



## АВТОРИ



**ГАЙДАЙЧУК В.В.**  
Доктор технічних наук, завідувач кафедри Київського національного університету будівництва та архітектури



**КОТЕНКО К.Е.**  
Завідувач кафедри Київського національного університету будівництва та архітектури



**ТКАЧЕНКО І.А.**  
Заступник генерального директора ТОВ «Міжнародний виставковий центр»

# ДИНАМІЧНИЙ МОНІТОРИНГ БУДІВЕЛЬНОЇ СПОРУДИ МІЖНАРОДНОГО ВИСТАВКОВОГО ЦЕНТРУ

УДК 539.3

## АНОТАЦІЯ

Установлена доцільність використання динамічного моніторингу в системі контролю технічного стану будівлі МВЦ. Створені скінченно-елементні моделі будівлі з використанням програмних комплексів SCAD та NASTRAN. Виконана експериментальна апробація моделі та її коректування і адаптація до конкретних конструктивних і експлуатаційних характеристик споруди.

*The expediency of use of dynamic monitoring in the monitoring system of a technical state of IEC building was established. Finite-element models building using software systems SCAD and NASTRAN were are created. Experimental testing of model both its correction and adaptation to concrete structural and operational characteristics of the building are executed.*

## КЛЮЧОВІ СЛОВА

споруда, напружено-деформований стан, скінченно-елементна модель, динамічний моніторинг, сейсмостанція, колювання, частоти власних колювань

Будівля Міжнародного виставкового центру — великорозмірна інженерна споруда, що відповідно сучасній нормативній класифікації відноситься до об'єктів класу відповідальності ССЗ [1]. Вона умовно поділена на три блоки (А, Б та В), архітектурно і конструктивно пов'язані між собою.

Блок А має розміри в плані 127,2 м на 97,2 м, його максимальна висота становить 27,75 м. По всьому контуру цього блоку будівлі встановлені кроквяні ферми довжиною 24 м, а підвищена частина даху з одного боку спирається на колони зовнішнього контуру будівлі, а з другого - на середні рамні колони, з кроком вздовж цифрових осей 30 м, 60 м, та 48 м. На ці колони спираються підкроквяні 30 м ферми.

Висота колон зовнішнього ряду +7,850 м, висота нижнього поясу кроквяних ферм пониженої частини +8,100 м. В кутових ділянках пониженої частини даху будівлі, передбачено діагональні ферми, розміщені під кутом 45° відносно цифрових та буквених осей будівлі. Діагональні ферми одним кінцем спираються на колону центрального ряду, а другим на колону зовнішнього контуру будівлі.



До блоку А примикає будівля другого пусково-го комплексу, що має Г-подібну форму в плані, та умовно поділена на блоки Б і В, об'єднані спільним покриттям.

Блок В (121,2 м х 97,2 м) являє собою будівлю, перший ярус якої з трьох сторін покрито односкатними фермами прольотом 24 м, а другий (підвищена частина даху) перекрито системою підкрюквяними фермами прольотом 18 м, 24 м і 60 м. У поздовжньому напрямку кроквяні ферми мають вигляд «хвилі», а прольоти ферм складають 48 м, 24 м та 37 м.

Блок Б (176 м х 37 м) перекрито еліпсоподібними фермами з кроком 8,2 м.

Каркас будівлі металевий, виконаний з профільного сталевого прокату з основних матеріалів: С245 по ГОСТ 27772-88, Ст20 по ГОСТ 1050-88, СтЗпс по ГОСТ 380-94.

Фундаменти будівлі – пальові кущові. Палі – буріоін'єкційні  $\varnothing 420$  мм, довжиною 6 м, 9 м та 13 м. Ростверки монолітні залізобетонні кущові по бетонній підготовці.

Стіни – трьохшарові панелі типу «сендвіч» з мінераловатним утеплювачем «ROCKWOOL».

Покрівля – класичний пиріг: профнастил, паробар'єр, утеплювач PAROC-AKL, EPDM та ПВХ покрівельні мембрани.

