



2015, 2

Науково-технічний, виробничий та  
інформаційно-аналітичний журнал

**НАУКА**

**ТА БУДІВНИЦТВО**

**Активні мінеральні добавки для високофункціональних бетонів, що експлуатуються в агресивному середовищі**

**Підсилення згинальних залізобетонних елементів сучасними високоміцними композитними матеріалами**

**Контроль ущільнення піщаних ґрунтів.**

**Розрахункова модель плоских домкратів, що використовуються для вирівнювання будівель**

**Сучасні методи розв'язання багатовимірних задач будівельної механіки**

2015, 2



# НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

2'2015

## ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

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

### Редакційна колегія:

#### Голова редакційної колегії:

Фаренюк Г.Г. д.т.н.

#### Головний редактор:

Тарасюк В. Г., к.т.н.

#### Заступник головного редактора:

Козелецький П.М.

#### Відповідальний секретар:

Глазкова С.В. к.т.н.

#### Дизайнер:

Чорна К.В.

Бамбура А.М., д.т.н.

Дорофеев В.С., д.т.н., проф.

Єтупов К.В., д.т.н., проф.

Жарко Л.О., к.т.н.

Іванченко Г.М., д.т.н., проф..

Івлєва Н.П., к.е.н.

Калюх Ю. І., д.т.н., проф.

Кашченко О.В. д.т.н., проф.

Кривошеєв П.І., к.т.н., проф.

Крітов В.О., к.т.н.

Лаповська С.Д., д.т.н.

Мар'єнков М.Г., д.т.н.

Матвєєв І.В., к.т.н.

Немчинов Ю. І., д.т.н., проф.

Слюсаренко Ю.С., к.т.н.

Червинський Я. Й., к.т.н.

Шейніч Л. О., д.т.н., проф.

Шилюк П. С., к.т.н.

Шокарев В. С., к.т.н.

Затверджено до друку Науково-технічною радою  
ДП НДІБК (Протокол № 4 від 27.05.2015 р.)

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 і будівництво» є обов'язковим. За зміст реклами відповідає рекламодавець. Редакція не завжди поділяє думку авторів.

**Адреса редакції:** вул. Преображенська, 5/2, м.Київ-37, 03037, тел. 044-249-37-85 E-mail:adm-inst@ndibk.kiev.ua, URL:http://www.niisk.com

© "Наука та будівництво" 2015

**Підписано до друку: 02.06.2015**

**Друк: ТОВ «Олбі-ІНК»**

**Наклад: 300 примірників**

## ЗМІСТ

4

**Приймаченко А.С., Шейніч Л.О.,  
Пушкарьова К.К., Гедулян С.І.**  
Дослідження сумісності роботи мінеральних  
добавок в складі високоміцних  
сульфатостійких бетонів

9

**Семенюк С.Д.**  
Исследование работы пространственных  
сечений перекрестных балок фундаментов  
жилых и гражданских зданий

13

**Хорунжий В.И.**  
О расчете выравниваемых зданий  
плоскими домкратами

17

**Хонелия Н.Н., Слободяник А.В.**  
Экспериментальные исследования бокового  
давления грунта на тонкую подпорную  
стенку с ребрами жесткости

22

**Литвиненко А.С., Лісневський Ю.В.**  
Контроль ущільнення піщаних ґрунтів методом  
динамічного зондування при вертикальному  
плануванні будівельного майданчика  
(на англійській мові)

25

**Парута В.А., Брынзин Е.В.**  
Теоретические и практические основы  
обеспечения совместной работы системы штукатурного  
покрытия с газобетонной кладкой

29

**Плевков В.С., Балдин И.В., Гончаров М.Е.**  
Экспериментальные и численные исследования  
стыков сборных железобетонных колонн  
зданий и сооружений

33

**Вегера П.І., Хміль Р.Є., Бліхарський З.Я.**  
Аналіз основних методів підсилення  
композитними матеріалами похилих перерізів  
згинаних залізобетонних елементів

36

**Билеуш А.И., Кривоног А.И.,  
Фридрихсон В.Л.**  
Исследование закономерностей изменения  
прочности грунтов и их разрушения на  
приборе кручения

41

**Дмитриев Д.А.**  
Определение фильтрационных параметров  
грунтов оснований при строительстве на т  
ерриториях подверженных подтоплению  
и заглубленных сооружений

45

**Станкевич А.М.**  
Про сучасні методи розв'язання багатовимірних  
задач будівельної механіки

49

**Бойко І.П., Корнієнко М.В.,  
Сахаров В.О., Жук В.В.**  
Особенности расчета совместной работы  
будівлі з ґрунтовою основою в сейсмічно-  
небезпечних районах



# SCIENCE & CONSTRUCTION

2'2015

## FOUNDER

State enterprise «State Research Institute of Building Constructions»

Certificate of state registration  
KV № 20575-10375 R dated on 24.02.2014

## Editorial Board:

### Head of Editorial Board:

Dr G.Farenyuk

### Editor-in-chief:

PhD V.Tarasyuk

### Chief editor deputy:

Kozeletskiy P.M.

### Executive secretary:

PhD S.Glazkova

### Designer:

Chorha K.V.

Dr A.Bambura

Prof. K.Yegupov

Prof. G.Ivanchenko

Prof. Yu.Kaliukh

Eng. P.Kozeletskiy

PhD V.Kritov

Dr M.Maryenkov

Prof. Iu.Nemchynov

PhD J.Chervynskiy

PhD P.Shiliuk

Prof. V.Dorofeev

PhD L.Zharko

PhD N.Ivleva

Prof. O.Kashchenko

Prof. P.Kryvosheiev

Dr S.Lapovska

PhD I.Matveev

PhD Yu.Slyusarenko

Prof. L.Sheinich

PhD V.Shokarev

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol №4 dated on 27.05.2015)

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. 06.02.2015, № 261).

The referencing on "Science & Construction" is obligatory when reprinting. The advertiser is responsible for content of advertisement. The Editorial Board may be not agreed with authors' opinion

## Address of Editorial Board:

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

Tel. 044-249-37-85 E-mail:adm-inst@ndibk.kiev.ua

URL:http://www.niisk.com

© "Science & Construction, 2015

Signed for printing: 02.06.2015

Printing: TOV «Olbi-INK»

Drawing: 300 copy

## CONTENT

- 4 **A. Pryymachenko, L. Sheinich, K. Pushkarova, S. Gedulian**  
Research of mineral additions work compatibility in composition of high performance sulfate-resistant concretes
- 9 **S. Semeniuk**  
Research of work spatial section cross beam for foundations of dwellings and civil buildings
- 13 **V. Horunji**  
About the calculation of the evened building by flat jacks
- 17 **N. Honelia, A. Slobodianik**  
Experimental researches of soil lateral pressure on a thin retaining wall with the ribs of inflexibility
- 22 **A. Litvinenko, Yu. Lisnevsky**  
Control of sandy soils compaction by the method of dynamic probing during the vertical planning of building site
- 25 **V. Paruta, E. Brunzin**  
Theoretical and practical bases of joint work of the system of clout coverage with the gaz concrete laying providing
- 29 **V. Plevkov, I. Baldin, M. Goncharov**  
Experimental and numeral researches of collapsible reinforce-concrete columns joints for building and constructions
- 33 **P. Vegera, R. Hmil, Z. Bliharisky**  
Analysis of basic methods of strengthening of sloping cuts of reinforce-concrete bent elements by composite materials
- 36 **A. Bileush, A. Krivonog, V. Fridrihson**  
Research of conformities to law of soils durability change and their destruction on the device of twisting
- 41 **D. Dmitriev**  
Determination of filter parameters of grounds soils at building on territories subject to the underflooding and the deepened buildings
- 45 **A. Stankevich**  
About the modern methods of multidimensional tasks decision of structural mechanics
- 49 **Boiko I.P., Kornienko N.V., Saharov V.O., Zhuk V.V.**  
Calculation features of building with the ground founding joint work in seismically dangerous districts



# ДОСЛІДЖЕННЯ СУМІСНОСТІ РОБОТИ МІНЕРАЛЬНИХ ДОБАВОК В СКЛАДІ ВИСОКОМІЦНИХ СУЛЬФАТОСТІЙКИХ БЕТОНІВ

УДК666.97(075.8)

## АВТОРИ

**ПРИЙМАЧЕНКО А.С.**, інженер ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

**ШЕЙНІЧ Л.О.**, доктор техн. наук, професор, завідувач відділу ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

**ПУШКАРЬОВА К.К.**, доктор техн. наук, професор, завідувач кафедри Київського національного університету будівництва та архітектури

**ГЕДУЛЯН С.І.**, інженер Одеської державної академії будівництва та архітектури

## АНОТАЦІЯ

*Показана доцільність використання комплексу активних мінеральних добавок для отримання високофункціональних бетонів, що експлуатуються в агресивному середовищі.*

*The expediency of application complex active mineral additions for High Performance Concrete exploited in aggressive environment is shown.*

## КЛЮЧОВІ СЛОВА

сульфатостійкі бетони, мінеральні добавки, агресивне середовище.

Реальне будівництво сьогодні все більше потребує бетонів з високими фізико-механічними показниками та підвищеною довговічністю [1, 2]. Такі бетони за своїми показниками властивостей відомі як High Performance Concrete (HPC) [1, 2]. Одним з основних компонентів таких бетонів є тонко мелені активні мінеральні добавки (АМД) – зола-винесення, мікрокремнезем, метакаолін тощо. Ці добавки, залежно від свого складу, в тій чи іншій спосіб модифікують властивості бетону. В той же час, одночасне застосування комплексу сумісних між собою добавок може привести до синергетичного ефекту росту показників властивостей бетону. Тому були проведені дослідження по встановленню доцільності застосування комплексу АМД різної природи в бетонах. Обрано напрям дослідження стійкості бетону в агресивному корозійному середовищі, як найбільш складне випробування довговічності бетонів.

Крім того, створення ефективних високоякісних бетонів є актуальною проблемою, оскільки такі матеріали використовуються при виготовленні конструкцій, що експлуатуються в складних умовах, наприклад, при дії сульфатних ґрунтових вод. Для отримання таких бетонів застосовують змішані цементи, мінеральні добавки (наповнювачі) та ефективні суперпластифікатори. Ці положення знайшли відображення в роботі [3].

Авторами статті [3] пропонується в складі бетону застосовувати портландцемент ПЦІІ/А-Ш-400 ДСТУ Б В. 2.7-46, суперпластифікатор, суміш різних активних мінеральних добавок: метакаоліну, мікрокремнезему та золи-винесення Ладиженської ТЕС. Склади бетонів, що досліджуються, наведено в табл. 1.

В [3] показано, що з технологічної точки зору для досягнення високої міцності бетону при збереженні високої легкоукладальності бетонної суміші (Р4) у часі доцільно використовувати в складі бетонної суміші суперпластифікатор з максимальною витратою (1,8% РСЕ FK 63.30 виробництва МЦ Баухемі від маси цементу), 15% (від маси цементу) суміші наповнювачів, що складається з 70% золи винесення і 30% метакаоліну або 40...60%





Таблиця 1. Досліджувані склади бетонів

№ складу бетону	Цемент, кг	Вода, дм <sup>3</sup>	Зола, кг	Метакаолін (Centritlit NC), кг	Мікрокремнезем (Centritlit Fume SX), кг	Суперпластифікатор РСЕ FK 63.30, %	Пісок Днепр., кг	Пісок Вознес, кг	Щебень гранітний, кг, фр.	
									5/10	10/20
1	340	140	20	20	20	1,35	280	369	276	922
2	340	160	0	0	60	0,90	272	358	269	896
3	380	160	0	0	20	1,35	272	358	269	896
4	340	160	0	0	60	1,80	272	358	269	896
5	340	175	0	60	0	0,90	266	351	263	876
6	340	152	0	60	0	1,80	291	384	288	960
7	380	154	0	20	0	0,90	274	361	271	903
8	380	148	20	0	0	1,35	277	364	273	911
9	340	145	60	0	0	0,90	278	366	275	915
10	340	145	60	0	0	1,80	278	366	275	915
11	380	145	0	10	10	1,80	278	366	275	915
12	360	180	0	20	20	0,90	264	348	261	870
13	380	155	10	0	10	0,90	274	361	271	902
14	360	150	20	0	20	1,35	276	363	273	909
15	360	140	20	20	0	1,80	280	369	276	922
Контр.	400	160	0	0	0	0,90	269	358	269	896

мікрокремнезему і 60...40% метакаоліну. Так, в цьому випадку втрата рухливості суміші за 120 хв. її зберігання складає приблизно 3 см, а міцність на стиск бетону на 28 добу досягає 78 МПа.

Дослідження кислотостійкості бетонів різного складу, що аналізувалися в [3], проводилися згідно [4]. Для цього бетони зберігалися в розчині сульфатної кислоти з рН=3,5 та в воді з їх випробуванням у віці 3-х та 6 місяців і порівнянням результатів випробувань. Результати випробування бетонів на міцність наведені в табл. 2.

Дослідження властивостей бетонів в залежності від їх складу проводили методом планування експерименту, методика якого наведена в [3]. Оцінку кислотостійкості проводили згідно [5], вважаючи що бетон витримав випробування, якщо втрата міцності бетонних зразків, які тверділи 6 місяців в розчині сульфатної кислоти, не перевищує 10% по відношенню до міцності аналогічних зразків, що тверділи в воді.

Результати досліджень методом планування експерименту наведено на рис. 1-3.

Аналізуючи отримані результати випробувань, можна зробити наступні висновки. При твердінні бетону в воді незалежно від його складу відбувається набір міцності згідно відомим залежностям. Наприклад, чим більший відсоток суперпластифікатора знаходиться в його складі, тим більша міцність бетону. Найбільш ефективні склади бетонів (найбільша міцність – 90МПа) такі ж самі, що й на 28 добу тверднення (70% золи виносення і 30% метакаоліну або 40...60% мікрокремнезему і 60...40% метакаоліну).

Чим більше бетон містить комплексної активної мінеральної добавки (КМАД), тим більше приріст міцності. Бетони з мінімальним вмістом КМАД мають найнижчий приріст міцності.

Аналіз зміни міцності бетону, що твердів у сульфатній кислоті, показав, що чим мен-

Таблиця 2. Результати фізико-механічних випробувань бетонів

№ складу бетону	Міцність бетону на стиск, МПа, після				
	28 діб	3-х місяців твердіння у		6-ти місяців твердіння у	
		воді	розчині H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	воді	розчині H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>
1	66,3	79,45	68,5	84	73,35
2	53,6	75,75	70,6	66,7	67,8
3	64,4	73	70,4	69	72,3
4	62,5	76,55	73,85	82	72,15
5	58,75	70,55	66,45	61,04	65,96
6	76,2	83,2	77	69,88	74,06
7	49,1	55,9	54,75	60,1	54,6
8	57,7	58,9	71,8	66,89	67,15
9	40	45,75	44,3	52,2	44,54
10	55,4	70,2	68,25	70,05	63,55
11	72,1	82,65	78,05	85,65	73,35
12	52,19	62	64,8	64,75	60,45
13	55,15	69,25	64,3	63,3	69,95
14	67,1	73,1	70,15	75,2	67,85
15	78,1	88,9	81,55	83,8	80,1
Контр.	51,9	47,45	51,55	66,55	62,45

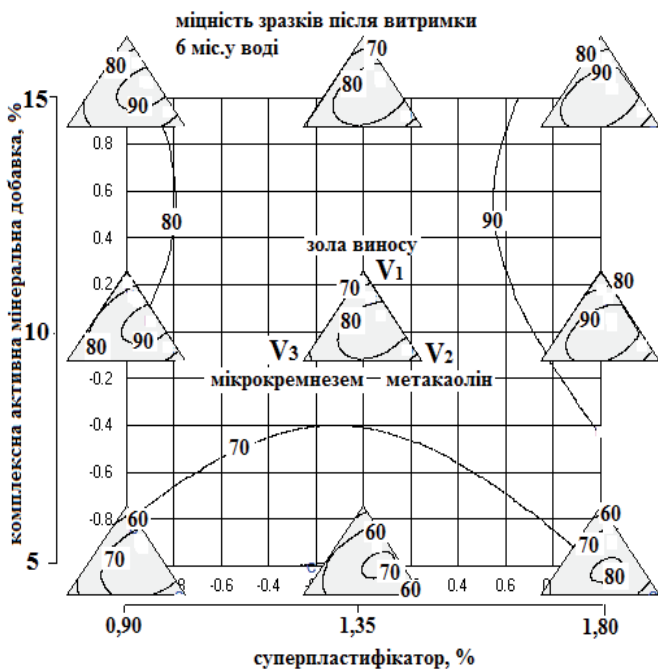


Рис. 1. Міцність бетонних зразків після 6 місяців їх твердіння у воді

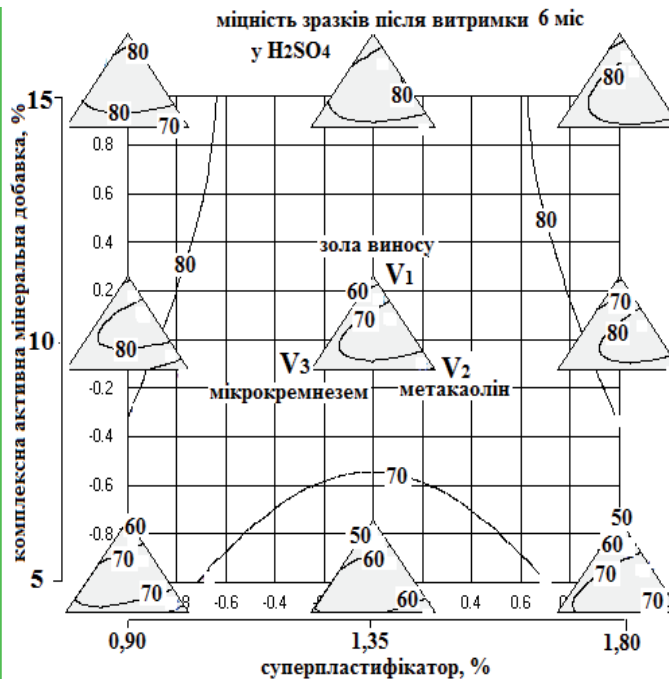


Рис. 2. Міцність бетонних зразків після 6 місяців їх твердіння у розчині сульфатної кислоти

ше бетон містить в своєму складі КМАД, тим менше набір міцності і більше її падіння. На цю залежність накладається вплив суперпластифікатора – чим більший його вміст в бетоні, тим щільніший бетон і падіння міцності менше. Крім того, дещо змінюється оптимальний склад КМАД.

Найбільшою міцністю характеризуються бетони, що містять 90...75% золи виносення і 10...25% метакаоліну. Бетони з добавкою (40...60% мікрокремнезему і 60...40%) метакаоліну вже не мають переваг по відношенню до бетонів, що в якості добавки містять суміш 90% золи виносення і 10% метакаоліну.

Аналіз рис. 3, що описує втрату міцності бетону при його твердінні в розчині сульфатної кислоти по відношенню до міцності бетону, що твердіє у воді такий же термін, показав, що найбільш корозійностійким складом бетону з КАМД є склад бетону з максимальним вмістом суперпластифікатора, причому склад добавки містить 90% золи виносення і 10% метакаоліну.

Різницю оптимальних співвідношень в складі КМАД, а саме золи виносення і метакаоліну для бетонів, що тверділи в неагресивному і агресивному сульфатному середовищах, можна пояснити наступним.

Метакаолін містить активний  $Al_2O_3$ , який при наявності іонів кальцію (які утворюються при гідратації цементу) та аморфного кремнезему в золі, здатний гідратні кальцієві алюмосилікати типу гідрогеленіту, який стійкий до дії сульфатних іонів. В неагресивному середовищі можна допустити більший вміст метакаоліну в КМАД – до 30%.

Крім цих складів КМАД, що показали високу стійкість в сульфатному середовищі, є склади, наприклад 10% золи виносу і 90% мікрокремнезему, але такі склади дуже чутливі до точності дозування і, як наслідок, результати нестабільні. Тобто при незначній зміні співвідношення компонентів

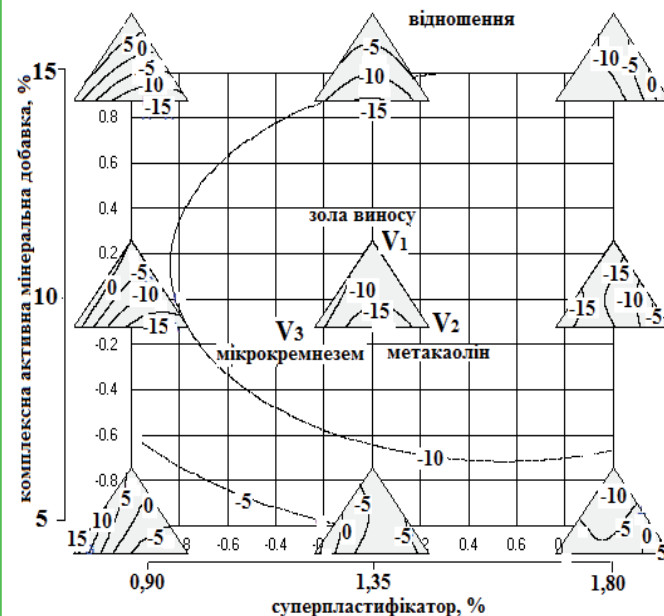


Рис. 3. Втрата міцності бетону, що зберігався в розчині сульфатної кислоти протягом 6 місяців, по відношенню до міцності бетону, що зберігався такий же термін у воді

відбувається значне падіння міцності бетону в сульфатному середовищі.

У табл. 3 наведені результати твердіння бетону протягом 1 року у воді та розчині сульфатної кислоти.

На рис. 4 показана зміна міцності бетонів, що тверділи у воді протягом 1 року. Аналіз наведених даних в цілому корелює з даними, що були отримані при твердінні бетону протягом 1-го та 6-ти місяців у воді. Найбільш доцільними складами бетону є склади, що включають максимальну кількість КМАД, але співвідношення компонентів в складі комплексної добавки змінюється.



Таблиця 3. Результати фізико-механічних випробування бетонів

№ складу бетону	Міцність бетону, МПа, після твердіння 1 рік у	
	воді	розчині H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>
1	77,9	78,2
2	74,5	70,8
3	82,8	80,1
4	59,2	75
5	66,5	56
6	80	86,1
7	68,3	45,18
8	82,5	67,4
9	36,7	37,1
10	82,7	74,4
11	84,5	70,5
12	71	70,1
13	72,8	61,8
14	83,7	84,3
15	90,2	91,8
Контр.	65,61	66,3

що ущільнюють структуру цементного каменю та сприяють зростанню його міцності. Зменшення співвідношення між складовими (метакаолін : зола) в КМАД, мабуть, пояснюється тим, що більш ніж оптимальна кількість метакаоліну з активним Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, призводить до збереження його в вільному незв'язаному стані. В цьому випадку активний глинозем взаємодіє з сульфатними іонами з утворенням добре розчинним у воді сульфату алюмінію, який за допомогою води виноситься з бетону. На рис. 5 наведена зміна міцності бетонів, що тверділи в розчині сульфатної кислоти протягом 1 року.

Аналізуючи показники, що наведені на рис. 5, можна

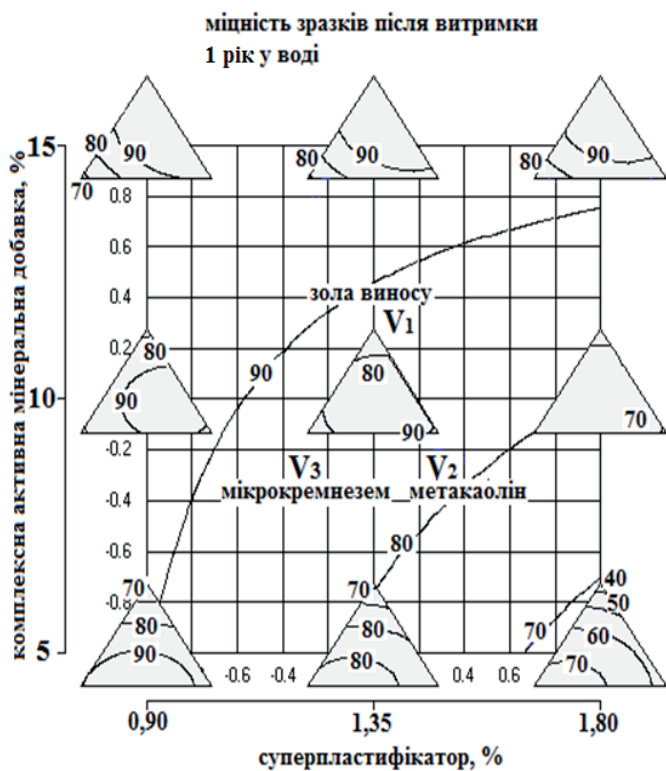


Рис. 4. Міцність бетонних зразків після їх твердіння у воді 1 рік

Найбільш ефективною є комплексна добавка з максимальним вмістом суперпластифікатора та співвідношенням між мінеральними складовими: 75% золи виношення і 25% метакаоліну; або 40...60% мікрокремнезему і 60...40% метакаоліну; або 40...60% мікрокремнезему і 60...40% золи.

