина, e-mail: k.babik@ndibk.gov.ua тел.: +38 (050) 415-37-58 ORCID: 0000-0002-8763-510X



БОГДАН Д.В.

Канд. технических наук, научный сотрудник, Государственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина, e-mail: d.v.bogdan@ndibk.gov.ua тел.: +38 (095) 736-09-23 ORCID: 0000-0003-2954-3140

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ВЕНТИЛЯЦИОННОЙ ТРУБЫ ВЫСОТОЙ 150 М НА ОСНОВЕ НАТУРНЫХ И ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

АННОТАЦИЯ

В статье представлены результаты оценки несущей способности строительных конструкций железобетонной вентиляционной трубы высотой 150 м при сейсмических воздействиях и нагрузках от смерча, с учетом результатов натурных динамических и инструментальных обследований строительных конструкций, на основе численных исследований линейной и нелинейной пространственных расчетных моделей.

Реализация поставленной цели была достигнута за счет решения следующих задач:

- проведения вибродинамических обследований;
- определение прочности бетонных конструкций ультразвуковым методом;
- разработки линейной и нелинейной пространственных расчетных моделей трубы;
- выполнения расчетов на воздействия смерча класса F3 и сейсмических воздействий интенсивностью 6 баллов (МРЗ) и 7 баллов (выше МРЗ).

По результатам вибродинамических обследо-

ваний определены фактические динамические параметры конструкций вентиляционной трубы (формы колебания, преобладающие периоды и частоты при колебаниях по основным формам). По результатам инструментальных исследований конструкций ультразвуковым методом определены фактические характеристики прочности конструкций бетона. Полученные натурные данные использованы при разработке пространственных расчетных моделей сооружения.

Для определения несущей способности конструкций выполнены расчеты моделей с использованием программного комплекса «ЛИРА САПР», который является компьютерной системой для структурного анализа и проектирования.

Расчеты выполнены на нагрузки от смерча класса F3, а также сейсмические воздействия интенсивностью 6 и 7 баллов, определенные по спектральному методу. Дополнительно выполнена оценка несущей способности железобетонных конструкций сооружения, при экстремальных нагрузках (сейсмических 7 баллов и смерча класса F3)



с учетом пластических свойств бетона и арматуры. Использован нелинейный статический анализ (Pushover analysis) конструкций, применяемый в нормах Украины, Евросоюза, США и других странах при оценке сейсмостойкости эксплуатируемых сооружений.

По результатам исследований получены параметры напряженно-деформированного состояния конструкций железобетонной вентиляционной трубы при рассмотренных сейсмических и смерчевых нагрузках, подготовлены рекомендации по снижению возможных последствий землетрясения интенсивностью 7 баллов и смерча класса F3.

THE CIVIL STRUCTURES BEARING CAPACITY ASSESSMENT FOR 150 M HIGH REINFORCED CONCRETE VENTILATION PIPE BASED ON THE FIELD AND NUMERICAL SURVEYS

ABSTRACT

In the paper the results of the building structures bearing capacity assessment are presented for a reinforced concrete ventilation pipe with a height of 150 m under seismic effects and tornado loads, taking into account the results of full-scale dynamic and instrumental building structures surveys, based on the linear and nonlinear spatial design models numerical studies.

This goal was achieved by solving the following tasks:

- the vibrodynamic surveys execution;
- the concrete structures strength determination by an ultrasonic method;
- development of linear and nonlinear spatial design models of the pipe;
- the calculations of class F3 tornado effects and intensities 6 (MDE) and 7 (above MDE) seismic impacts.

Based on the results of vibrodynamic surveys, the actual dynamic parameters of the ventilation pipe structures were determined (vibration modes, prevailing periods and frequencies during principal modes vibrations). Based on the results of structures instrumental studies by ultrasonic method, the actual characteristics of concrete structures strength are determined. The obtained field data were used in the development of the facility spatial design models.

To determine the bearing capacity of structures, the models calculations were performed using the LIRA CAD software package, which is a computer system for structural analysis and design.

The calculations were performed for the class F3 tornado loads, as well as the intensities 6 and 7 seismic effects determined by the spectral method. Additionally, the bearing capacity of facility reinforced concrete structures was assessed under extreme loads (intensity 7 seismic impacts and class F3 tornado) taking into account the concrete and reinforcement plastic properties. The structures non-linear static

analysis (Pushover analysis) applied in the standards of Ukraine, the European Union, the USA and other countries for the assessment of the operating structures seismic resistance was used.

Based on the results of the research, the reinforced concrete ventilation pipe structures stress-strain state parameters under the considered seismic and tornado loads were obtained and the recommendations were prepared to reduce the possible consequences of an intensity 7 earthquake and a class F3 tornado.

ВВЕДЕНИЕ

АНАЛИЗ ПРОЕКТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ

Вентиляционная труба находится на территории охраняемой зоны Чернобыльской АЭС (ЧАЭС), введена в эксплуатацию в мае 1978 г. Железобетонная труба высотой 150,0 м имеет внутренний выходной диаметр 6,5 м. Труба запроектирована для отвода не агрессивных по отношению к бетону газов с максимальной температурой у входа $+60^{\circ}$ и минимальной $+20^{\circ}$ с влажностью до 50%.

Ствол трубы выполнен из монолитного железобетона (проектный класс бетона C20/25). Уклон наружной поверхности ствола переменный по высоте, уклон нижней части искусственный (из-за расположения в цоколе газгольдера). Стены ствола вентиляционной трубы состоят из поясов высотой 2,5 м. Всего по высоте трубы устроено 60 поясов. Толщина стен ствола переменная и изменяется по высоте трубы от 1000 мм на отметках 0,000 ... + 30,000 м до 200 мм на отметках +110,000 ... +150,000 м.

Фундамент - монолитный железобетонный выполнен из бетона класса C20/25, круглый в плане, состоящий из стакана и плоской плиты. Стакан имеет форму усеченного конуса высотой 2,5 м; наружный диаметр в основании составляет 11 м. Стакан опирается на плиту толщиной 3,0 м и диаметром 30 м. Глубина заложения фундамента от уровня поверхности земли составляет 5,5 м.

Выполнен комплекс экспериментально-теоретических исследований для обоснования сейсмостойкости конструкций при максимальном расчетном землетрясении 6 баллов, а также при сверхпроектных воздействиях (смерч класса F3 и землетрясение интенсивностью 7 баллов).

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ИССЛЕДОВАНИЙ

Главной целью работы является проведение натурных динамических и инструментальных обследований строительных конструкций вент-трубы, выполнение численных исследований линейной и нелинейной пространственных моделей, оценка несущей способности строительных конструкций при сейсмических воздействиях и смерча класса F3, разработка рекомендаций по дальнейшей эксплуатации.



Реализация поставленной цели была достигнута за счет решения следующих задач:

- проведения вибродинамических обследований;
- определение прочности бетона конструкций ультразвуковым методом;
- разработки расчетной модели трубы и выполнения расчетов на воздействия смерча класса F3 и сейсмические воздействия интенсивностью 6 баллов (МРЗ) и 7 баллов (выше МРЗ).

МАТЕРИАЛЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Целью проведения натурных вибродинамических обследований является определение фактических динамических параметров (форм колебаний, а также преобладающих периодов и частот при колебаниях по основным формам) конструкций вентиляционной трубы ВТ-1.

Для регистрации динамической реакции конструкций сооружения при вибрационных воздействиях была разработана соответствующая методика вибродинамических обследований, которая предусматривала измерение виброускорений строительных конструкций трубы в двух направлениях (вдоль осей Y и X) в горизонтальной плоскости согласно ДСТУ ISO 4866:2008 [1].

В рамках разработанной методики была реализована схема размещения вибродатчиков, показанная на рис. 1.

Регистрация вибросигналов выполнялась с использованием комплекта автономной беспроводной многоканальной системы мониторинга строительных конструкций [2].

Источниками вибрационного воздействия на конструкцию вентиляционной трубы являлись ветровые воздействия, грузовой автотранспорт и виброактивное оборудование, работающее на промплощадке ЧАЭС.

На рисунках 2 и 3 приведены записи расчетных амплитудных спектров перемещений конструкций вентиляционной трубы ВТ-1 в направлении Y, зарегистрированные у основания трубы и на ее конструкции в различных точках измерения.

ИНТЕРПРЕТАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ И ИХ АПРОБАЦИЯ

На основе конструктивной схемы венттрубы в программном комплексе ЛИРА-САПР 2017 [3], была разработана компьютерная модель (рис. 4) которая состоит из:

- универсальных четырехугольных конечных элементов оболочки (КЭ 44) с жесткими вставками, моделирующих конический газоотводящий ствол по внешней его поверхности;
- универсальных треугольных и четырехугольных конечных элементов оболочки (КЭ 42 и КЭ 44) с жесткими вставками, моделирующих фундаментную плиту с привязкой ее сре-

динной плоскости к элементам газоотводящего ствола;

- жестких связей, обеспечивающих неподвижность всего сооружения вдоль главных координатных осей.

В окружном направлении ствол трубы и фундамента разбиты на 36 секторов.

Компьютерная модель венттрубы рассчитана на следующие нагрузки и воздействия:

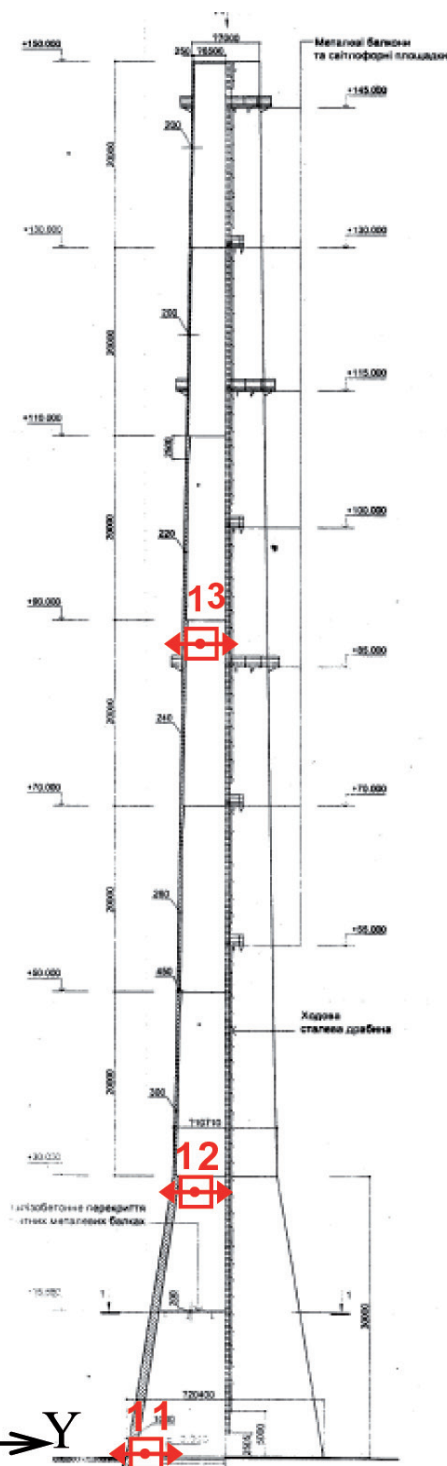


Рисунок 1 – Расстановка датчиков по высоте сооружения.  - датчик для измерения горизонтальных колебаний

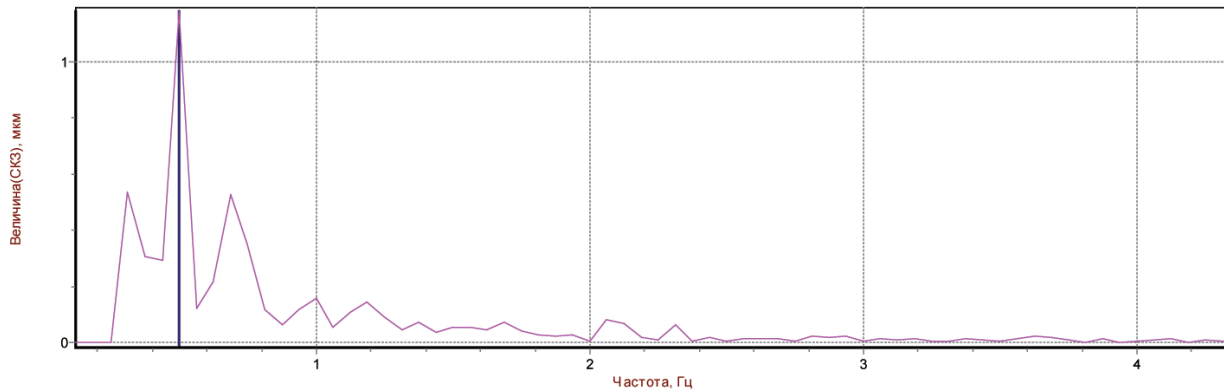


Рисунок 2 – Амплитудный спектр горизонтальных виброперемещений (вдоль оси Y) фундамента венттрубы на отм. 0,000 м

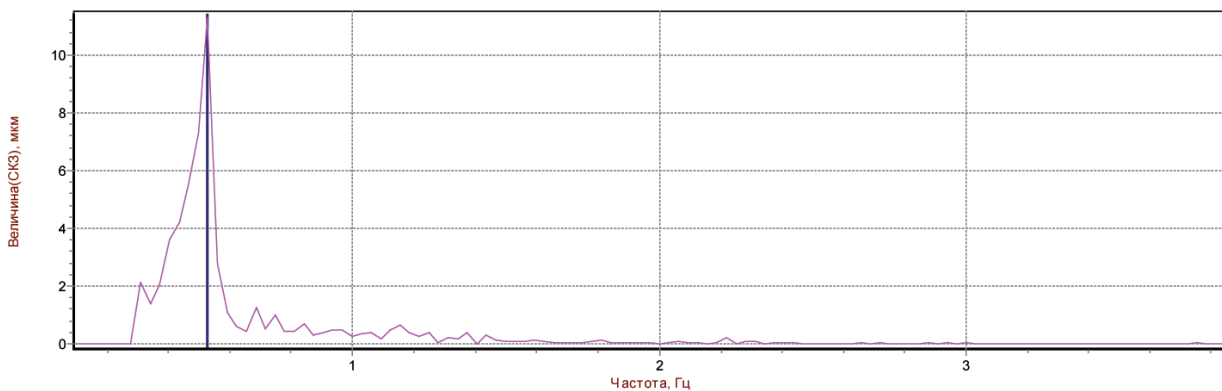


Рисунок 3 – Амплитудный спектр горизонтальных виброперемещений (вдоль оси Y) конструкции венттрубы на отм. +85,000 м

- собственный вес, определяемый программно по сечениям конструктивных элементов и расчетной плотности железобетона, равной $2,75 \text{ т/м}^3$;
- постоянную нагрузку, в которую кроме веса конструктивных элементов, вошел вес железобетонной площадки на отметке +15,000.
- нагрузку от смерча класса F3, определяемую по методике, изложенной в [4] применительно к открытым сооружениям, при расчетных параметрах смерча, регламентированных Постановлением [5] и с учетом аэродинамических коэффициентов [6].
- нагрузки от сейсмических воздействий интенсивностью 6 и 7 баллов, определяемые в соответствии с требованиями [7]. При этом коэффициент k_1 , учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов сооружения, принят равным 0,625, как для конструкций I-й категории сейсмостойкости согласно [8].

Расчет на сейсмические воздействия выполнялся для 60 форм собственных колебаний, так

как высшие формы не вносят вклад в увеличение суммы модальных масс. Частота и период для первой формы колебаний (табл. 1) совпадают с результатами, полученными при вибродинамических обследованиях, что говорит о соответствии расчетной модели реальному объекту.

По результатам расчетов пространственной компьютерной модели венттрубы при упругой работе материалов установлено, что при сейсмических воздействиях интенсивностью 6 баллов, расчетное армирование трубы меньше проектного, т.е. сейсмостойкость конструкций венттрубы при воздействии МРЗ обеспечивается.

Выполнена оценка несущей способности железобетонных конструкций венттрубы при сверхпроектных нагрузках (сейсмических интенсивностью 7 баллов и ветровых от смерча класса F3) с учетом пластических свойств бетона и арматуры, т.е. на основе результатов нелинейного статического расчета с учетом проектного армирования.