Згідно нормативним вимогам технічний стан таких споруд підлягає обов'язковому контролю, а самі споруди повинні бути обладнані автоматичними системами моніторингу і управління [1]. Поетапне виконання цих вимог передбачається на стадії проектування будівельних об'єктів, протягом їх будівництва та у період експлуатації. А споруди, які були збудовані раніше, повинні відповідати індивідуальним правилам експлуатації відповідних об'єктів. Більшість останніх, до яких відноситься і споруда МВЦ (в зв'язку з відсутністю на час проектування і будівництва нормативних вимог моніторингу) не були своєчасно обладнані системами інструментального моніторингу і інформація відносно їх технічного стану обмежена.

З одного боку конструкції таких будівельних об'єктів пройшли стадію «припрацювання», під час якої вибралась люфти з'єднань в конструкціях, релаксувались напруження в зонах їх концентрації, перерозподілились зусилля в елементах, пов'язані з неточністю виготовлення та дефектами монтажу, що безумовно позитивно вплинуло на їх працездатність, а з іншого – залишилась можливість виникнення та розвитку негативних змін (наприклад - поява та розвиток тріщин в бетонних конструкціях, охрупчування сталі в місцях локальних пластичних деформацій), які разом з іншими негативними факторами можуть стати причиною зниження працездатності споруди та переходу її в аварійний стан.

Негативним фактором може бути і підвищення майже вдвічі нормативного снігового навантаження [2].

Подібна точка зору на головне призначення моніторингу являється домінуючою в поглядах ведучих фахівців (проектувальників, будівельників, робітників наглядових служб). Із майже 50 наукових робіт, в тій чи іншій мірі приурочених цій проблемі, тільки в одному випадку констатувалось, що моніторинг не завжди дозволяє захистити споруду від можливої аварії, особливо коли аварія має швидкоплинний характер, але все таки дозволяє прогнозувати наближення аварійного стану.

Відаючи належне головному призначенню моніторингу, слід відзначити іншу його важливу сторону. В практичному відношенні моніторинг-зручний і ефективний інструмент для використання в роботі експлуатаційних служб. Від його зручності, надійності, кваліфікації експлуатаційного персоналу залежить оперативність виконання багатьох практичних завдань. Враховуючи ці запити та можливість моніторингових систем, в 2012 р. будівля МВЦ була обладнана автоматизованою системою моніторингу деформацій металевих конструкцій та фундаментів, що використовується і в даний час. Разом з тим, сучасні вимоги до таких будівель потребують більш універсальних та глобальних методів контролю при оцінці їх технічного стану. В зв'язку з цим, власниками МВЦ було прийнято рішення доукомплектувати існуючу систему моніторингу відповідно зазначеним вимогам. Роботу передбачалось виконати власними силами із залученням фахівців Київського національного університету будівництва та архітектури і Національного транспортного університету.

Попередній аналіз систем і методів моніторингу вказував на перспективність використання динамічного моніторингу за допомогою фонового методу. До уваги приймалися універсальність моніторингу, глобальність оцінки стану контрольованого об'єкта, оперативність отримання об'єктивної інформації, економічна конкурентоздатність та інше. А використання фонового методу, що полягав в реєстрації мікроколиваний споруди від фонового вібраційного впливу, викликаного проїжджаючим транспортом, вітровими імпульсами, мікросейсмічними коливаннями та іншим, базувалось на його простоті і доступності. Дуже часто цей метод являється єдиним можливим, наприклад, при моніторингу об'єктів атомної енергетики та заселених житлових будинків [3].

Залежно від характеру і повноти програмного забезпечення, динамічний моніторинг відображає загальний (цілісний) стан споруди, або являється глобальним, включаючи також оцінку стану кожного конкретного елемента. В кожному варіанті інформація надається в реальному часі, оцінюється швидкість протікання негативних процесів і завчасно інформуються наглядові служби відносно можливої небезпеки. Дозволяє виявляти навіть такі незначні порушення, як ослаблення затягування болтових з'єднань, виникнення додаткових, не-



передбачених розрахунково схемою, рухомих шарнірів в з'єднаннях елементів конструкцій, ослаблення жорстких защемлень колон, виникнення тріщин та інше. Своєчасно інформує наглядові служби відносно потреби обстеження технічного стану будівлі. В практичному відношенні цей моніторинг простий, надійний та відносно недорогий. Він може бути постійно або періодично діючим. В останньому випадку рекомендується використання однотипного інструментального обладнання, щоб виключити можливість неоднозначної інтерпретації величин отриманих показників [4].