Отримані результати в останньому випадку пояснюються відсутністю деструктивних корозійних процесів та позитивним структуроутворюючим внеском метакаоліну та мікрокремнезему з формування фаз, типу кальцієвих гідроалюмосилікатів, а також низькоосновних гідросилікатів кальцію,

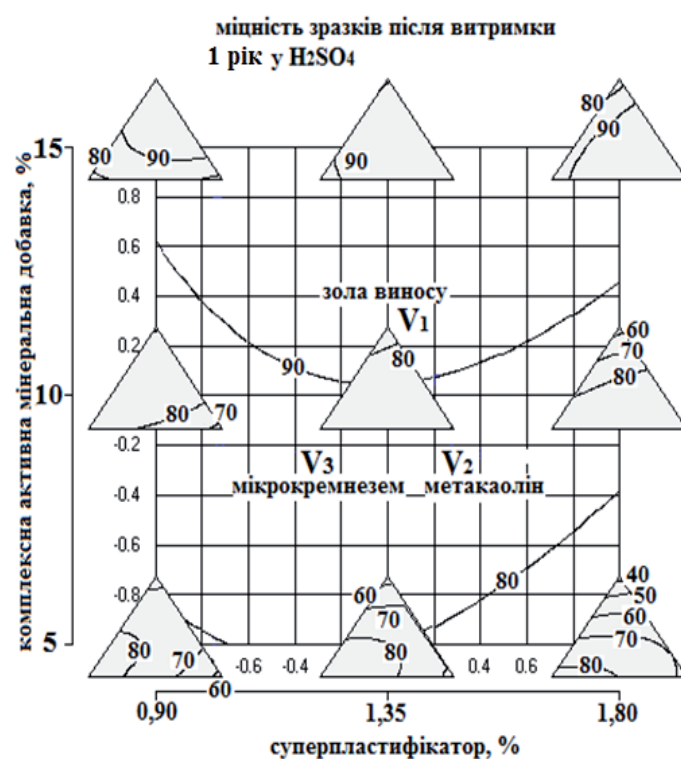


Рис. 5. Вплив комплексної добавки на зміну міцності бетонних зразків після 1 року твердіння у розчині сульфатної кислоти

відмітити, що найбільшу міцність при зберіганні у розчині сульфатної кислоти мають бетони з максимальним вмістом КМАД, але оптимальне співвідношення між компонентами КМАД залежить від вмісту суперпластифікатора. Так, при мінімальній кількості суперпластифікатора кращим складом є добавка, в якій співвідношення між мінеральними складовими становить 40...60% мікрокремнезему і 60...40% золи. З підвищенням вмісту суперпластифікатора співвідношення дещо змінюються. Так, вже найбільш ефективною є до-

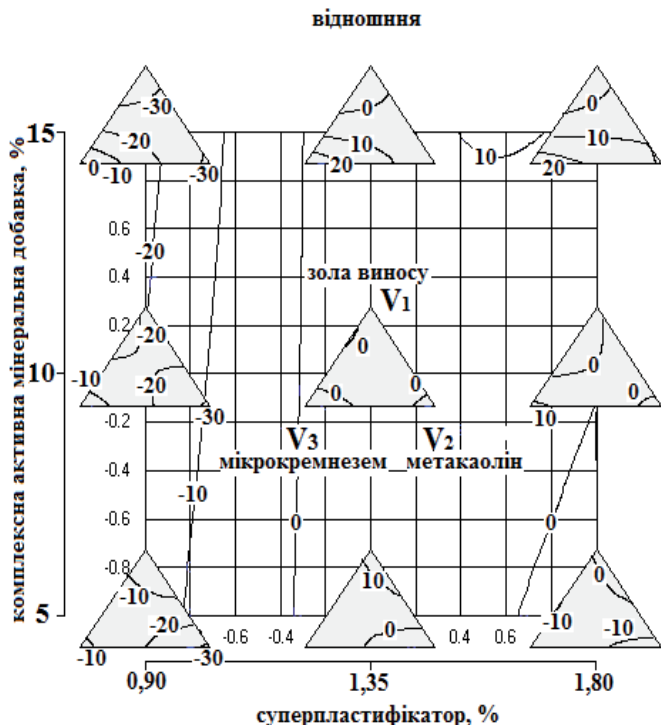


Рис. 6. Втрата міцності бетону, що зберігався в розчині сульфатної кислоти протягом 1 рік, по відношенню до міцності бетону, що зберігався такий же термін у вод

бавка, що містить 75% метакаоліну і 25% золи. Отримані результати пояснюються відомими залежностями, що були викладені вище.

На рис. 6 наведена залежність втрати міцності бетону, що зберігався в розчині сульфатної кислоти протягом 1 року, по відношенню до міцності бетону, що зберігався такий же термін у воді.

Аналіз даних, наведених на рис. 6, дозволяє зазначити, що найменшими втратами міцності характеризуються бетони з максимальним вмістом суперпластифікатора та КМАД. При максимальному вмісту суперпластифікатора спостерігається вже навіть приріст міцності бетону, що зберігався в сульфатні кислоті по відношенню до такого ж складу бетону, який твердів у воді. Тому, найбільш оптимальним в КМАД є співвідношення 75% золи і 25% метакаоліну або 30...40% мікрокремнезему і 70...60% метакаоліну. Ці співвідношення майже співпадають з раніш отриманими при випробуванні бетонів в ранні терміни тверднення бетону. Виходячи з вартісного показника КМАД найбільш оптимальним складом КМАД є склад, що містить 75% золи і 25% метакаоліну. Отримані склади дозволяють отримувати високоміцні кислотостійкі бетони в протилежність кислотостійкому бетону на портландцементі без КМАД.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Зайченко Н.М. Высокопрочные тонкозернистые бетоны с комплексно модифицированной микроструктурой: дис. ... доктора техн. наук / Зайченко Н.М. - Макеевка, 2009. - 356 с.
2. Шейнич Л.А. Новые тенденции развития технологии бетона / Шейнич Л.А. // Дни современного бетона-Хортица 2012: сб. докладов. - Запорожье, 2012. - С. 7-9.
3. Вплив комплексної активної мінеральної добавки різного складу на міцність бетону / [Пушкарьова К.К., Приймаченко А.С., Шейніч Л.О., Гедулян С.І.]// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. - Вип. 26. - Рівне, 2013. - С. 97-99.
4. Захист від корозії у будівництві. Бетони. Загальні вимоги до проведення випробувань (ГОСТ 27677-88, ІДТ): ДСТУ Б ГОСТ 27677: 2011. - [Чинний від 2012-12-01]. - К.: Мінрегіон України, 2012. - IV, 9 с. - (Національний стандарт України).
5. Бутт Ю.М. Практикум по химической технологии вяжущих веществ / Бутт Ю.М., Тимашев В.В. - М.: Высшая школа, 1973. - 504 с.



# ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ СЕЧЕНИЙ ПЕРЕКРЕСТНЫХ БАЛОК ФУНДАМЕНТОВ ЖИЛЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

УДК 624.155.9

АВТОР

**СЕМЕНЮК С.Д.**, д-р техн. наук, заведующий кафедрой, ГУВПО «Белорусско-Российский университет»

АННОТАЦИЯ

*В статье приведены исследования напряженного состояния перекрестных балок фундаментов жилых и гражданских зданий в сечениях, подверженных совместному воздействию крутящего и изгибающего моментов, поперечной силы и крутящего момента, при совместном действии поперечной силы крутящего и изгибающего моментов.*

*The deformation principles of the terrestrial surface under karst formation conditions and on the anthropogenic soils are presented in the article. The analysis of ongoing processes and their influence on the building constructions is given.*

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

сечения, перекрестные балки, тензор напряжений, деформация, инварианты напряженного состояния.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ

Для обеспечения безотказной работы при эксплуатации и предотвращения аварий зданий и сооружений, возводимых на неравномерно деформируемом основании или на слабых грунтах, железобетонные фундаменты устраивают в виде непрерывных стен или железобетонных перекрестных балок. Современные методы расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений должны учитывать максимальное соответствие расчетной схемы и реальной конструкции с учетом пространственного характера работы сооружения или системы. Расчетные схемы фундаментов под жилые и гражданские здания чаще всего представляют в виде системы перекрестных балок на упругом основании [1-3]. За расчетную модель пространственного фундамента в аварийном состоянии принята система перекрестных балок с жесткими узлами на упругом клиновидном основании. В [1-4] рассмотрены основные возможные случаи расположения фундаментов на деформируемом основании: нормальные условия эксплуатации; наличие поперечного уступа по всей ширине здания; наличие продольного уступа по всей длине здания; диагональное расположение ребра клина под пятном здания. Для вышеперечисленных случаев подчеркиваем, что система перекрестных балок представляет совокупность жесткосоединенных между собой стержней, и от действия эксплуатационных нагрузок в них будут проявляться крутящие и изгибающие моменты, а также поперечная сила.





## АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ, В КОТОРЫХ НАЧАТО РЕШЕНИЕ ДАННОЙ ПРОБЛЕМЫ

Неравномерные деформации основания, возникающие при возведении и эксплуатации жилых зданий в сложных грунтовых условиях [5], следует считать одним из основных факторов, влияющих на их несущую способность, деформативность и долговечность. Обычно строительство в сложных грунтовых условиях велось на так называемых «плавающих фундаментах», образованных либо сплошной монолитной плитой достаточной толщины, либо плитой с пустотами. Плиты с пустотами могут использоваться для различного рода встроенных помещений. Это весьма существенно при строительстве зданий повышенной этажности, когда все более актуальным становится вопрос о рациональном использовании фундаментно-подвальной части здания.

Цель статьи – по исследованиям работы пространственных сечений перекрестных балок фундаментов жилых и гражданских зданий выявить напряженное состояние, образование и развитие трещин от совместного воздействия крутящего и изгибающего моментов, поперечной силы и крутящего момента, при совместном воздействии поперечной силы, крутящего и изгибающего моментов.

## РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Отдельные балки фундамента из перекрестных лент (его расчетная схема - система перекрестных балок на упругом основании) работают в общем случае на поперечный изгиб с кручением (рис. 1).

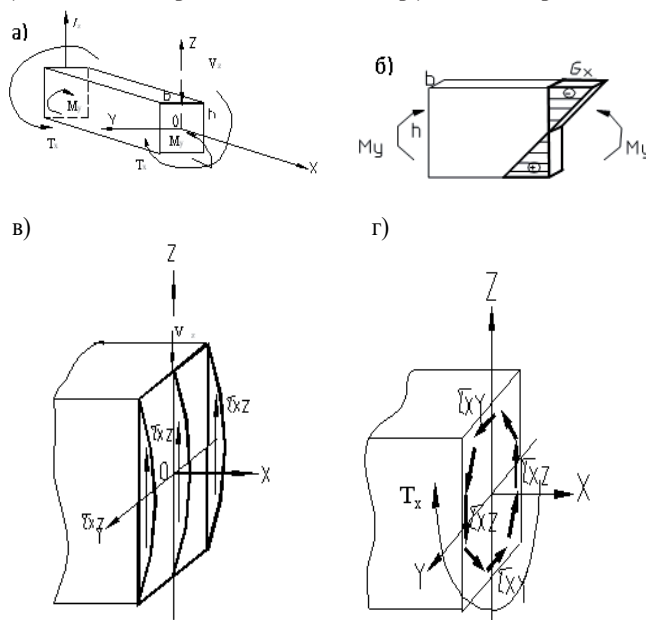


Рис. 1. Действия внешних силовых факторов на балку фундамента: а - общая схема; б - изгибающего момента -  $M_y$ ; в - поперечной силы -  $V_z$ ; г - крутящего момента -  $T_x$ ;  $M_y$  - изгибающий момент;  $T_x$  - крутящий момент;  $V_z$  - поперечная сила;  $b, h$  - размеры сечения

Рассмотрим подробнее работу балки прямоугольного сечения в упругой стадии.

Действие только изгибающего момента  $M_y$  (рис.1,б).

В этом случае напряженное состояние любой точки поперечного сечения описывается таким тензором напряжений ( $\sigma_x = \frac{M_y}{J_y} \cdot z$ ):

$$T_n = \begin{bmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}. \quad (1)$$

Соответствующий тензор напряжений от действия только поперечной силы  $V_z$  ( $\tau_{xz} = \frac{V_z \cdot S_{oy}}{b \cdot J_y}$ ) (рис.1, в):

$$T_n = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \tau_{xz} \\ 0 & 0 & 0 \\ \tau_{xz} & 0 & 0 \end{bmatrix}. \quad (2)$$

Действие только крутящего момента  $T_x$  (рис.1, г).

Тензор напряжений, описывающий напряженное состояние:

$$T_n = \begin{bmatrix} 0 & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & 0 & 0 \\ \tau_{xz} & 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad (3)$$

где  $\tau_{xy}, \tau_{xz}$  - определяются формулами теории упругости в виде быстросходящихся рядов [6].

Таким образом, напряженное состояние в любой точке прямоугольного сечения балки, испытывающей деформацию плоского изгиба с кручением, описывается тензором напряжений [7]:

$$T_n = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & 0 & 0 \\ \tau_{xz} & 0 & 0 \end{bmatrix}. \quad (4)$$

Для определения величин и направлений главных напряжений находим инварианты напряженного состояния. Для тензора напряжений (4):

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_x; \\ I_2 &= \sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{xz}^2 = -\tau_{xy}^2 - \tau_{xz}^2 < 0; \\ I_3 &= |T_n| = \tau_{xy} \tau_{xz}. \end{aligned} \right\} (5)$$

Находим главные напряжения из решения кубического уравнения:

$$\sigma^3 - I_1 \sigma^2 + I_2 \sigma - I_3 = 0; \quad (6)$$

$$\sigma^3 - \sigma_x \sigma^2 - (\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2) \sigma = 0. \quad (7)$$

Заметим, что в общем случае каждая балка системы перекрестных балок на упругом основании имеет:





- одно сечение, где  $V_z=0$ ;  $M_y=M_y^{max}$ ;
- два сечения, где  $M_y=0$  (рис. 2).

Рассмотрим ниже каждый из этих случаев в отдельности

## ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ДЛЯ ХАРАКТЕРНЫХ СЛУЧАЕВ

### Случай 1

Рассмотрим сечение балки, на которое действует крутящий  $T_x$  и максимальный изгибающий момент  $M_y^{max}$  (рис. 3). Напряженное состояние любой точки этого сечения описывается тензором напряжений

$$T_n = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & 0 & 0 \\ \tau_{xz} & 0 & 0 \end{bmatrix},$$

причем для каждой из четырех характерных точек сечения с наибольшими касательными напряжениями

$$T_n^A = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; T_n^{A'} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix};$$

$$T_n^B = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \tau_{xz} \\ 0 & 0 & 0 \\ \tau_{xz} & 0 & 0 \end{bmatrix}; T_n^{B'} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \tau_{xz} \\ 0 & 0 & 0 \\ \tau_{xz} & 0 & 0 \end{bmatrix}. \quad (8)$$

Таким образом, в точках В и В' прямоугольного сечения реализуется состояние чистого сдвига. В этих местах главные напряжения  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  направлены под углом  $45^\circ$  к осям ОХ и ОZ и лежат в плоскости, параллельной ХОZ. Главные напряжения  $\sigma_2=0$ . Если считать, что  $b < h$ , то  $\tau_{xy} < \tau_{xz}$  и может получиться, что первая трещина образуется в точках В и В'. Рассмотрим этот вопрос подробнее. Для точки А (не для точки А', где бетон работает на растяжение!) последовательно находим главные напряжения.

$$\left. \begin{aligned} I_1^A &= \sigma_x (< 0); \\ I_2^A &= -\tau_{xy}^2 (< 0); \\ I_3^A &= 0; \end{aligned} \right\} \sigma^3 - \sigma_x \sigma^2 - \tau_{xy}^2 \sigma = 0; \quad (9)$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2}; \quad \sigma_2 = 0; \quad \sigma_3 = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2}.$$

Если учесть, что  $\sigma_x < 0$ , то, очевидно, для точки А  $\sigma_1 < |\tau_{xy}|$ , а так как  $b < h$ , то напряжение в точке В будет больше напряжения в точке А (оба растягивающие)  $\sigma_1^B > \sigma_1^A$ . Отсюда следует вывод, что при действии крутящего и изгибающего моментов трещины образуются посередине вертикальной стороны балки и их плоскость перпендикуляр-

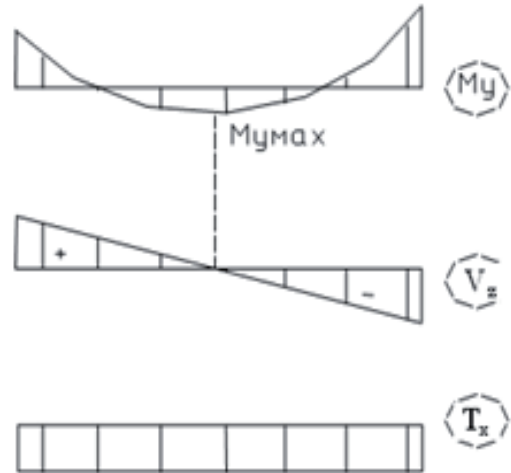


Рис. 2. Эпюры усилий в балке из системы перекрестных лент

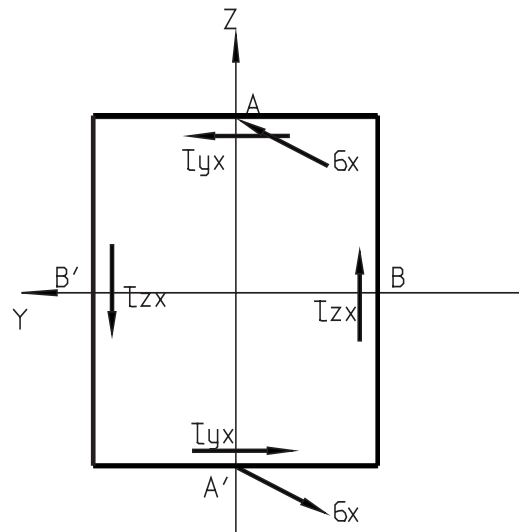


Рис. 3. Характер напряжений в сечении балки от действия крутящего и изгибающего моментов

на плоскости ХОZ и составляет  $45^\circ$  с осями ОХ и ОZ (рис. 4), так как направляющие косинусы  $l = \frac{\sqrt{2}}{2}$ ;  $m=0$ ;  $n = \frac{\sqrt{2}}{2}$ . В соответствии [7] производим проверку направляющих косинусов:

$$l^2 + m^2 + n^2 = 1; \quad \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 + 0^2 + \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)^2 = \frac{1}{2} + 0 + \frac{1}{2} = 1.$$

Следовательно, вышеизложенные выкладки верны.

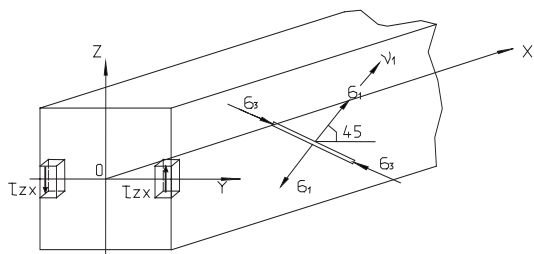


Рис. 4. Положение трещины в балке прямоугольного сечения при совместном действии крутящего и изгибающего моментов

### Случай 2

Рассмотрим сечение балки с  $M_y=0$  и совместном действии поперечной силы и крутящего момента. Напряженное состояние каждой точки такого сечения описывается тензором напряжений (рис. 5)

$$T_H = \begin{bmatrix} 0 & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & 0 & 0 \\ \tau_{xz} & 0 & 0 \end{bmatrix},$$

Из этого (рис. 5) можно сделать вывод, что первая трещина образуется в точке В под углом  $45^\circ$  к продольной оси балки и становится винтовой, последовательно огибая А и А', а затем и В', так как все эти точки находятся в условиях чистого сдвига.

### Случай 3

Рассмотрим общий случай сечения при совместном действии изгибающего и крутящего моментов и поперечной силы. Напряженное состояние любой точки такого сечения описывается тензором напряжений:

$$T_H = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & 0 & 0 \\ \tau_{xz} & 0 & 0 \end{bmatrix},$$

Сразу можно отметить, что направление  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  в точках В и В' подобно направлению  $\sigma_1$  и  $\sigma_3$  в случае, представленном на рис.5.

Величины  $\sigma_1$  в точке А  $\sigma_1 < |\tau_{xy}|$ .

Поэтому первая трещина образуется в точке В и будет направлена, как изображено на рис. 4. Далее справедливо все, отмеченное для случая 1.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

При совместном действии изгибающего и крутящего моментов и поперечной силы на балку прямоугольного сечения первая трещина образуется посередине высоты сечения и направлена под углом  $45^\circ$  к продольной оси элемента.

Для того чтобы обобщить полученные выше результаты для случая работы материала сечения в неупругой стадии, нам следует лишь предположить, что при работе в неупругой стадии не меняется вид напряженного состояния, т.е. каждая балка работает на поперечный изгиб с кручением. Это предположение безусловно справедливо,

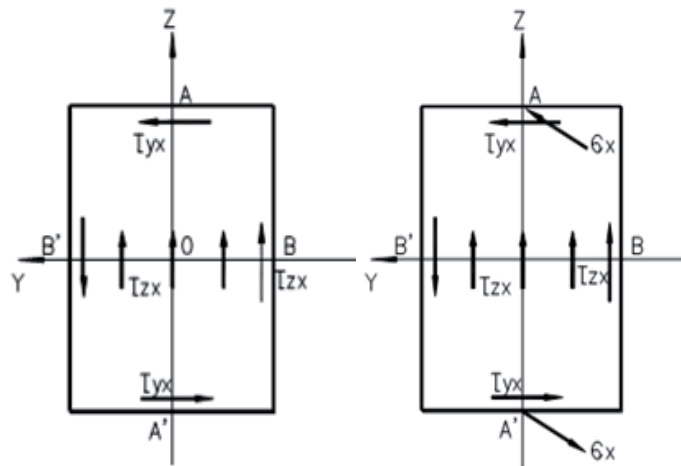


Рис. 5. Распределение касательных напряжений при совместном действии поперечной силы и крутящего момента

Рис. 6. Распределение напряжений в сечении балки при совместном действии изгибающего и крутящего моментов и поперечной силы.

поэтому все вышеперечисленные выводы будут справедливы и для неупругой работы балок системы.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Босаков С.В. Расчет системы перекрестных балок на двухслойном упругом основании / С.В. Босаков, С.Д. Семенюк // Вестник БПТИ. Строительство и архитектура. – Брест, 2000. - №1. – С. 14-16.
2. Семенюк С.Д. Расчет пространственных железобетонных фундаментов, как систем перекрестных балок, на упругом клиновидном основании / Семенюк С.Д. // Весці нацыянальнай акадэміі навук Беларусі. – 2000. - №4. – С. 114-118.
3. Босаков С.В. Расчет железобетонных пространственных фундаментов, как систем перекрестных балок, на упругом основании с учетом ползучести бетона / С.В. Босаков, С.Д.Семенюк // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2001. – №1. – С. 13-16.
4. Семенюк С.Д. Расчет по деформациям сборно-монолитных пространственно-рамных фундаментов / Семенюк С.Д. // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовки инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. трудов VII международного науч.-метод. семинара. – Брест, БГТУ, 2001 – С. 385-390.
5. Метелюк Н.Е. Совершенствование расчета сооружений возводимых в сложных грунтовых условиях / Метелюк Н.Е. – Киев: Будівельник, 1980. – 143 с.
6. Тимошенко С.П. Теория упругости / С.П.Тимошенко, Дж. Гудвер. – М.: Наука, 1979. – 560 с.
7. Федосьев В.И. Сопроотивление материалов / Федосьев В.И. – М.: Наука, 1979. – 540 с.