Расчеты выполнялись с помощью программного комплекса ЛИРА-САПР с учетом физической нелинейности бетона и арматуры. Для бето-

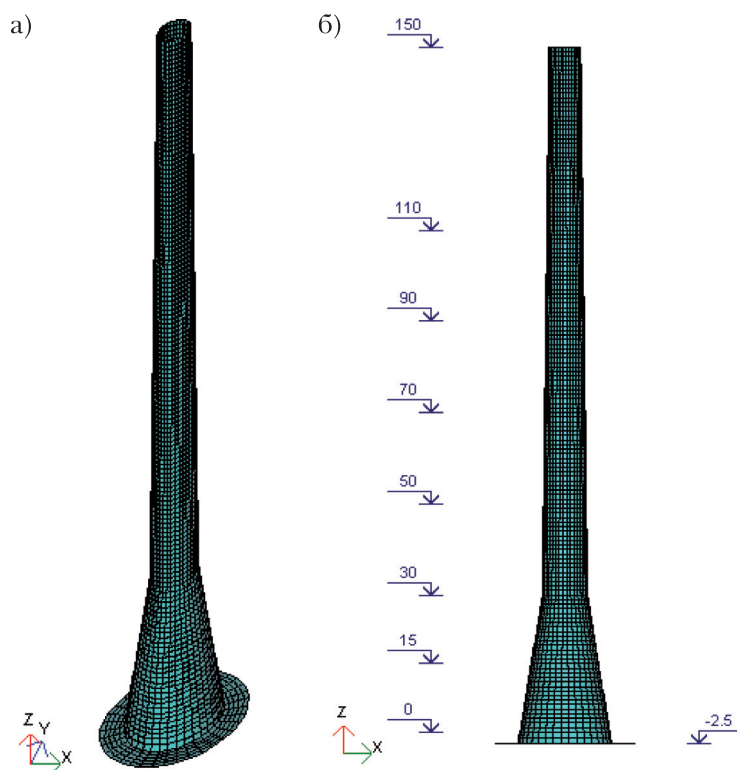


Рисунок 4 – Компьютерная модель вытяжной трубы: а - общий вид; б – аппликации характерных участков

на использовался 15-й закон деформирования (экспоненциальная зависимость). В соответствии с проектом венттрубы и результатами по определению прочности бетона, класс бетона принят С20/25 согласно [9]. При расчетах модуль упругости бетона принят $E_b = 3,06 \cdot 10^4$ МПа. Расчетное сопротивление бетона на сжатие $f_{cd} = 13,5$ МПа, на растяжение $f_{ctk} = 1,0$ МПа. Предельные относительные деформации бетона приняты согласно [9] и составляют: при сжатии 0,00166, при растяжении 0,00058.

Для арматуры был принят 11-й закон деформи-

рования (экспоненциальная зависимость). В соответствии с проектом венттрубы принята арматура класса А-III. При расчетах модуль упругости арматуры принят $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа. Расчетное сопротивление арматуры при растяжении и сжатии $R_s = 340$ МПа.

Для выполнения нелинейных расчетов в пространственной нелинейной модели венттрубы была произведена замена конечных элементов оболочки (тип 44, линейный) на 244-й (универсальный четырехугольный конечный элемент оболочки), позволяющая учесть физическую нелинейность материалов.

Проведены расчеты пространственной нелинейной модели венттрубы на действие статически приложенных нагрузок для вариантов:

- горизонтальные нагрузки от смерча класса F3;
- сейсмические воздействия интенсивностью 6 баллов (учитывалось действие по трем компонентам X, Y и Z).
- сейсмические воздействия интенсивностью 7 баллов (учитывалось действие по трем компонентам X, Y и Z).

Анализ напряженно-деформированного состояния (НДС) железобетонных конструкций венттрубы на разных отметках при нагрузке 80% от максимальной при смерче, выполнен на основе данных нелинейных расчетов.

Горизонтальное расчетное нелинейное перемещение верха венттрубы равно 2111 мм, что составляет 1/71 высоты венттрубы (рис. 8), что значительно превышает допустимое значение упругого перемещения для высотных зданий, равное 1/1000 высоты здания (п. 4.45 [10]). Поэтому в качестве основного параметра принят перекося, предельное значение которого (из условия недопущения обрушения конструкций), для железобетонных монолитных бескаркасных зданий, при

Таблица 1 - Расчетные динамические характеристики ВТ-1

Номер формы колебаний	Частота колебаний, Гц	Период колебаний, с	Σ модальных масс, %
1	0.526	1.903	0.300
2	0.526	1.903	17.986
3	2.069	0.483	18.089
4	2.069	0.483	26.625
5	2.337	0.428	26.625
6	4.235	0.236	26.633
7	4.235	0.236	31.485
8	5.159	0.194	31.485
9	5.211	0.192	31.485
10	5.211	0.192	31.485



максимальных расчетных землетрясения равен 0,020 [7].

Анализ расчетных значений вертикальных сжимающих напряжений при воздействии смерча показал (рис. 5,б), что наиболее нагруженными являются конструкции ствола венттрубы на отм. +30,000м. При этом величина максимального значения, равного 12,5МПа, меньше предельного сопротивления бетона при сжатии ($f_{cd}=13,5$ МПа).

Анализ расчетных значений вертикальных растягивающих напряжений, при воздействии смерча показал (рис. 5,в), что наиболее нагруженными также являются конструкции вертикального ствола венттрубы на отм. +34,000 - +35,000 м. При этом, величина максимального значения, равного 2,39 МПа, больше предельного сопротивления бетона при растяжении ($f_{ctk}=1,0$ МПа). Это и обуславливает образование трещин, показанных на рис. 5,а.

Анализ НДС железобетонных конструкций венттрубы на разных отметках при интенсивности сейсмических воздействий 6 баллов выполнен на основе данных нелинейных расчетов.

Горизонтальное расчетное нелинейное перемещение верха венттрубы равно 1171 мм, что составляет 1/128 ее высоты (см. рис. 8). Расчетные значения перекосов от отметки +90,000 м до +150,000 м равны 0,011-0,012, что почти в два раза меньше предельного значения 0,020 (из условия недопущения обрушения конструкций) для железобетонных монолитных бескаркасных зданий при максимальных расчетных землетрясениях [7]. Сжимающие напряжения в бетоне вертикального ствола венттрубы на отметках от +30,000 м до +40,000 м (рис. 6,а) достигают максимального значения 7,63 МПа, что в два раза меньше предельного сопротивления бетона при сжатии ($f_{cd}=13,5$ МПа).

Из рис. 6,б видно, что растягивающие напряжения в бетоне не превышают 0,64 МПа, что меньше предельного сопротивления бетона при растяже-

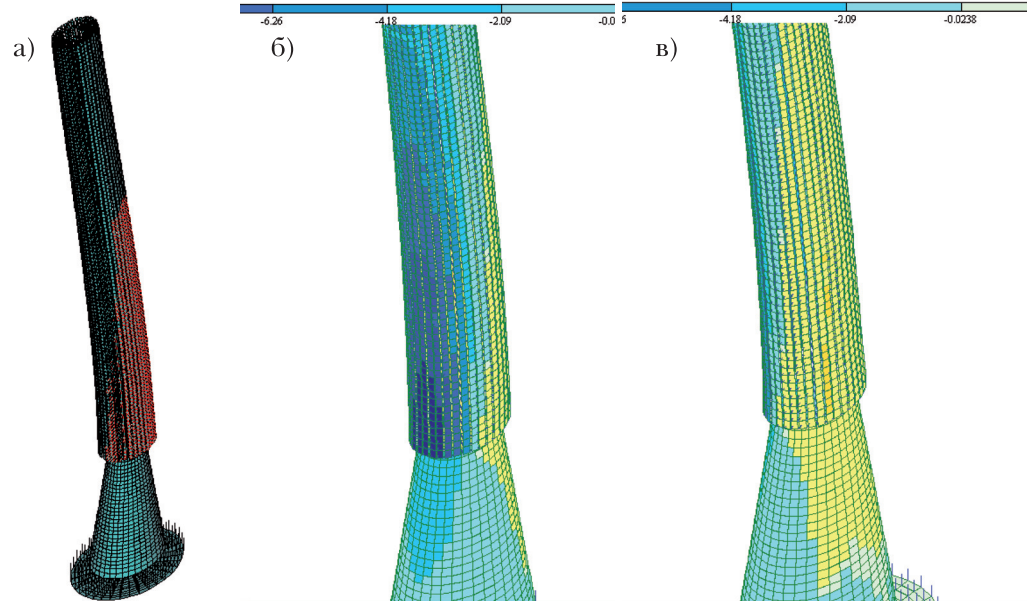


Рисунок 5 – Результаты расчета венттрубы при воздействии смерча класса F3: а - зона образования трещин в растянутом бетоне; б - зона с максимальными сжимающими напряжениями NY; в - зона с максимальными растягивающими напряжениями NY

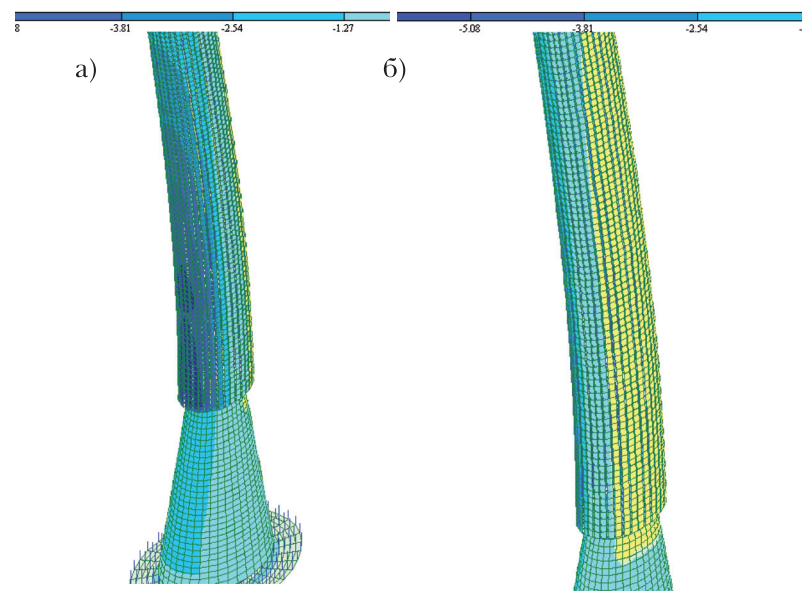


Рисунок 6 – Результаты расчета венттрубы при воздействии при нагрузке, равной 80% от максимальной при сейсмическом воздействии 6 баллов: а - зона с максимальными сжимающими напряжениями NY; б - зона с максимальными растягивающими напряжениями NY

нии ($f_{ctk}=1,0$ МПа).

Анализ НДС железобетонных конструкций венттрубы, на разных отметках, при интенсивности сейсмических воздействий 7 баллов, выполнен на основе данных нелинейных расчетов.

Горизонтальное расчетное нелинейное перемещение верха венттрубы равно 2527 мм, что составляет 1/59 высоты венттрубы (см. рис. 8). Расчетные значения перекосов с отметки



+90,000 м до +150,000 м равны 0,024-0,025, что превышает предельное значение 0,020 (из условия недопущения обрушения конструкций) для железобетонных монолитных бескаркасных зданий, при максимальных расчетных землетрясениях [7].

Сжимающие напряжения в бетоне вертикального ствола венттрубы на отметках от +30,000 м до +40,000 м (рис. 7,б) достигают максимального значения 13,3 МПа, что близко к предельному сопротивлению бетона при сжатии ($f_{cd} = 13,5$ МПа).

Из рис. 7,в видно, что растягивающие напряжения в бетоне превышают предельное сопротивление бетона при растяжении ($f_{ctk} = 1,0$ МПа). При землетрясении 7 баллов, прогнозируемые зоны текучести растянутой арматуры приведены на рис. 7,а.

Для дальнейшего изучения НДС был проведен нелинейный статический анализ (Pushover Analysis), рекомендуемый нормами Украины, и реализованный в ПК ЛИРА-САПР.

Суть метода заключается в оценке перемещений конструкции путем последовательного анализа её разрушения при действии внешней сейсмической нагрузки (анализ предельной прочности здания).

В результате расчета построен спектр несущей способности (СНС) с последующим наложением на упругий спектр реакций при соответствующем коэффициенте редукции R_u (рис. 9). Точка

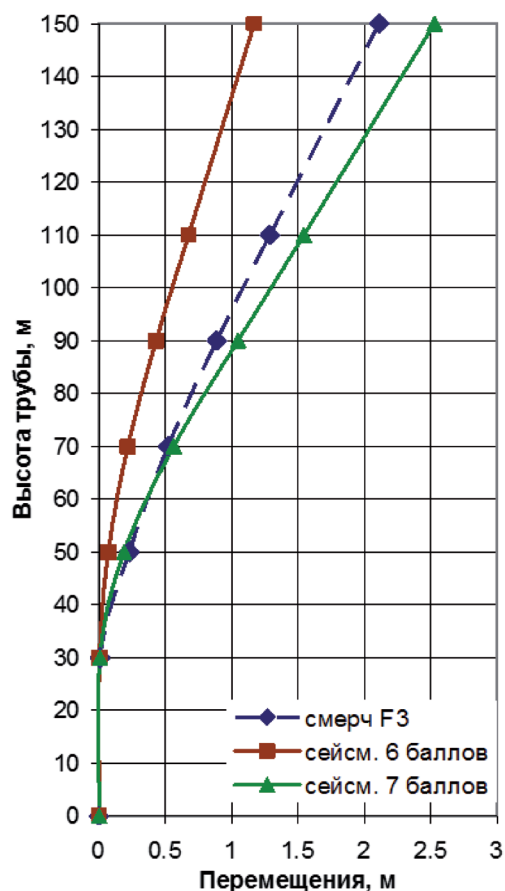


Рисунок 8 – Расчетные горизонтальные перемещения венттрубы на разных отметках

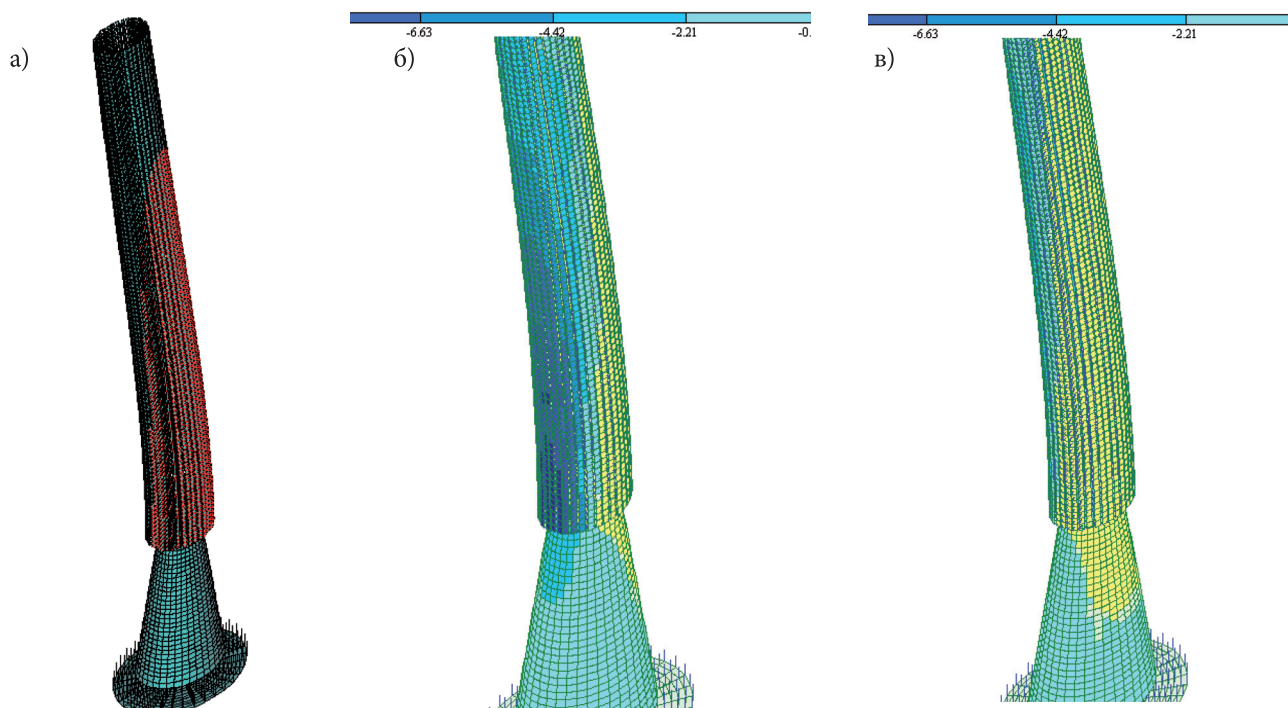


Рисунок 7 – Результаты расчета венттрубы при воздействии при нагрузке, равной 80% от максимальной при сейсмическом воздействии 7 баллов: а - зона образования трещин в растянутом бетоне; б - зона с максимальными сжимающими напряжениями NY; в - зона с максимальными растягивающими напряжениями NY