Основними показниками моніторингу являються динамічні характеристики конструкцій будівель і споруд: частоти і форми власних коливань та логарифмічний декремент коливань.

Виконання динамічного моніторингу полягає в натурному вимірюванні параметрів руху елементів несучих конструкцій в реальному часі з подальшою їх обробкою, визначенням динамічних характеристик споруди і співставлення їх з даними розрахункової моделі та результатами попереднього контролю.

Основною складовою частиною моніторингової системи, її фундаментом, являється параметризована розрахункова модель об'єкта, що контролюється. Існує точка зору, з якою важко не погодитись, що інструментальний моніторинг без опори на «моніторингову» модель споруди носить випадковий, беззмстовний характер, не представляє практичного значення і не дозволяє оцінити реальний стан проблеми [5].

Виходячи з цього, була розроблена параметризована скінченно-елементна модель будівлі МВЦ для перевірки можливого настання критичних станів в найбільш відповідальних конструкціях будівлі, шляхом розрахунку її напружено-деформованого стану, стійкості і динаміки при найбільш неспри-

Таблиця 2. Сполучення навантажень.

Номер сполучення навантаження в моделі	Сполучення (комбінація) навантажень	Коефіцієнт $\gamma_n$
C1	$1,0x(L1)+1,0(L2)+0,95(L3)+0,9(L5)+0,9(L6)$	
C2	$1,0x(L1)+1,0(L2)+0,95(L3)+0,9(L5)+0,9(L7)$	
C3	$1,0x(L1)+1,0(L2)+0,95(L3)+0,9(L5)+0,9(L8)$	
C4	$1,0x(L1)+1,0(L2)+0,95(L3)+0,9(L5)+0,9(L9)$	
C5	$C1*1.25$	1.25
C6	$C2*1.25$	1.25
C7	$C3*1.25$	1.25
C8	$C4*1.25$	1.25

ятливих сполученнях розрахункових навантажень (табл. 1, табл. 2).

Розрахунки велись за допомогою програмного комплексу Femap with NX Nastran. Використовувався чисельний метод рішення диференціальних рівнянь – метод скінченних елементів. В якості основних невідомих приймалися: переміщення та повороти вузлів розрахункової схеми. Тип скінченного елемента визначався його геометричною формою, правилами, що визначають залежність між переміщеннями вузлів даного елемента та вузлами системи, фізичними законами, визначаючими залежність між внутрішніми зусиллями та внутрішніми переміщеннями, набором параметрів (жорсткостей), що входять в опис даного закону. У зв'язку з цим конструкція задавалась у вигляді, придатному до цього методу (в наборі тіл стандартного типу: Beam, Plate).

Вузол в розрахунковій схемі представлявся у вигляді абсолютно жорсткого тіла безкінечно малого розміру. Положення його в просторі при деформаціях системи визначалось координатами центра та кута повороту трьох осей, жорстко зв'язаних з вузлом. Вузол представлявся у вигляді об'єкта, що має шість ступенів свободи (три лінійних переміщення і три кути повороту).

Система рівнянь методу переміщень обиралась шляхом накладання в кожному вузлі всіх в'язів, що забороняло всі вузлові переміщення. Умова нульових зусиль цих в'язів являла собою рівняння рівноваги, а зміщення в'язів є основними невідомими методу.