# О РАСЧЕТЕ ВЫРАВНИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ ПЛОСКИМИ ДОМКРАТАМИ

УДК 69.04; 69.059.32

АВТОР

**ХОРУНЖИЙ В.И.**, канд. техн. наук  
ГП "Государственный научно-исследовательский  
институт строительных конструкций"

АННОТАЦИЯ

*Предложена расчетная модель плоских домкратов, используемых для выравнивания зданий. Рассмотрен пример использования этой модели в алгоритме расчета усилий и перемещений конструктивной системы от воздействий домкратов.*

*Calculation model of flat jacks for buildings alignment is proposed. An example the use of this model in the algorithm of calculation of efforts and moving of the structural system from influences of jacks is considered.*

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

плоские домкраты, выравнивание зданий, расчетная модель, алгоритм расчета

Метод выравнивания зданий плоскими домкратами, разработанный НИИСК в 1976-1978 г.г. (г.Киев), впервые применен при натурных исследованиях и выравнивании зданий, возведенных на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах в городах Ворошиловограде, Горловке, Запорожье, Никополе, Днепропетровске и др. Этот метод получил дальнейшее развитие в научно-производственной фирме «Интербиотех» (г. Ростов на Дону), которая осуществила выравнивание многих зданий в России и в других странах. Большая заслуга в выполнении многочисленных работ по выравниванию зданий принадлежит В.П. Шумовскому, Ю.К. Болотову, В.Д. Зотову и др. [1-4].

Расчет выравниваемого здания является составной частью подготовительных работ к управляемым воздействиям домкратов, обеспечивающим заданные перемещения и напряженно-деформированные состояния здания на всех этапах выравнивания. В статьях [5, 6] представлено математическое описание процесса изменения усилий и перемещений (в заданных точках расположения домкратов и односторонних связей) в зависимости от производительности насосной станции и продолжительности этапов выравнивания при расчетных схемах, соответствующих поршневым домкратам. Для конструктивных систем с плоскими домкратами указанное описание применимо только в отдельных частных случаях в связи с существенными отличиями между конструкциями и расчетными моделями поршневых и плоских домкратов.

Поэтому для расчетов конструктивных систем с плоскими домкратами требуется разработка соот-



ветствующих математических моделей и алгоритмов. В данной статье рассматривается алгоритм расчета, имеющий следующие особенности:

- предлагаемая математическая модель домкрата позволяет выполнять расчеты как с плоскими, так и с поршневыми домкратами;
- с целью упрощения расчетов исключены из рассмотрения производительности насосной станции и продолжительности этапов выравнивания, представляющих интерес в научных исследованиях, но не обязательных в практических расчетах;
- алгоритмы расчетов представлены в матричной форме, приспособленных к непосредственному выполнению вычислительных работ на ЭВМ.

Для определения расчетной модели плоского домкрата установим зависимость изменения его размеров от высоты подъема (хода). В соответствии с рис. 1а получаем следующие зависимости в начальном состоянии:

$$\sin \alpha_0 = (r + \delta + s/2) / (r + \delta + r_0); \quad (1)$$

$$L_{12} = \pi r_0 (1 - \alpha_0 / 180^\circ); \quad L_{23} = \pi (r + \delta) (90^\circ - \alpha_0) / 180^\circ; \quad (2)$$

$$R_k = R + (r + \delta) \cos \alpha_0; \quad R_0 = R_k + r_0 \cos \alpha_0; \quad (3)$$

$$L = L_{12} + L_{23}, \quad (4)$$

где  $s$  – конструктивный размер, устанавливаемый при изготовлении домкрата;  $r_0$  – начальный внутренний радиус валика (усеченного тора) домкрата;  $r$  – радиус закругления опорного вкладыша;  $R$  – радиус горизонтальной контактной поверхности опорного вкладыша;  $R_k$  – радиус горизонтальной проекции контактной поверхности опорного вкладыша;  $R_0$  – радиус центральной круговой оси валика;  $\delta$  – толщина листа домкрата;  $L$  – длины дуг.

Геометрические параметры (1-4) являются постоянными величинами, которые используются при определении размеров домкрата в рабочем состоянии (рис. 1в):

$$\sin \alpha_h = (r + \delta + h/2 + s/2) / (r + \delta + r_h); \quad (5)$$

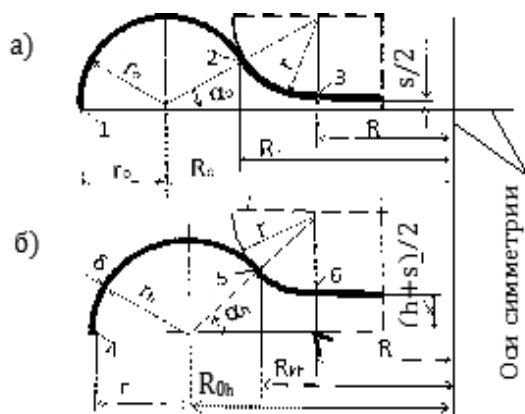


Рис. 1. Геометрические схемы плоского домкрата в начальном (а) и рабочем (б) состояниях.

$$R_{kh} = R + (r + \delta) \cos \alpha_h; \quad R_{0h} = R_{kh} + r_h \cos \alpha_h; \quad (6)$$

$$h = 2(r + \delta + r_h) \sin \alpha_h - 2(r + \delta) - h_0; \quad (7)$$

$$r_h = [L_{123} - \pi (r + \delta) (90^\circ - \alpha_h) / 180^\circ] / \pi (180^\circ - \alpha_h) / 180^\circ, \quad (8)$$

где  $h$  – рабочий ход домкрата.

Учитывая (1-8), получим усилия в домкрате:

$$D = p_h \pi R_{kh}^2 + 2\pi R_{kh} r_h p_h \cos \alpha_h (1 + 2r_h \cos \alpha_h / 3 R_{kh}), \quad (9)$$

где первое слагаемое – усилие от давления жидкости на горизонтальной проекции контактной поверхности  $\pi R_{kh}^2$ , а второе – линейная нагрузка по периметру  $2\pi R_{kh}$ , вызванная давлением жидкости в валике домкрата. Правая часть выражения (9), деленная на  $p_h$ , является нелинейной функцией площади, которую условно можно рассматривать как площадь поршня домкрата и указанное выражение представить в следующем виде:

$$D = p_h f_h, \quad (10)$$

где

$$f_h = \pi R_{kh}^2 + 2\pi r_h \cos \alpha_h (R_{kh} + 2r_h \cos \alpha_h / 3). \quad (11)$$

Выражения (10,11) действительны при  $\alpha_0 \leq \alpha_h \leq 90^\circ$ , где  $\alpha_0$  – угол, определяемый по (5) при  $h = s$ .

В качестве примера в таблице приведены численные значения  $h$  и  $f_h$  при возрастании  $\alpha_h$  от  $\alpha_0$  до  $90^\circ$ , определенные по (1)-(9) в Excel при следующих данных:  $R = 20 \text{ см}$ ,  $r = 1,5 \text{ см}$ ,  $r_0 = 2,1 \text{ см}$ ,  $s = \delta = 0,2 \text{ см}$ .

Анализ табличных данных показывает, что при заданных размерах домкрата, а также при других размерах, применяемых в настоящее время, нелинейная зависимость  $f_h$  от  $h$  с высокой точностью можно аппроксимировать линейной функцией (линией тренда) и представить ее (10) в следующем виде:

$$f_h \approx F_h = F_{\max} - Kh. \quad (12)$$

При указанных размерах домкрата  $F_{\max} = 1751,4 \text{ см}^2$ ,  $K = 50,53 \text{ см}$ . Параметры  $F_{\max}$  и  $K$  (постоянные коэффициенты линии тренда) определяются из условия минимального отклонения чис-

$h$ см	$f_h$ см <sup>2</sup>
0.000	1720.43
2.17	1675.43
4.42	1584.04
6.58	1443.45
8.85	1256.00

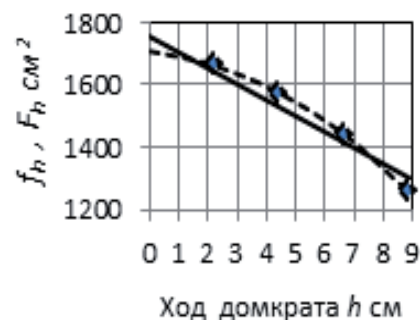


Рис. 2. Зависимости  $f_h$  и  $F_h$  от  $h$ .



ленных значений  $f_h$  от  $F_h$ . При указанных выше размерах домкрата относительная погрешность аппроксимации составляет менее 4%. Из выражения (11) следует, что расчетная модель плоского домкрата может рассматриваться как поршневого при уменьшении площади поршня пропорционально ходу домкрата:

$$D = p(F_0 - Kh/n). \quad (13)$$

Параметр  $F_0$  принимается в зависимости от следующих начальных уровней отсчета хода домкрата:  $h_0 = s$  или  $h_0 > s$  (рис. 1а).

При  $h_0 = s$  принимается  $F_0 = F_{max}$ , при  $h_0 > s$  -  $F_0 = F_{max} - Kh_0$ .

где  $K = (F_{max} - F_{min}) / h_{max}$  ( $h_{max}$  определяется при  $\alpha = 90^\circ$ ,  $F_{min}$  - при  $h_{max}$ ),  $n$  - число домкратов в пакете.

Запись основных уравнений, формирующих алгоритм расчета, рассмотрим на примере составной конструкции (системы), лежащей на упругом основании и нагруженной произвольной нагрузкой, равнодействующая которой  $G$  (рис. 3). Балки (нижняя и верхняя подсистемы) соединены односторонними связями 1-5, работающие только на сжатие. В горизонтальном стыке балки (подсистемы) воспринимают усилия от домкратов  $D_6, D_7, D_8$ . Процесс увеличения этих усилий, сопровождающийся последовательным отключением односторонних связей, включает начальный, промежуточные и конечный этапы, общее число которых равно числу односторонних связей.

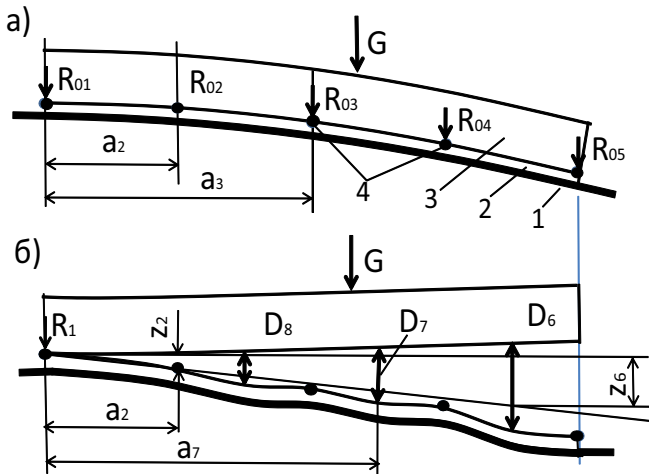


Рис. 3. Расчетные схемы конструктивной системы:

а - начальное положение при нулевых усилиях в домкратах, б - конечное положение, 1 - упругое основание, 2 - фундаментная лента, 3 - верхнее строение, 4 - односторонние связи.

Усилия и перемещения в горизонтальном шве системы на любом  $k$ -ом этапе определяются в зависимости от давления жидкости в домкратах, которое увеличивается в следующем интервале:

$$p_m^{(k-1)} \leq p^{(k)} \leq p_m^{(k)}, \quad (14)$$

где  $p_m^{(k-1)}$  - начальное (конечное) граничное давление жидкости на этапе  $k(k-1)$ ;  $p_m^{(k)}$  - конечное (начальное) граничное давление на этапе  $k(k+1)$ .

Начальные и конечные граничные давления определяются из условий отключения односторонней связи при сохранении ее контакта с кон-

струкцией.

Особенностью конечного этапа является возможность отключения или не отключения последней связи. В первом случае происходит подъем верхней подсистемы, во втором - поворот вокруг связи 1 (рис. 2б). Заданные перемещения и напряженно деформированные состояния системы могут достигаться как на промежуточных, так и на конечном этапах выравнивания.

В соответствии с расчетной моделью (13) усилия в домкратах на всех этапах определяются матричным уравнением:

$$\begin{bmatrix} D_6^{(k)} \\ D_7^{(k)} \\ D_8^{(k)} \end{bmatrix} = p^{(k)} \cdot \begin{bmatrix} F_6^{(k)} - Kh_6^{(k)} / n_6 \\ F_7^{(k)} - Kh_7^{(k)} / n_7 \\ F_8^{(k)} - Kh_8^{(k)} / n_8 \end{bmatrix}. \quad (15)$$

В зависимости от усилий в домкратах и физических свойств системы, выражаемых матрицей податливости, определяются ходы домкратов:

$$\begin{bmatrix} h_6^{(k)} \\ h_7^{(k)} \\ h_8^{(k)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{66}^{(k)} & \delta_{67}^{(k)} & \delta_{68}^{(k)} \\ \delta_{76}^{(k)} & \delta_{77}^{(k)} & \delta_{78}^{(k)} \\ \delta_{86}^{(k)} & \delta_{87}^{(k)} & \delta_{88}^{(k)} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} D_6^{(k)} \\ D_7^{(k)} \\ D_8^{(k)} \end{bmatrix}, \quad (16)$$

где  $\delta_{ij}^{(k)}$  - коэффициенты матрицы податливости, включающие слагаемые  $\delta_{ij}^{(ku)}$  и  $\delta_{ij}^{(kv)}$  (перемещения нижней и верхней балок от единичных усилий в домкратах).

Усилия в односторонних связях выражаются через усилия в домкратах с помощью матрицы влияния:

$$\begin{bmatrix} R_1^{(k)} \\ \vdots \\ R_5^{(k)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} r_{16}^{(k)} & r_{17}^{(k)} & r_{18}^{(k)} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ r_{56}^{(k)} & r_{57}^{(k)} & r_{58}^{(k)} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} D_6^{(k)} \\ D_7^{(k)} \\ D_8^{(k)} \end{bmatrix}, \quad (17)$$

где  $r_{ij}^{(k)}$  - коэффициенты матрицы влияния (усилие в связи от единичной нагрузки от домкрата).

Уравнения (15-17) содержат неизвестные  $p^{(k)}, D_i^{(k)}, h_i^{(k)}, R_i^{(k)}$ , для определения которых для каждого этапа составляется дополнительное уравнение из условия отключения одной из связей в момент сохранения ее контакта с конструкцией. Так, например, на начальном этапе условие отключения связи 5 записывается в виде:

$$R_{05} = p_5^{(1)} (r_{56}^{(1)} + r_{56}^{(1)} + r_{56}^{(1)}) \begin{bmatrix} F_6^{(1)} - Kh_6^{(1)} / n_6 \\ F_7^{(1)} - Kh_7^{(1)} / n_7 \\ F_8^{(1)} - Kh_8^{(1)} / n_8 \end{bmatrix}, \quad (18)$$

где  $R_{05}$  - усилие в односторонней связи 5 при нулевых усилиях в домкратах.

Совместное решение уравнений (16)-(18) выполняется шагово-итерационным методом с использованием известных программных комплексов, например, ПК ЛИРА. В уравнении (17) принимают нулевые усилия в отключенных связях. В случаях нелинейной деформируемости рассматриваемых систем жесткостные характеристики основания, фундаментов и верхнего строения корректируются на каждом этапе или шаге вычис-





лений в соответствии с законами деформирования материалов. Правильность расчетов на каждом этапе проверяется условиями равновесия каждой балки (подсистемы).

Расчет на конечном этапе выполняется с учетом дополнительных раскрытий стыков ( $z_i$ ) от вращения верхней подсистемы как абсолютно жесткого тела вокруг опоры 1, определяемых по формуле:

$$\sum_{i=6}^8 z_i = tg \beta \cdot \sum_{i=6}^8 a_i, \quad (19)$$

где  $a_i$  - расстояния от опоры 1 к точке приложения усилий от домкратов;  $tg \beta = z_2/a_2$  - задаваемый угол вращения верхней подсистемы;  $a_2$  - расстояние от связи 1 к связи 2;

С учетом (19) уравнение (15) записывается в виде:

$$\begin{bmatrix} D_6^{(5)} \\ D_7^{(5)} \\ D_8^{(5)} \end{bmatrix} = p^{(5)} \cdot \begin{bmatrix} F_6^{(5)} - K(h_6^{(5)} / n_6 - a_6 tg \beta) \\ F_7^{(5)} - K(h_7^{(5)} / n_7 - a_7 tg \beta) \\ F_8^{(5)} - K(h_8^{(5)} / n_8 - a_8 tg \beta) \end{bmatrix}. \quad (20)$$

Дополнительное уравнение к (14) составляется, приравнявая нулю моменты всех сил, действующих на верхнюю балку относительно левой опоры:

$$p_m^{(5)} = M / \sum_{i=6}^8 [F_6^{(5)} - K(h_6^{(5)} / n - a_6 tg \beta)] a_i. \quad (21)$$

где  $M$  - момент внешних нагрузок относительно опоры 1.

При определении коэффициентов матриц податливости и влияния на последнем этапе верхняя балка рассматривается как однопролетная с консолью с наложенной связью 8 в месте установки домкрата при использовании дополнительного уравнения, смысл которого - усилие в наложенной связи равно нулю:

$$R_2 = (M - \sum_{i=6}^8 D_i a_i) / a_2 = 0. \quad (22)$$

При расчетах конструктивных систем с поршневыми домкратами с одинаковыми площадями поршней уравнения (15)-(18) существенно упрощаются

$$D^{(k)} = p^{(k)} F; \begin{bmatrix} h_6^{(k)} \\ h_7^{(k)} \\ h_8^{(k)} \end{bmatrix} = D^{(k)} \begin{bmatrix} \delta_{s6}^{(k)} \\ \delta_{s7}^{(k)} \\ \delta_{s8}^{(k)} \end{bmatrix}; \quad (15a, 16a)$$

$$\begin{bmatrix} R_1^{(k)} \\ \vdots \\ R_5^{(k)} \end{bmatrix} = D^{(k)} \begin{bmatrix} r_{s6}^{(k)} \\ \vdots \\ r_{s8}^{(k)} \end{bmatrix}; p_s^{(k)} = R_1^{(k)} / r_{s6}^{(k)} F, \quad (17a, 18a)$$

где  $\delta_{s6}^{(k)}$  - перемещение, включающее  $\delta_{s6}^{(uk)}$  и  $\delta_{s6}^{(vk)}$  (перемещения верхней и нижней подсистем от групповых единичных нагрузок от домкратов на  $k$ -ом этапе;  $r_{s6}^{(k)} = r_{s6}^{(uk)} + r_{s6}^{(vk)}$  - то же усилие.

На конечном этапе при повороте балки вокруг опоры 1 давление жидкости и усилия в поршневых домкратах в отличие от плоских сохраняют постоянные численные значения:

$$p^{(5)} = M / F \sum_{i=6}^8 a_i. \quad (23)$$

Уравнения (15a-18a) и (23) применимы и для конструктивных систем с плоскими домкратами, если число домкратов в каждом пакете пропорционально величинам раскрытия стыков в местах установки пакетов.

Представленный пример формирования матричных уравнений является иллюстрацией к построению математической модели расчета системы «основание - фундамент-домкраты-верхнее строение», состоящей из двух подсистем (суперэлементов), соединенных односторонними связями и воспринимающие усилия от домкратов. Верхняя балка может рассматриваться как суперэлемент, включающий стержни, пластины и другие элементы, а нижняя - различные виды фундаментов на упругом основании (фундаментные плиты и балки, балочные ростверки и др.). Вычисляемые усилия и перемещения в горизонтальном шве выравниваемого здания от управляемых воздействий домкратов являются дополнительными исходными данными для расчетов напряженно-деформированных состояний указанных подсистем (суперэлементов) по известным программным комплексам.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Шумовский В.П. К вопросу об автоматической компенсации неравномерных осадок зданий / Шумовский В.П. // Строительные конструкции. - Вып. XXIII. - К.: Будівельник, 1974. - С.56-59.
2. Шумовский В.П. Методические рекомендации по применению плоских домкратов в строительстве / В.П. Шумовский, О.К. Богданов - К.: НИИСК Госстроя СССР, 1979. - 27 с.
3. Болотов Ю.К. О проектировании бескаркасных зданий на просадочных грунтах, приспособленных к выравниванию зданий / Болотов Ю.К., Шумовский В.П. // Проблемы защиты строительства зданий и сооружений на просадочных грунтах. - К.: НИИСК, 1987. - С.115-117.
4. Автоматизированная система подъема сооружений «Атлант» / [Болотов Ю.К., Зотов М.В., Зотов М.В., Панасюк Л.Н. и др.] // Мехатроника, автоматизация, управление. - М.: Новые технологии. - 2003. - №3. - С. 38-41.
5. Клепиков С.Н. О расчете многоэтажных зданий, выравниваемых домкратными системами / Клепиков С.Н., Хорунжий В.И. // Строительство и архитектура. - 1982. - №3 - С. 17-18.
6. Хорунжий В.И. Расчет перемещений конструкций и контактных усилий при выравнивании зданий домкратными системами // Эффективные конструкции гражданских зданий. - КиевЗНИИЭП. - 1983. - С. 37-40.





# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА НА ТОНКУЮ ПОДПОРНУЮ СТЕНКУ С РЕБРАМИ ЖЕСТКОСТИ

УДК 167.23:624.131.387

## АВТОРЫ

**ХОНЕЛИЯ Н.Н.**, канд. техн. наук, доцент Одесского национального морского университета.

**СЛОБОДЯНИК А.В.**, ассистент Одесского национального морского университета.

## АННОТАЦИЯ

*Рассмотрены результаты экспериментальных исследований бокового давления грунта засыпки на тонкую подпорную стенку с контрфорсными элементами (ребра жесткости).*

*Results of experimental researches of soil filling lateral pressure upon the thin retaining wall with counterforces are considered.*

## КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

экспериментальные исследования, подпорная стенка, ребра жесткости, боковое давление грунта.

Тонкие подпорные стены являются широко распространённым видом строительных конструкций, которые применяются в промышленном, транспортном и, особенно, гидротехническом строительстве для устройства подземных переходов и тоннелей, крепления строительных котлованов и траншей; они образуют причальный фронт морских и речных портов и являются важнейшим элементом судоходных шлюзов, доков и целого ряда других гидротехнических сооружений.

Тонкие подпорные стенки состоят из тонкой стены ограждения и системы анкеровки в виде анкерных тяг или тонких железобетонных плит. Лицевая стенка в большинстве случаев выполняется из металлического или железобетонного шпунта (из свай). Как показывает анализ конструктивных решений рассматриваемых подпорных стен, грунт в этих конструкциях создает нагрузку, которая должна быть воспринята сооружением. В силу больших величин боковых давлений, создаваемых грунтом, конструкции подпорных стен получают дорогостоящими.

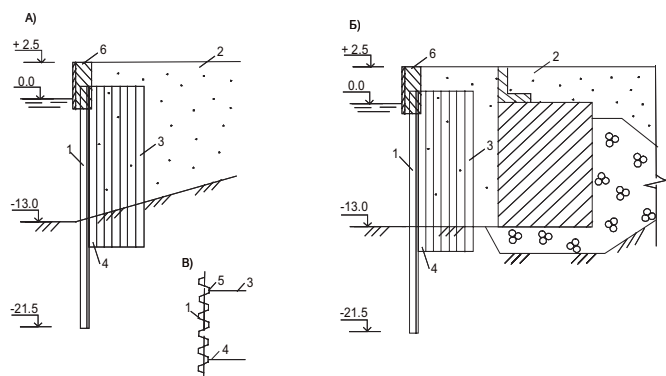
Одна из основных задач взаимодействия подпорных стен с грунтовой средой, над решением которой ведутся широкие исследовательские и проектные работы с целью совершенствования конструкций тонких подпорных стенок, является разработка методов и способов уменьшения бокового давления грунта. Новыми конструкциями, отвечающими указанным требованиям, являются анкерно-контрфорсные элементы подпорных



стен, расположенные со стороны грунтовой засыпки и заземленные в ней.

Таким образом, разработка технических решений анкерно-контрфорсных элементов тонких подпорных стен, исследование особенностей их взаимодействия с грунтовой засыпкой и разработка инженерных методов расчета таких конструкций представляют собой актуальную задачу.

Разработано новое конструкторско-технологическое решение шпунтовой стенки при использовании контрфорсных элементов в виде ребер жесткости, расположенных со стороны грунтовой засыпки, которые приводят к увеличению жесткости всей конструкции и уменьшению бокового давления грунта [1].



**Рис. 1.** Конструкция шпунтовой стенки с ребрами жесткости а) как самостоятельное сооружение; б) при реконструкции; в) план. 1 – стальные шпунтовые сваи; 2 – обратная засыпка; 3, 4 – шпунтовые сваи; 5 – замковые соединения; 6 – ж/б надстройка

На рис. 1 показано новое конструкторско-технологическое решение шпунтовой стенки с ребрами жесткости (контрфорсами).

С целью внедрения нового технического решения элементов тонких подпорных стен [1] в практику проектирования и строительства гидротехнических сооружений выполнены экспериментальные исследования бокового давления грунта засыпки на тонкую подпорную стенку с ребрами жесткости (контрфорсами).