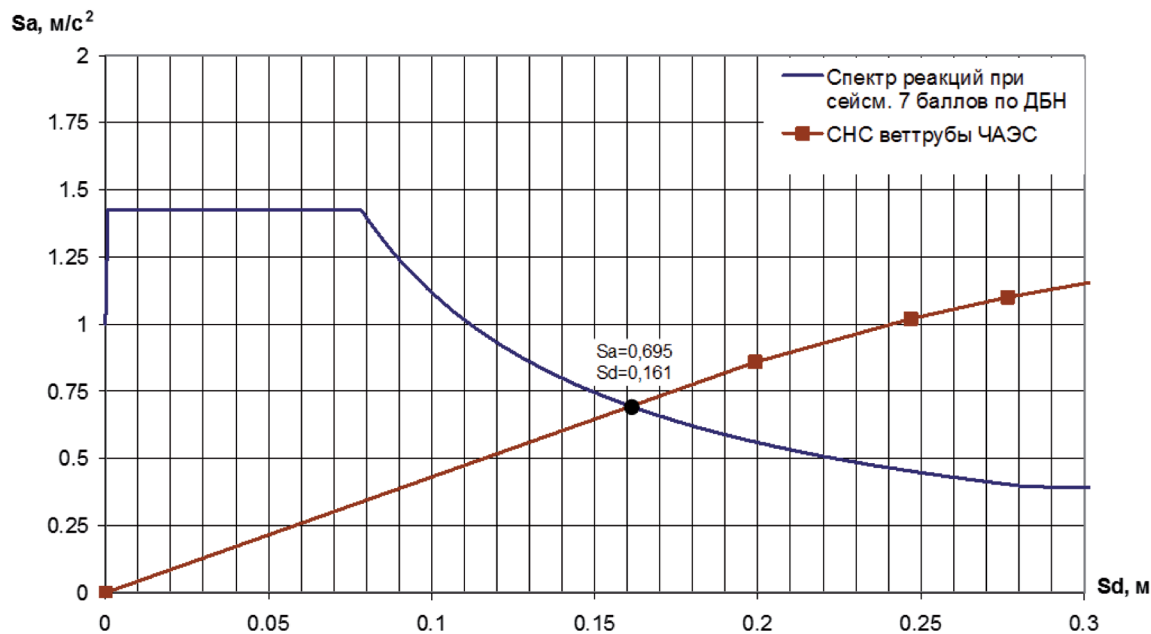


Рисунок 9 – Спектр несущей способности веттрубы, построенный в ПК ЛИРА-САПР, где
• - характеристическая точка, S_a – спектральное ускорение, S_d – спектральное перемещение

пересечения спектров является характеристической точкой, которая определяет напряженно-деформированное состояние конструкций веттрубы, при сейсмическом воздействии интенсивностью 7 баллов по упругому спектру [3].

ВЫВОДЫ

По результатам исследований можно сделать следующие выводы.

1. Разработана программа и методика проведения вибродинамических исследований веттрубы. Фактические данные зарегистрированных параметров колебаний конструкций вентиляционной трубы ВТ-1 использованы для верификации ее расчетной модели.
2. Компьютерная модель веттрубы ВТ-1 соответствует ее конструктивной схеме и позволяет получить достоверную оценку НДС конструкции в целом и отдельных ее элементов. Расчеты выполнены на следующие воздействия: смерч класса F3, сейсмические воздействия интенсивностью 6 и 7 баллов. По результатам расчета по спектральному методу [7] в упругой постановке из всех рассмотренных нагрузок и воздействий наиболее опасными для НДС трубы являются нагрузки от смерча класса F3.

Однако, даже при наиболее невыгодном положении смерча, горизонтальные перемещения вершины трубы составляют 310,5 мм, что меньше $1/483$ (0,002) ее высоты, что меньше допустимого перегиба при сейсмических воздействиях проектного землетрясения, при котором допустимый перегиб составляет 0,01Н.

3. Дополнительно выполнена оценка несущей способности железобетонных конструкций вытяжной трубы при заданных экстремальных нагрузках (сейсмических и ветровых от смерча), при учете пластических свойств бетона и арматуры, т.е. на основе нелинейного статического расчета. При этом получены следующие результаты:

- при горизонтальной нагрузке, равной 90% от максимальной при воздействии смерча класса F3, зона пластических шарниров распространяется на всю высоту конструкции веттрубы, которая превращается в механизм и в результате происходит разрушение сооружения;
- анализ расчетных данных о перемещениях, перекосах, максимальных сжимающих и растягивающих напряжениях в бетоне позволяет сделать вывод, что при землетрясении интенсивностью 6 баллов прочность конструкции веттрубы обеспечена;
- полученные расчетные данные о перемещениях, перекосах, зонах образования трещин в бетоне и зонах текучести растянутой арматуры позволяют сделать вывод, что при землетрясении интенсивностью 7 баллов прогнозируется разрушение конструкции веттрубы прежде всего на отметках от +30,000 м до +40,000 м, а также от +90,000 м до +150,000 м.

4. В целом, по результатам расчета можно сделать вывод о том, что при смерче класса F3 как и при сейсмическом воздействии 7 баллов происходит разрушение вентиляционной трубы от отм. +30,000 м до верха.



5. На основании исследований рекомендовано предпринять меры по ликвидации возможных последствий землетрясения интенсивностью 7 баллов и смерча класса F3.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ДСТУ ISO 4866:2008. Вібрація та удар механічні. Вібрація будівель. Настанова щодо вимірювання вібрації та оцінювання її впливу на будівлі.
2. Руководство пользователя. Сейсмомониторинг. Киев: «Диатос», НТУ «КПИ». 2009.
3. Программный комплекс Лира-Сапр. Руководство пользователя. Обучающие примеры / под ред. академика АИН Украины А. С. Городецкого. 2017. 535 с.
4. Симиу Э., Сканлан Р.. Воздействие ветра на здания и сооружения. М.: Стройиздат. 1984.
5. Основные нормативные требования и расчетные характеристики смерчей для площадки Чернобыльской АЭС. Информационный бюллетень Держбуду. 2002. №10.
6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. К.: Мінрегіон України. 2006. С. 54.
7. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2014. 110 с.
8. НП 306.2.208-2016. Вимоги до сейсмостійкого проектування та оцінки сейсмічної безпеки енергоблоків атомних станцій.
9. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. Київ: Мінрегіон України. 2011. 71 с.
10. ДБН В.2.2-24:2009. Проектування висотних житлових і громадських будинків. Київ: Мінрегіон України. 2009. 133 с.

6. Loads and actions: DNB V.1.2-2:2006. (2007).
7. Construction in seismic regions of Ukraine: DNB V.1.1-12:2014. (2014).
8. Requirements for seismic-resistant design and seismic safety assessment of nuclear power plant units: NP 306.2.208-2016.
9. Concrete and reinforced concrete structures. Basic design provisions: DNB V.2.6-98:2009. (2011).
10. Buildings and structures. Design of high-rise residential and public buildings: DNB V.2.2-24:2009. (2009).

Стаття надійшла до редакції 15.01.2020 року

REFERENCES

1. Mechanical vibration and shock. Vibration of buildings. Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings: ДСТУ ISO 4866:2008. (2010).
2. Seismomonitoring: User's manual. (2009). Kyiv: Diatos; NTU "KPI".
3. Horodetskyi, A.S. (Ed.). (2017). SW "LIRA-CAD": User's manual: Learning examples.
4. Simiu, E., & Skanlan, R. (1984). Wind action on buildings and facilities. Moscow: Stroiizdat.
5. Tornadoes basic regulatory requirements and design characteristics for the Chernobyl nuclear power plant site. (2002). Derzhbud Informational Bulletin, 10.



Doi: 10.33644/01102

УДК 691.3



ЖАРКО Л.О.

Канд. технічних наук, доц., зав. відділу, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: zharko@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (066) 722-70-57, ORCID: 0000-0002-5966-1060



ОВЧАР В.П.

Канд. технічних наук, провідний науковий співробітник, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: vovchar@i.ua, тел.: + 38 (067) 784-52-95, ORCID: 0000-0002-3896-2729



ТАРАСЮК В.Г.

Канд. технічних наук, заступник директора з наукової та нормативно-методичної роботи, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: v.tarasyuk@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (050) 387-97-12, ORCID: 0000-0002-3844-1376



ФЕСЕНКО О.А.

Канд. технічних наук, в. о. зав. сектору, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: fesenko@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (068) 810-64-25, ORCID: 0000-0001-8154-2239

ДО ПИТАННЯ МІЦНОСТІ І КЛАСУ БЕТОНУ НА СТИСК В КОНСТРУКЦІЯХ

АННОТАЦІЯ

В статті узагальнено досвід роботи щодо визначення міцності і класу бетону на стиск безпосередньо в конструкціях, які становлять показники однієї з основних вимог, щодо забезпечення механічної міцності і стійкості споруд. Їх не однозначне трактування на стадіях підбору складу бетону, виготовлення продукції, експлуатації споруд призводить до конфлікту інтересів і корупційних ризиків між виробником бетону, будівельником, інвестором. Розглянуто два підходи до оцінки міцності і класу бетону: перший – з економічних інтересів виробника бетону (можливість економії цементу в налагодженому стабільному виробництві), другий – з позиції споживача (забезпечення проектних показників). Перший - базується на коефіцієнті варіації міцності випробуваних контрольних зразків-кубів бетону, що декларує виробник бетонної суміші, і який, як показав розрахунок зв'язку між середньою і характеристичною міцністю бетону на стиск при різних коефіцієнтах варіації і класах міцності бетону на стиск, може суттєво змінити результати оцінки. Другий - базується на використанні ета-

лонних зразків-кernів, відібраних безпосередньо з конструкції, які випробовують і інтерпретують за міжнародним досвідом. Показано різницю, в оцінках міцності при використанні вибірок результатів випробувань усіх зразків у порівнянні до партій, в яких видалено найменші значення. Обидва підходи проаналізовано на досвіді визначення класу міцності бетону на стиск, на відібраних зразках-кернах з плити перекриття існуючої споруди, усієї та окремих її ділянок; результати виявилися далеко не однозначні і не відповідали проекту. Слід чітко визначити сфери застосування норм і стандартів, які по-перше, обслуговують технологію і ринок виробництва бетонної суміші та бетонних і залізобетонних виробів, по-друге, забезпечують отримання фактичних характеристик існуючих виробів, конструкцій і споруд та їх відповідність проекту. Доцільно, особливо для споруд підвищеної відповідальності та у спірних питаннях, результати, що отримані за першим підходом на контрольних зразках бетонної суміші, перевіряти випробуванням зразків-кernів, відібраних з конструкцій.



КЛЮЧОВІ СЛОВА: міцність і клас бетону на стиск, визначення міцності і класу бетону безпосередньо в конструкціях, розподілення кубикової міцності на стиск, характеристична міцність, середня міцність, мінімальна міцність, коефіцієнт варіації, вирішення спірних питань з оцінки міцності

COMPRESSIVE STRENGTH AND GRADE OF CONCRETE IN STRUCTURES

ABSTRACT

The paper summarizes the experience of the Department of Buildings and Facilities Structures Research in determining the compressive strength and grade of concrete in the structures, which characterize one of the main requirements for ensuring the structures mechanical strength and stability. Their unambiguous interpretation at the stages of concrete composition selection, products manufacture and structures operation leads to a conflict of interests and corruption risks between a concrete producer, a builder and an investor. Two approaches to the concrete strength and grade assessment are considered: the first one reasons from the economic interests of a concrete producer (the possibility of cement saving at a stable well-organized production facility), the second one takes into account the consumer's point of view (design indicators ensuring). The first approach is based on the coefficient of the tested control concrete cubes strength variation declared by the concrete mixture manufacturer. The calculation of the relationship between the average and characteristic compressive resistance of concrete at various coefficients of concrete compressive strength variation and grades showed that this coefficient can significantly change the assessment results. The second approach is based on the use of reference core samples cut directly from the structure, which are tested and interpreted according to established international experience. The difference in strength assessments is shown for the cases with the use of samples tests results selection compared to groups in which the smallest values are removed. Both approaches are analyzed based on the experience of determining the concrete compressive strength grade using the core samples from the entire floor slab in the existing structure and from some its areas; the results were far from straightforward and not consistent with the project. It is necessary to clearly define the areas of application of norms and standards that, firstly, serve the technology and the production market of concrete and concrete and reinforced concrete products, and secondly, ensure obtaining the actual characteristics of existing products, structures and facilities and their conformity to the project. It is advisable, especially for the structures of the higher levels of responsibility and in some controversial matters, to verify the

results obtained with the first approach application to the concrete mix test specimens by testing core samples cut from the structures.

KEYWORDS: concrete compressive strength and grade, concrete strength and grade determination in structures, distribution of cubic compressive strength, characteristic strength, average strength, minimum strength, coefficient of variation, resolution of strength assessment controversial issues.

Клас бетону на стиск становить одну з основних характеристик, що визначають основну вимогу до бетонних та залізобетонних виробів, будівель і споруд, щодо забезпечення їх механічної міцності і стійкості. Його визначають за характеристичною міцністю на стиск стандартним випробуванням циліндрів або кубів у віці 28 діб. Головний сенс цієї характеристики у тому, що вона слугує основою в розрахунках несучої здатності під час проектування залізобетонних конструкцій будівель і споруд.

Існують два підходи до визначення характеристик бетону та їх інтерпретації, що спричинені протилежними економічними інтересами.

Перший підхід відображає інтереси виробника бетонної суміші, який шляхом статистичного розрахунку стабілізації виробництва (коефіцієнта варіації міцності бетонних зразків за регламентований період) намагається зменшити так звану «необхідну» міцність бетону і, як наслідок, витрати матеріалу найбільшої вартості – цементу. Це має сенс для удосконалення виробництва, але не повинно суперечити вимогам проекту та результатам другого підходу.

Під час будівництва відповідність проекту класу бетону збірних бетонних та залізобетонних виробів гарантує виробник – відповідний завод. Якість монолітного бетону залежить від двох ланок: виробника бетонної суміші та виконавця бетонних робіт. На усіх етапах для підтвердження відповідності проекту, виготовляють та випробують контрольні бетонні зразки – циліндри або куби.

Чинні нормативи не однозначно трактують визначення міцності та класу бетону при проектуванні складу бетонної суміші для бетону потрібної міцності для виробництва збірних конструкцій та при постачанні бетонної суміші на будівельний майданчик для монолітних робіт. Тому, виникає конфлікт економічних інтересів між виробником бетону і будівельником чи інвестором. Аналіз невідповідностей, що стосуються визначення міцності бетону за контрольними зразками, навіть при виконанні усіх приписів чинних нормативів, наведено в роботі [1]. Вирішення таких проблем можливе лише за умови перегляду і узгодження цих нормативів.

Другий підхід до визначення характеристик



бетону та їх інтерпретації відображає інтереси виробника будівельних виробів, будівельника (монтажні та монолітні роботи) чи інвестора, яким потрібна якість бетону, що фактично відповідає проекту.