Розрахункова схема задавалась як схема загального вигляду, тобто деформації та невідомі в схемі представлені лінійними переміщеннями точок вздовж напрямків X, Y, Z та поворотами навколо RX, RY, RZ. Статичний розрахунок схеми виконувався в лінійному вигляді. В розрахунковій схемі були застосовані узагальнені елементи балки Beam, елементи типу

Таблиця 1. Навантаження в скінченно-елементній моделі

Номер навантаження в моделі	Навантаження
L1	Власна вага
L2	Власна вага огорожуючої конструкції (покриття, стінового огородження)
L3	Технологічне (вага стаціонарного обладнання)
L4	Корисна (вага людей та обладнання в зонах обслуговування покрівлі)
L5	Снігове
L6	Вітрове по осі X
L7	Вітрове проти осі X
L8	Вітрове проти осі Y
L9	Вітрове по осі Y



оболонка Plate, а також елементи жорсткого зв'язку Rigid.

Для елементів типу Beam зусилля виводились в кінцевих перетинах пружної частини (початковій та кінцевій) і в центрі пружної частини. Для балкових елементів можливі наступні зусилля:

N - повздовжня сила;

MK - крутячий момент;

MY - згинаючий момент з вектором вздовж осі Y;

QZ - поперечна сила в напрямі осі Z, що відповідає моменту MY;

MZ - згинаючий момент відносно осі Z;

QY - поперечна сила в напрямі осі Y, що відповідає моменту MZ.

Додатні напрямні зусиль в балкових елементах прийняті наступними:

для сил QZ та QY - в напрямі відповідної осі Z, Y; для моментів MK, MY, MZ - проти годинникової стрілки, якщо дивитись з кінця відповідної осі X, Y, Z. Для повздовжньої сили N додатні значення завжди розтягують балковий елемент.

На рис. 1 та 2 наведено складні перетини деяких елементів, їх геометричні і фізичні характеристики, що були застосовані в скінченно-елементній моделі.

Загальне число скінченних елементів в моделі дорівнювало 107323, а число вузлів 97591.

Аналіз пружного деформування конструкції на кожному кроці реалізується розв'язанням системи лінеаризованих алгебраїчних рівнянь для скінченно-елементної моделі

$$[K]\{\Delta u\} = \{\Delta f\} - \{r\}, \quad (1)$$

де  $[K]$  – лінеаризована матриця жорсткості системи;  $\{\Delta u\}$  – шуканий вектор приросту переміщень;  $\{\Delta f\}$  – вектор приростів заданих сил;  $\{r\}$  – вектор нев'язок. У зв'язку з тим, що за деякої комбінації внутрішніх сил попереднього навантаження конструкція може втратити стійкість, було досліджено випучування елементів конструкції на основі постановки проблеми на власні значення для лінеаризованої системи алгебраїчних рівнянь

$$[K + \lambda_i L] = 0, \quad (2)$$

де  $K$  – матриця жорсткості для ненапруженої конструкції;  $L$  – різностороння матриця жорсткості;  $\lambda_i$  – шукані власні значення параметра навантажен-

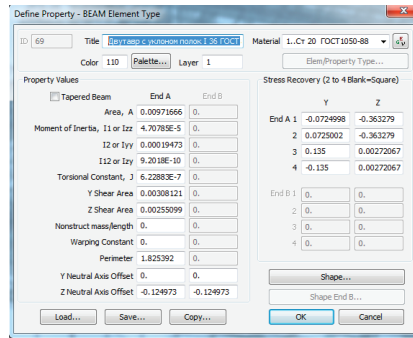


Рис.1. Елементи складеного перетину. Двутавр з ухилом полиць I 36 (ГОСТ 8239-89) та швелер 27У (ГОСТ 8240-97).

ня (параметра переднавантаження); прямі дужки означають знак обчислення визначника.

Частоти та форми власних коливань визначаються на основі частотного аналізу. Рівняння руху елементів конструкції записуються в матричній формі

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = 0, \quad (3)$$

де  $[K]$  та  $[M]$  – відповідно матриці жорсткості та мас, що відображають пружні та інерційні характеристики конструкції;  $\{u\}$  – вектор динамічних переміщень; точками над буквою позначено диференціювання по часу.