Изучению давления грунта на жесткие и гибкие, незаанкеренные и заанкеренные стенки посвящены работы Лазебника Г.Е., Шихиева Ф.М. [2, 3]. Менее изучен вопрос работы контрфорсов. Угловые стенки с контрфорсами исследовали Евстигнеев В.Н., Зеленский В.С. [4, 5] и др. Целью экспериментальных работ Евстигнеева В.Н. и Соколова А.Д. было определение характера распределения давления грунта на стенку при наличии ребер жесткости, Зеленского В.С. – изучение общих

деформаций сооружения и напряжений на контакте засыпки с элементами стенки.

Проведенные исследования не отражают всей специфики работы рассматриваемых конструкций. Лицевая стенка не рассматривалась как тонкая. Следовательно, вопрос в направлении исследования конструкции в виде тонкой стенки с контрфорсами (ребрами жесткости), расположенными со стороны грунтовой засыпки является актуальным.

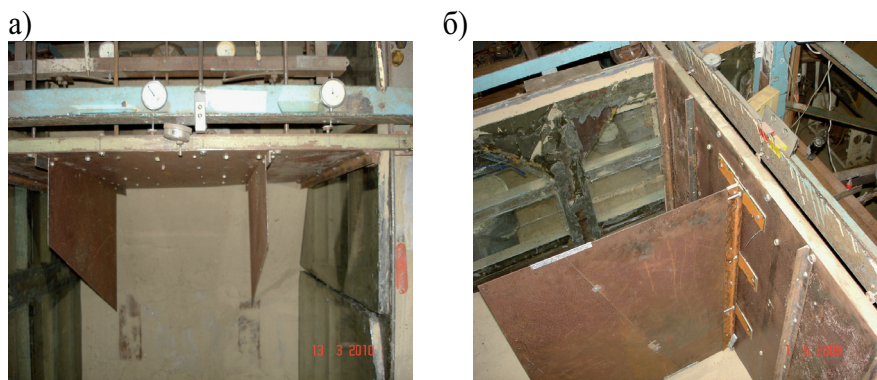
Цель эксперимента – исследование бокового давления грунта засыпки на тонкую подпорную стенку с ребрами жесткости.

Задачи экспериментальных исследований:

- экспериментальным путем определить характер распределения давления грунта на тонкую стенку при наличии ребер жесткости;
- установить зависимость бокового давления грунта на стенку от геометрических параметров контрфорса;
- определить перемещения грунта засыпки по высоте стенки.

Модель подпорной стенки с ребрами жесткости исследована в грунтовом лотке длиной 170 см, шириной 100 см, высотой 109 см. Боковыми стенками лотка служили листы полированного стекла толщиной 20 мм, опирающиеся на жесткий каркас лотка. Задняя стенка лотка представляет собой жесткую подпорную стенку в виде плиты с ребрами жесткости, отлитую из алюминия. Передняя сторона была открыта на  $\frac{3}{4}$  высоты лотка, что позволяло смоделировать грунт основания и облегчало работу с измерительной аппаратурой.

Модель подпорной тонкой стенки представляет собой стальной щит размером 100,5x99 см, толщиной 1,65 мм. Ребра жесткости выполнены из той же стали прямоугольной и трапециевидальной формы, высотой 68 см. Ширина ребра прямоугольной формы 30 см, трапециевидальной с расширением книзу 18 и 42 см (поверху и понизу соответственно), трапециевидальной с расширением кверху 42 и



**Рис. 2.** Общий вид модели тонкой подпорной стенки а) вид сверху – стенка с двумя ребрами жесткости; б) вид сбоку – стенка с одним ребром жесткости



Рис. 3. Силовые датчики

18 см (поверху и понизу соответственно). Общий вид стенки, установленной в лотке, показан на рис. 2.

Материалом засыпки служил мелкозернистый кварцевый люберецкий песок, объемный вес которого  $15,8 \text{ кН/м}^3$ , угол внутреннего трения  $30^\circ$ .

Полезную равномерно-распределенную нагрузку создавали бетонными кубиками массой 1 кг, которые укладывались на деревянные доски, обеспечивающие равномерную передачу нагрузки по всей поверхности. Стальной щит-модель был заземлен в грунт и имел две опоры, на которых измерялась результирующая сила давления песка, насыпанного в лоток. Модель подпорной заанкеренной стенки представляла собой тот же стальной щит, опорами которому служили дополнительно четыре анкера, расположенные от верха щита на 20 мм.

Выбор схемы измерительной системы определяется точностью измерений и диапазоном измеряемых значений, а также характером и формой получения опытных данных.

Для изучения величины давления грунта на сооружение использовались различные измерительные устройства – интегральные датчики, индикаторы часового типа и манометр.

По выполняемым функциям в грунтовом лотке установленные датчики можно разделить на три группы:

- 1) датчики Д №1, Д №2, Д №3, Д №6, Д №7, Д №8 (индикаторы часового типа) – для определения перемещения щита-модели по высоте;
- 2) силовые датчики Д №4, Д №5 (индикаторы часового типа и упругие элементы) – для определения суммарной горизонтальной составляющей величины давления грунта на щит-модель;
- 3) датчики НД № 1, НД № 2, НД № 3, НД № 4, НД № 5, НД № 6, НД №7, НД № 8 (интегральные) – для определения величины горизонтального давления грунта на щит-модель по высоте.

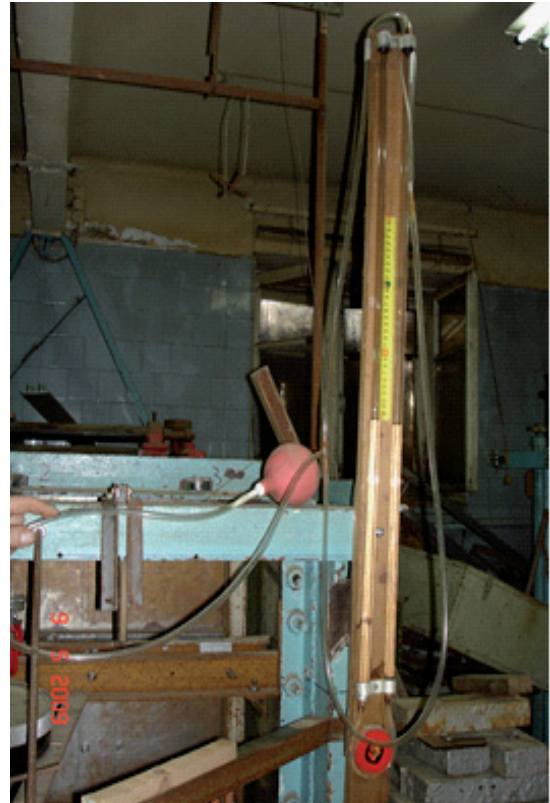


Рис. 4. Водяной манометр

Принцип работы датчиков.

Силовые датчики (рис. 3) изготовлены из рессорной стали толщиной 5 мм и длиной 170 мм, шириной 30 мм. На пластину с одной стороны упирается индикатор часового типа, с другой упор от щита-модели. При положении нагрузки упругий элемент прогибается, и индикатор фиксирует перемещение. Тарировка упругих элементов осуществляется с помощью винтового приспособления через динамометр на 100 кг, работающий на растяжение. Жесткость датчика можно регулировать, перемещая подкладку между датчиком и швеллером.

Интегральный датчик работает следующим образом. Датчик прикрепляется к щиту. Трубка и провод через отверстие в щите выводятся наружу. При засыпке грунта диафрагма прижимается через контакт ко дну датчика. В полость датчика подается давление воздуха, и когда давление превысит давление от грунта, мембрана микроскопически переместится и контакт прервется. Этот момент отмечается сигнальным устройством в цепи, где установлен контакт датчика. В качестве регистрирующей аппаратуры выступал водяной манометр с высотой водяного столба 100 см, установленный на вертикальной стойке (рис. 4).

К середине опытного щита по вертикали со стороны песчаной засыпки крепились интегральные датчики с помощью узкой металлической полосы толщиной 1 мм, приклеенной на щит-модель, а





датчики в свою очередь приваривались на полосу. Интегральные датчики по высоте устанавливались на расстоянии 15 см друг от друга, начиная с 4 см от верха, всего 8 датчиков (рис. 5).

С внешней стороны к каркасу грунтового лотка неподвижно крепились две рамы в горизонтальной и вертикальной плоскостях, на которых устанавливались индикаторы часового типа и силовые датчики. Индикаторы часового типа устанавливались по высоте на середине опытного щита-модели (Д №2, Д №6, Д №7) и на расстоянии 12 см от краев – Д №1, Д №3 для контроля перемещения щита-модели по горизонтали. Индикаторы опирались на щит-модель через регулировочные устройства. По центру щита устанавливались две силовые системы, состоящие из индикаторов часового типа и упругих элементов – Д №4, Д №5 (рис.6).

Тарировка силовых датчиков проводилась перед началом опытов и после их завершения (контрольная). По мере выполнения опытов делали повторное тарирование и соответствующие корректирование тарировочных кривых.

Опыты проводились в такой последовательности.

В лоток засыпался слой песка 47 см, затем его уплотняли. Модель гибкой стенки устанавливалась в вертикальное положение и вдавливалась на глубину 1/3 высоты стенки с помощью домкрата. Фиксировались показания индикаторов часового типа. Отсыпался песок засыпки слоями на полную высоту 62 см. Снимались показания индикаторов часового типа, интегральных датчиков и силовых систем. Опыты повторяли не менее 3 раз. Результаты обрабатывались методом математической статистики.

Стенка с ребрами жесткости работает за счет защемления в грунт, при этом изгибная жесткость на уровне защемления составила:

- для стенки без ребер  $EI = 0,000078 \cdot 10^3 \text{ кНм}^2$ ,
- для стенки с ребрами

жесткости с расширением книзу  $EI = 11,25 \cdot 10^3 \text{ кНм}^2$ ,

- для стенки с прямоугольными ребрами жесткости  $EI = 4,43 \cdot 10^3 \text{ кНм}^2$ ,
  - для стенки с ребрами жесткости с расширением кверху  $EI = 1,08 \cdot 10^3 \text{ кНм}^2$ , ( $E$  – модуль упругости,  $\text{кН/м}^2$ ;  $I$  – момент инерции,  $\text{м}^4$ ).
- Для достоверности поставленных опытов были

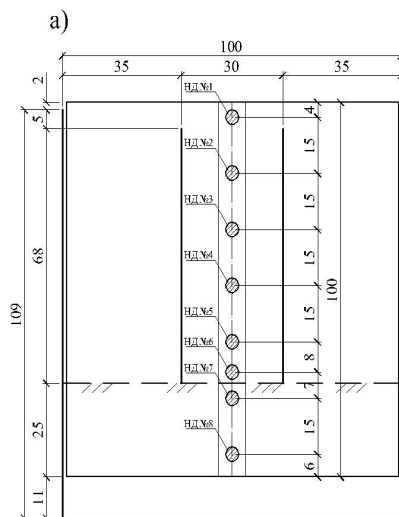


Рис. 5. Расположение интегральных индикаторов датчиков давления.

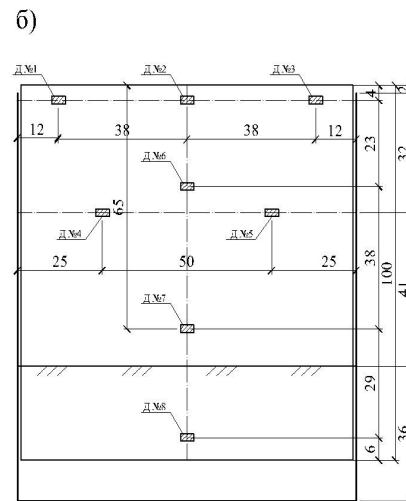


Рис. 6. Расположение датчиков часового типа и силовых.

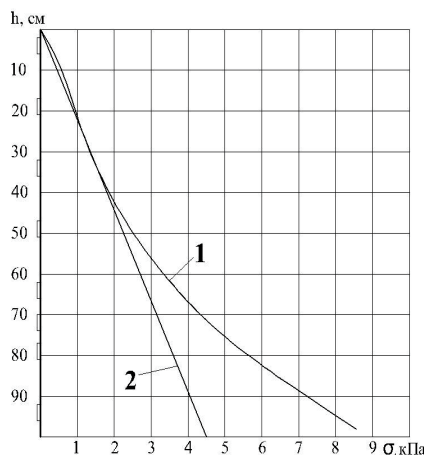


Рис. 7. Эпюра давления на стенку без ребер жесткости: 1 – по эксперименту; 2 – по методу Ш. Кулона

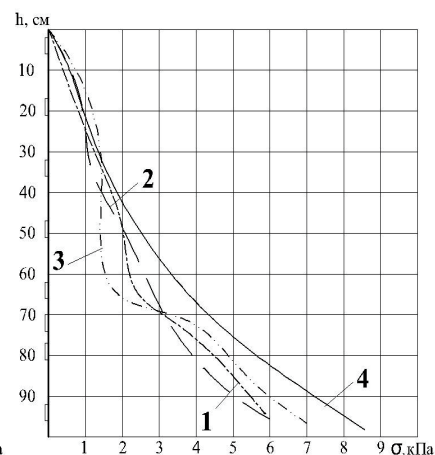


Рис. 8. Эпюра давления на стенку с различными формами ребер жесткости: 1 – прямоугольная; 2 – с расширением книзу; 3 – с расширением кверху; 4 – без ребер жесткости

Таблица 1. Суммарное давление на различные виды стенок

Вид стенки	Без ребер	Стенка с анкерами	Стенка с прямоугольными ребрами жесткости	Стенка с ребрами жесткости с расширением книзу	Стенка с ребрами жесткости с расширением кверху
Давление E, кН	0,658	0,567	0,415	0,381	0,443



построены эпюры давления грунта (кривая 1) на стенку без ребер жесткости, полученная опытным путем и эпюра давления грунта на стенку (кривая 2), построенная по методу Ш. Кулона (рис. 7). Анализ эпюр показывает хорошее качественное и близкое количественное совпадение результатов для жестких незаанкеренных стенок (результаты опытов Дуброва Г.А. [6]). Увеличение давления на нижнем датчике связано со смещением стенки верхним концом от грунта и смещением ее нижнего конца на грунт, вызывая в грунте «отпорное» сопротивление.

Получены эпюры давления на стенку с прямоугольными ребрами жесткости, на стенку с ребрами жесткости с расширением книзу и на стенку с ребрами жесткости с расширением сверху (рис. 8) и суммарное давление  $E$ , кН силовых датчиков для стенок, упомянутых выше, а также для стенки с анкерами (табл. 1.).

В результате анализа проведения опытов составлены графики давления грунта (рис. 9), которые наглядно показывают преимущества подпорной стенки с ребрами жесткости перед подпорной стенкой без ребер жесткости и подпорной стенкой с анкерами.

Анализ полученных данных показывает, что применение ребер жесткости в стенке уменьшает суммарное давление на 26,7% при прямоугольной форме ребер жесткости, на 32,8% при ребрах жесткости с расширением книзу и на 21,8% при ребрах жесткости с расширением сверху по сравнению со стенкой с анкерами. Форма эпюр давления на стенку с различными ребрами жесткости, повторяющая очертания треугольника, указывает на то, что стенка с ребрами жесткости работает по схеме консольной балки, защемленной в упругом основании (ниже уровня дна).

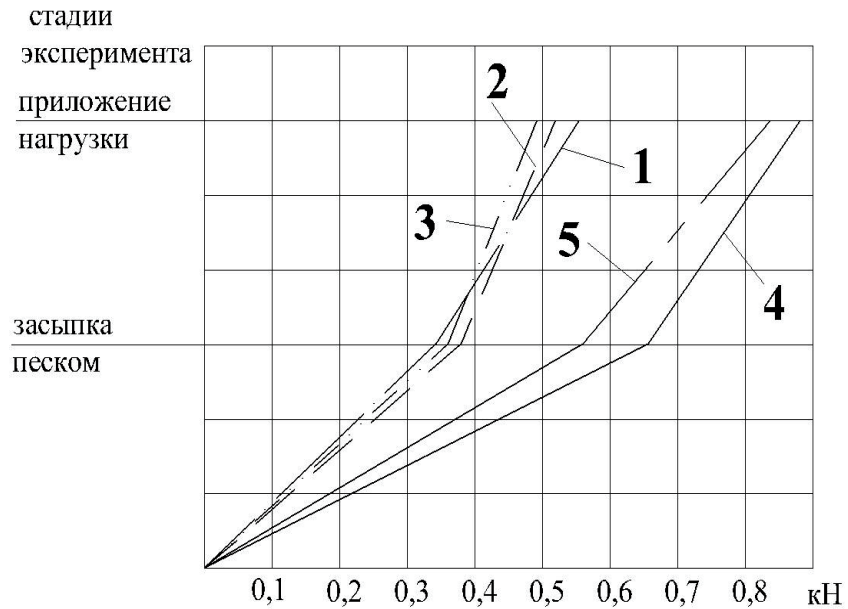


Рис. 9. Графики давления на стенку при приложении нагрузки для стенки с различными формами ребер жесткости: 1 – прямоугольная форма; 2 – с расширением книзу; 3 – с расширением сверху; 4 – без ребер жесткости; 5 – стенка с анкерами.

ния / Лазебник Г.Е. // Разработка аппаратуры и проверка методик экспериментального определения давления. Результаты опытных исследований. - К., 2005.-243 с.

3. Шихиев Ф.М. Кинематическая теория давления грунта на причальные сооружения и гибкие ограждения: дисс. ... доктора техн. наук / Шихиев Ф.М. - Одесса: ОИИМФ, 1964. - 471 с.
4. Евстигнеев В.Н. Экспериментальное изучение давления грунта на стенку с контрфорсами / Евстигнеев В.Н. // Портовое гидротехническое строительство. - М.: Транспорт, 1967. - № 15. - С. 23-28.
5. Зеленский В.С. Результаты лабораторных исследований набережной уголкового типа с наклонными анкерами / Зеленский В.С. // СоюзморНИИпроект. - 1967. - № 17(23). - С. 18-24.
6. Дуброва Г.А. Методы расчета давления грунтов на транспортные сооружения / Дуброва Г.А. - М.: Транспорт, 1969. - 232 с.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Пат. 84888. Україна, МПК(2006) E02D 29/2, E02B 3/06. Підпірна стінка / Дубровський М.П, Слободяник Г.В.; заявник та патентовласник Одеський національний морський університет; заявл. 29.05.2006; опубл. 10.12.2008, Бюл. № 23. – 4 с.
2. Лазебник Г.Е. Давление грунта на сооруже-



# CONTROL OF SANDY SOILS COMPACTION BY THE METHOD OF DYNAMIC PROBING DURING THE VERTICAL PLANNING OF BUILDING SITE

UDC 624.131.38

## AUTHOR

**LITVINENKO A.S.**, Head of Laboratory at M.P.Shulgin State Highway Scientific-Research Institute (SE DerzhdorNDI)

**LISNEVSKY YU.V.**, Junior Researcher at M.P.Shulgin State Highway Scientific-Research Institute (SE DerzhdorNDI)

## ABSTRACT

*Представлені результати контролю якості влаштування зворотної засипки методом динамічного зондування зондом, що дозволяє пристосовуватись до зміни міцності ґрунтів по глибині зондувальної свердловини і, тим самим, більш ефективно визначати в ґрунтовому масиві шари, що мають різні фізико-механічні властивості.*

*The article deals with the results of the quality control of the reverse covering by the dynamic testing method with a sonde, which allows to adjust to the ground durability changes according to the depth hole and to effectively determine the layers with different physico-mathematical properties.*

## KEY WORDS

dynamic penetration, backfilling, sand moisture

The construction site for building № 109 MPK- 3 of the residential district “Obolon” in Kyiv is located on the flood plain of Dnieper right bank. The area is composed of hydraulic alluvial sands. The hydraulic fill thickness on the site is about 5 m.

In the course of construction, there was a necessity to transfer the sewer, and for this reason it was dug up and drawn from the trench excavated for the full thickness of the filled-up ground. After the sewer removal, the trench was filled up with the same sand and layer-by-layer compacted. Then it was necessary to check the quality of sand compaction in the place of digging up.

The compaction of backfilled sand was monitored by means of a manual probe manufactured in SE DerzhdorNDI [1] for a depth from 4,3 m up to 4,7 m until the probe cone entrance into a layer of muddy tight saturated fine-grained dark-grey sand of natural occurrence. Totally six trial boreholes of 27.0-m common length were drilled.

In the process of work the samples of soil were taken to determine its physical and mechanical characteristics and to carry out its compaction in compliance with GOST 22733-77 [2]. The results of such compaction are shown in Fig. 1 presenting the nomogram of the correspondence between the porosity coefficients of fine grained slightly wet and wet sands and the value  $P_d$  of conditional dynamic resistance to cone penetration



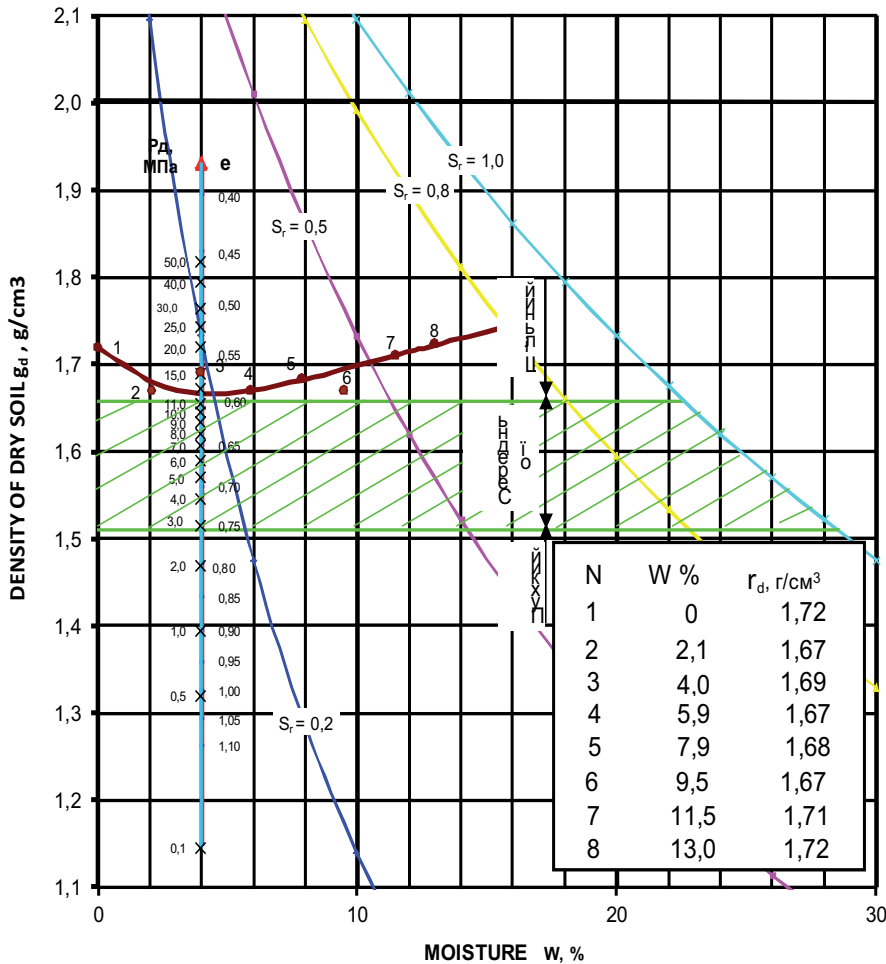


Fig.1. Nomogram for the determination of the compaction of fine grained low wet and wet sand and characteristics of standard compaction in compliance with GOST 22733-77.

expressed in MPa, which allows to perform on the sections the additional visual analysis of the backfill compaction quality along its entire depth.

The sand moisture at the time of surveying is  $W_{np}=4,35\%$ . The results of a standard compaction show that the more wet such sand is, the better its compaction goes. On the other hand, it is well compacting in an absolutely dry state as well, but this is practically impossible for the conditions of production. At the same time a minor difference between maximum and minimum values of  $\rho_d$  indicates that the moisture value is not very principled here. The only thing that matters is that the compaction will be carried out in general. The analysis of the sand grain-size distribution shows that it is uniformly graded ( $C_v=1,88$ ) and fine grained sand, which approaches to the medium-grained sand by its composition. The continuous diagrams of the soil penetration resistance were constructed based on the dynamic sounding data after their statistical processing. Some of the diagrams are shown in Fig. 2.

Key:

Розріз II – II – Section II - II

Відмітки, м – Elevations, m

Відстані, м – Distances, m

NN Виробок – Excavation numbering

Дати - Dates

The variation coefficient for the individual values of  $\rho_d$  parameter in intervals sorted out along the trial borehole depths does not exceed 25%.