У спірних випадках, у відновлюваних спорудах, при зміні призначення споруд різного віку тощо, для визначення характеристичної міцності бетону на стиск та його класу застосовують методи визначення міцності бетону безпосередньо в конструкції, в яких еталоном слугує відбір і випробування вибурених зразків-кernів.

Прийняту для розрахунків бетонних конструкцій характеристичну міцність бетону на стиск визначають зі статистичною забезпеченістю 0,95 (імовірністю 95 %). Тобто це міцність, нижче якої в партії бетонних зразків може знаходитися не більше 5 % результатів, але і вони на можуть бути меншими ніж 4 МПа.

Характеристична кубикова міцність $f_{ck,cube}$ пов'язана із середньою міцністю $f_{cm,cube}$ статистично через коефіцієнт варіації міцності V_c (перетворено з ДБН В.2.6-98:2009 [2]):

$$f_{ck,cube} = f_{cm,cube} (1 - 1,64 V_c). \quad (1)$$

Норми ДБН В.2.6-98:2009 [2] регламентують клас міцності бетону на стиск залежно від характеристичної та середньої міцності, останньої - при нормативному коефіцієнті варіації 13,5 % (0,135).

Зв'язок між середньою і характеристичною міцністю бетону на стиск, при різних коефіцієнтах варіації для класів міцності бетону на стиск, в межах від C8/10 до C25/30 за розрахунком аналітичної залежності (1) показано на рис. 1. Простежується, що при гіпотетичному нульовому коефіцієнті варіації середня і характеристична міцності однакові; при зміні нормативного коефіцієнта варіації до менших значень налагодженої технології (4 % як декларують деякі виробництва) або до більших - 20 % і більше,

відповідна характеристична кубикова міцність (клас міцності бетону на стиск) зміщуються на один ступінь в кожную сторону.

Використання іншого коефіцієнта варіації за довідковими даними табл. 6 ДБН В.2.3-22:2009 [3] або за статистичною обробкою власних випробувань, а не за даними виробника бетонної суміші згідно п. 6.7 ДСТУ Б В.2.7-224:2009 [4], може призвести до невідповідної оцінки міцності бетону.

Під час визначення міцності бетону безпосередньо в існуючих конструкціях зразки-кernи вибурюють в тих місцях конструкції де відсутня арматура, пошук якої виконують за допомогою магнітного методу. Необхідність збереження армування конструкції і отримання вільного від неї зразка накладає вимоги щодо діаметру керна, а товщина конструкції – до його висоти. Так що, за твердженням Невілла (Adam Neville) [5] “випробування kernів легке у виконанні, але не легке в інтерпретації”. Та завдяки накопиченому світовому досвіду [6-10] регламентовано правила відбору та випробувань бетонних зразків-кernів за ДСТУ Б В.2.6-176:2008 [11] та ДСТУ Б В.2.7-223:2009 [12], та оцінки міцності еталоонних зразків-кernів бетону на стиск в конструкціях і збірних бетонних елементах згідно з ДСТУ Б EN 13791:2013 (EN 13791:2007, IDT) [13].

Раніше повідомлялося про досвід інтерпретації результатів випробувань міцності бетонних kernів у вертикальних монолітних несучих залізобетонних конструкціях круглих колон та пілонів каркасної будівлі [14].

Наведемо приклад відбору зразків, визначення міцності бетону та її інтерпретування, безпосередньо в існуючій конструкції монолітної залізобетонної плити перекриття за проектом з бетону класу C25/30, формованої на профнастил (рис. 2) із застосування чинних норм і стандартів на одному з об'єктів будівництва.

Як видно, геометричні розміри керна (діаметр і висота) визначаються перерізом та армуванням плити перекриття (рис. 2), а саме висота керна не може бути більшою ніж 80 мм, але і вона повинна зменшитися під час вирівнювання його торців; а діаметр, з урахуванням діаметру бурильної алмазної коронки, не більшим такого ж розміру.

Вибурювання виконувалося в місцях вільних від арматури, які визначалися за допомогою електронного шукача металу за ДСТУ Б В.2.6-4-95 [15] та забезпеченням відповідного діаметру бура – 63 мм. Місця відбору зразків розміщувалися

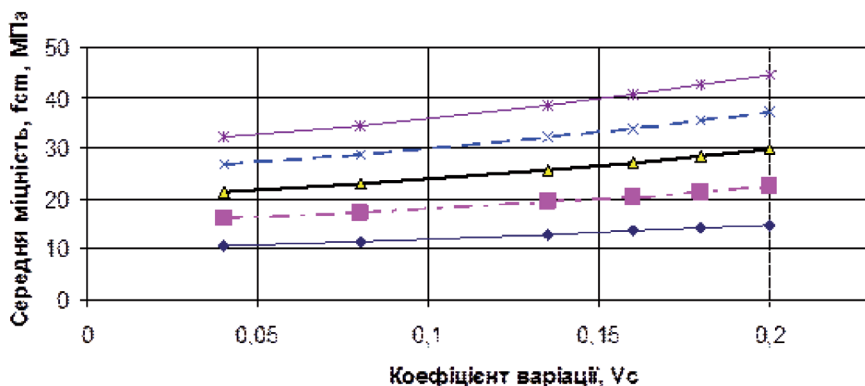


Рисунок 1 – Зв'язок між середньою і характеристичною міцністю бетону на стиск при різних коефіцієнтах варіації для класів міцності бетону на стиск (знизу – вверху): C8/10, C12/15, C16/20, C20/25, C25/30 (за табл. 3.1 ДБН В.2.6-98:2009 [2])

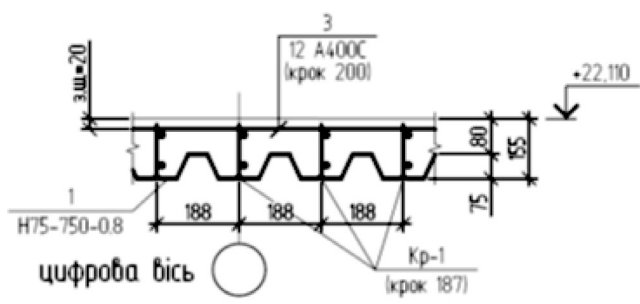


Рисунок 2 – Схема армування плити перекриття.

На об'єкті будівництва розмірами в плані 130×60 м випробуванням підлягали три не пов'язані ділянки плити перекриття довжиною 5 м, 12 м і 28 м, що бетонувалися литою бетонною сумішшю, яку поставляли від різних міксерів за допомогою бетононасоса.



Рисунок 3 – Загальний вигляд місць відбору зразків бетону з плити у партіях 10-18

на кожній ділянці в одну лінію. Вигляд місць відбору зразків бетону з плити на прикладі ділянки 3 у партіях 10-18 показано на рис. 3.

Для проведення випробувань з визначення міцності бетону на стиск з отриманих циліндрів було виготовлено 18 партій зразків-кернів по 3-4 зразка у кожній – всього 57 зразків.

За результатами проведених випробувань було визначено фактичну міцність на стиск 57 зразків-кернів бетону, відібраних із плити по профнастилу, в т.ч. 7 шт. із ділянки № 1 – зразки 1-7, 11 шт. із ділянки № 2 – зразки 8-18 і 39 шт. із ділянки № 3 – зразки 19-57.

Відібрані бетонні керни були оглянуті на предмет пошкоджень і зразки з тріщинами відбраковані.

Вигляд зразків-кернів бетону із підготовленими торцями перед випробуваннями представлено на рис. 4. Висота зразків була в межах від 57 мм до 103 мм.

Відбір бетонних зразків-кернів

і підготовку їх до випробувань виконують згідно ДСТУ Б В.2.7-223:2009 [12]. Під час відбору за допомогою магнітного методу за ДСТУ Б В.2.6-4-95 [15] встановлюють розташування арматури. До випробувань приймають зразки, що відповідають вимогам п. 6.2 ДСТУ Б В.2.7-214 [16].

Умови проведення випробувань та виготовлені зразки-керни відповідають вимогам ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [16] та ДСТУ Б В.2.7-223:2009 [12].

Під час опрацювання результатів випробувань враховано відношення висоти зразка до його діаметра коефіцієнтом за п. 9.3, табл. 2 ДСТУ Б В.2.7-223:2009 [12] та враховано діаметр циліндра масштабним коефіцієнтом за п. 9.5, табл. 5 ДСТУ Б В.2.7-223:2009 [12].

Міцність на стиск еталонних зразків-кернів за допомогою регламентованих коефіцієнтів була приведена до базового розміру кубів зі стороною 150 мм.

За першим підходом міцність бетону в партії зразків визначали як середнє арифметичне значення двох найбільших за міцністю зразків у серії із трьох зразків та трьох найбільших за міцністю зразків у серії із чотирьох зразків згідно п. 9 ДСТУ Б В.2.7-223:2009 [12]. Характеристичну кубикову міцність бетону рахували за формулою (1). Клас міцності бетону на стиск визначали за характеристичною або середньою міцністю за табл. 3.1 ДБН В.2.6-98:2009 [2].

За другим підходом, безпосередньо в конструкції, характеристична міцність бетону на стиск оцінювалася згідно ДСТУ Б EN 13791:2013 [13] з використанням або методу А (для 15 і більше результатів), або методу В (від 3 до 14) з використанням показників середнього значення міцності на стиск, найменшого результату випробувань, стандартного відхилення результатів випробувань та коефіцієнтів, які залежать від кількості випробувань. Відмінність методу – враховують усі результати випробувань і в партіях, і на ділянках.

За методом А оцінена характеристична міцність для області випробувань (партія, ділянка) визначається як найменше з двох наступних значень:



Рисунок 4 – Вигляд зразків-кернів бетону перед випробуваннями



$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1,48 \times s, \quad (2)$$

або

$$f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4. \quad (3)$$

За методом В подібно:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k, \quad (4)$$

або

$$f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4. \quad (5)$$

де $k = 7$ для $n = 3-6$; $k = 6$ для $n = 7-9$; $k = 5$ для $n = 10-14$.

Коливання міцності бетону на стиск в окремих зразках (а), а середньої міцності бетону на стиск в партіях зразків (б) показано на рис. 5. Наочно простежується розбіжність міцності бетону на різних ділянках плити перекриття.

Розподілення міцності бетону на стиск за кількістю результатів окремих випробувань на відповідних ділянках для окремих зразків (а) і середньої міцності партій (б) зображено на рис. 6. За формою кривих наближені до нормального розподілення сукупні результати випробу-

вань окремих зразків на ділянці 1+2 та для всієї плити, тоді як найбільша ділянка 3 сплюснена через низьку однорідність бетону. Виключенням найменших значень у партіях досягнуто більшу відповідність кривих до нормального розподілу.

Розподілення міцності бетону на стиск за кількістю результатів окремих випробувань на відповідних ділянках для окремих зразків (а) і середньої міцності партій (б) зображено на рис. 6. За формою кривих наближені до нормального розподілення сукупні результати випробувань окремих зразків на ділянці 1+2 та для всієї плити, тоді як найбільша ділянка 3 сплюснена через низьку однорідність бетону.

Аналіз результатів визначення середньої і характеристичної міцності бетону на стиск, їх статистичних показників та оцінка класу міцності бетону у монолітній залізобетонній плиті перекриття, випробуванням бетонних зразків-кernів для кожної з трьох ділянок, для перших двох та для всієї плити, з урахуванням результатів кожного зразка для другого підходу і партій зразків для першого підходу представлено в табл. 1.

Відокремлення найменших значень в партіях зразків призвело до зменшення діапазону значень

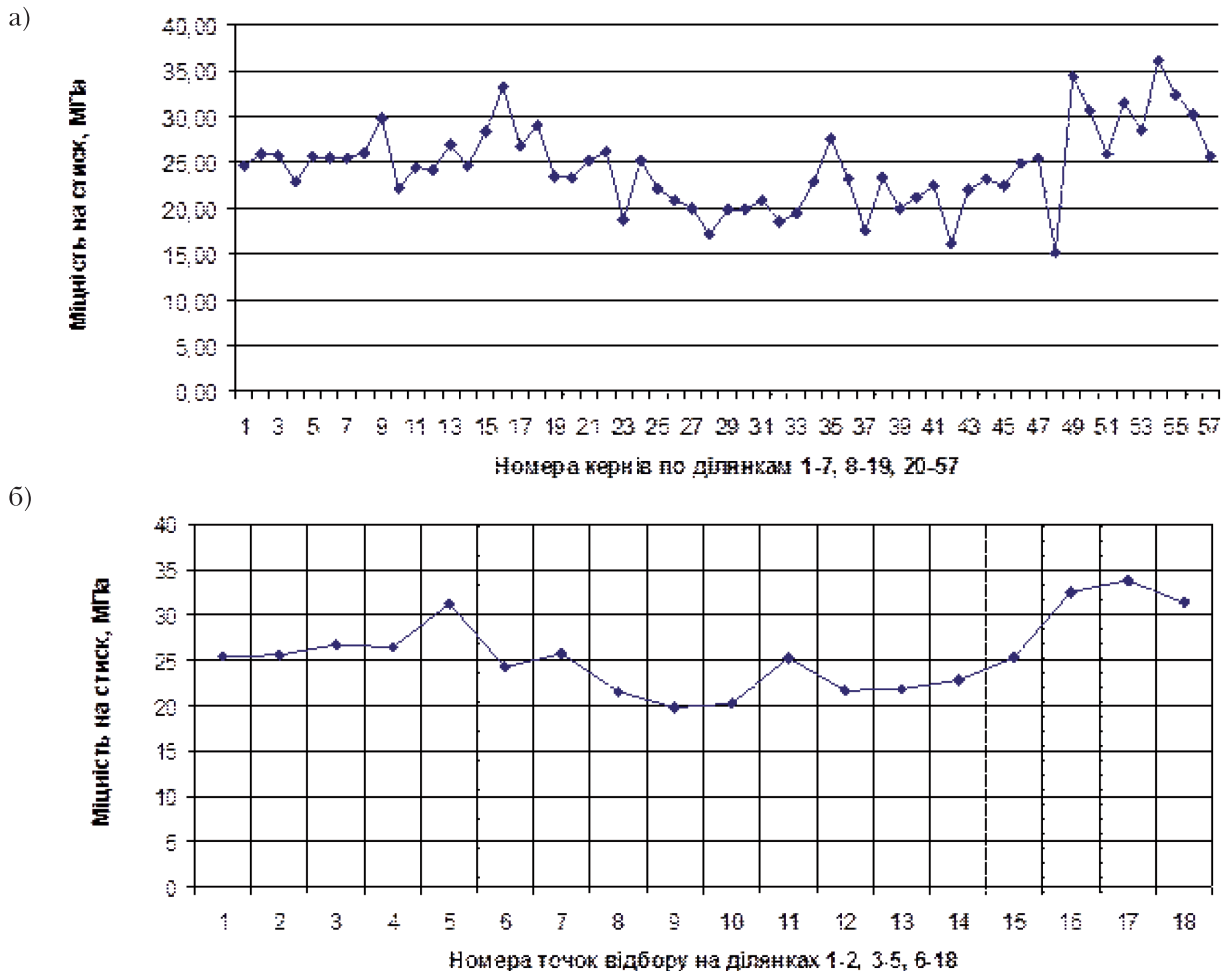


Рисунок 5 – Коливання середньої міцності бетону на стиск в окремих зразках (а) і в партіях зразків (б)

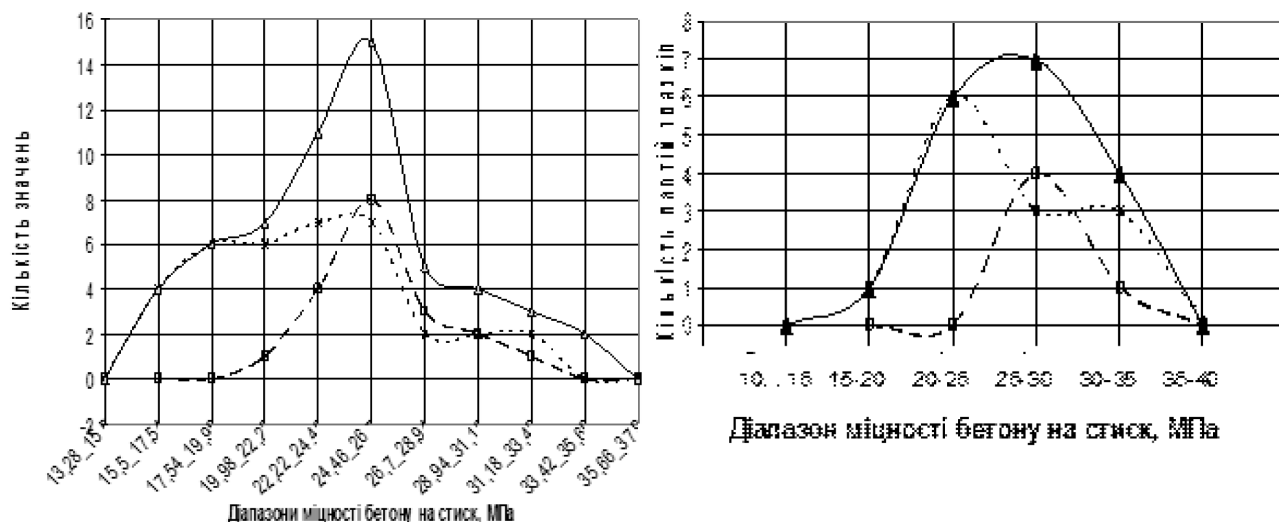


Рисунок 6 – Розподілення міцності бетону на стиск для окремих зразків (а) і середньої міцності партій зразків (б): —Δ— вся плита; ...x... ділянка 3; ---□--- ділянки 1+2

з 15-36 МПа до 20-34 МПа. Виявилось доцільним поєднання результатів ділянок 1 і 2 з достатньо однорідним бетоном. Діапазон значень коливався в межах 11-21 МПа для зразків і 6-14 МПа для партій. Середнє значення кубикової міцності бетону фактичне, $f_{cm, is, cube}$ знаходилося у межах 23,7-26,8 МПа для окремих зразків і 25,1-28,1 МПа для партій зразків, для усієї плити відповідно 24,5 МПа і 25,6 МПа.