Після врахування гармонічного закону власних

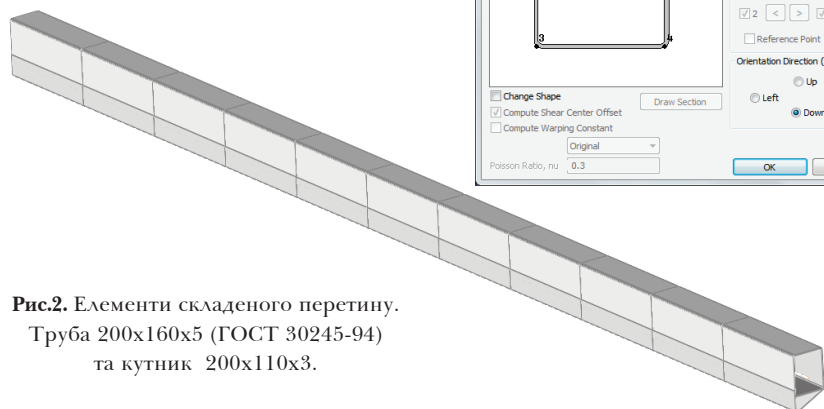
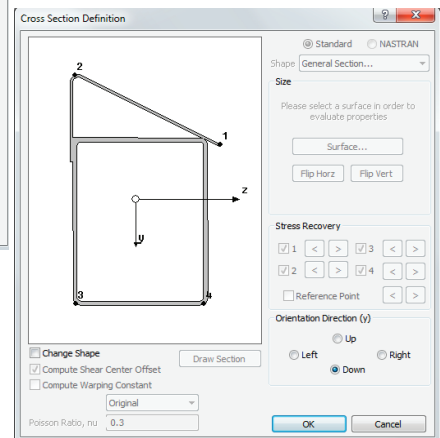
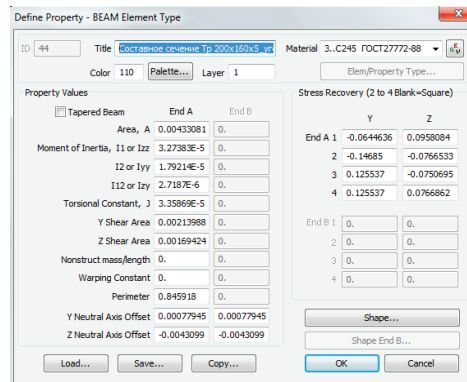


Рис.2. Елементи складеного перетину. Труба 200x160x5 (ГОСТ 30245-94) та кутник 200x110x3.





коливань конструкції аналіз системи рівнянь руху (3) зводиться до проблеми Штурма-Ліувіля для алгебраїчної системи

$$|K + \lambda_i L| \{\psi_i\} = 0, \quad (4)$$

де  $\{\psi_i\}$  – власний вектор (мода коливань), що відповідає власному значенню (кругова чи циклічна частота).

Обчислення власних значень і векторів для рівнянь (4) здійснювалось за допомогою метода Ланцоша.

Перевірка адекватності скінченно-елементної моделі виконувалась за допомогою порівняльного аналізу показників зусиль в елементах конструкцій та частот і форм власних коливань будівлі, розрахованих за допомогою створених моделей в програмних комплексах SCAD та NASTRAN.

Отримані результати показали, що зусилля в однакових елементах великопрольотної сталеві

ферми ПФ6 (як і в інших конструктивних елементах каркасу будівлі) досить близькі в розрахунках обох програмних комплексів. Максимальна розбіжність цих показників (табл. 3) не перевищувала 3%.