The special feature of used equipment is the possibility of its adaptation to soil state variations along the trial borehole depth by means of changing the hammer drop height. So, for passing the hard, well-compacted soil layers (for instance, sands) the hammer should be dropped from the bigger height, and when entering into poor-bearing soil layers the height of dropping should be lowered. Those heights shall be strictly fixed. For the used

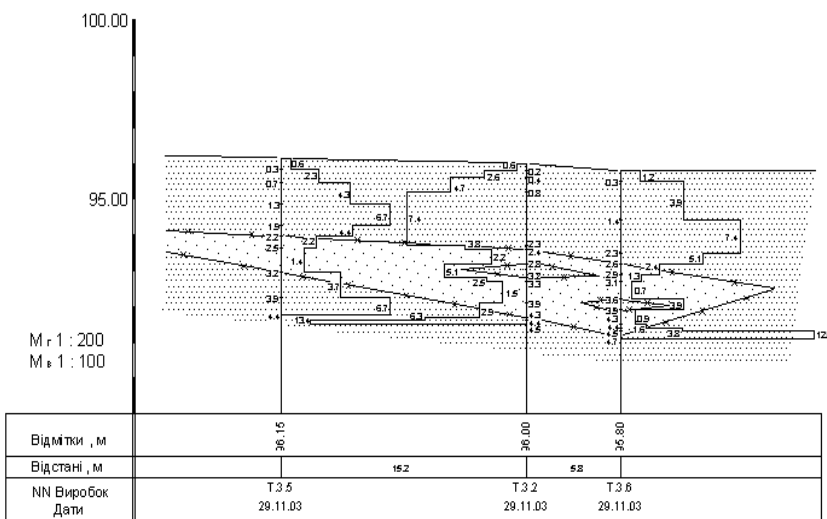


Рис. 2 РОЗРІЗ II - II

Fig.2. Determining the layers of various compaction.



equipment there are four fixed heights of dropping.

The method of processing the data obtained during cone penetration tests differs somewhat from the recommendations of GOST 19912-81 [3] as well. Thus, after the reduction of soils penetration resistance values to the common scale for various heights of hammer drop the so called dot curve is constructed. The penetration resistance is indicated on the curve for every 10 cm of the borehole depth, which makes the determination of soil layers differing by their strength more efficient. Based on the determined layers, the average values of their penetration resistance and coefficients of such values variations are calculated. Based on the average values of  $P_d$  MPa in layers, the generalized continuous diagrams of the soils penetration resistance (shown in Fig.2) are constructed for the boreholes. The long-term experience of the use of described above equipment and method at various road construction projects proves their high efficiency in solving numerous tasks regarding soils compaction quality and assessment of banks and natural slopes stability.

As the analysis of constructed sections shows, the compaction of the backfilled upper part is good enough for the depth of 2.5...3.0 m. In compliance with Fig.1, sand in this layer has an average density from  $\rho_d=1,52 \text{ g/cm}^3$  up to  $1,62 \text{ g/cm}^3$ . An exception to this is the upper part of this layer not only because of the impossibility to apply the dynamic probing data to the depth up to 0.3 m, but as a result of the breakage of a road roller, which compacted sand. Therefore the compaction process was not completed at the time of inspection, but this can be easily corrected. The backfill bottom part is compacted significantly worse. There the layer of the thickness from 0,7m up to 2,0m, in which sand is in a soft state and the density of dry soil can be not only less than  $1,52 \text{ g/cm}^3$ , but also less than  $1,40 \text{ g/cm}^3$ , remains.

The zone of soft sand is marked out on the section in Fig.2.

So, based on the carried out survey the conclusion is drawn that the backfill lower part is not compacted very well, which in the process of continuous flight auger piles installation can lead to a significant waste of cement-concrete mix.

---

## REFERENCES

1. Ukraine Gosstroy NIISP Regulations for the application of radioisotopic and probing devices for soils compaction quality control: RSN 337-91, 1991.
2. Bases and foundations of buildings and facilities. Soils. The method for the laboratory determination of maximum density: DSTU B V.2.1-12:2009. – [Valid from 2010-10-01]. –

Kyiv: Minregionbud of Ukraine, 2010. – III, 15 p. – (National Standard of Ukraine).

3. Bases and foundations of buildings and facilities. Soils. The method for the field tests by static and dynamic probing: DSTU B V .2.1-9-2002 (GOST 19912-2001). - [Valid from 2002-01-01]. – Kyiv: State Committee of Ukraine on Construction and Architecture, 2002. – 24 p. – (National Standard of Ukraine).



# ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ И ПРАКТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ СИСТЕМЫ ШТУКАТУРНОГО ПОКРЫТИЯ С ГАЗОБЕТОННОЙ КЛАДКОЙ

УДК 691.002

## АВТОРЫ

**ПАРУТА В.А.**, доцент, канд. техн. наук Одесской государственной академии строительства и архитектуры

**БРЫНЗИН Е.В.**, начальник отдела маркетинга, канд. техн. наук ООО ЮДК

## АННОТАЦИЯ

*Совместность работы штукатурного покрытия с газобетонной кладкой зависит от его характеристик и структуры. Поэтому необходимо понимать процессы структурообразования при твердении штукатурного раствора и целенаправленно на него влиять.*

*The jointness of work of clout coverage with the aerocrete laying depends on his descriptions and structure. It is therefore necessary to understand the processes of structure formation during the stucco compound solidifying and deliberate action on it.*

## КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Штукатурное покрытие, структурообразование, контактная зона.

Структура полимерцементного штукатурного раствора включает полимерцементную матрицу, наполнитель, наполнитель и микродисперсное армирование. Так как характеристики штукатурного покрытия и совместность его работы с газобетонной кладкой зависят от структуры, важно понимать процессы структурообразования при твердении такой системы и целенаправленно влиять на ее протекание.

Структура и свойства полимерцементного композита предопределяются процессами гидратации цемента и образования полимерных мембран, а также их взаимодействием с микродисперсным армированием, наполнителем и заполнителем. Процесс твердения включает стадии смачивания, адсорбции, растворения, гидролиза, зародышеобразования, роста кристаллов, рекристаллизации, образование полимерных мембран [1, 2].

Механизм твердения включает:

- растворение цемента и полимеров, гидратацию цемента с образованием геля и зародышеобразованием кристаллогидратов;
- адсорбции полимерных частиц на поверхности геля, кристаллогидратов, мелкого заполнителя и наполнителя;
- начало формирования контактной зоны полимерцементной матрицы с мелким заполнителем и наполнителем;
- сращивание кристаллогидратов между собой и прорастание их через полимерные мембраны;
- испарение воды и образование полимерных мембран как завершающий этап структурообразования полимерцементного композита;
- структурообразование контактной зоны «газобетонная кладка - штукатурное покрытие».

Рассмотрим процессы структурообразования системы «кладка - штукатурное покрытие» подробней. Диспергация полимерных добавок и гидратация цемента начинается после смешивания с водой. В процессе гидратации безводные клинкерные минералы (силикаты, алюминаты и аллюмоферриты кальция) превращаются в соответствующие кристаллогидраты - гидросиликаты, гидроалюминаты, гидроферриты кальция, гидрооксид кальция. Суперпластификатор, адсорбируясь на гидратирующихся цементных зернах, уменьшает их агре-



гацию и дезагрегирует образовавшиеся цементные конгломераты [1, 3]. Быстро (30...60 с), происходит диспергирование в воде редиспергируемого полимерного порошка (РПП), с образованием водной дисперсии, с размером частиц 0,01...0,5 мкм [2, 4] (рис. 1).

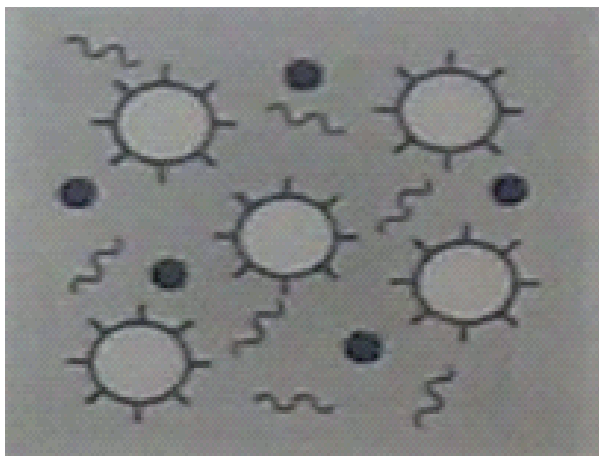


Рис. 1. Образование водной дисперсии полимеров из РПП.

При достижении некоторой критической концентрации дисперсных фаз в жидкой среде, агрегативно неустойчивая система переходит к коагуляционной структуре. Возникает объемный пространственный каркас, образуемый дисперсными частицами, которые соединены между собой через тонкие водные прослойки и водные дисперсии полимеров.

Полимерные частицы оказывают влияние на процесс структурообразования материала. Они оседают на поверхности цементного геля, непрореагировавших зерен цемента, мелкого заполнителя и агрегируются в виде полимерных мембран, в объем которых входят молекулы воды (рис. 2).



Рис. 2. Структура полимерцементного штукатурного раствора после смешивания с водой: 1 - непрогидратировавшие зерна цемента; 2 - частицы полимера; 3 - зерна мелкого заполнителя и наполнителя

Наличие таких мембран изменяет кинетику гидратации клинкерных минералов, позитивно влияя на формирование структуры гидратных новообразований. Наибольшее влияние полимерные добавки оказывают на взаимодействие  $C_3A$  с водой,

причем изменяется не только скорость процесса, но и фазовый состав цементного камня. Наблюдается небольшое замедление гидратации  $C_3A$  через 1 час после смешивания. В последующие сроки они ускоряют гидратацию трехкальциевого гидроалюмината, которая практически завершается к 28 суткам.

Интенсивное гидратообразование в системе сопровождается, наряду с  $C_3AH_6$ , преимущественным синтезом гексагональных кальциевых гидратов [5, 6]. Процесс гидратации  $C_3S$  в присутствии полимеров замедляется, особенно на начальных стадиях твердения. Однако на 20...30 сутки твердения степень гидратации алита одинакова как в полимерцементном вяжущем, так и в цементном камне без добавок [6]. При этом фазовый состав цементного камня представлен волокнистыми гидросиликатами и гидроксидом кальция [7]. На гидратацию  $C_2S$  полимерные добавки практически не оказывают влияния, поскольку этот минерал в начальные сроки характеризуется низкой активностью, а в поздние сроки воздействие полимерной составляющей снижается.

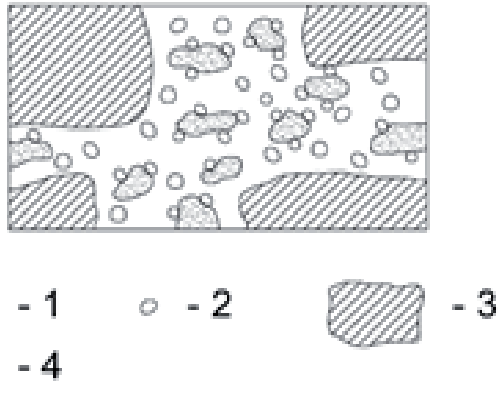
Частицы метилцеллюлозы, рассеянные между зёрнами цемента, адсорбируются на их активных центрах. Ее молекулы, удерживая воду силами межмолекулярного взаимодействия (силами Ван-дер-Ваальса), образуют аквакомплексы, которые оказывают замедляющий эффект, обеспечивая равномерность и большую степень гидратации цемента [8].

Образовавшиеся аквакомплексы замедляют гидратацию трехкальциевого алюмината, который проявляется до возраста 28 суток. В последующие сроки в системе идет образование  $C_3AH_6$ . Качественный состав новообразований и количественное соотношение между ними соответствует тому, которое имеет место при гидратации  $C_3A$  в воде без добавок [7]. Добавки производных метилцеллюлозы оказывают замедляющий эффект и на гидратацию трехкальциевого силиката, однако к 28 суткам степень гидратации  $C_3S$  без добавки и с добавкой становится сопоставимой [7].

В процессе коагуляционного структурообразования происходит зарождение зародышей кристаллов новообразований, и структура композита принимает вид (рис. 3). При этом, прочных химических связей между неорганической и органической составляющей структуры не наблюдается, а взаимодействие имеет коагуляционный характер, основанный на слабых водородных и вандерваальсовых связях.

Важным элементом структуры является контактная зона между полимерцементным камнем, заполнителем и наполнителем. Формирование ее начинается уже на начальной стадии твердения растворной смеси. Поверхность зерен заполнителя и наполнителя играет роль подложки, облегчающей образование зародышей кристаллогидратов.

На поверхности кварцевого заполнителя выделяются кристаллические зародыши, представленные преимущественно гидросиликатами кальция. На высокодисперсных частицах шлака, входящих в состав шлакопортландцемента, происходит осаждение продуктов гидратации, эти частицы служат



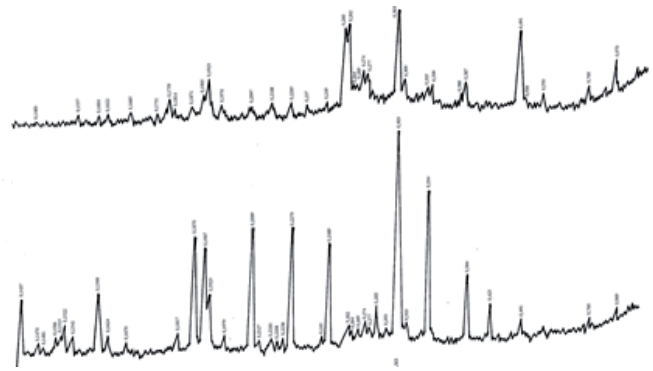
**Рис. 3.** Коагуляционная структура полимерцементного штукатурного раствора: 1 - негидратированные зерна цемента; 2 - частицы полимера; 3 - зерна мелкого заполнителя и наполнителя; 4 - полимерные частицы.

центрами нуклеации и кристаллизации. На их поверхности происходит хемосорбция  $\text{OH}^-$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Na}^+$  из жидкой фазы, что препятствует образованию кристаллизации этtringита, и начинается пуццолановая реакция. Происходит образование дополнительного количества  $\text{CSH}(1)$  за счет взаимодействия  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  с активным кремнеземом или алюмосиликатом наполнителя. Следствием этого является образование дополнительных фазовых контактов (контактов срастания между кристаллогидратами), что улучшает структуру композита.

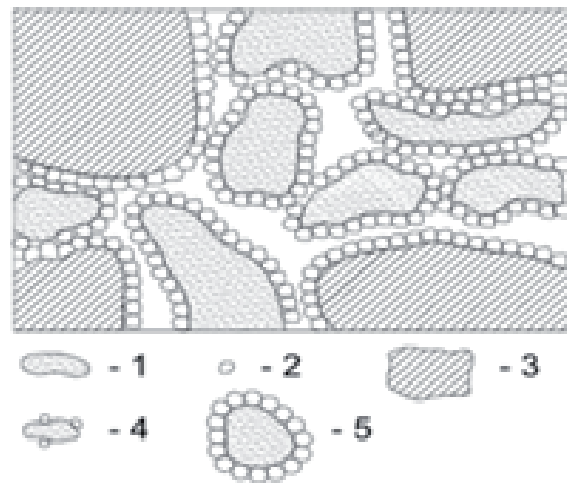
С компонентами цементного камня химически взаимодействуют карбонатный заполнитель и наполнитель. Наблюдается химическое взаимодействие известняка с  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , в результате чего образуется гидрокарбонат кальция  $\text{CaCO}_3 \cdot \text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$ , прочно связывающий кристаллы гидроксида кальция с поверхностью известняка (рис. 4). Этим объясняется повышенная механическая прочность контактной зоны между цементным камнем и карбонатной породой [10]. При взаимодействии с трёхкальциевым алюминатом ( $\text{C}_3\text{A}$ ) и продуктами его гидратации образуются гидрокарбоалюминатные фазы ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$  и др.). В присутствии известняка наблюдается увеличение скорости гидратации трёхкальциевого силиката [1, 8].

Заполнители из вулканических горных пород (перлит, вермикулит) также активно взаимодействуют с минералами портландцемента (рис. 4). При использовании керамзитового песка и наполнителя, входящие в их состав аморфизованное глинистое вещество и алюмосиликатное стекло взаимодействуют с  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , образуя преимущественно гидросиликаты.

Наличие полимера в полимерцементном вяжущем увеличивает его сцепление с заполнителем. Рост сцепления объясняется тем, что жидкая фаза цементного камня, содержащая полимерные частицы, ионы кальция, алюминатные и кремний-кислородные анионы, проникает в поры заполнителя, а протекающие процессы гидратации и полимеризации прочно соединяют контактирующие материалы. В дальнейшем происходит увеличение количества кристаллов новообразований, их рост и слияние. Возрастает прочность и вязкость образовавшейся структуры (рис. 5).



**Рис. 4.** Данные рентгенофазового анализа полимерцементных штукатурных растворов.



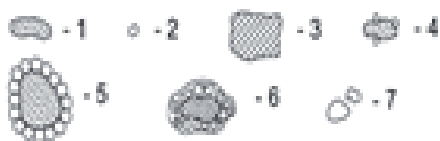
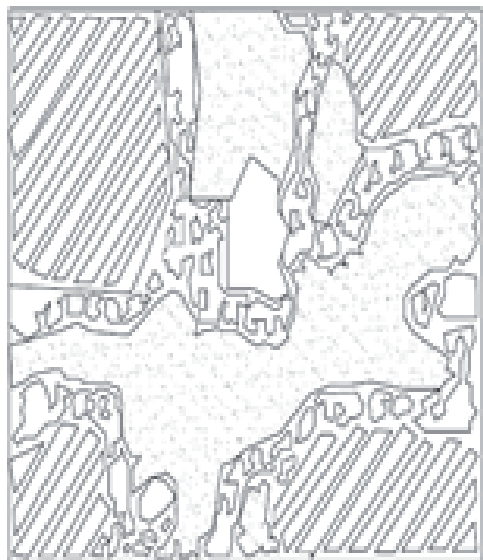
**Рис. 5.** Коагуляционно-кристаллизационная структура полимерцементного штукатурного раствора: 1 - негидратированные зерна цемента; 2 - частицы полимера; 3 - зерна мелкого заполнителя и наполнителя; 4 - полимерные дисперсные частицы; 5 - зародыши кристаллов с адсорбированными на их поверхности полимерными частицами

В результате гидратации цемента часть воды химически связывается, происходит также частичное ее испарение. Это приводит к коагуляции полимерной фазы и образованию фрагментов мембран между гидратированными и исходными частицами цемента, заполнителя и наполнителя. В последующий период происходит взаимное прорастание двух фаз (неорганической и полимерной), полимерная составляющая заполняет поровое пространство и возникающие дефектные места, уплотняя и соединяя их дополнительно. Полимерная фибра в результате этих процессов оказывается в полимерцементной матрице. В результате чего образуется полимерцементный конгломерат (рис. 6).

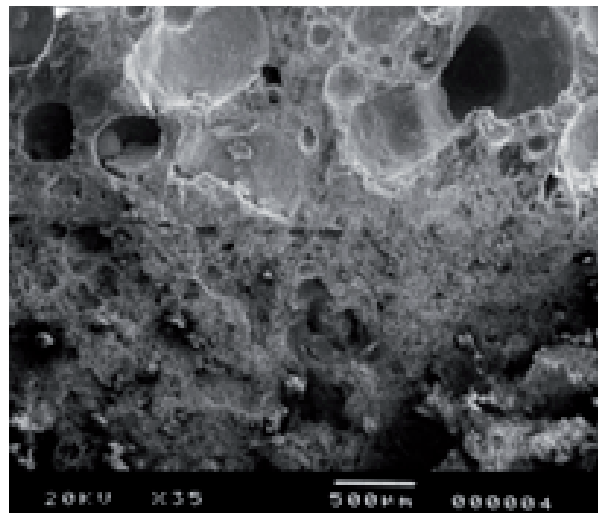
Одновременно протекают процессы формирования контактной зоны штукатурного покрытия с газобетонной кладкой. Процессы включают: адсорбцию и хемосорбцию, диффузию и др. Жидкая фаза растворной смеси, содержащая полимерные частицы, ионы кальция, алюминатные и кремний-кислородные анионы, проникает в поры газобетонной кладки.

В результате процессов гидратации и полиме-





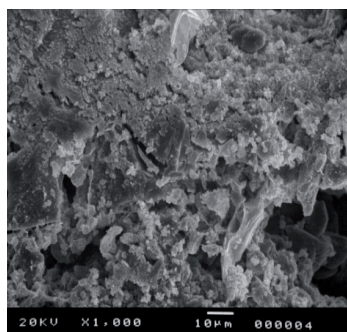
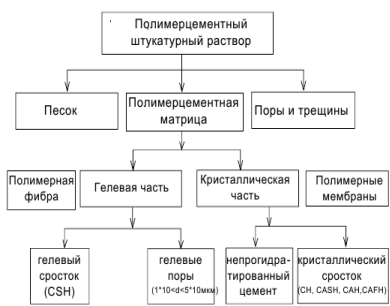
**Рис. 6.** Структура затвердевшего раствора: 1 - непрогидратировавшие зерна цемента; 2 - частицы полимера; 3 - зерна мелко заполнителя и наполнителя; 4 - смесь непрогидратировавших частиц цемента и цементного геля с осажденными на их поверхности частичками полимера; 5 - смесь цементного геля и непрогидратированных частиц цемента окруженных плотно упакованным слоем полимерных частиц; 6 - гидраты цемента, окруженные полимерными пленками или мембранами; 7 - вовлеченный воздух



**Рис. 7.** Контактная зона «газобетонная кладка - штукатурное покрытие»

ной гетерогенностью. Она состоит из непрореагировавших с водой частиц клинкера, цементного геля, кристаллов новообразований, полимерных пленок, адсорбированных на частицах геля и кристаллах новообразований и пор, заполненных воздухом или водой (рис. 8).

Материал с такой структурой характеризуется большей растяжимостью, для него характерен упругопластический характер разрушения, что обеспечивает оптимальные условия работы системы «газобетонная кладка - штукатурное покрытие».



**Рис. 8.** Структурная модель и структура полимерцементного штукатурного раствора

ризации происходит соединение контактирующих материалов. Гидросиликаты, гидроалюминаты газобетонной кладки, выполняют роль центров кристаллизации, ускоряя твердение полимерцементного раствора и формирование бездефектной контактной зоны. В результате получаем штукатурное покрытие, связанное с кладкой как химически, молекулярным притяжением, так и механически, за счет сцепления полимерцементного раствора с неровностями поверхности газобетонной кладки (рис. 7).

В результате описанных процессов формируется структура штукатурного раствора с ярко выражен-

## ЛИТЕРАТУРА

1. Taylor H.F.W. Portland Cement: Hydration Products / Taylor H.F.W. // Edn. Mod. Materials. - Sci & Eng., 1981. - P. 429-449.
2. Ramachandran V.S. Concrete Admixtures Handbook / Ramachandran V.S. // Noyes Publications. - NJ, USA, 1995. - P. 1152.
3. Тейлор Х. Химия цемента / Тейлор Х. - М.: Мир, 1996. - 560 с.
4. Цюрбригген Р. Дисперсные полимерные порошки – особенности поведения в сухих строительных смесях / Р. Цюрбригген, П. Дильгер // Строительные материалы. - №3. - 1999. - С. 10-12.
5. Довгань И.В. Исследование кинетики твердения минеральных вяжущих, модифицированных полярными полимерами / Довгань И.В., Кириленко Г.А., Семенова С.В. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. - Вип. № 31. - Одеса: Місто майстрів, 2008. - С. 134-136.
6. Ван Кревелен Д.В. Свойства и химическое строение полимеров: пер. с англ. / Ван Кревелен Д.В. - М.: Химия, 1976. - 416 с.





# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТЫКОВ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.012.35:69.059.35

## АВТОРЫ

**ПЛЕВКОВ В.С.**, доктор техн. наук, проф., профессор Томского государственного архитектурно-строительного университета

**БАЛДИН И.В.**, канд. техн. наук, доцент Томского государственного архитектурно-строительного университета

**ГОНЧАРОВ М.Е.**, ассистент Томского государственного архитектурно-строительного университета

## АННОТАЦИЯ

*В статье рассматриваются вопросы оценки прочности и деформативности стыков железобетонных колонн без усиления и усиленных металлическими обоймами. Приведены результаты экспериментальных и численных исследований натуральных образцов стыков, которые показали удовлетворительную сходимость.*

*The questions for assessing the strength and deformability of ferro-concrete column joints without reinforcement and reinforced with metal socket side are considered. The results of experimental and numerical studies of natural samples of joints, which showed satisfactory agreement are presented.*

## КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

стыки железобетонных колонн, усиление, экспериментальные и численные исследования

Проблема оценки прочности и деформативности стыков железобетонных колонн в последнее время становится все более актуальной, так как при возведении железобетонных каркасов многоэтажных жилых и гражданских зданий часто встречаются дефекты и ошибки, которые, снижая несущую способность колонн и их стыков, могут привести к отказу отдельных конструкций здания или здания в целом. Таким примером отказа отдельных конструкций является двенадцатиэтажное здание Кардиологического центра в г. Кемерово [1]. В данном здании были допущены ошибки при проектировании (учет не полных нагрузок), изготовлении (отсутствие дополнительных сеток в уровне стыка колонн) и монтаже (некачественное обетонирование стыков колонн, отсутствие дополнительных стержней в зоне стыка колонн и замена ванной сварки на электродуговую при помощи коротышей) железобетонных колонн, которые привели к недопустимому и даже аварийному состоянию отдельных колонн и их стыков на первомчетвертом этажах здания (рис. 1).