Стандартне фактичне відхилення s коливалось в межах для окремих зразків 3,13-4,95 МПа, а для партій 2,37-4,69 МПа. Коефіцієнт варіації міцності в конструкції V_s знаходився у межах 4,2-20,9 %, для усієї плити 18,3 % для окремих зразків і 16,4 %, для партій зразків, що свідчить про недостатню якість бетону в плиті перекриття.

Відношення діапазону значень до середньої міцності, $(f_{is, max} - f_{is, lowest}) / f_{cm, is, cube}$ в межах 0,41-0,88 для зразків і 0,17-0,56 для партій, для усієї плити відповідно 0,85 і 0,55.

Кількість стандартних відхилень у діапазоні значень, $(f_{is, max} - f_{is, lowest}) / s$ було в межах 2,89-4,68 для зразків і 1,40-3,33. Тоді як для нормального розподілення потрібна імовірність на рівні 95 % відповідає діапазону $4s$ (від $-2s$ до $+2s$ від середнього значення): для зразків 15,52-33,44 МПа, для партій 17,21-34,25 МПа.

Якщо розглянути відношення показників для окремих зразків, з такими ж для партій, (табл. 2), за виключенням ділянки 1 з недостатньою кількістю партій зразків, то середня кубикова міцність бетону відрізняється на 5-6 %, розбіжність відношень для інших показників пов'язана з відхиленням розподілень міцності від нормального.

Результати аналізу за першим підходом за ДБН В.2.6-98:2009 [2] показали, що в плиті перекриття на усіх ділянках, і в цілому, клас міцності бетону на стиск становить С16/20.

За другим підходом за ДСТУ Б EN 13791:2013 [13] оцінка класу міцності бетону на стиск в конструкції за мінімальною характеристичною міцністю окремих зразків бетону на стиск, визначена двома методами в залежності від кількості зразків, без використання даних виробника бетону (коефіцієнта варіації), становила для усієї плити також С16/20, але на ділянці 3 була С12/15, а на ділянках 2 та 1+2 - С20/25.

Для подолання сумніву, щодо відповідності міцності бетону на основі стандартних випробувань окремих кернів, ДСТУ Б EN 13791:2013 [13] використано нерівності (6) і (7), щодо середнього і найменшого значення міцності бетону за результатами випробувань:

$$f_{m(n), is} \geq 0,85 (f_{ck, is} + 1,48 \times s), \quad (6)$$

$$f_{is, lowest} \geq 0,85 (f_{ck} - 4). \quad (7)$$

Виконання цих нерівностей для усієї плити перекриття

$$\begin{aligned} 23,67 &\geq 0,85 (f_{ck, is} + 1,48 \times s) = \\ &= 0,85 (19,09 + 7,33) = 21,862, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 15,09 &\geq 0,85 (f_{ck} - 4) = \\ &= 0,85 (19,09 - 4) = 12,826, \end{aligned}$$

свідчить, що область випробувань слід вважати такою, що складається з бетону, який відповідає класу міцності на стиск С16/20.

Виконання цих нерівностей для ділянки 3 плити перекриття

$$\begin{aligned} 24,46 &\geq 0,85 (f_{ck, is} + 1,48 \times s) = \\ &= 0,85 (16,34 + 6,63) = 19,52, \end{aligned}$$



Таблиця 1 - Аналіз результатів визначення міцності бетону на стиск в монолітній залізобетонній плиті перекриття

Показник	Ділянки монолітної плити перекриття								Вся плита	
	1		2		1+2		3			
	зразок	партія	зразок	партія	зразок	партія	зразок	партія	зразок	партія
Кількість результатів випробувань, п, шт.; / Метод оцінки за ДСТУ Б EN 13791:2013 [13]	7 / В	2	11 / В	3	19 / А	5	39 / А	13	57 / А	18
Найменше значення, $f_{is,lowest}$, МПа	22,94	25,42	22,10	26,46	22,10	25,42	15,09	19,80	15,09	19,80
Найбільше значення, $f_{is,max}$, МПа	25,96	25,49	33,23	31,17	33,23	33,23	36,05	33,79	36,05	33,79
Діапазон значень, $f_{is,max} - f_{is,lowest}$, МПа	3,02	0,07	11,13	4,71	11,13	5,75	20,96	13,99	20,96	13,99
Середнє значення кубикової міцності бетону фактичне, $f_{cm, is, cube}$, МПа	25,09	25,46	26,85	28,13	25,77	27,06	23,67	25,07	24,46	25,63
Стандартне відхилення фактичне, s , МПа	1,04	0,05	3,13	2,64	3,51	2,37	4,95	4,69	4,48	4,21
Коефіцієнт варіації міцності в конструкції, V_c , %	4,16	0,19	11,67	9,38	13,62	8,76	20,90	18,71	18,32	16,44
Відношення діапазону значень до середньої міцності, $(f_{is,max} - f_{is,lowest}) / f_{cm, is, cube}$	0,12	0,00	0,41	0,17	0,43	0,21	0,88	0,56	0,85	0,55
Кількість стандартних відхилень у діапазоні значень, $(f_{is,max} - f_{is,lowest})/s$	2,89	1,40	3,56	1,78	3,17	2,43	4,23	2,98	4,68	3,33
Характеристична міцність на стиск для партій зразків за ДБН В.2.6-98:2009 [2], $f_{ck,cube} = 0,78 f_{cm,cube}$, МПа	-	20	-	22	-	21	-	20	-	20
Клас міцності бетону на стиск для партій зразків за табл. 3.1 ДБН В.2.6-98:2009 [2]	-	C16/20	-	C16/20	-	C16/20	-	C16/20	-	C16/20
$1,48 \times s$, МПа (для методу А)	-	-	-	-	5,19	-	7,33	-	6,63	-
Мінімальна характеристична міцність зразків бетону на стиск в конструкції, $f_{ck, is, cube}$, Н/мм ² за п. 7.3 ДСТУ Б EN 13791:2013 [13]– за методами А і В	<u>19,09</u> ***	-	<u>21,85</u> ***	-	<u>20,58</u> *	-	<u>16,34</u> *	-	19,83*	-
	26,94**	-	26,10**	-	26,10**	-	19,04**	-	<u>19,09</u> **	-
Клас міцності бетону на стиск для окремих зразків за табл. 1 ДСТУ Б EN 13791:2013 [13]	C16/20	-	C20/25	-	C20/25	-	C12/15	-	C16/20	-

Примітки: За ДБН В.2.6-98:2009 [2]: $f_{ck,cube} = f_{cm,cube} (1 - 1,64 \times V_c) = f_{cm,cube} (1 - 1,64 \times 0,135) = f_{cm,cube} (1 - 0,22) = 0,78 f_{cm,cube}$ МПа. Для метода А ДСТУ Б EN 13791:2013 [13]: * - $f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1,48 \times s$; ** - $f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4$. Прийнято підкреслені найменші значення. Для метода В ДСТУ Б EN 13791:2013 [13]: *** - $f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k$, де $k = 7$ для $n = 3-6$; $k = 6$ для $n = 7-9$; $k = 5$ для $n = 10-14$; ** - $f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4$.



Таблиця 2 - Відношення показників для сукупності окремих зразків до партій зразків

№ п.п	Показник	Ділянки монолітної плити перекриття				
		1	2	1+2	3	1+2+3
1	Середнє значення кубикової міцності бетону фактичне, $f_{cm, is, cube}$	1,015	1,048	1,050	1,059	1,048
2	Стандартне відхилення фактичне, s	-	1,19	1,48	1,06	1,07
3	Коефіцієнт варіації, V_c	-	1,24	1,55	1,12	1,11
4	Діапазон значень, $f_{is, max} - f_{is, lowest}$	-	2,36	1,94	1,50	1,50
5	Діапазон значень до середньої міцності, $(f_{is, max} - f_{is, lowest}) / f_{cm, is, cube}$	-	0,40	0,49	0,63	0,64
6	Кількість стандартних відхилень у діапазоні значень, $(f_{is, max} - f_{is, lowest}) / s$	2,06	2,00	1,30	1,42	1,40

$$15,09 \geq 0,85 (f_{ck} - 4) = \\ = 0,85 (16,34 - 4) = 10,49,$$

свідчить, що область випробувань слід вважати такою, що складається з бетону, який відповідає класу міцності на стиск С12/15.

Виконання цих нерівностей для ділянок 1+2 плити перекриття

$$25,77 \geq 0,85 (f_{ck, is} + 1,48 \times s) = \\ = 0,85 (20,58 + 5,19) = 21,90,$$

$$22,10 \geq 0,85 (f_{ck} - 4) = \\ = 0,85 (20,58 - 4) = 14,09,$$

свідчить, що область випробувань слід вважати такою, що складається з бетону, який відповідає класу міцності на стиск С20/25.

ВИСНОВКИ

1. Стан нормативних документів, щодо вирішення питань міцності і класу бетону на стиск, потребує перегляду для однозначності інтерпретації результатів та недопущення корупційних ризиків.
2. Слід чітко визначити сфери застосування норм і стандартів, які по-перше обслуговують технологію і ринок виробництва бетонної суміші та бетонних і залізобетонних виробів, по-друге забезпечують отримання фактичних характеристик існуючих виробів, конструкцій і споруд та їх відповідність проекту.
3. Перший підхід пов'язаний з виготовленням контрольних бетонних зразків, умови виготовлення і зберігання яких тотожні таким же умовам для будівельних конструкцій; другий – з відбором зразків з конструкцій (діаметр і висота керн визначається умовами конструкції, впливом режиму буріння, шліфовкою торців), ризики невідповідностей в умовах «життя» бетону тут відсутні.

4. Умови випробовування зразків кубів і кернів практично однакові.
5. Під час інтерпретації результатів випробувань виникають труднощі пов'язані з розмірами вибірки (кількість зразків); призначенням партій, в кожній з яких відкидають з розгляду слабкі зразки; призначенням нормативного коефіцієнта варіації міцності, а з досвідом – розрахунком такого коефіцієнту, який має суттєвий вплив на кінцеві результати. Перший підхід передбачає визначення міцності в партіях зразків; другий – сукупність окремих зразків.
6. Спосіб розрахунку середньої міцності в партіях важко назвати статистично коректним, в кожній партії результатів виокремлюються менші значення, але в цілому вдовольняють вимогу 95%-й вірогідності.
7. Різниця у визначенні характеристичної міцності бетону на стиск за контрольними зразками та за зразками, відібраними з конструкцій, полягає у зменшенні ризиків невідповідностей у другому випадку.
8. Результати аналізу за першим підходом за ДБН В.2.6-98:2009 [2] показали, що в плиті перекриття на усіх ділянках і в цілому, клас міцності бетону на стиск становить С16/20.

За другим підходом за ДСТУ Б EN 13791:2013 [13] оцінка класу міцності бетону на стиск в конструкції за мінімальною характеристичною міцністю окремих зразків бетону на стиск, визначена двома методами в залежності від кількості зразків без використання даних виробника бетону (коефіцієнта варіації), становила для усієї плити також С16/20, але на ділянці 3 була С12/15, а на ділянках 2 та 1+2 - С20/25, що перевірено додатковими нерівностями.

В усіх випадках клас міцності бетону на стиск не відповідав проектному С25/30.

9. Вважаємо доцільним, особливо для споруд підвищеної відповідальності, перевірку



результатів, що отримані за першим підходом, випробуванням зразків-керна, відібраних з конструкцій.

10. Для вирішення спірних питань з оцінки міцності бетону в конструкціях і збірних бетонних елементах перевагу слід віддавати результатам випробувань безпосередньо в конструкціях за ДСТУ Б EN 13791:2013 (EN 13791:2007, IDT) [13].

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Рунова Р.Ф., Руденко И.И., Троян В.В. К вопросу о корректировке нормативов по определению прочности бетона. Киевский национальный университет строительства и архитектуры: г. Киев, Украина. 2013.
2. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
3. ДБН В.2.3-22:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування.
4. ДСТУ Б В.2.7-224:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності.
5. In My Judgment by Adam Neville. Core Tests: Easy to Perform, Not Easy to Interpret. Concrete International, November 2001, P. 59-68.
6. ACI 214R-02 Evaluation of Strength Test Results of Concrete, 2002. 20 p.
7. ACI 214.4R-03 Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Test Results of Concrete, 2003. 16 p.
8. ACI 228.1R-03 In-Place Methods to Estimate Concrete Strength, 2003. 44p.
9. ACI 214R-11 Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete, 2011. 16 p.
10. Brunarski L., Dohojda M. An approach to in-situ compressive strength of concrete. Bull. Pol. Ac.: Tech. 64(4), 2016. P. 687-695. Doi:<https://doi.org/10.1515/brasts-2016-0078>
11. ДСТУ Б В.2.7-176:2008 Будівельні матеріали. Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови (EN 206.1:2000, NEQ).
12. ДСТУ Б В.2.7-223:2009 Бетони. Методи визначення міцності за зразками, відібраними з конструкцій.
13. ДСТУ Б EN 13791:2013 Оцінка міцності бетону на стиск в конструкціях і збірних бетонних елементах (EN 13791:2007, IDT).
14. Тарасюк В.Г., Жарко Л.О., Овчар В.П., Борецька Н.С. До визначення міцності і класу бетону. Наука та будівництво. 2019. 2 (20). С. 31-37.
15. ДСТУ Б В.2.6-4-95 (ГОСТ 22904-93) Конструкції залізобетонні. Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури.
16. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками.