Частоти власних коливань будівлі в контрольному діапазоні виявились також майже однаковими (табл. 4). Підтвердили близькість вказаних параметрів і експериментальні натурні вимірювання. Показники частот та напрямки власних коливань визначались сейсмостанцією ZET 048-C із вмонтованим сейсмоприймачем ВС 1313. Сейсмостанція жорстко прикріплювалася до колони типу К1, розташованої на перетині літерної осі Г та цифрової - 2 на позначці +13,860 м. Вибір цієї точки базувався на «інтуїтивно-інженерному» підході. Перш за все враховувався напрямок руху колони при перших трьох формах коливань споруди. Частотний діапазон сейсмостанції (0,3...400 Гц) дозволив зафіксувати основні власні частоти споруди,

що характеризують її жорсткість в місцях опирання конструкцій (перша частота) та якість матеріалу (друга та третя частоти) [6]. Щоб уникнути впливу негативного фону, не пов'язаного з рухом поїздів метрополітену та інших транспортних засобів, експериментальні вимірювання вико-

Таблиця 3. Порівняння зусиль в елементах підкрівляної ферми ПФ6 під дією сполучення навантажень  $C1=1,0x(L1)+1,0(L2)+0,95(L3)+0,9(L5)+0,9(L6)$  розраховані в різних програмних комплексах

Поздовжні зусилля в елементах ферми							
№ елемента	SCAD	NASTRAN	Різниця, %	№ елемента	SCAD	NASTRAN	Різниця, %
	Зусилля N, т	Зусилля N, т			Зусилля N, т	Зусилля N, т	
1	-99,00	-100,51	0,75	9	187,38	195,58	2,14
2	261,52	271,46	1,87	10	-81,80	-84,97	1,89
3	-86,90	-84,85	1,19	11	-302,77	-311,43	1,40
4	-73,55	-73,89	0,23	12	72,39	75,85	2,33
5	-75,23	-73,66	1,05	13	341,32	351,92	1,45
6	-200,08	-207,70	1,86	14	383,55	395,04	1,47
7	173,91	176,94	0,86	15	57,66	59,31	1,41
8	-313,69	-311,43	0,36	16	-73,39	-76,01	1,79

Таблиця 4. Частоти власних коливань

Номер тона частоти	Частота власних коливань, Гц		
	Розрахунки за даними результатів розрахунків у програмних комплексах		Експериментальна за даними натурних вимірювань
	SCAD	NASTRAN	
1	0.506289	0.492079	0.49-0.51
2	0.556190	0.53825	0.53-0.57
3	0.660833	0.66865	0.66-0.69

нувались в вечірній та нічний часи.

Отримані показники першої і третьої частоти повністю підтвердили результати чисельних розрахунків в обох програмних комплексах, а відхилення в показниках скоріш за все пов'язане з різною розбивкою сітки скінчених елементів в програмних комплексах. Більш точно рахувались величини показників, отриманих за допомогою комплексу NASTRAN. Кількість скінчених елементів в моделі, побудованої за допомогою NASTRAN, була значно більшою.

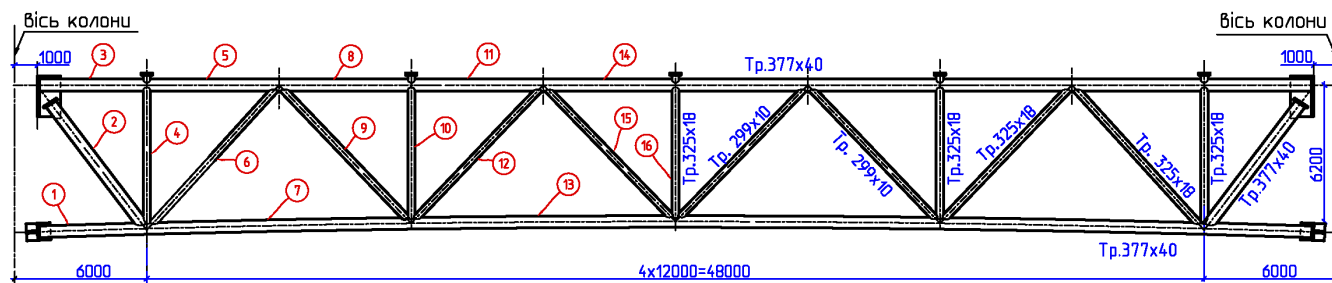


Рис.3. Ферма підкрівляна ПФ6.



## ВИСНОВКИ

Створена параметризова скінчено-елементна модель великорозмірної будівельної споруди Міжнародного виставкового центру в м. Києві для практичного використання її при розробці методики динамічного моніторингу загального технічного стану споруди.