В результате обследования здания Кардиологического центра в г. Кемерово, статических и динамических (с учетом пульсации ветра и сейсмических воздействий) расчетов пространственной конечно-элементной расчетной схемы каркаса здания с учетом выявленных дефектов и отступле-

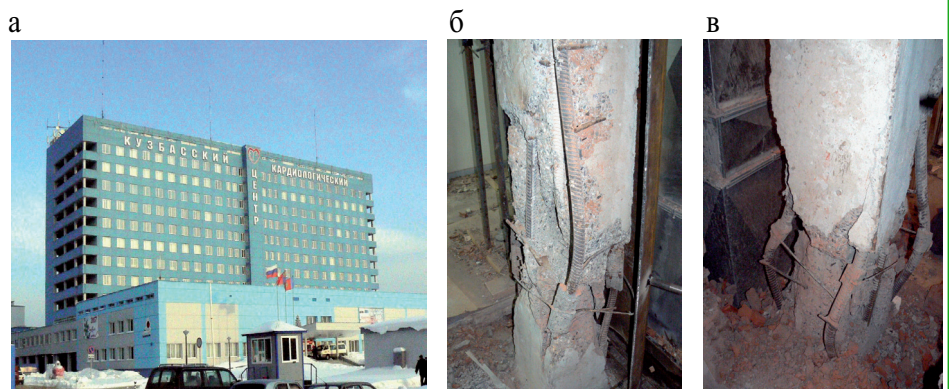
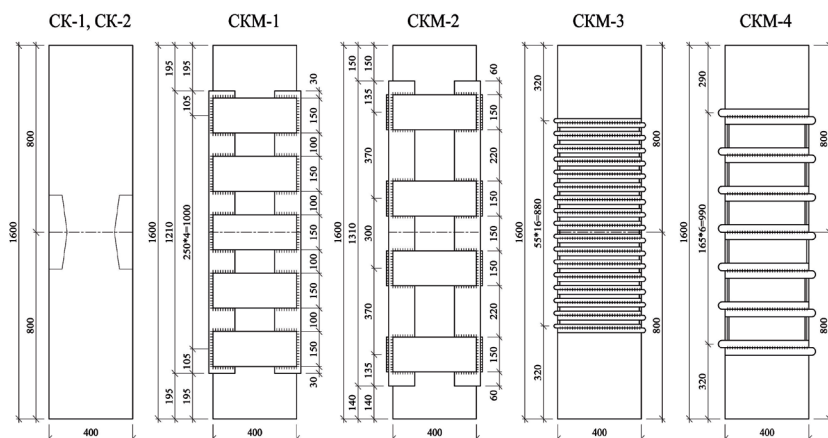


Рис. 1. Общий вид здания Кардиологического центра в г. Кемерово (а) и аварийные колонны первого этажа (б, в)



ний от проекта, были предложены варианты усиления стыков железобетонных колонн металлическими обоймами.

Для выявления работы стыков железобетонных колонн, усиленных металлическими обоймами, а также получения схем их разрушения, была разработана программа экспериментальных и численных исследований, которая включала в себя шесть натуральных образцов стыков железобетонных колонн (рис. 2).



**Рис. 2.** Конструкции экспериментальных образцов: СК-1, СК-2 – образцы без усиления; СКМ-1 и СКМ-2 – образцы, усиленные металлическими уголками и планками в количестве пяти (СКМ-1) и четырех (СКМ-2) штук по высоте образца; СКМ-3 - усиленный арматурными стержнями класса А-III (А400)  $\varnothing$  20 мм; СКМ-4 - усиленный арматурными стержнями класса А-III (А400)  $\varnothing$  32 мм.

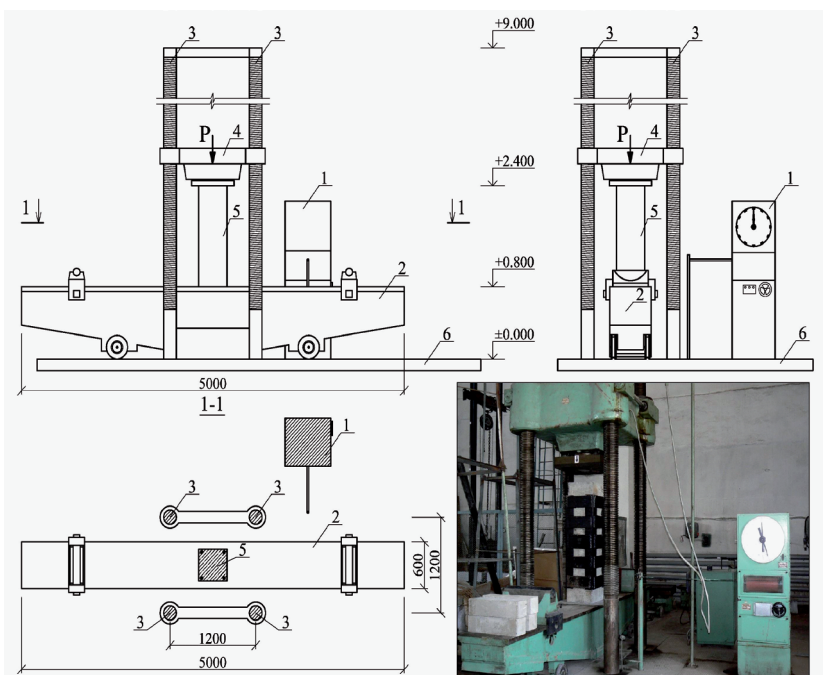
Образцы выполнялись сечением 400\*400 мм и длиной 1600 мм: два образца выполнены без усиления и четыре образца с усилением металлической обоймой двух видов: в виде уголков и планок; а также с усилением стыков арматурными П-образными стержнями класса А-III (А400) диаметром 20 мм и 32 мм. Последний вариант усиления был разработан авторами статьи, актуальность которого была подтверждена патентом на изобретение Российской Федерации [2].

Все образцы армировались одинаковой продольной и поперечной (хомуты и сетки) арматурой и выполнялись из бетона класса В25. При изготовлении натуральных образцов СК-1, СКМ-1...СКМ-4 замоноличивание стыка производилось бетоном с заниженной прочностью (В10). Для образца СК-2 прочность бетона замоноличивания подрезок соответствовала классу бетона колонны. Усиление образцов СКМ-1 и СКМ-2 производилось уголками сечением 125\*8 мм, устанавливаемыми на рас-

творе, и преднапряженными планками сечением 150\*10мм и длиной 400 мм.

При усилении образцов П-образными стержнями (СКМ-3, СКМ-4) элементы усиления попарно с помощью струбцин плотно накладывают на колонну и сваривают между собой. Расстояние между парами выдерживается при помощи коротышей из арматуры, соответствующей классу и диаметру элементов усиления.

Испытания экспериментальных образцов стыков железобетонных колонн проводились в лаборатории кафедры железобетонных и каменных конструкций Томского государственного архитектурно-строительного университета. Испытания опытных образцов на действие статической нагрузки производились по схемам центрально-загруженного элемента. Нагружение элементов продольной статической нагрузкой осуществлялось посредством гидравлического пресса (рис. 3) с максимальным усилием в 10000 кН. Нагружение происходило этапами, составляющими 10% от ожидаемой разрушающей нагрузки. Выдержка на каждом этапе составляла 8...10 минут. Величину усилия, создаваемого гидравлическим домкратом, контролировали по показаниям манометра. Для получения информации о поведении стыков



**Рис. 3.** Общий вид испытания экспериментальных образцов: 1-пульт управления гидравлическим прессом; 2-подвижная опора; 3-штанги; 4-неподвижная опора; 5-испытуемый образец; 6-силовой пол



железобетонных колонн использовались тензодатчики, тензометры и прогибомеры. Характерный график относительных деформаций бетона и элементов усиления представлен на рис. 4.

Разрушение натуральных образцов сопровождалось раздроблением бетона, в основном в зоне стыка колонн. При этом разрушающая нагрузка составила: для СК-1 - 4700 кН (479,6 т); СК-2 - 6000 кН (612,2 т); СКМ-1 - 8500 кН (867,3 т); СКМ-2 - 8000 кН (816,3 т); СКМ-3 - 9180 кН (935,7 т); СКМ-4 - 7800 кН (795,1 т).

Программа численных экспериментов основывалась на изучении поведения стыков железобетонных колонн без усиления и усиленных металлическими обоймами при помощи программных комплексов SCAD и ЛИРА (рис. 5). При выполнении численных экспериментов варьировалось: наличие или отсутствие сеток в стыке колонн, класс бетона замоноличивания стыка, наличие и вид металлической обоймы усиления. Кроме этого, выполнены расчеты стыков железобетонных колонн с учетом физической нелинейности материалов.

В результате статического расчета получены значения перемещений узлов и усилия в элементах экспериментальных образцов. На рис. 6 приведен характер изополей горизонтальных перемещений в зоне стыка железобетонных колонн, которые показывают наличие сосредоточенных усилий в зоне стыка в виде клиньев, что соответствует теории разрушения контактных стыков, предложенной Соколовым Б.С. Согласно данной теории, разрушение контактных стыков (стыков колонн) вызвано действием уплотнений бетона в виде клиньев или конусов, в зависимости от формы грузовых площадок, которые, внедряясь в тело элемента, приводят к его разрушению от преодоления сопротивления бетона отрыву, сдвигу и раздавливанию [3].

Проведенные численные исследования позволили достаточно точно оценить напряженно-деформированное состояние рассчитываемого образца в начальной стадии работы конструк-

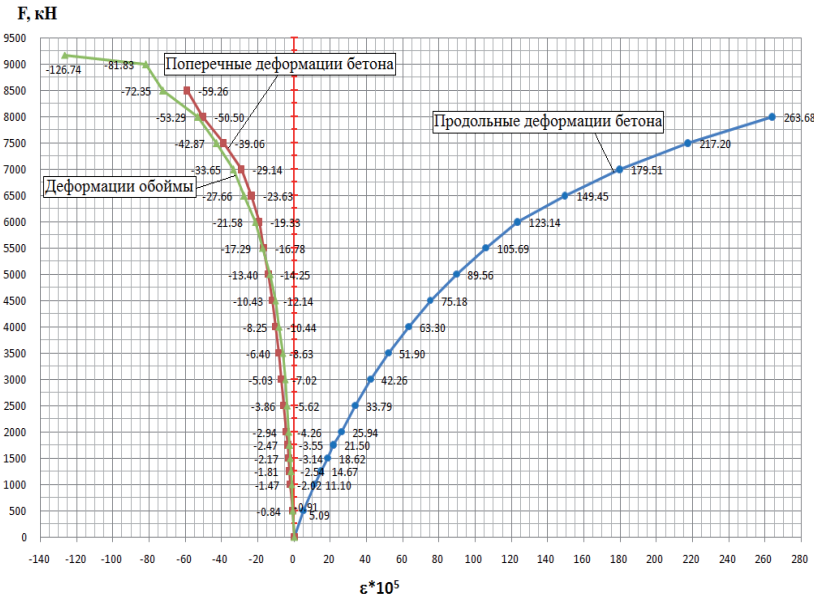


Рис. 4. Характерный график относительных деформаций бетона и элементов усиления образца СКМ-3.

Анализ результатов проведенных экспериментальных исследований при статическом нагружении показал, что:

- усиление П-образными стержнями позволяет повысить несущую способность стыков от 30,0% до 53,0%;
- усиление металлическими планками и уголками - от 33,3% до 41,6%.

Экономичность усиления П-образными стержнями, в сравнении с усилением преднапряженными планками и уголками, заключается в минимизации видов металлических элементов усиления и снижении стоимости обоймы, которое достигается экономией материала для усиления. Кроме этого, при помощи усиления П-образными стержнями появляется возможность частично восстановить косвенное армирование в уровне стыка колонн и отсутствующие хомуты в колонне, которые препятствуют потере устойчивости продольных стержней колонны.

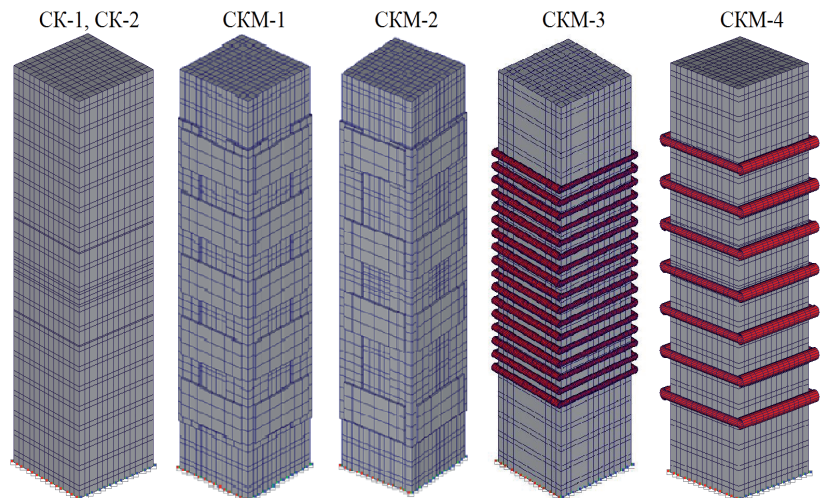


Рис. 5. Общий вид образцов численного эксперимента



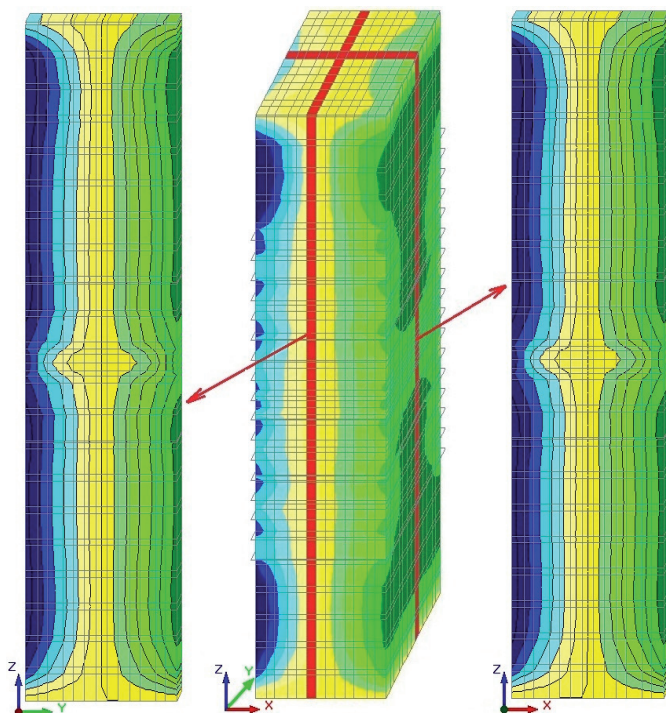


Рис. 6. Характер изополей горизонтальных перемещений в зоне стыка железобетонных колонн.

ции. В упругопластической стадии работы материалов наблюдаются значительные расхождения с результатами экспериментальных исследований.

Для усиления стыков железобетонных колонн П-образными стержнями были предложены аналитические зависимости для определения шага стержней и усилий, возникающих в стержнях обоймы [2]. Предложенные зависимости позволяют оперативно прогнозировать диаметр и шаг П-образных элементов усиления.

При этом для усиленного стыка должно выполняться условие:

$$N \leq N_{ult}^{\delta.y.} + \Delta N, \quad (1)$$

где  $N$  – нагрузка, действующая на стык;  
 $N_{ult}^{\delta.y.}$  – усилие, воспринимаемое стыком колонн без усиления;  
 $\Delta N$  – усилие, воспринимаемое усилением.

$$N_{ult}^{\delta.y.} = \varphi * \eta \left( R_{bc,red} * A_{ef,c} + R_{bs} * A_{ef,s} + R_{sc} * A_{s,tot} \right), \quad (2)$$

где  $R_{bc,red} * A_{ef,c}$  – сопротивление бетона колонны с учетом сеток косвенного армирования;  
 $R_{bs} * A_{ef,s}$  – усилие, воспринимаемое бетоном замоноличивания подрезок;  
 $R_{sc} * A_{s,tot}$  – усилие, воспринимаемое продольной рабочей арматурой.

П-образными стержнями, предложено авторами определять по формуле:

$$\Delta N = 8 * \varphi * \eta * N_{so} * \frac{a}{s} * \left( 1 - \frac{7.5 * e_0}{a} \right), \quad (3)$$

где  $N_{so} = k * R_{so} * A_{so}$  – усилие, возникающее в обойме;

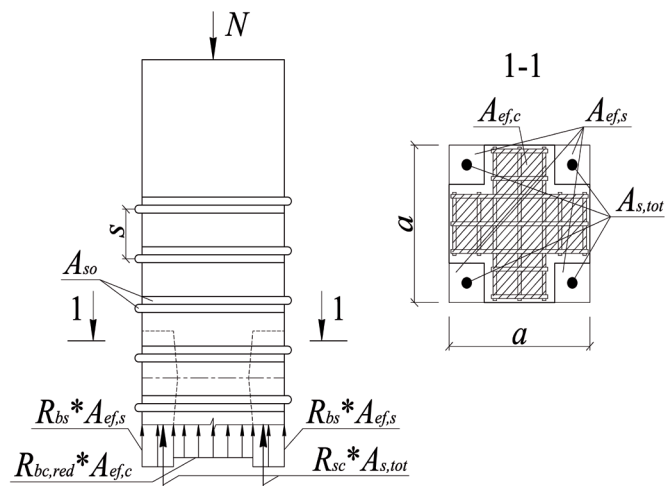


Рис. 7. К расчету стыка, усиленного П-образными стержнями.

$a$  – сторона поперечного сечения колонны;  
 $s$  – шаг стержней усиления;

$k = \frac{N - N_{ult}^{\delta.y.}}{\Delta N}$  – коэффициент, учитывающий не-

полное включение металлической обоймы в работу.

Полученные расчетные формулы показывают близкие результаты к экспериментальным исследованиям при  $k = 0,5$ . Расхождение составляет до 15% в сторону запаса прочности при расчетах по предложенному методу.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Плевков В.С. Прочность и деформативность железобетонных колонн и их стыков при статических и динамических воздействиях / Плевков В.С., Балдин И.В., Гончаров М.Е. – Томск: Томский Государственный Архитектурно-строительный университет, 2008. – 25 с.
2. Пат. 2412318 Российская Федерация, МПК E04G 23/02 (2006/01). Способ усиления колонны / В.С. Плевков, И.В. Балдин, М.Е. Гончаров; заявитель и патентообладатель ГОУ ВПО «ТГАСУ». - № 2009149803/03(073470) заявл. 31.12.09; опубл. 20.02.11, Бюл. № 5.
3. Соколов Б.С. Прочность горизонтальных стыков железобетонных конструкций: монография / Соколов Б.С., Никитин Г.П. // Казанский государственный архитектурно-строительный университет. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010. – 104 с.



# АНАЛІЗ ОСНОВНИХ МЕТОДІВ ПІДСИЛЕННЯ КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗГИНАНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

УДК 624.012.45

## АВТОРИ

**ВЕГЕРА П.І.**, аспірант НУ ЛП

**ХМІЛЬ Р.Є.**, канд. техн. наук, доцент, НУ ЛП,  
Інститут будівництва та інженерії довкілля

**БЛІХАРСЬКИЙ З.Я.** доктор техн. наук, директор  
ІБІД, НУ ЛП, Інститут будівництва та інженерії  
довкілля

## АНОТАЦІЯ

*В даній статті наведені та проаналізовані основні типи підсилення похилих перерізів згинаних залізобетонних елементів з використанням сучасних високоміцних композитних матеріалів.*

*In this paper major types of strengthening inclined sections of bending reinforced concrete elements with modern high-strength composite materials are described.*

## КЛЮЧОВІ СЛОВА

залізобетон, похилі перерізи, підсилення, композитні матеріали

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Зазвичай після сейсмічних впливів основні несучі конструкції будівель та споруд, значну частину яких складають залізобетонні елементи, отримують пошкодження та потребують відновлення або підсилення. Найменш дослідженим на даний час типом підсилення є підсилення похилих перерізів в згинаних залізобетонних елементах, особливо за допомогою сучасних композитних матеріалів, які мають ряд переваг: високі параметри міцності та деформативності, простота в виконанні підсилення. З вступом в дію норм [1], які передбачають розрахунок елементів з використанням деформаційної моделі виникає багато запитань, оскільки композитні матеріали, як правило, мають високі фізико-механічні властивості. З підготовленням до вступу в дію норм, що встановлюють розрахункові параметри сейсмічних впливів [2], з'являються нові вимоги щодо підсилення конструкцій, які їх зазнають. В зв'язку з цим виникає потреба в аналізі існуючих методів та матеріалів підсилення похилих перерізів залізобетонних елементів та їх ефективності.

Мета та завдання досліджень - виконати аналіз способів підсилення композитними матеріалами залізобетонних балок та їх несучої здатності за похилими перерізами.

## ОГЛЯД МЕТОДІВ ПІДСИЛЕННЯ

Аналізуючи загальні методи підсилення композитними матеріалами, можна виділити їх три основні типи [3]: наклеювання композитного матеріалу на бічну поверхню елемента, наклеювання з утворенням «сорочки» підсилення (U-подібне наклеювання) та підсилення створенням обойми (рис. 1).



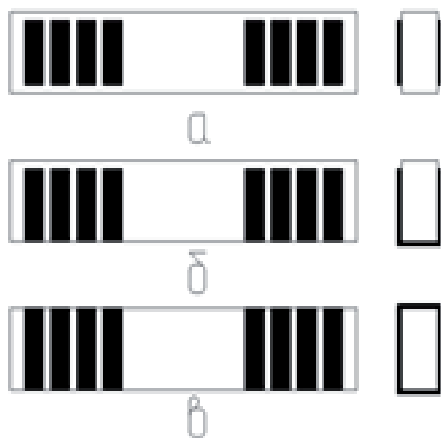


Рис. 1. Основні типи наклеювання композитних матеріалів: а – наклеювання на бокову поверхню; б – U-подібне наклеювання; в – повне наклеювання (обоймою).

При проектуванні підсилення похилих перерізів, як правило, використовують такі ж типи підсилення [4], проте вони часто варіюються в залежності від характеристик матеріалу підсилення. Виконуючи підсилення карбоновими композитами, так званими CFRP матеріалами, у роботі [5] досліджували ефективність їх розміщення: виконували підсилення похилих перерізів одним, двома та трьома шарами матеріалу, проте кожний шар був наклеєний під іншим кутом до осі елемента. Таким чином визначали найбільш ефективний метод розташування матеріалу композиту (рис.2). В результаті даних досліджень встановлено, що підсилюючи балку одним шаром під кутом  $45^\circ$  до осі балки ефект підсилення становить 33,2%; підсилення двома шарами композитної тканини з

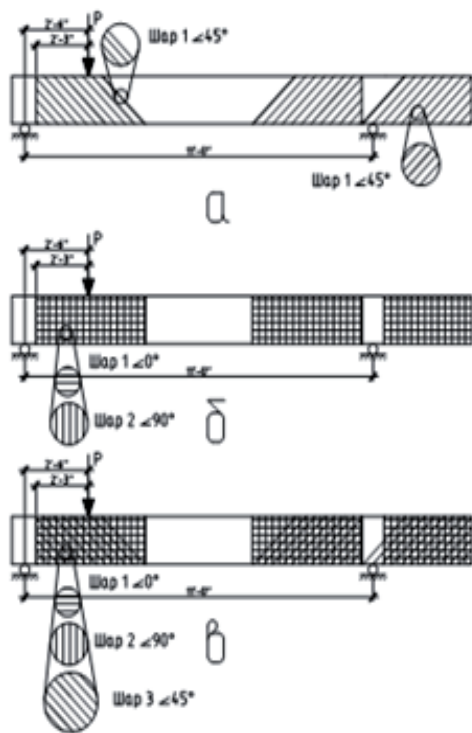


Рис. 2. Підсилення похилих перерізів балки [10]: а – наклеюванням одного шару тканини під кутом  $45^\circ$ ; б – наклеюванням двох шарів тканини під кутами  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ; в – наклеюванням трьох шарів тканини під кутами  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $45^\circ$ .

розташуванням тканини перпендикулярно і паралельно до осі балки – 27,8%; розташовуючи тканину під кутами  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $45^\circ$  до осі балки – 47,6%.