REFERENCES

1. Runova, R.F., Rudenko, I.I., & Troian, V.V. (2013). On the amendment of the concrete strength determination standards. Kyiv, Ukraine: Kyiv National University of Construction and Architecture.
2. Buildings and facilities structures. Concrete and reinforced concrete structures. Basic principles: DBN V.2.6-98:2009. (2011).
3. Transport facilities. Bridges and pipes. Main design requirements: DBN V.2.3-22:2009. (2009).
4. Building materials. Concretes. Rules for the strength control: DSTU B V.2.7-224:2009. (2010).
5. Neville, A. (2001). Core Tests – Easy to Perform, Not Easy to Interpret. Concrete International, 23 (11), 59-68.
6. Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214R-02). 2002.
7. Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Test Results of Concrete (ACI 214.4R-03). (2003).
8. In-Place Methods to Estimate Concrete Strength (ACI 228.1R-03). (2003).
9. Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214R-11). (2011).
10. Brunarski, L., & Dohojda, M. (2016). An approach to in-situ compressive strength of concrete. Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, 64(4), 687-695. DOI: 10.1515/brasts-2016-0078
11. Building materials. Concrete mix and concrete. General specification: DSTU B V.2.7-176:2008 (EN 206.1:2000, NEQ). (2010).
12. Building materials. Concretes. Methods of strength evaluation on cores drilled from structures: DSTU B V.2.7-223:2009. (2010).
13. Assessment of concrete compressive strength in structures and precast concrete elements: DSTU B EN 13791:2013 (EN 13791:2007, IDT). (2014).
14. Tarasiuk, V.H., Zharko, L.O., Ovchar, V.P., & Boretska, N.S. (2019). The determination of concrete strength and grade. Science and construction, 2 (20), 31-37.
15. Reinforced concrete structures. Magnetic method for the determination of the concrete protection layer thickness and the reinforcement location: DSTU B V.2.6-4-95 (GOST 22904-93). (1995).
16. Building materials. Concretes. Methods for strength determination using reference specimens: DSTU B V.2.7-214:2009. (2010).

Стаття надійшла до редакції 24.12.2019 року



Doi: 10.33644/01104

УДК 624.078.4



КЛИМОВИЧ И.М.

Канд. технических наук,
специалист технического
отдела, ООО «НПЦ Спрут-
Украина»,
г. Одесса, Украина,
e-mail: 3163832@gmail.com
тел.: +38 (067) 909-70-87
ORCID: 0000-0002-4134-3427



НЕСТЕРЕНКО Ю.О.

ООО «НПЦ Спрут-Украина»,
учредитель,
г. Одесса, Украина,
e-mail: 3163832@gmail.com
тел.: +38 (048) 794 35 03
ORCID: 0000-0001-7182-710X

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕЖДУНАРОДНОГО ОПЫТА МЕХАНИЧЕСКОЙ СТЫКОВКИ АРМАТУРЫ В УКРАИНЕ

АННОТАЦИЯ

Представлена проблематика стыковки арматуры внахлест и с помощью сварки, а также альтернативный и более технологичный способ ее решения – стыковка с помощью обжимных соединительных муфт.

Стыковка внахлест зарекомендовала себя в конструкциях с небольшими номинальными диаметрами арматуры, низким их пределом текучести и высотой зданий до 15 этажей.

Метод стыковки с помощью сварки является более универсальным, но его применение влечет за собой удорожание и усложнение хода выполнения работ по возведению конструкций. Качество выполнения сварных соединений зависит от множества факторов и связано с существующей проблематикой процесса выполнения сварных соединений.

Анализ мировой практики строительства показывает существование более надежного, технологичного и эффективного метода стыковки арматуры — с помощью соединительных муфт (механическое муфтовое соединение).

В статье изложен успешный зарубежный опыт применения механических соединений арматуры в США, Японии, Китае, Казахстане, ОАЭ и многих других странах.

Необходимо отметить, что с введением в действие ДБН В.2.6-98 и ДСТУ Б В.2.6-156, нормативно допустимыми методами соединения арматурных стержней в Украине являются соединения внахлест, сварные соединения и механические соединения.

Проанализированы и систематизированы

основные технические требования к соединениям арматуры, а также обоснованы основные преимущества механических соединений. Анализ международных и отечественных нормативных документов показал, что в Украине механические соединения должны удовлетворять более жестким требованиям.

Приведены методология и результаты испытаний обжимных соединений арматуры. Результаты комплексных экспериментально-теоретических исследований обжимных соединений позволили разработать ряд нормативных документов.

Технология стыковки арматуры опрессовкой муфт применялась на множестве строительных объектов, в том числе и в сейсмических районах.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: соединения арматурных стержней, соединение внахлест, сварное соединение, механическое муфтовое соединение, механическое обжимное соединение, Спрут-Украина

ВИКОРИСТАННЯ МІЖНАРОДНОГО ДОСВІДУ МЕХАНІЧНОГО СТИКУВАННЯ АРМАТУРИ В УКРАЇНІ

АНОТАЦІЯ

Представлена проблематика стикування арматури внапустку і за допомогою зварювання, а також альтернативний і більш технологічний спосіб її вирішення – стикування за допомогою опресованих з'єднувальних муфт.

З'єднання внапустку зарекомендували себе в конструкціях з невеликими номінальними діаметрами арматури, низькою її межею пластичності



і висотою будівель до 15 поверхів.

Метод стикування за допомогою зварювання є більш універсальним, але його використання тягне за собою здорожчання і ускладнення ходу виконання робіт зі зведення конструкцій. Якість виконання зварних з'єднань залежить від багатьох факторів і пов'язана з існуючою проблематикою процесу виконання зварних з'єднань.

Аналіз світової практики будівництва показує існування більш надійного, технологічного і ефективного методу з'єднання арматури – за допомогою з'єднувальних муфт (механічне муфтове з'єднання).

В статті викладено успішний закордонний досвід використання механічних з'єднань арматури в США, Японії, Китаї, Казахстані, ОАЕ і багатьох інших країнах.

Необхідно відзначити, що з введенням в дію ДБН В 2.6-98 і ДСТУ Б В.2.6-156, нормативно допустимими методами з'єднання арматурних стрижнів в Україні є з'єднання внапустку, зварні з'єднання і механічні з'єднання.

Проаналізовані і систематизовані основні технічні вимоги до з'єднань арматури, а також обґрунтовані основні переваги механічних з'єднань. Аналіз закордонних і вітчизняних нормативних документів показав, що в Україні механічні з'єднання повинні задовольняти більш жорстким вимогам.

Приведені методологія і результати випробувань опресованих з'єднань. Результати комплексних експериментально-теоретичних досліджень опресованих з'єднань дозволили розробити ряд нормативних документів.

Технологія стикування арматури опресуванням муфт застосовувалась на безлічі будівельних об'єктів, в тому числі і в сейсмічних районах.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: з'єднання арматурних стрижнів, з'єднання внапустку, зварне з'єднання, механічне муфтове з'єднання, механічне опресоване з'єднання, Спрут-Україна

USE OF AN INTERNATIONAL EXPERIENCE OF MECHANICAL REINFORCEMENT BARS SPLICING IN UKRAINE

ANNOTATION

The problematic of reinforcement bars splicing by overlap tying and by the way of welding is described, as well as alternative splicing by the mechanical compression couplers as a way of its solution.

Lap splicing showed good results in structures with small nominal dimensions of steel bars, low rate yield strength and in buildings not higher than 15 floors.

Welding is the more flexible method of steel bars splicing but its use brings to rising costs and complicity of construction work. The quality of welded splices depends on many factors mainly on the existing problems in welding process.

The analysis of world construction practice shows a more reliable, technological and effective way of splicing reinforcement bars it means the use of connecting couplers i.e. mechanical rebar coupling.

Successful international experience of applying mechanical steel bars splicing in USA, Japan, China, Kazakhstan, UAE, etc. is described.

It must be noted that with the advance of the enactment of DBN V 2.6-98 and DSTU B V.2.6-156, standard acceptable methods of steel bars splicing in Ukraine are lap splicing, welded connections and mechanical splicing.

General technical requirements of the connections of reinforcement were analyzed and systematized, as well as general advantages of mechanical splices were proved.

Analysis of international and native regulations showed that in Ukraine it should be taken more strict requirements for mechanical splices.

Methodology and test results of mechanical splices were covered. A number of regulation documents were developed as a result of large scale theoretical and experimental research of mechanical connections.

The technology of coupling of reinforcement bars was applied at many construction projects as well as in seismic regions.

KEY WORDS: reinforcement bars connections, lap splicing, welded splice, mechanical coupler connection, mechanical swage connection, Sprut-Ukraine

ВВЕДЕНИЕ

На протяжении многих лет соединения арматурных стержней внахлест и с помощью сварки считались эффективными и экономичными методами стыковки.

Стыковка внахлест подразумевает под собой соединение арматуры вязальной проволокой, когда усилие от одного арматурного стержня к другому передается за счет сил сцепления с окружающим бетоном. Данный метод стыковки зарекомендовал себя в конструкциях с небольшими номинальными диаметрами арматуры, низким их пределом текучести и высотой зданий до 15 этажей [1]. Однако при данном методе стыковки появляется эксцентриситет передачи усилий между арматурными стержнями, усложняется процесс бетонирования конструкции, возникает перерасход арматуры за счет перепуска стержней и в ряде случаев возникает необходимость в установке дополнительного поперечного армирования в зоне стыковки. Но главным недостатком стыковки внахлест, особенно при ее использовании в сейсмически опасных регионах, является зависимость прочности стыка от прочности окружающего стык бетона. Именно поэтому, в зонах с повышенной сейсмичностью, существуют ограничения по использованию стыковки арматуры внахлест.



Метод стыковки с помощью сварки является более универсальным, но его применение влечет за собой удорожание и усложнение хода выполнения работ по возведению конструкций [2]. Качество выполнения сварных соединений зависит от множества факторов и связано с существующей проблематикой процесса выполнения сварных соединений. Нестабильность химических свойств стали влияет на свариваемость арматурных стержней и строительным компаниям все сложнее находить высококвалифицированных сварщиков. Помимо этого, существенным недостатком данного метода является большая трудоемкость работ по стыковке и контролю качества выполненных соединений. Общеизвестно, что сварное соединение, как способ равнопрочного стыкования строительной арматуры не имеет перспектив [3].

АНАЛИЗ ОСНОВНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Международный опыт строительства показывает, что при быстрорастущих объемах применения монолитного железобетона современные здания нередко превышают 100 этажей и более. Среди них стоит отметить такие небоскребы как Burj Khalifa (828 м., Дубай, ОАЭ), Shanghai Tower (632 м., Шанхай, КНР), Abraj Al Bait (601 м., Мекка, Саудовская Аравия), Ping An International Finance Center (599 м., Шеньчжень, КНР), Lotte World Tower (555 м., Сеул, Южная Корея), Freedom Tower (541 м., Нью-Йорк, США), CTF Finance Centre (530 м., Гуанчжоу, КНР), Taipei 101 (509,2 м., Тайбэй, Тайвань) и другие. И в таких условиях приоритетным при выборе технологии возведения арматурных каркасов является не стоимость их изготовления, а эксплуатационная безопасность сооружения в течение всего проектного срока службы.

В качестве рабочей арматуры несущих конструкций таких зданий используются стержни диаметром от 25 мм и более. Использование высокопрочного бетона позволяет уменьшить длину перепуска стержней при стыковке внахлест, но не добавляет надежности конструкции, так как с увеличением прочности бетона возрастают и силы его растрескивания.

Многочисленные исследования в области соединения арматуры внахлест показали, что при стыковке арматуры больших диаметров (от 40 мм) сила их сцепления с бетоном настолько велика, что может привести к раскалыванию бетона и, как следствие, разрушению конструкции. В свою очередь результаты исследований нашли отражение в нормативном документе ACI 318-14 [4]. Согласно п.25.5.1.1 ACI 318-14 соединение внахлест запрещено для стыковки арматуры диаметром более 40 мм, воспринимающей в процессе эксплуатации как сжатые, так и растягивающие напряжения в конструкции. Данный подход ото-

бражен и в украинских нормативных документах. Так, согласно п.7.3.4.4 ДСТУ Б В.2.6-156 [5], стержни больших диаметров (более 32 мм), как правило, не должны соединяться внахлест, что связано с большими силами растрескивания бетона. А согласно п.7.6.11 и п.7.7.8 ДБН В.1.1-12 [6] и вовсе запрещается использование соединений внахлест при возведении конструкции в районах с сейсмичностью 6 баллов и более, при диаметре стержней арматуры и арматурных каркасов более 22 мм.

Наличие присущих сварным соединениям и соединениям внахлест недостатков, а также проектирование современных, конструктивно более сложных зданий и сооружений заставляет проектировщиков рассматривать альтернативные способы стыковки арматуры.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Анализ мировой практики строительства показывает существование более надежного, технологичного и эффективного метода стыковки арматуры — с помощью соединительных муфт (механическое муфтовое соединение) [7]. Большинство подобных соединений состоят из муфты, выравнивающей и удерживающей арматуру в необходимом положении. Механическое соединение арматурных стержней осуществляется при помощи резьбовых муфт, обжимных, винтовых, болтовых, комбинированных и муфт заполненных расплавленным металлом, цементным тестом или клеевыми составами [8]. Этот метод лишен недостатков, присущих методам сварки и нахлеста, что подтверждается многочисленными лабораторными испытаниями муфтовых соединений и практическим их применением при строительстве объектов повышенной ответственности (АЭС, ТЭС и т.д.), высотных зданий, мостов, тоннелей, т.е. конструкций, воспринимающих не только статические нагрузки, но и знакопеременные (динамические). Эта технология успешно применяется во многих странах мира. Среди них США, Япония, Китай, Казахстан, ОАЭ, Россия и многие другие. Механические соединения применялись при строительстве небоскреба Burj Khalifa (Дубай, ОАЭ), башен Petronas Twin Towers (Куала-Лумпур, Малайзия), плотины Масagua Dam (Венесуэлла), Белоярской АЭС (Россия), гидроэлектростанции Sendje (Экваториальная Гвинея) и многих других объектов (рис. 1 – 4).

ОСНОВНОЙ МАТЕРИАЛ

С введением в действие ДБН В.2.6-98 [9] и ДСТУ Б В.2.6-156 [5], нормативно допустимыми методами соединения арматурных стержней в Украине являются соединения внахлест, сварные соединения и механические соединения, обеспечивающие передачу нагрузки при растяжении-сжатии или только при сжатии.



Рисунок 1 – Burj Khalifa (ОАЭ)

И здесь стоит обратить внимание на технические требования, предъявляемые к механическим и сварным соединениям арматуры. Требования к соединениям внахлест отсутствуют, так как прочность основана на совместной работе с бетоном.

Требование п.2.14 ДСТУ Б В.2.6-168 [10] к сварным соединениям арматуры при испытаниях на растяжение представлены в таблице 1.

Таблица 1

Значение R , Н/мм ²	$C \geq C / \sigma_B$
$R \leq 39$	$C \geq 0,90 \sigma_B$
$39 \leq R \leq 78$	$C \geq 0,95 \sigma_B$
$78 \leq R \leq 118$	$C \geq \sigma_B$

где R – размах значений предела прочности сварных соединений; C – среднее значение предела прочности сварных соединений; σ_B – характеристическое значение временного сопротивления арматуры по ДСТУ 3760 [11].

Из данного требования можно сделать вывод, что нормативно допускается снижение прочности сварного соединения до 10% по сравнению с характеристическим значением временного сопротивления арматуры. Данное смягчение требований с учетом недостатков, о которых упоми-



Рисунок 2 – Плотина Масagua Dam (Венесуэлла)



Рисунок 3 – Белоярская АЭС (Россия)



Рисунок 4 – Petronas Twin Towers (Малайзия)



налось ранее, не добавляет надежности конструкции.

Требования п.18.2.7.1 ACI-318 к механическим соединениям при испытаниях на растяжение представлены в таблице 2.

Таблица 2

Тип 1	Тип 2
$C \geq 1,25 f_y$	$C \geq f_s$

где C – предел прочности механического соединения; f_y – характеристическое значение предела текучести арматуры; f_s – характеристическое значение временного сопротивления арматуры.

Требования к механическим соединениям арматуры при испытаниях на растяжение в Украине [12, 13] представлены в таблице 3.

Таблица 2

$C \geq \sigma_s$;	$\Delta \leq 0,1 \text{ мм}$;	$\delta_p \geq 2\%$;
---------------------	--------------------------------	-----------------------

где C – предел прочности механического соединения; σ_s – характеристическое значение временного сопротивления арматуры по ДСТУ 3760 [11]; Δ – деформативность соединения; δ_p – равномерное относительное удлинение соединения после испытания на растяжение.