Підтверджена адекватність розробленої моделі розрахунковим та експериментальним методами. Розраховано та експериментально перевірено величини власних частот і напрямків вільних коливань споруди для використання їх в процесі послідовного моніторингу.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівельних споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009. - [Чинний від 2009-12-01]. - К.: Мінрегіон України, 2009. – 43 с. - (Будівельні норми України).
2. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006. - [Чинний від 2007-01-01]. - К.: Мінрегіон України 2006. – 94 с. – (Будівельні норми України).
3. Зубков Д.А. Определение динамических характеристик в натуральных условиях высотного здания старой постройки / Зубков Д.А., Кузнецов В.В., Сергеевцев Е.Ю. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - 2011. - №4. - С. 38-39.
4. Савин С.Н. Мониторинг уникальных объектов с использованием динамических параметров по ГОСТ Р 53778-2010 / Савин С.Н., Демшин С.В., Ситников И.В. // Magazine of Civil Engineering. - №7. – С. 33 – 39.
5. Белостоцкий А.М. Адаптируемые конечно-элементные модели на основе динамического мониторинга несущих конструкций высотных зданий. Часть 1: Основа разработанной расчетно-экспериментальной методики / Белостоцкий А.М., Каличава Д.К. // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 8(4), 19-27, 2012.
6. Савин С.Н. Динамический мониторинг строительных конструкций на примере пандуса концертного зала «Пушкинский» в г. Москве / Савин С.Н. // Инженерно-строительный журнал. - №7. - 2012. – С.58-63

## REFERENCES

1. Sistema zabezpechennya nadiynosti ta bezpeku budivelnih obektiv. Zagalni printzipu zabezpechennya nadiynosti ta konstruktivnoi bezpeku budivelnih sporud, budivelnih konstruktziy ta osnov [National Structural Rules and Regulations. The system of reliability and safety provision of constructional projects. General principles of reliability control and constructional safety of buildings, structures and supports]. (2009). DBN B.1.2-14-2009 from 1th January 2009. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine [in Ukraine].
2. Sistema zabezpechennya nadiynosti ta bezpeku budivelnih obektiv. Navantazennya i vpluvu. Normu proektuvannya [National Structural Rules and Regulations. The system of reliability and safety provision of constructional projects. Loads and effects]. (2006). DBN B.1.2-2:2006. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine [in Ukraine].
3. Zubkov D.A., Kuznetsov V.V., Sergeyevsev Ye.Yu. (2011). Opredelenye dynamicheskikh harakteristik v naturnih usloviah vusotnogo zdania staroy postroiiki [Determining dynamic behavior in natural conditions of the old-time highrise building]. Seismostoikoe stroitelstvo. Bezopasnost sooruzeniy. - Earthquake engineering. Safety of structures, 4, 38 – 39 [in Russian].
4. Savin S.V., Demishin S. V., Sitnikov I.V. (2011). Monitoring unikalnih obektov s ispolzovaniem dynamicheskukh parametrov po GOST R 53778-2010 [Monitoring of unique buildings with using of dynamic parameters according to GOST R 53778-2010]. Magazine of Civil Engineering, 7, 33 – 39 [in Russia].
5. Belostotsky A.M., Kalichava D.K. (2012). Adaptiruemue konechno-elementnue modeli na osnove dunamicheskogo monitoringa nesuchih konstruktziy vusotnih zdaniy. Chast 1: Osnova razrabotannoi raschetno-eksperimentalnoj metodiku. [Adaptive finite element models as the base of dynamic monitoring of tall buildings. Part I: Theoretical basis of the develop technique]. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 8 (4), 19-27 [in Russia].
6. Savin S.V. Dinamicheskii monitoring stroitelnuh konstruktziy na primere pandusa kontzertnogo zala «Pushkinskiy» v Moskve [Dynamic monitoring of building structures of the concert hall «Pushkinskiy» ramp in Moscow]. Magazine of Civil Engineering, 2012, №7, 58 – 63 [in Russia].