Отже у роботі [5] найбільш ефективним методом було підсилення балки трьома шарами тканини під кутами  $0^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $90^\circ$  до осі балки, проте підсилення балки одним шаром під кутом  $45^\circ$  теж дало високі результати підсилення зі значною економією матеріалу (в порівнянні з іншими методами).

Особливої уваги заслуговує дослідження підсилення похилих перерізів за допомогою поліпаро-фенілен-бензо-бістрізолом (так звані системи PBO-FRCM) [6]. Ефективність застосування такого матеріалу при підсиленні похилих перерізів ґрунтується на тому, що він має розташовані робочі волокна в двох напрямках і ефективно сприймає результуючі зусилля, які виникають в елементі вже при виконанні підсилення одним шаром тканини. Підсилення виконували U-подібними смужками, що розташовані перпендикулярно до осі та U-подібним підсилення по всій довжині небезпечного перерізу (рис. 3).



Рис. 3. Підсилення похилих перерізів балки PBO-FRCM: а – наклеюванням суцільного шару тканини підсилення; б – наклеюванням підсилення у вигляді стрічок.

Ефект підсилення становив в межах 20...25%, що на нашу думку є доволі високим результатом.

Для визначення впливу розмірів та ефективності способів підсилення балок на зріз було проведено досліді Годат А. [7]. Досліді проводили на балках різних геометричних розмірів, а підсилення виконували наклеюючи композитну смужку типу CFRP, розміри якої були змінні в залежності від розмірів балки зберігаючи певне співвідношення. В результаті встановлено, що підсилення балок з меншими геометричними розмірами дає кращий ефект підсилення похилих перерізів.

Дослідження похилих перерізів проводили також на теренах України. Варто відзначити роботу Є.М. Бабича та Мельника С.В., котрі проводили дослідження похилих перерізів залізобетонних балок, підсилення композитними матеріалами з врахуванням впливу малоциклового навантаження [8]. Важливість цього дослідження полягає в тому, що конструкції під час свого терміну експлуатації зазнають навантаження, яке так чи інакше змінюється в часі. До таких типів навантаження, належить кранове, вітрове та снігове. Дослідження проводили, використовуючи дві типові схеми підсилення матеріалами фірми Sika (рис. 4).

Аналізуючи подані у роботі [9] системи підсилення, слід відзначити, що в першому випадку використовується наклеювання матеріалу підсилення на бокову поверхню з застосуванням анкерування для досягнення вищих показників підсилення. В другому випадку виконано підсилення по всій поверхні балки для отримання максимального ефекту підсилення. Ефект



приділяти теоретичному розрахунку таких конструкцій та експериментальному їх підтвердженню.

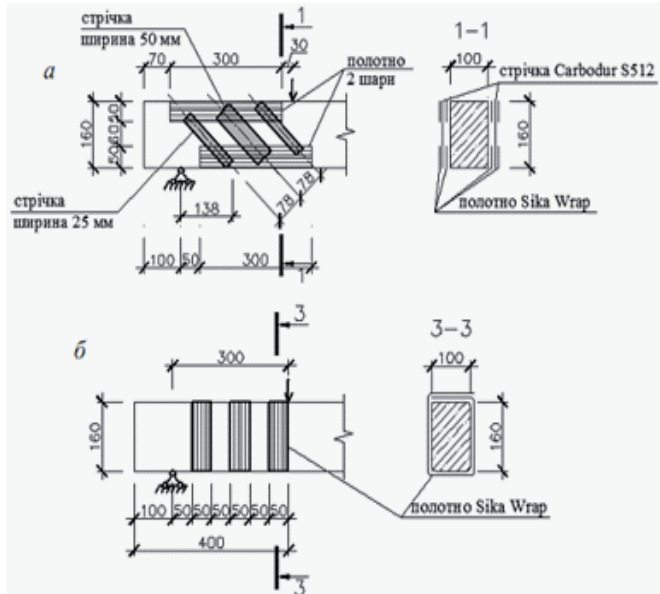


Рис. 4. Підсилення похилих перерізів балки системою Sika CarboDur: а – з використанням вуглецевої стрічки; б – композитним полотном.

підсилення при монотонному навантаженні становив 30% і при малоцикловому 50...60%, який в свою чергу залежить від типу малоциклового навантаження. В даній роботі було отримано досить значний ефект підсилення похилих перерізів.

Аналізуючи роботи зауважено, що в більшості випадків відсутні рекомендації для розрахунку досліджуваного типу підсилення, лише в деяких роботах [9, 10, 11] надавались рекомендації щодо теоретичного встановлення несучої здатності підсиленних похилих перерізів, що показали неоднозначну збіжність результатів.

Сучасні композитні матеріали є досить дорогими, тому виконувати підсилення необхідно враховуючи чинники, які вплинуть не тільки на ефективність, але і на економічність підсилення, яку можна вирішити шляхом вибору найбільш ефективного методу та кількості матеріалу підсилення.

## ВИСНОВКИ

1. Значна різноманітність композитних матеріалів дозволяє виконувати підсилення похилих перерізів залізобетонних балок з достатньою ефективністю. Вже сьогодні розробляються та впроваджуються окремі методи та схеми для підсилення залізобетонних конструкцій. Такий значний поштовх в розвитку даного напрямку підсилення залізобетонних конструкцій був спричинений доволі високими показниками ефективності підсилення, які досягають до 60%, без значного збільшення поперечного перерізу балок.
2. Досліджуючи підсилення похилих перерізів залізобетонних балок композитними матеріалами, значну увагу слід також

## ЛІТЕРАТУРА

1. Бетонні та залізобетонні конструкції : ДБН В.2.6 - 98: 2009. – [Чинні від 2011-07-1]. - К.: Мінбудрегіон України, 2011. – 84 с. – (Будівельні норми України).
2. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2014. – [Чинні від 2014-10-1]. - К.: Мінбудрегіон України, 2014. – 82 с. – (Будівельні норми України).
3. Shear strengthening of reinforced concrete members with CFRP sheets / [A. Alzate, A. Arteaga, A. de Diego and other] // *Materiales de Construcción*. – 2013. – P. 251-265.
4. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами / [В.Л. Чернявський, Ю.Г. Хаютин, Е.З. Аскельрод и др.]. – М.: ООО «ИнтерАкв», 2006. – 113 с.
5. Shamsher B. Shear response and design of RC beams strengthened using CFRP laminates/ B.Shamsher // *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 2013. - №5. – P. 16.
6. Ombers L. Shear capacity of concrete beam strengthened with cement based composite materials / L. Ombers // *Composite Structures*, 2011. - №94. - P. 143-145.
7. Size Effects for Reinforced Concrete Beams Strengthened in Shear with CFRP Strips / [A.Godat, Z.Qu, X.Z.Lu and other] // *Journal of composites for construction*, 2010. - P. 260-271.
8. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсиленних наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // *Галузеве машинобудування, будівництво*. – 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С. 151-158.
9. Мельник С.В. Робота підсиленних за похилими перерізами згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях та удосконалення методики розрахунку: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції будівлі та споруди» / С.В. Мельник. – Львів, 2013. – 22 с.
10. Шилин А.А. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами / А.А. Шилин, В.А. Пшеничный, Д.В. Картузов. - М: Стройиздат, 2007. – 184 с.
11. Кваша В.Г. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсиленних наклеєними композитами / В.Г. Кваша // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. - 2011. – Вип. 22. –С. 801 – 807.



# ИССЛЕДОВАНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ИЗМЕНЕНИЯ ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВ И ИХ РАЗРУШЕНИЯ НА ПРИБОРЕ КРУЧЕНИЯ

УДК 624.131

## АВТОРЫ

**БИЛЕУШ А.И.**, вед. н. с., канд. техн. наук, Институт гидромеханики НАН Украины

**КРИВОНОГ А.И.**, с.н.с., канд. техн. наук, Институт гидромеханики НАН Украины

**ФРИДРИХСОН В.Л.**, с.н.с., канд. техн. наук, Институт гидромеханики НАН Украины

## АННОТАЦИЯ

*Изложены исследования прочности и разрушения грунтов на приборе кручения. Установлено, что после достижения грунтом остаточной прочности, при изменении напряженного состояния грунт в определенной зоне теряет прочность и переходит в вязкое состояние.*

*The study of durability and destruction of the coating on the torsion device has been done. It was found that once coating's residual durability is reached, when changing the stress state of the coating in a certain area the latter loses durability and becomes ductile.*

## КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

грунты, прибор кручения, прочность, разжижение, вязкость.

## ВВЕДЕНИЕ

Оползни, которые возникают под действием гравитационных сил в различных частях мира, часто наносят большой ущерб [1]. Некоторые из них движутся медленно, другие – быстро. Медленные смещения можно рассчитывать по известным законам механики грунтов, используя уравнения устойчивости. Оползни, движущиеся быстро, – это сложная динамическая структура. Исследованиями активизации и движений быстрых оползней занимаются во многих странах.

Разработаны различные типы противооползневых сооружений для защиты от медленных оползней [1]. Изучением физики разрушения грунтов и динамики быстрых оползней занимается проф. К. Sassa и его коллеги в научно-исследовательском институте по предотвращению бедствий при Университете Киото, Япония [2]. С 1992 г. по настоящее время ими разработано несколько типов приборов (DPRI – приборы кольцевого сдвига) по изучению оползней и селевых потоков в Японии. Такие приборы позволяют моделировать формирование зоны сдвига и изучать динамику быстрого сдвига грунта, что имеет место в высокоскоростных оползнях. Исследования в Японии на приборах DPRI проводят в рамках Международной программы по сдвигам M101, Международного консорциума по смещениям (ICL) и ООН.

До настоящего времени разработано более двух десятков условий прочности грунтов. Об-





зор известных условий прочности приведен в ряде работ (А.И. Боткин, 1940; В.Г. Федоровский, 1985; М.В. Малышев, 1994 и др.). Согласно классификации, предложенной Chen W-F (1984), все условия прочности разделяют на однопараметрические и двухпараметрические модели. К однопараметрическим моделям относятся условия прочности Треска (1864), Мизеса (1913), Lade-Duncan (1975). К двухпараметрическим моделям относят условия, предложенные Мором–Кулоном (1773, 1882). А.И. Боткиным (1940), Drucker–Prager (1952), М.В. Малышевым и др. Предложены также условия прочности грунта, называемые многопараметрическими. Среди них модели авторов: Rosco et al (1968); Sandler-DiMaggio (1971, 1976); Vermeer (1978); Desai (1984); Ю.К. Заецкого (1983); Dafalias (1985). В наиболее сложные из них входит до 10 независимых параметров, которые определяют путем сложных опытов. На основании этих теорий объясняют феномены поведения грунта при различных нагрузках. При этом используют теории линейной и нелинейной упругости, гиперупругости, упругопластичности, пластичности с упрочнением, гиперпластичности, вязкоупругости, вязкопластичности и проч. и соответственно огромное количество уравнений, которые описывают разные аспекты поведения грунтов. В большинстве полученных решений зависимость деформация-напряжение непрерывна на всей числовой кривой. Как показано ниже по данным экспериментальных исследований, такая зависимость в предельном состоянии грунта при его разрушении для большинства разновидностей грунтов терпит разрыв первого рода со скачком.

Опираясь на основные экспериментальные соотношения по признакам характера деформаций грунтов при изменении напряжения, выделяют три класса – упругость, пластичность и вязкость. Эти классы получили развитие и обобщение при обосновании конкретных моделей для расчетов поведения грунтовой среды под действием нагрузок.

Характер поведения грунтов при сложном напряженном состоянии является многогранным. В классической механике грунтов многие задачи решаются на основе идеальной упругой модели с использованием критерия Треска и Мизеса, где деформации и устойчивость заданы одним значением прочностных и деформационных модулей. Для некоторых задач, которые более приближены к реальным условиям, используют упругопластические модели. Расчетные модели грунтов, в которых учитывается характер их разрушения, отсутствуют.

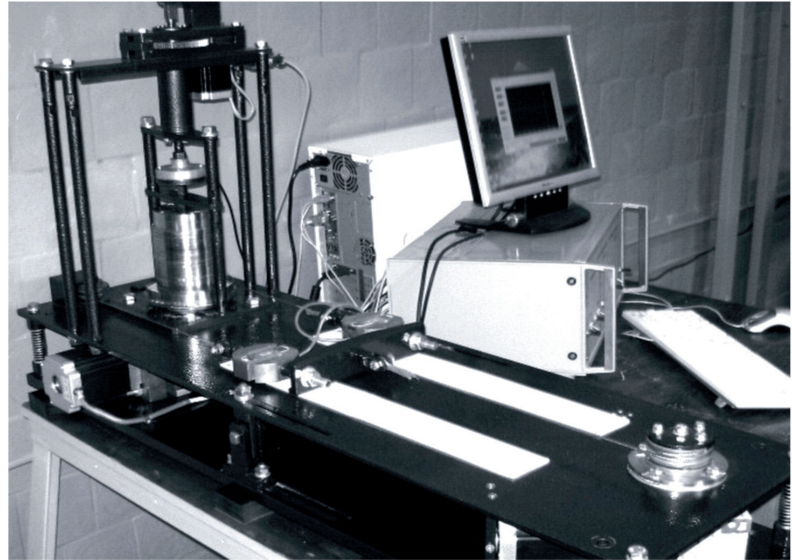


Рис. 1. Прибор кручения.

## ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ И МЕТОД РЕШЕНИЯ

Для исследований прочности грунтов был разработан прибор кручения методом кольцевого сдвига [3]. Общий вид прибора представлен на рис. 1. Его конструкция позволяет испытывать образцы грунта диаметром 94 мм и высотой до 120 мм. Скорость деформации сдвига образца грунта задается в диапазоне 0,0001–25,0 мм/мин, она может поддерживаться постоянной или изменяться во время эксперимента. Величина вертикальной нагрузки на образец грунта может достигать 500 кН/м<sup>2</sup> и автоматически поддерживаться постоянной в течение опыта с точностью 0,1% специальным механизмом. Вертикальная деформация образца грунта измеряется автоматически датчиком перемещений с точностью 0,01 мм. Усилие среза на образец передается от двигателя или от гирь. Величина усилий сопротивления срезу фиксируется двумя датчиками с точностью 0,1%. Образцы грунта можно испытывать в состоянии естественной влажности, водонасыщенными и водонасыщенными при движении фильтрационного потока снизу вверх.

Прибор кручения оборудован устройством, создающим динамическую нагрузку определенной амплитуды и частоты. Частоту колебаний можно задавать по определенному закону программой или изменять во время опыта вводом данных вручную. Величина порового давления в образце водонасыщенного грунта фиксируется двумя датчиками, один из которых расположен в кольце, а второй – по центру образца (при сплошном образце). При срезе кольцевого образца второй датчик расположен на внутреннем кольце. Все измеряемые величины в режиме реального времени записываются в файл формата txt с частотой до 200 измерений в секунду, а также в режиме реального времени выводятся на экран ПК в виде графиков. На приборе кручения испытывались сплошные и кольцевые

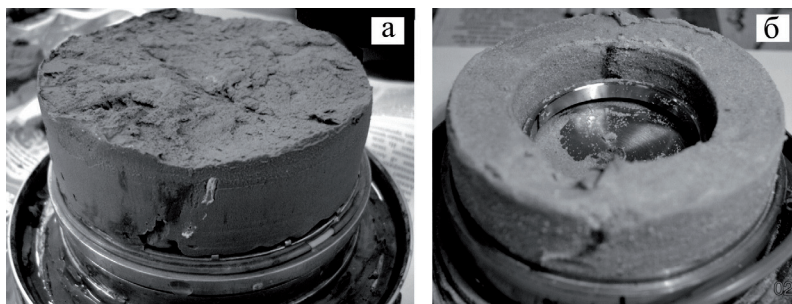


Рис. 2. Фото образцов грунта после испытаний  
а – сплошной, б – кольцевой.

образцы грунта (рис. 2).

Эксперименты и точное решение задачи кручения в теории упругости показали, что все зависимости, полученные для образцов со сплошным круговым сечением, справедливы и для кольцевого поперечного сечения образца грунта. Напряженное состояние при кручении образца – чистый сдвиг, являющийся частным случаем плоского напряженного состояния при сдвиге.

Эксперименты состояли в следующем. Образец грунта, отобранный из скважины, загружали в кольца на специальном прессе. После этого на торцах образца по контакту с кольцами наносили три вертикальные полосы из водостойкой краски. Затем образец устанавливали в прибор и прикладывали вертикальную нагрузку. По достижении стабилизации вертикальной деформации подключали привод для испытания образца грунта на сдвиг в условиях кольцевой деформации кручения. Если опыт проводили при водонасыщении или фильтрации воды, то после приложения вертикальной нагрузки и стабилизации деформации, подключали систему подачи и отвода фильтрующейся воды. После определения величины предельного сопротивления образца грунта сдвигу при заданной вертикальной нагрузке двигатель, создающий усилие на сдвиг, отключали и подсоединяли систему для создания идентичного предельно-напряженного состояния грунта при помощи гирь. Убедившись в полной стабилизации деформации кручения, прикладывали динамическую нагрузку, увеличивая частоту колебаний, или медленным увеличением нагрузки гирями достигали момента сдвига. Величина дополнительной навески не превышала 1–5% от величины предельного сопротивления образца грунта сдвигу. При исследовании некоторых видов грунтов были случаи, когда подвеска с гирями, общий вес которых был меньше предельного сопротивления грунта при сдвиге, с ускорением падала вниз. Процесс быстрого сдвига и разрушения грунта фиксировался на видеокамеру с целью определения скорости и ускорения смещения. После окончания испытания и разборки стакана из колец проводили фотосъемку образца с целью определения толщины зоны сдвига. На рис. 3 при-

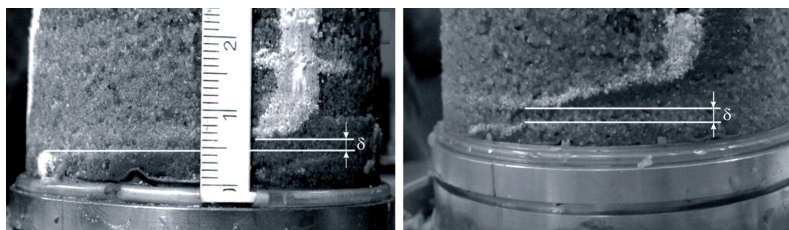


Рис. 3. Фото зоны сдвига

нарушенной структурой, при 3–4 величинах вертикальных сжимающих напряжений. Гранулометрический состав испытанных грунтов и их физико-механические характеристики приведены в [4]. Подготовку образцов грунтов проводили в соответствии с требованиями ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96). Перед проведением испытаний определяли физические характеристики исследуемых грунтов по ГОСТ 5180. Некоторые из полученных результатов испытаний грунтов на сдвиг представлены ниже.

## АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ

Как следует из рис. 4а, на сопротивление сдвигу влияет зацепление между частицами грунта. При этом сопротивление сдвигу изменяется при перемещении частиц грунта в зоне сдвига неупорядочено и не периодически. Повторные опыты на сдвиг одного и того же грунта с одинаковой плотностью и влажностью показали, что средняя величина сопротивления сдвигу при одинаковой вертикальной нагрузке и угле скашивания определяется с точностью до 5%. Однако отклонение реальной величины сопротивления сдвигу в ту или иную сторону достигает  $\pm 20\%$ . Характерные всплески или падения величины сопротивления сдвигу не повторяются при повторении опыта. Отсюда следует, что зависимость сопротивления сдвигу сыпучих грунтов от угла скашивания имеет немонотонный стохастический характер.

На рис. 5а показаны результаты исследования на сдвиг образца грунта из крупнозернистого песка при  $P = 0,1$  МПа. После приложения к образцу величины предельного напряжения на сдвиг и стабилизации деформации сдвига, включали вибратор. Деформации на сдвиг активизировались и



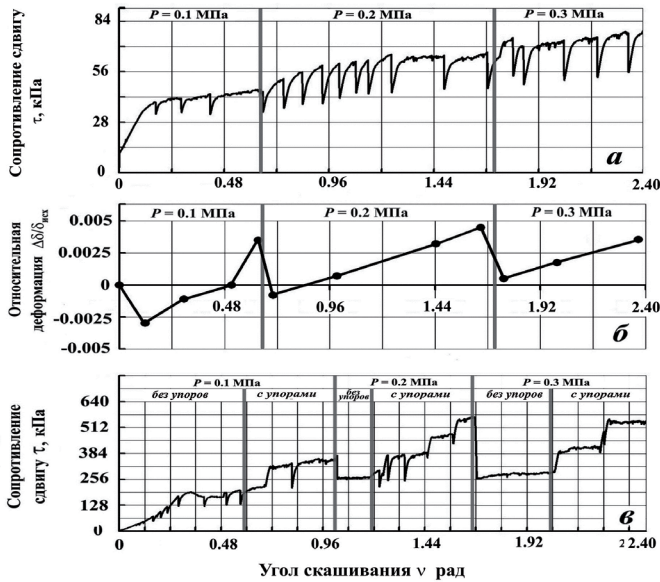


Рис. 4. Результаты исследования образца крупнозернистого песка на сдвиг. а – усилия сдвига для трех величин  $P$ , б – относительная деформация, в – сдвиг образца грунта с фиксацией верхнего штампа и без него ( $\Delta\delta$  – величина вертикальной деформации, мм,  $\delta_{исх}$  – начальная высота образца грунта, мм)

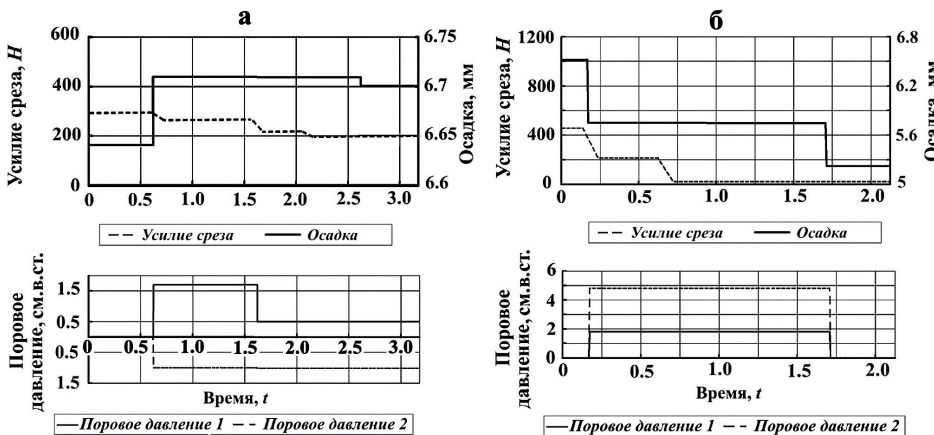


Рис. 5. Результаты исследования на сдвиг. а – крупнозернистый песок при  $P = 0,1$  МПа; б – среднезернистый песок при  $P = 0,3$  МПа

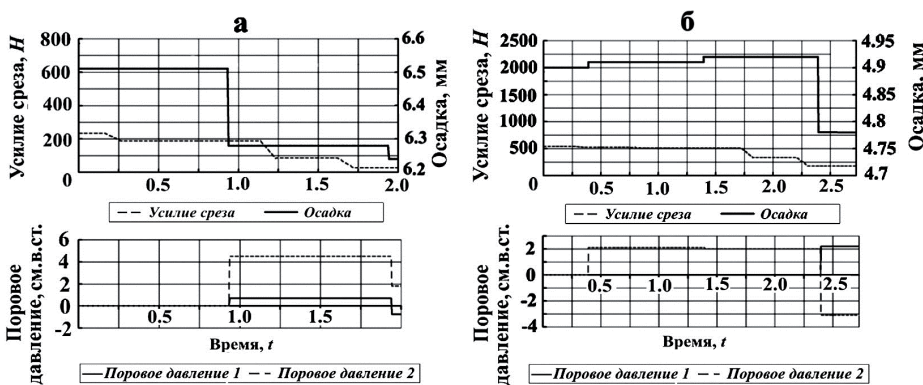


Рис. 6. Результаты исследования на сдвиг. а – мелкозернистый песок при  $P = 0,1$  МПа; б – супесь при  $P = 0,3$  МПа.

подвеска с гирями начинала набирать ускорение до  $0,3g$ . Сопrotивление грунта сдвигу уменьшалось на 30%. В начале активизации сдвига поровое давление в образце изменилось, датчик по центру образца показал повышение порового давления, а на кольце – его снижение.

На рис. 5б приведены результаты исследования на сдвиг образца грунта из среднезернистого песка при  $P = 0,3$  МПа. После достижения величины предельного напряжения на сдвиг при помощи подвески с гирями и стабилизации деформации сдвига, включали вибратор. Деформации быстро активизировались, и подвеска с гирями набирала ускорение  $0,92g$ . Поровое давление по двум датчикам выросло в 2,8 раза по сравнению с предыдущим опытом, причем два датчика показывали повышение порового давления.