Анализ международных и отечественных нормативных документов показал, что в Украине механические соединения должны удовлетворять более жестким требованиям.

Среди всех типов муфтовых соединений на территории Украины наибольшую популярность из-за своей простоты выполнения и удобства контроля качества, технологичности и экономичности, обрел метод стыковки арматуры путем обжатия соединительных муфт. Суть метода состоит в обжатии металлической муфты, напоминающей по форме цилиндр, которая одевается на арматурные стержни (рис. 5 и рис. 6).



Рисунок 5 – Механическое соединение арматуры диаметром 28 мм, выполненное путем обжатия соединительной муфты



Рисунок 6 – Процесс монтажа обжимных соединений Спрут

Механические обжимные соединения обеспечивают для строителей следующие преимущества:

- улучшенная прочность конструкции. Механические соединения обеспечивают соосность действия нагрузок независимо от состояния или наличия бетона. Надежность в зоне возможной деформации гарантирована, так как данные соединения при растяжении равнопрочны цельной арматуре ($C \geq \sigma_B$). В сейсмических зонах механические соединения сохраняют структурную целостность, даже когда напряжение стержней находится за пределами области упругих деформаций;
- стабильное качество соединений, не зависящее от квалификации персонала и окружающей среды;
- устойчивость к динамическим нагрузкам при техногенных или природных явлениях;
- снижение перенасыщенности конструкции арматурой по сравнению со стыковкой арматуры внахлест;
- уменьшение сроков монтажа арматурных каркасов.

К недостаткам обжимных соединений можно отнести ограничения при стыковке густо расположенных арматурных стержней, вызванные габаритными размерами оборудования, а также невозможностью соединения гладкой арматуры (арматуры без поперечных выступов).

Начиная с 2007 года, компания Спрут-Украина, совместно со специалистами НИИСК и НИИСП разработала, внедрила и активно расширяет возможности применения в железобетонных конструкциях технологии стыковки арматурных стержней диаметром от 16 до 40 мм классов А400С и А500С, согласно ДСТУ 3760 [11], методом обжатия соединительных муфт.

Обжатие осуществляется при помощи переносного гидравлического инструмента, состоящего из насосной станции, обжимного пресса и сменных штампов для каждого типоразмера муфты. Отличительной особенностью техно-



гии является тот факт, что муфта после обжатия образует шестигранник. По мнению западных специалистов именно данная форма обжатия обеспечивает полное прилегание муфты к арматуре, образуя единый цельный элемент.

Стоит отметить, что на этапе внедрения технологии были проведены ряд испытаний обжимных муфтовых соединений в профильных организациях (НИИСК, Академия строительства Украины). Методики испытаний отвечали требованиям как украинских (ГОСТ 12004 [14], ДСТУ Б В.2.6- 168 [10]), так и международных (ISO 15835 [15]) нормативных документов. Схема и результаты испытаний механических обжимных соединений приведены на рис. 7 и рис. 8.

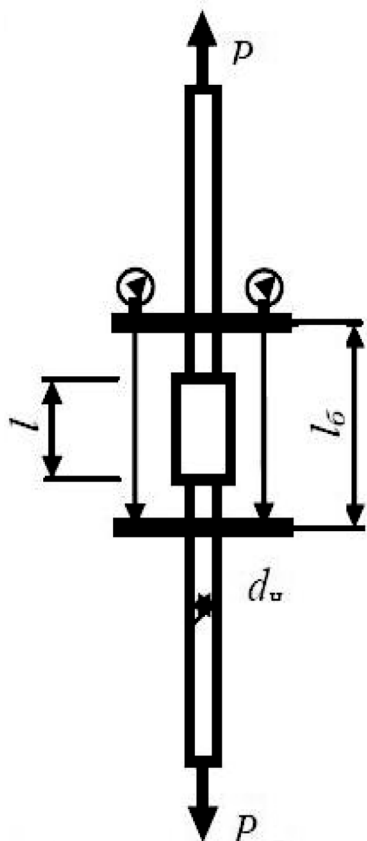


Рисунок 7 – Схема испытаний механических обжимных соединений

$$L_{\delta} = l + 2d_n$$

где l – длина муфты; L_{δ} – база измерения деформативности; d_n – номинальный диаметр соединяемого стержня.

Испытания обжимных соединений показали, что разрушение всех образцов происходило по основному металлу одного из соединяемых стержней, при этом предел прочности соединений S во всех случаях превышал характеристическое значение временного сопротивления арматурного проката соответствующего класса, т.е. соединение вело себя как цельный арматурный стержень.



Рисунок 8 – Характер разрушения механических обжимных соединений



Рисунок 9 – Carnegie Center» (г. Киев)



Деформативность соединений Δ не превышала значения 0,01 мм.

Следует отметить, что все преимущества новой технологии стыковки арматуры уже на практике оценили ведущие строительные фирмы Украины.

Технология стыковки арматуры опрессовкой муфт применялась на множестве строительных объектов, в том числе и в сейсмических районах. Примеры некоторых из них приведены на рис. 9 – 12.

ВЫВОДЫ

Результаты комплексных экспериментально-теоретических исследований обжимных соединений позволили специалистам компании «Спрут-Украина» и НИИСП разработать технические условия на способ соединения – ТУ У В.2.8-45.2-35641811-001:2008 [12], технические условия на муфты – ТУ У В.2.7-45.2-35641811-002:2008 [16] и методические рекомендации по механическому соединению арматурных стержней опрессовыванием муфт [17]. Эти документы содержат всю необходимую информацию для проектирования и контроля выполнения соединений арматуры опрессовкой соединительных муфт.



Рисунок 10 – ЖК «Diamond Hill» (г. Киев)



Рисунок 11 – Международный аэропорт «Львов» (г. Львов)



Рисунок 12 – Отельный комплекс «Swissotel Odessa» (г. Одесса)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Hurd M. K. Mechanical vs. lap splicing. 1998. 4 p. URL: http://www.concreteconstruction.net/_view-object?id=00000153-8c4e-dbf3-a177-9c7f8a4e0000
2. Борецкая Н.С. К проблеме стыкования арматурных стержней при строительстве из монолитного железобетона. 2017. 5 с. URL: http://irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/ntab_2017_1_10.pdf
3. Анализ мирового опыта механического соединения стержневой арматуры встык опрессовкой муфты (Repair Splicing System). URL: <http://www.enerprom.ru/qa/111.html>
4. Building code requirements for structural concrete and commentary: ACI 318-14. Farmington hills: American concrete institute, 2014. 524 p.
5. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.
6. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2014. К.: Мінрегіонбуд України, 2014. 110 с.
7. Нестеренко Ю.О. Механическое соединение арматуры, как альтернатива общепринятым методам стыковки. URL: <http://sprut-ukraina.com.ua/articles/mechanicheskoe-soedinenie-armatury-kak-alternativa-obshchepriinyatym-metodam-stykovki.html>
8. Климович І.М. Робота з'єднань арматури залізобетонних конструкцій для



будівництва в сейсмічних районах: дис. на здобуття наукового ступеня канд. техн. наук / Київ, 2012. 167 с.

9. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. К.: Мінрегіон України, 2011. 71 с.
10. Арматурні та закладні вироби зварні, з'єднання зварні арматурні і закладних виробів залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ГОСТ 10922-90, MOD): ДСТУ Б В.2.6-168:2011. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 39 с.
11. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935-2:1991, NEQ): ДСТУ 3760:2006. К.: Держспоживстандарт України, 2007. 18с.
12. Механічні з'єднання арматурних стрижнів опресовуванням муфт. Технічні умови: ТУ У В.2.8-45.2-35641811-001:2008. К.: НДІБВ, ТОВ „Спрут-Україна”, 2008. 14с.
13. Настанова з застосування механічних муфтових з'єднань арматури з конічною різьбою при проектуванні і виготовленні залізобетонних конструкцій: ДСТУ-Н Б В.2.6-155:2010. К.: Мінрегіонбуд України, 2010. 35 с.
14. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение: ГОСТ 12004-81. М.: Государственный комитет СССР по стандартам, 1982. с. 15.
15. Steels for the reinforcement of concrete. Reinforcement couplers for mechanical splices of bars. Part 2: Test methods: ISO 15835-2:2009. Geneva: ISO, 2009. 12 p.
16. Муфти з'єднувальні для арматурних стрижнів. Технічні умови: ТУ У В.2.7-45.2-35641811-002:2008. К.: НДІБВ, ТОВ „Спрут-Україна”, 2008. 13 с.
17. Методичні рекомендації із механічного з'єднання арматурних стрижнів опресовуванням муфт. К.: НДІБВ, ТОВ „Спрут-Україна”, 2008. 20 с.

REFERENCES

1. Hurd, M. K. (1998). Mechanical vs. lap splicing. Retrieved from http://www.concreteconstruction.net/_view-object?id=00000153-8c4e-dbf3-a177-9c7f8a4e0000
2. Boretskaia, N. (2017). To the problem of joining reinforcing bars during the construction of monolithic reinforced concrete. Retrieved from http://irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/ntab_2017_1_10.pdf
3. Analysis of the world experience of the mechanical jointing of the bar reinforcement

by coupling butt-pressing (Repair Splicing System). Retrieved from <http://www.enerprom.ru/qa/111.html>

4. Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-14). Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute. (2014).
5. Buildings and facilities structures. Concrete and reinforced concrete structures. Design rules: DSTU B V.2.6-156:2010 (2011).
6. Construction in seismic regions of Ukraine: DBN V.1.1-12:2014. (2014).
7. Nesterenko, Y. Mechanical connection of reinforcement as an alternative to conventional jointing methods. Retrieved from <http://sprut-ukraine.com.ua/articles/mechanicheskoe-soedinenie-armatury-kak-alternativa-obsheprinyatym-metodam-stykovki.html>
8. Klymovych, I. (2012). Work of joints of reinforcement of reinforced concrete structures for construction in seismic areas. (PhD Thesis, Engineering). Kyiv, Ukraine.
9. Buildings and facilities structures. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions: DBN V.2.6-98:2009. (2011).
10. Welded and embedded elements, welded reinforcing connections and embedded elements for reinforced concrete structures. General Technical Specification: DSTU B V.2.6-168:2011 (GOST 10922-90, MOD). (2012).
11. Reinforcing rod for reinforced concrete structures. General specification: DSTU 3760:2006 (ISO 6935-2:1991, NEQ). (2007).
12. Mechanical joints of reinforcing rods with couplings crimping. Specifications: TU U V.2.8-45.2-35641811-001:2008. (2008).
13. Guidance on the use of mechanical coupling connections with conical thread in the design and manufacture of reinforced concrete structures: DSTU-N B V.2.6-155:2010. (2011).
14. Reinforcing steel. Tensile Test Methods: GOST 12004-81. (1983).
15. Steels for the reinforcement of concrete. Reinforcement couplers for mechanical splices of bars. Part 2: Test methods: ISO 15835-2:2009. (2009).
16. Coupling connections for reinforcement bars. Specifications: TU U V.2.7-45.2-35641811-002:2008. (2008).
17. LLC SPRUT-UKRAINE. Methodical recommendations on the mechanical connection of reinforcement rods by connections crimping. (2008). Kyiv: State "Research institute of building production named of V.S. Balitsky" (NDIBV).

Статья поступила в редакцию 14.02.2020 года



Doi: 10.33644/01101

УДК 624.04:69.058



BARANOV P.Yu.

PhD in Economics, Kharkiv, Ukraine,
e-mail: pavelbaranov39@gmail.com
tel.: +38 (057) 732-01-30
ORCID: 0000-0001-5302-3837



KOSHELEVA N.M.

PhD in Engineering, Senior Researcher, State Enterprise "The State Research Institute of Building Constructions", Kyiv, Ukraine,
e-mail: 4752445@i.ua
tel.: +38 (044) 249-37-43
ORCID: 0000-0003-2030-6042



BASHKIROV H.B.

Head of Construction and Earth Works and Valuation Activities Department, Kharkiv Research and Criminalistics Expert Center of MIA of Ukraine, Kharkiv, Ukraine,
e-mail: bashkirovG@ukr.net
tel.: +38 (050) 343-10-75
ORCID: 0000-0002-5494-9997

FEATURES OF SIMPLIFIED CALCULATIONS FOR EXISTING BUILDINGS CIVIL STRUCTURES SURVEYS (ADMISSIBILITY AND VALIDITY ISSUES)

ABSTRACT

The relevance of the discussed problem is shown. The recent researches and publications on the topic are analyzed. The tasks are developed for the specified goals achievement. For the most commonly used load-bearing structures the specific features of simplified calculations in the process of buildings and structures technical state inspection are considered. The civil structures simplified calculations are classified and systematized. The simplifications systematization and their admissibility justification are carried out, which promote the achievement of the calculations reliability and efficiency maximum level. The simplifications in the design schemes drawing up and existing loads and impacts determination, as well as the simplified calculations execution are analyzed. The area of simplified calculations admissibility is identified. The algorithm (stages) for civil structures simplified calculations is developed. Some example questions to a forensic expert are considered. The questions can be predicted and resolved based on the materials of this paper by means of the civil structures simplified calculations in the course of civil engineering forensic studies. Recommendations for further researches

on the topic are provided. The study purpose is to substantiate the simplified calculations permissible range for the most commonly used load-bearing structures. The scientific novelty of the work is that for the first time the validity, admissibility and systematization problems of the load-bearing civil structures simplified calculations are considered. The study results are of practical importance for the construction engineering researches on the structures technical state assessment and forensics examinations. **KEY WORDS:** design scheme, loads and actions, support links, survey, defects and damages, limit states, existing development, simplifications systematization.

ОСОБЕННОСТИ УПРОЩЕННЫХ РАСЧЕТОВ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ (ПРОБЛЕМЫ ДОПУСТИМОСТИ И ОБОСНОВАННОСТИ)

АННОТАЦИЯ

Отмечены тезисы актуальности рассматриваемых проблем. Выполнен анализ последних



исследований и публикаций по данной тематике. Разработаны задачи для достижения поставленной цели. Рассмотрены особенности проведения упрощенных расчетов наиболее часто используемых несущих строительных конструкций в процессе обследования технического состояния зданий и сооружений. Проведена классификация и систематизация упрощенных расчетов строительных конструкций. Выполнена систематизация упрощений и обоснование их допустимости, что способствует достижению максимального уровня достоверности и оперативности расчетов. Проведен анализ упрощений при составлении расчетных схем, определении действующих нагрузок и воздействий, а также выполнения упрощенных расчетов. Определена область допустимых упрощенных расчетов. Разработан алгоритм (этапы) выполнения упрощенных расчетов строительных конструкций. Рассмотрены примеры вопросов судовому эксперту, которые можно прогнозировать и решать при помощи упрощенных расчетов строительных конструкций при проведении судебных строительно-технических исследований с учетом материалов данной статьи. Приведены рекомендации для дальнейших исследований по данной тематике. Целью исследования является обоснование допустимой области применения упрощенных расчетов наиболее часто встречаемых несущих строительных конструкций. Научная новизна работы заключается в том, что впервые рассматриваются проблемы обоснованности и допустимости, а также систематизации упрощенных расчетов несущих строительных конструкций. Результаты исследования имеют практическую значимость при проведении строительно-технических исследований по оценке технического состояния и проведении судебных экспертиз.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: расчетная схема, нагрузки и воздействия, опорные связи, обследование, дефекты и повреждения, предельные состояния, старая постройка, систематизация упрощений.

ОСОБЛИВОСТІ СПРОЩЕНИХ РОЗРАХУНКІВ ПРИ ОБСТЕЖЕННІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ІСНУЮЧИХ БУДІВЕЛЬ (ПРОБЛЕМИ ДОПУСТИМОСТІ ТА ОБҐРУНТОВАНOSTI)

АНОТАЦІЯ

Відмічені тези актуальності проблеми, що ми розглядаємо. Виконаний аналіз останніх досліджень і публікацій за даною тематикою. Розроблені задачі для досягнення поставленої мети. Розглянуті особливості проведення спрощених розрахунків найбільш часто використовуваних несучих будівельних конструкцій в процесі обстеження технічного стану будівель та споруд. Проведені класифікація і систематизація спрощених розрахунків будівельних конструкцій.

Виконані систематизація спрощень і обґрунтування їх допустимості, що сприяє досягненню максимального рівня достовірності та оперативності розрахунків. Проведений аналіз спрощень при складанні розрахункових схем, визначенні діючих навантажень і впливів, а також виконання спрощених розрахунків. Виявлена область допустимості спрощених розрахунків. Розроблений алгоритм (етапи) виконання спрощених розрахунків будівельних конструкцій. Розглянуті приклади питань судовому експерту, що можуть прогнозуватися і вирішуватися за допомогою спрощених розрахунків будівельних конструкцій при проведенні судових будівельно-технічних досліджень з урахуванням матеріалів даної статті. Надані рекомендації щодо подальших досліджень по даній тематиці. Метою дослідження є обґрунтування допустимої області застосування спрощених розрахунків несучих будівельних конструкцій, що найбільш часто зустрічаються. Наукова новизна роботи полягає в тому, що вперше розглядаються проблеми обґрунтованості і допустимості, а також систематизації спрощених розрахунків несучих будівельних конструкцій. Результати дослідження мають практичну значимість при проведенні будівельно-технічних досліджень з оцінки технічного стану та проведення судових експертиз.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: розрахункова схема, навантаження і впливи, опорні зв'язки, обстеження, дефекти та пошкодження, граничні стани, стара забудова, систематизація спрощень.

INTRODUCTION

The building technical state level determination based on visual examinations and field studies may not be sufficient for conducting the building technical survey (TS). Often, the execution of civil structures strength and deformability in-process calculations, including simplified ones, is necessary.

The urgency of the problem is related to the following factors:

- in the existing development there is a large number of projects having defects and damages, which do not meet the modern building standards and require prompt calculation checks;
- insufficient regulatory, scientific and methodological support of the correct transition from the civil structures real work to the simplified structural designs;
- some specialists do not have the sufficient knowledge of civil structures analysis computer software for prompt engineering decisions making in the process of technical state survey;
- a wide variety of tasks for carrying out the structural and technical expert surveys to identify the possible safety of load-bearing structures further operation.



ANALYSIS OF RECENT STUDIES AND PUBLICATIONS on this topic showed that the methods of the civil structures load-bearing capacity calculations during the construction projects technical surveys are given a sufficient attention in the Ukrainian and foreign works [7 and 8]. Much less attention is paid to simplified calculations [7, 9, 10, 13 and 14]. Practically, in the normative literature such issues are hardly considered, with the exception of partial descriptions in DBN and DSTU-N [1-6, 11 and 12]. The issues of the simplified calculations admissibility and validity have not been practically addressed in the mentioned sources.

PROBLEM FORMULATION

The purpose of this work is to conduct a scientific study related to the validity of limitations and assumptions when performing the individual load-bearing structures simplified calculations in the process of the existing buildings technical state surveys.

To achieve this goal, the following tasks are considered:

- features, nature and scope analysis, systematization and classification of simplified calculations by various characteristics (types of calculations, purpose, stages of study, levels of calculations completion etc.) in the process of technical survey; the simplified calculations advantages and disadvantages analysis, the simplifications admissibility comparative analysis;
- analysis of simplifications types and their impact on the civil structures behavior real patterns; the algorithm development (refinement) for the simplified calculation during structures technical state survey;
- features of the simplified calculations use during the forensic civil engineering expert investigations.

BASIC MATERIAL AND FINDINGS

In modern practice, in the buildings technical surveying and designing the different types of civil structures simplified calculations, including preliminary, verification and checking calculations are used. Under the preliminary simplified calculation, the authors accept the civil structure calculation aimed at identifying the need for the further expert actions on the structure detailed analysis. The verification calculation is often understood as the determination of the design parameters conformity to the building regulations requirements [1-22]. The checking calculation is a simplified calculation for checking the previously performed manual or computer-aided calculations. It is necessary to combine the mentioned terms in the concept of a civil structure simplified calculation (CSSC). In this work the civil structure simplified calculation (CSSC) is used to mean the civil structure load-bearing

capacity (strength and/or deformability) calculation during the existing buildings technical survey process with an allowance for a reasonable simplification sufficient level. This calculation allows to quickly check the surveyed structures compliance with the existing regulations requirements. In Table 1 the civil structures simplified calculations are systematized by various characteristics in order to analyze their use possibilities.

During the CSSCs a need can arise to justify the admissibility of the following simplifications: deviation of the simplified design scheme from the civil structure actual operation; deviation of the simplified design scheme from the traditional one; geometric dimension simplifications compared to real ones; loads and actions simplifications compared to real ones; simplifications of loads distribution types, which do not comply with the real distribution.

It is worthwhile to consider the CSSC execution features for some of the most common structural elements when examining the objects technical state. An analysis of the simplifications and their justification and validity extent is given below in Tables 2 and 3.

The authors developed the following algorithm (stages) of the CSSC carrying out:

- study and analysis of the initial design, executive, entitling and registration technical documentation for an object under study;
- preliminary visual inspection of the structures, taking into account measures to ensure the spatial rigidity of the building as a whole;
- the necessity and feasibility analysis regarding a simplified calculation carrying out at an early stage of the survey, including the Terms of Reference drafting for the survey contract;
- identification of structures that require the justifying calculation carrying out, the simplified design scheme development based on the initial visual inspection and the analysis of the investigated structure relationships with the structural system of the building as a whole (conformity category and impact on the building overall spatial rigidity);
- structure actual work analysis, classical and simplified design schemes, accepted assumptions and simplifications assessment;
- effective loads detection based on the regulatory data and customer initial data (technological loads related to the production technological features), including actual and simplified ones, and the preliminary assessment of the accepted loads assumptions and simplifications impact on the calculations final results;
- static structure calculation, including the forces determination in accordance with the simplified design scheme (bending moments; longitudinal and lateral forces);
- design calculation taking into account the building materials properties; comparative analysis of



Table 1 - CSSC classification and systematization

№	Feature	Variation	Feature description (purpose)	Simplifications explanation and validity
1	2	3	4	5
1.1	1. Type of calculation	Static /dynamic	The internal forces determination (moments and longitudinal and transverse forces)	Elements of design scheme, loads and actions
1.2		Structural	Intersection sufficiency check (depending on the structure material)	The justification of the transition from the actual plastic model of constructive element work to the elastic one
1.3		Mixed	Forces determination and intersection sufficiency verification	
2.1	2. Type of simplification (supporting links, elements intersections, loads and actions)	Design schemes	Creating a design scheme with simplified geometry and support links	The justification of the real or classic design replacement with the simplified one
2.2		Loads and actions	Transformation of the complex actual types of loads with the simplified ones	The real loads replacement with the simplified ones; the allowable load determination
2.3		Other (structure)	The dynamic loads and actions replacement with the static ones etc.	The justification of the transition from dynamic actions to simplified static ones
3.1	3. Calculation justification and completeness levels	Complete	All assumptions/simplifications are considered and justified	The possibility of accepting the results as final ones
3.2		Partial	The assumptions/simplifications justification is partial	The civil structure simplified calculation is impossible or incomplete
3.3		Not available	The assumptions/simplifications are not justified	
4.1	4. Limit state	Strength	The design parameters are determined by simplified mechanics models	See the above justifications
4.2		Deformability		
5.1	5. Base of comparison	Building codes	The parameters comparison with normative ones	The correctness of the TS regulatory requirements
5.2		Design data	The parameters comparison with design ones	Taking into account defects and damages
5.3		Other base	Specific requirements of a customer and rational mind	With the requirements expediency justification



Table 2 - Simplifications and assumptions used during the simplified design schemes formation

Structure	Simplification	Assumption
Single span beam (beam slab)	The real supports replacing with hinge ones	With free rest on the walls**
	Rigid fixing replacement with hinged one	With taking into account a moment on the reinforced concrete beams support
Multispan beam (cast-in-place beam slab)	Multispan beam replacement with a single span beam	
	Indirect determination of supports moments from the spanned ones	Provided that the moment on the support is accepted equal to the bending moment in restraint
Column (pillar or partition wall)	Structural scheme features of the building as a whole	For the justification of structural scheme with the rigidly joined elements
	Replacement of real support links with hinged ones or restrained within a storey	With taking into account the loads off- centered application
Edge supported reinforced concrete slab	Replacement with a beam plate on two supports along the less span	The support moment is equal to the moment in the scheme of one span beam with restrained and hinged support
Lintel above the slot	Real supports replacement with hinged ones**	See Note
Retaining wall***	Real support replacement with restrained one	See Note

Notes to Tables 2:

*The rigid structural scheme of a building as a whole should mean a scheme with an upper support taken without any displacements.

** The free support denotes a support without restraints.

***The stand-alone retaining wall does not have any upper support.

Table 3 - Current loads features and assumptions for the buildings structures calculations

Structure	Simplification	Assumption
1	2	3
Single span beam (beam slab)	Replacing the real loads (with a complex contour in plan) affecting the beam with the loads evenly distributed or focused in the contour center	Provided that a uniformly distributed load is equivalent to the total actual loads
Multispan beam (cast-in-place beam slab)		
Column (pillar or partition wall)	Only the vertical loads with an eccentricity (if any) are considered	Provided that the horizontal loads are taken by the lateral rigid structures
Edge supported reinforced concrete slab	Replacement of real loads (with complicated contour in plan) with evenly distributed ones	Provided that the evenly distributed load is equivalent to the total actual one
Lintel above the slot	Replacement of the load modelling a work like beams on elastic base with an even distribution	With taking into account the floor load in the case of arrangement within a conditional triangle
Stand-alone retaining wall***	The actual lateral load replacement with a trapezium or triangular ones	Provided that it is possible to justify the load by a linear law

Notes to Tables 3:

*The rigid structural scheme of a building as a whole should mean a scheme with an upper support taken without any displacements.

** The free support denotes a support without restraints.

***The stand-alone retaining wall does not have any upper support.



the mathematical calculation results and the existing regulatory documents permissible parameters; conclusions drawing based on the calculations results with the obligatory presentation of the accepted assumptions and simplifications certainty degree analysis.

The scope of each simplified calculations type is recommended, as a rule, for individual, not mass cases. CSSCs can be used as the preliminary design justifications of existing building structures. For a more accurate computational research of the building structures actual work, it is necessary to adopt for the building a computer-based spatial design scheme.

CSSCs are widely used in construction engineering studies, such as forensic examinations. As a rule, when carrying out forensic civil engineering studies, the necessity of checking the building structures conformity with the regulatory requirements (strength, rigidity, stability, reliability etc.) should be found. To do this, a forensic expert must calculate the strength independently or use the services of a specialized organization that has the relevant permits. The second way is related to the need for prompt expert research. As practice shows, for a forensic expert of 10.6. specialty it can be sufficient to carry out simplified calculations. However, there are no appropriate recommendations in the regulatory or scientific and methodological literature for such calculations applications.

It is reasonable to consider some example questions to forensic expert that can be predicted and resolved by means of CSSC when conducting forensic civil engineering studies based on this paper material.

1. Does the structure design in the operated building correspond to the existing regulatory requirements for reliability and safety?
2. Is the class of responsibility of the floor load-bearing structure (covering, staircase, rafters, masonry partitions, columns etc.) reasonably accepted when carrying out the building technical state surveys and certification?
3. Is the building collapse due to the load-bearing structures technical state, if so, which structures specifically?
4. Was it necessary to calculate the load-bearing structures strength for the building technical state survey and certification? If yes, was a simplified calculation permissible?
5. Is it reasonable to accept the civil structures simplified calculations when surveying the building technical state? If no, could this have caused the collapse (material damage to the owner)?
6. Was the class of responsibility of load-bearing structures of flooring, cover, staircase, rafters, masonry partitions, pillars etc. reasonably accepted, when conducting the building technical state survey and certification?
7. Is the building collapse due to the load-

bearing structures technical state, if so, which structures specifically? Was the use of civil structures simplified (estimated) calculations reasonable for the building technical state survey? If it was not, could this have caused the collapse (material damage to the owner)?

FINDINGS AND PROSPECTS FOR THE FURTHER DEVELOPMENTS

1. The paper proposes an approach that allows to reasonably accept the civil structures simplified calculations when carrying out the technical state of the building examined structures.
2. Preliminary developments have been made to determine the rational region for the civil structures simplified calculations use when surveying their technical state for various purposes, for instance, as part of forensic expert studies.
3. The possible questions to a forensic expert, the resolution of which requires strength calculations, including the simplified ones, are foreseen.
4. It is recommended to carry out the further researches on this topic within the framework of the simplified calculations use enhancement with the involvement of specialists in the fields of structural mechanics, civil structures or technical surveying, and forensic experts.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. К.: ДП «УкрНДНЦ». 2017. 45 с.
2. ДБН В. 1.2-5:2007. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Мінрегіонбуд України. Київ. 2007.
3. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. 2011.
4. ДБН В. 2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України. Київ. 2010. 104 с.
5. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків і споруд. Держбуд України. Київ. 2003.
6. ДБН В.1.2-14:2009. Загальні принципи забезпечення надійності і конструктивної безпеки будівель, споруд будівельних конструкцій і основ. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Мінрегіонбуд України. 2009. 43 с.



7. Гольшев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. К.: Лотос, 2001. 172 с.
8. Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции. 2-е изд. перераб. и доп. К.: Будивельник, 1990. 184 с.
9. Немчинов Ю.И. Метод просторових скінчених елементів (з застосуванням до розрахунку будівель та споруд). К.: НДІКБ, 1995. 368 с.
10. Клепиков С.Н. Расчеты сооружений на деформируемом основании. К.: НИИСК, 1996. 202 с.
11. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2001. 230 p.
12. Eurocode 3: Design of steel structures. EN 1993-1-8:2005.
13. Deric John Oehlers, Matthew Haskett, Wade Lucas FRP-Reinforced Concrete Beams : Unified Approach Based on IC Theory, School of Civil, Environmental and Mining Engineering, Univ. of Adelaide, South Australia, Australia, June 2011.
14. Zhenhai Guo Principles of Reinforced Concrete. Tsinghua University Press, Published by Elsevier Inc. Oxford, USA, 2014.
9. Nemchynov, Iu.I. (1995). Method of spatial finite elements (as applied to the buildings and facilities analysis). Kyiv: NDIBK.
10. Klepikov, S.N. (1996). Analysis of structures on a deformable base. Kyiv: NDIBK.
11. Design of concrete structures. General rules and rules for buildings: Eurocode 2 (Part 1). (2001). Brussels.
12. Design of steel structures. Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005.
13. Oehlers D.J., Haskett M., & Lucas, W. (2011). FRP-Reinforced Concrete Beams: Unified Approach Based on IC Theory. School of Civil, Environmental and Mining Engineering, University of Adelaide, South Australia, Australia.
14. Guo, Z. (2014). Principles of Reinforced Concrete. Oxford, USA: Elsevier Inc.

Стаття надійшла до редакції 16.01.2020 року

REFERENCES

1. Guidelines for inspection of buildings and facilities for identification and evaluation of their technical condition: DSTU-N B V.1.2-18:2016. (2017).
2. Scientific and technical support of construction projects. System for ensuring the reliability and safety of construction projects: DBN V. 1.2-5:2007. (2008).
3. The constructions of buildings and structures. Concrete and reinforced concrete structures. General rules: DBN V.2.6-98:2009. (2011).
4. The constructions of buildings and structures. Masonry and reinforced masonry structures. General rules: DBN V. 2.6-162:2010. (2011).
5. Repair and reinforcement of bearing and enclosing civil structures and bases of buildings and constructions: DBN V.3.1-1-2002. (2003).
6. General principles for ensuring the reliability and constructive safety of buildings, facilities, civil structures and bases: DBN V.1.2-14:2009. (2009).
7. Holyshev, A.B., & Tkachenko, I.N. (2001). Analysis of load-bearing reinforced concrete structures reinforcements for industrial buildings and facilities. Kyiv: Lotos.
8. Vakhnenko, P.F. (1990). Masonry and reinforced masonry structures. Kyiv: Budivelnik.