Из результатов вышеприведенных опытов следует, что независимо от крупности песка предельно-нагруженный грунт в небольшой толщине слоя, равного 5–12 средним диаметрам частиц, разрушаясь, переходит в разжиженное состояние. Потеря прочности при этом происходит в течение  $0,5$ – $0,8$ с. Более мелкий песок теряет прочность и разрушается быстрее.

Рассмотрим далее результаты исследования на сдвиг мелкого песка, приведенные на рис. 6а. Опыт проводился при напряжении сжатия  $P = 0,1$  МПа. Особенность этого опыта состоит в том, что поровое давление в датчиках возникало с задержкой на  $0,7$ с после начала активизации деформаций сдвига.

Результаты исследования на сдвиг супеси при  $P=0,3$  МПа приведены на рис. 6б. После приложения к образцу величины предельного напряжения на сдвиг и стабилизации деформации кручения, активизации деформации сдвига добивались дополнительной нагрузкой. Характерной особенностью опыта является то, что поровое давление в датчике на кольце увеличивалось до начала развития активной деформации сдвига (рис. 6б).

Опытами установлено, что при сдвиге частиц грунтов, насыщенных водой в небольшой по толщине зоне, в которой действует предельное напряженное состояние, возникает потеря контакта между частицами и в пределах этого

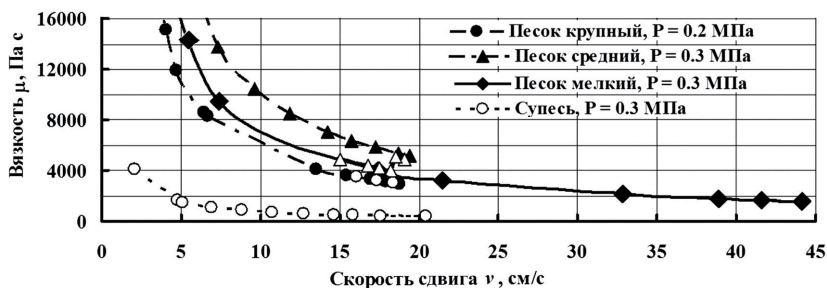


Рис. 7. Зависимость  $\mu = f(v)$  для песков и супеси.

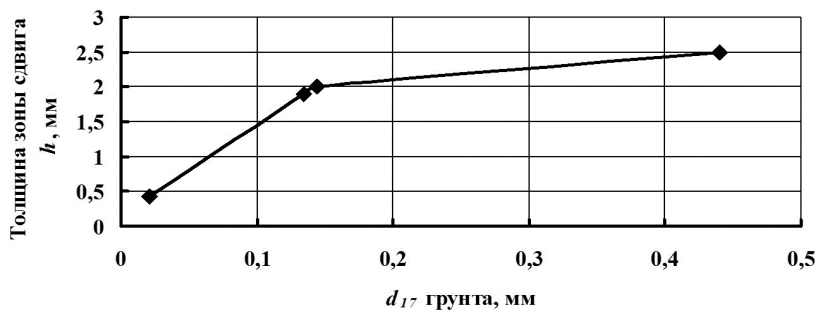


Рис. 8. Зависимость толщины зоны сдвига от  $d_{17}$  грунта.

слоя происходит разжижение грунта. Такое явление приводит к потере грунтом сопротивления на сдвиг, грунт переходит в динамическое состояние. При этом скорость смещения одного слоя относительно другого увеличивается, что ведет к значительной интенсивности перемешивания частиц в зоне деформирования и к уменьшению коэффициента вязкости. Результаты исследования на приборе кручения вязкости четырех типов несвязных грунтов (пески мелкий, средний, крупный и супеси) показаны на рис. 7.

Толщина зоны разрушения зависит от диаметра частиц грунта. На рис. 8 показана зависимость толщины зоны сдвига от  $d_{17}$  грунта (диаметр частиц грунта, меньше которого в его составе содержится 17% по весу).

Для описания движения вязкой жидкости в пределах тонкого слоя толщиной  $\delta$  в процессе разрушения грунта использованы приближенные уравнения Рейнольдса. Решая указанные уравнения для тонкого слоя вязкой жидкости толщиной  $\delta$ , нами была получена формула для определения величины коэффициента вязкости:

$$\mu = \frac{2F_1 a \delta}{\pi V R^2},$$

где  $\mu$  – коэффициент вязкости, Па·с;  
 $F_1$  – суммарная величина усилия на сдвиг текущего грунта, зафиксированная двумя датчиками, Н;  
 $a$  – отношение радиуса шкива прибора кручения к радиусу образца грунта;  
 $\delta$  – толщина вязкого слоя грунта, м;  
 $R$  – радиус образца, м;  
 $V$  – скорость сдвига, м/с.

Из формулы следует, что коэффициент вязкости –

величина переменная и зависит от величины напряжений, плотности и granulometric composition of soil.

## ВЫВОДЫ

На основании проведенных исследований установлено следующее.

1. Сопротивление сдвигу сыпучего грунта естественной влажности зависит от деформации сдвига, имеет немонотонный стохастический характер и не может оцениваться постоянной величиной угла трения и дилатансии.
2. При разрушении структуры водонасыщенного грунта в зоне сдвига последний разрушается и переходит в вязкое состояние. В этой зоне грунт теряет прочность. Такая смесь имеет характерные свойства неньютоновской жидкости второй группы, в которой связь между напряжением, скоростью сдвига и коэффициентом вязкости имеет вид  $y = ax^b$ .
3. Получены значения величин коэффициента вязкости грунтов в зоне сдвига в зависимости от величины вертикального давления и скорости смещения.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Билеуш А.И. Оползни и противооползневые мероприятия. / Билеуш А.И. – К.: Наукова думка, 2009. – 557 с.
2. Kyoji Sassa. Undrained dynamic-loading ring-shear apparatus and its application to landslide dynamics / Kyoji Sassa, Hiroshi Fukuoka, Gonghui Wang, Naohide Ishikawa // Landslides (2004) 1:7- 19 DOI 10.1007/s 10346-003-0004 - y Received: © Springer - Verlag 2004.
3. Пат. UA 68380 U Україна, МПК G 01 N 3/24. Прилад крутіння / Білеуш А.І., Фідріхсон В.Л., Кривоног О.І. та ін.; заявник та патентовласник Ін-т гідромеханіки НАН України. – 2012. – Бюл. № 6.
4. Прочность сыпучих грунтов, обладающих дилатансией / [А.И. Билеуш, А.И. Кривоног, В.В. Кривоног, В.Ф. Филимонов] // Прикладна гідромеханіка. – 2011. – Том 13(85). – С. 23-33.



# ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПАРАМЕТРОВ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ НА ПОДТАПЛИВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ И ЗАГЛУБЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.131

## АВТОР

**ДМИТРИЕВ Д.А.**, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций»

## АННОТАЦИЯ

*В связи со строительством объектов с развитой подземной частью и на участках, которые могут подвергаться подтоплению, следует выполнять специальные исследования для определения фильтрационных параметров грунтов основания. В статье представлены требования к выполнению полевых исследовательских работ на таких площадках.*

*In connection with the constructions, facilities with advanced underground part or in areas that may be subject to flooding should carry out special studies to determine the flow parameters foundation soils. The paper presents the requirements for the implementation of field research at such sites.*

## КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

коэффициент фильтрации, откачка, кривая депрессии.

## ВВЕДЕНИЕ

При строительстве зданий и сооружений с развитой подземной частью и на участках, которые могут подтапливаться, следует выполнять прогнозные расчеты изменения гидрогеологических условий на период строительства и эксплуатации объекта. При этом должны выполняться требования по сохранению существующего гидрогеологического режима, защите котлованов и подземных конструкций сооружений от подземных вод. Для этого выполняют расчеты, по результатам которых определяют расходы подземных вод, поступающих в котлованы, учитывают возможность возникновения суффозии, а при выполнении работ по водопонижению исследуют изменение кривой депрессии в зоне влияния строительных работ. Основной характеристикой водопроницаемости грунтов является коэффициент фильтрации, который служит исходным параметром для всех фильтрационных и гидрогеологических расчетов.

## ОБЗОР ИСТОЧНИКОВ ПО ТЕМЕ И НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ

При разработке мероприятий по защите подземных конструкций зданий от воздействия подземных вод и выполнении гидрогеологических расчетов руководствуются требованиями следующих нормативных документов:

- ДБН В.1.2-14-2009 «Общие принципы обеспечения надежности зданий, сооружений, строительных конструкций и оснований» [1];
- ДБН А.2.1-1-2008 «Инженерные изыскания для строительства» [2];
- ДБН В.1.1-25-2009 «Инженерная защита территорий и сооружений от подтопления и затопления» [3];
- ДСТУ Б В.2.1-23:2009 «Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации» [4];
- П-717-80 «Руководство по определению коэффициента фильтрации водоносных пород методом опытной откачки» [5].

Согласно [2], гидрогеологические изыскания выполняют в комплексе инженерно-геологических





изысканий или отдельно с целью получения сведений об инженерно-геологических условиях и данных для проектов строительства или проектов защиты зданий, сооружений и территорий от опасных процессов. При определении коэффициентов фильтрации часто используют табличные значения, приведенные в технической литературе. Также в практике проектирования для определения коэффициентов фильтрации грунтов пользуются эмпирическими формулами, которые приведены в технической литературе [6]. Реже выполняют специальные лабораторные или полевые исследования, которые должны выполняться в соответствии с требованиями [4, 5].

Целью определения фильтрационных параметров грунтов основания является получение исходных данных, необходимых для выполнения соответствующих фильтрационных и гидрогеологических расчетов.

## ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

На территориях, осваиваемых человеком, на уровень грунтовых вод влияет наличие подземных инженерных сооружений. Это свайные поля под жилой застройкой, подземные паркинги, тоннели метро и т.п. В большинстве случаев это влияние отрицательное, так как нарушает естественную циркуляцию воды, затрудняет отток ее из тех районов, где в грунте есть преграды из бетона, поскольку уровень воды всегда поднимается, когда вода встречает препятствие. Это явление называется «барражный эффект». Для выполнения фильтрационных и гидро-геологических расчетов, которые позволяют оценить влияние строительства на гидрогеологический режим, необходимы данные о фильтрационных параметрах грунтов. В таблицах, приводимых в технической литературе, значения коэффициентов фильтрации для одного и того же грунта значительно отличаются. Это приводит к тому, что полученные результаты могут привести к удорожанию проектных и строительных работ.

## РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В настоящее время в действующих на Украине нормативных документах отсутствует четкое указание о необходимости определения коэффициентов фильтрации лабораторными или полевыми методами. В [2] указано, что опытные фильтрационные работы (откачки, наливки, нагнетания) включают в состав работ с целью получения гидрогеологических параметров для расчетов дренажей, водопонижающих систем, противofильтрационных завес, водопритока в котлованы и коллекторы, туннели, утечек из водохранилищ, накопителей, а также для разработки прогнозов. Требования к выполнению опытных фильтрационных работ должны быть отражены в техническом задании на выполнение изысканий и учитывать сложность инженерно-геологических условий, наличие на площадке опасных геологических процессов и сложность проектируемых сооружений [2, 3]. В нормативных документах следует предусмотреть обязательные требования к выполнению таких исследований.

Основными фильтрационными параметрами являются: коэффициент фильтрации, водопроницаемость, коэффициент водоотдачи, уровеньпроводность и пьезопроводность, перетекание, сопротивление подрусловых отложений. Эти параметры необходимы для определения водопритока в карьеры и котлованы, проектирования дренажных систем и гидроизоляции подземных сооружений. Основным фильтрационным параметром, необходимым при проектировании зданий и сооружений и мероприятий по их защите от действия подземных вод, является коэффициент фильтрации.

Коэффициент фильтрации  $k$  - это скорость фильтрации при напорном градиенте, равном единице, определяемый по формуле Дарси [6]

$$k = v/I = Q/(FI), \quad (1)$$

где  $v$  - скорость фильтрации;  $I$  - напорный градиент;  $Q$  - расход фильтрационного потока;  $F$  - площадь поперечного сечения потока.

Для сооружений в простых инженерно-геологических условиях значения коэффициента фильтрации допускается принимать по данным ранее выполненных изысканий, либо определять по формулам, приведенным в литературе. Существует большое количество эмпирических формул, предложенных разными авторами. Достаточно часто применяют формулу Хэзена [6], которая имеет вид

$$k = AC\tau d_s^2, \quad (2)$$

где  $A$  - коэффициент, учитывающий размерность величины  $k$ , если  $k$  измеряется в м/сут., то  $A=1$ ;  $C$  - коэффициент, зависящий от степени засорения песка глинистыми частицами (с увеличением степени засорения песка глинистыми частицами  $C$  уменьшается):  $C=500 \dots 1000$ ;  $\tau$  - поправка на температуру воды:  $\tau = 0,70 + 0,03t_o$ ;  $t_o$  - температура в градусах по Цельсию;  $d_s$  - диаметр частиц, вес которых вместе с весом частиц диаметром, меньше  $d_s$  составляет 10% от веса всего грунта,  $d_s$  называется эффективным, или действующим, диаметром частиц грунта.

Формула Хэзена применима для песков, имеющих  $d_s$  от 0,1 до 3,0 мм и для которых коэффициент неоднородности составляет меньше 5 (коэффициент неоднородности - это отношение  $d_{60}/d_s$ , где  $d_{60}$  - диаметр частиц, составляющий 60% от веса всего грунта).

В настоящее время эмпирические формулы в практике применяются редко. Достовернее определять коэффициент фильтрации при помощи прибора Дарси в лабораторных условиях [4, 6], при этом полученные результаты будут значительно точнее.

Наиболее точными методами определения коэффициентов фильтрации являются полевые, при которых выполняют опытные наливки или откачки из скважин. Откачки из кустов или одиночных скважин выполняют в соответствии с требованиями [5]. Полученные данные являются исходными для выполнения гидрогеологических расчетов.

К расчетам, которые основываются только на коэффициентах фильтрации, относятся:

- расчеты фильтрационных потерь под плотной и в обход ее;
- расчеты для построения сетки движения на



- участке плотины и для определения градиентов фильтрационного потока в нижнем бьефе;
- в) расчеты притока воды в строительные выемки;
- г) расчеты всех противофильтрационных мероприятий;
- д) расчеты по оценке изменения гидрогеологического режима на участке нового строительства.

Распределение напоров, скоростей, расходов и других параметров подземного потока внутри изучаемой области движения подземных вод определяется начальными и граничными условиями. Начальные условия включают: геологическое строение и условия залегания водоносных и граничащих с ними пластов; их водопроницаемость, условия питания и разгрузки водоносных горизонтов. Граничные условия определяются положением пласта в разрезе и в плане. Неограниченным в плане пласт считается, если плановые границы его не влияют на ход откачки. Ограниченный в плане пласт - если он расположен в пределах депрессионной воронки и граничит с водоупором.

Наилучшие результаты дают откачки, на ход которых не влияют граничные условия пласта.

- В зависимости от режима фильтрации различают:
- а) откачки при установившемся (стационарном) режиме;
  - б) откачки при неустойчивом (нестационарном) режиме.

При установившемся режиме откачки заданному постоянному значению расхода (или понижения) отвечает стабилизовавшееся понижение (или расход).

Откачки в условиях неустойчивого режима целесообразно производить по следующим схемам:

- а) при постоянном дебите и изменяющихся во времени уровнях;
- б) при постоянном уровне и изменяющихся во времени расходах.

По соотношению длины рабочей (водоприемной) части скважины, называемой в дальнейшем фильтром, и мощности водоносного горизонта, опытные откачки разделяются на откачки из совершенных скважин, длина фильтра которых равна мощности водоносного пласта, и на откачки из несовершенных скважин, длина фильтра которых меньше мощности водоносного пласта.

По условиям размещения фильтра в безнапорных водах различают:

- а) несовершенные скважины с затопленным фильтром, когда динамический уровень при откачке располагается выше фильтра;
- б) несовершенные скважины с незатопленным фильтром, когда динамический уровень при откачке располагается в пределах фильтра.

Откачки из совершенных скважин проводят в однородных пластах мощностью до 15 м.

Откачки из несовершенных скважин применяют при:

- а) значительной мощности водоносного пласта, когда по техническим причинам установка фильтра на всю мощность затруднена;
- б) неоднородном строении водоносного пласта и необходимости определения коэффициента фильтрации определенного слоя (зоны);
- в) определении водопроницаемости пород, зале-

гающих под руслом реки.

При изысканиях для гидротехнического строительства обычно проводят два основных вида откачек: одиночные и кустовые. Перед каждой опытной откачкой проводят пробную откачку для получения ориентировочной характеристики водопроницаемости водоносного горизонта. Пробная откачка, как правило, является кратковременной. После пробной откачки проводят наблюдения за восстановлением уровня воды в скважине до статического положения. По результатам пробной откачки предварительно определяют значения коэффициентов фильтрации и вносят коррективы в схему откачки, уточняют значения возможных дебитов и т.п.

Опытные откачки из одиночных скважин применяют при изучении водопроницаемости однородных по простиранию пород. При изучении разреза по глубине в одной и той же скважине могут проводиться две-три откачки на разных интервалах глубины. Откачки, проводимые последовательно по всей длине скважины по мере ее углубления, называют зональными. Результаты зональных откачек, дающие поинтервальную характеристику для грунтов разреза, используют для обоснования проектов дренажных мероприятий и противофильтрационных завес. Одиночные откачки являются наиболее распространенным видом гидрогеологических исследований, их должны выполнять на всех стадиях проектирования.

Опытные кустовые откачки проводятся на кусте скважин, включающем центральную скважину, из которой откачивают воду, и наблюдательные, по которым фиксируют развитие депрессионной воронки в водоносном слое. Кустовые откачки позволяют определять гидрогеологические параметры на большей площади и с большей точностью, так как при их выполнении исключается влияние фильтра и призабойной зоны, а при расчетах не требуется принимать условное значение радиуса влияния.

При кустовых откачках помимо коэффициента фильтрации могут быть определены коэффициент пьезопроводности, характер формирования депрессионной воронки, степень взаимосвязи водоносных горизонтов.

Число и направление лучей при кустовых откачках зависят от особенностей геологического строения, направления фильтрационного потока, а также от задач, решаемых откачкой. Количество наблюдательных скважин на луче определяется гидрогеологическими условиями водоносного горизонта и принятой в расчете схемой. В однородных породах можно ограничиться двумя скважинами на луче, при неоднородном строении пласта количество скважин может возрасти до четырех и более. При наличии на одном луче двух и более наблюдательных скважин можно рассчитать по ним коэффициент фильтрации более достоверно.

Для выявления и учета возможных изменений естественного режима подземных вод в период откачки проводят наблюдения по одной - двум скважинам, расположенным вне области влияния опытной откачки.

Все методы обработки результатов опытных откачек основаны на решениях уравнений фильтрации, учитывающих особенности гидрогеологических





условий.

Продолжительность откачки определяется гидрогеологическими условиями, принятым видом откачки и ее назначением. Обычно продолжительность кустовой откачки установлена не менее 3 сут., а продолжительность одиночной откачки - не менее 0,5 сут.

С учетом этих требований при определении коэффициента фильтрации продолжительность одиночной откачки на одно понижение в однородных грунтах рекомендуется принимать не менее 1 сут. и заканчивать после стабилизации уровней при постоянном дебите. Понижения уровня воды в каждой опытной и наблюдательной скважине должны отсчитываться от изменяющихся статических уровней воды в процессе откачки. Установившимся статическим уровнем считается такой, который изменяется не более чем на 2 см за 4...6 ч около определенной отметки.

Наблюдения за восстановлением уровней подземных вод проводят не только после окончания откачки, но и во время пауз в испытаниях. По данным наблюдений за восстановлением уровней подземных вод могут быть определены ориентировочные значения коэффициентов фильтрации.

При размещении опытных скважин для проведения одиночных откачек, надо избегать влияния границ пласта, а также участков, где резко меняются мощность и водопроницаемость водоносного слоя. Располагать опытные скважины следует так, чтобы они характеризовали наиболее распространенные слои пород, неблагоприятные участки, изучение которых необходимо для проектирования сооружений, котлованов, противодиффузионных устройств и пр.

Расчет коэффициента фильтрации по данным одиночных и кустовых откачек из совершенных скважин для неограниченного в плане пласта производится по формулам Дюпюи [4, 6]. При этом для расчета по кустовой откачке средних значений коэффициентов фильтрации рекомендуется проводить графоаналитическую обработку опытных данных.

При одиночной откачке с несколькими понижениями расчетный коэффициент фильтрации следует определять по первому понижению, значение которого должно быть не меньше 1,5 м.

Водопроницаемость неоднородного пласта может изменяться постепенно или резко. В зависимости от литологических особенностей строения неоднородного пласта при откачках определяют коэффициенты фильтрации для отдельных слоев или средний для массива.

Одиночные и кустовые откачки рассчитывают несколькими методами: методом подбора, графоаналитическим, произвольных точек, эталонных кривых и др. Когда аналитические методы расчетов оказываются неприемлемыми, используют методы математического моделирования.

Для выполнения опытной откачки составляют проект производства работ, в котором определяют местоположение опытной скважины, вид откачки и технологию ее проведения. При кустовых откачках устанавливают количество, расположение и конструкцию наблюдательных скважин.

Частота измерения расхода и динамических уров-

ней воды в процессе откачки должна быть достаточной для обработки материала.

Измерения уровня воды в наблюдательных скважинах куста следует всегда проводить в одной и той же последовательности, чтобы промежутки времени между замерами в каждой скважине были одинаковыми.

Завершение кустовой откачки при установившемся режиме фильтрации выполняют при условии постоянства во времени разности понижений уровней воды в наблюдательных скважинах, а при откачках из одиночной скважины при стабилизации понижения. Срок окончания откачки при неуставившемся режиме определяется по графикам временного, площадного и комбинированного прослеживания прямолинейных расчетных участков. После окончания откачки проводят наблюдения за восстановлением уровня воды в центральной скважине, а также во всех наблюдательных скважинах.

Все результаты заносят в журнал и используют для выполнения фильтрационных и гидрогеологических расчетов. Выполненные скважины в дальнейшем используют для наблюдений за изменением гидрогеологического режима на участке строительства и прилегающей территории в составе общей системы мониторинга за строящимся объектом.

Для повышения надежности и эффективности проектирования и строительства сооружений с развитой подземной частью и расположенных на подтапливаемых территориях, выполнение опытных фильтрационных (полевых) работ, для расчета изменения гидрогеологических условий и проектирования мероприятий по водоотведению из котлованов, дренажей и гидроизоляции, является необходимым условием. При разработке нормативных документов или дополнений к ним это требование должно быть учтено.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009. – [Чинні від 2009-01-12]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с. - (Будівельні норми України).
2. Інженерні вишукування для будівництва: ДБН А.2.1-1-2008. – [Чинні від 2008-05-02]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 76 с. - (Будівельні норми України).
3. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення і затоплення: ДБН В.1.1-25-2009. – [Чинні від 1997-01-07]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 30 с. - (Будівельні норми України).
4. Методи лабораторного визначення коефіцієнта фільтрації: ДСТУ Б В.2.1-23:2009. – [Чинний від 2010-01-10]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009. - (Національний стандарт України).
5. Руководство по определению коэффициента фильтрации водоносных пород методом опытной откачки: П-717-80. - М.: Энергопроект, 1981.
6. Чугаев Р.Р. Гидравлика / Р.Р. Чугаев. - М.-Л.: Госэнергоиздат, 1963.



# АНАЛІЗ ОСНОВНИХ МЕТОДІВ ПІДСИЛЕННЯ КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗГИННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

УДК 539.3

АВТОР

**СТАНКЕВИЧ А.М.** к.т.н., доцент Київського національного університету будівництва і архітектури

АНОТАЦІЯ

*У даній роботі досліджено сучасні методи розв'язання багатовимірних задач будівельної механіки. Особлива увага приділяється методам зниження вимірності. Детально показано розвиток та удосконалення методу прямих, приведені недоліки існуючих підходів та вказано на можливий напрямок розширення методу на нові задачі.*

*The modern methods for solving multidimensional problems of structural mechanics are studied in this work. Attention is paid to methods of dimension reduction. The development and improvement of the direct method is detail shown. The shortcomings of existing approaches and shown as area expansion method to the new task are given.*

КЛЮЧОВІ СЛОВА

метод прямих, будівельна механіка, методи зниження вимірності, проєкційний метод, товсті пластини.

Рівняння, які описують напружено-деформований стан (НДС) багатьох розрахункових моделей у лінійній постановці, розглядаються в рамках теорії пружності (статична та динамічна задачі) та термопружності. Ці рівняння визначені у тривимірному просторі або, з урахуванням симетрії (осьова та переносна симетрії), у двовимірному і відносяться до складних задач математичної фізики. Для найпростіших випадків видатними математиками та механіками були побудовані розв'язки задач, але більшість задач, особливо динамічних, не можна розв'язати аналітичними методами.

У будівельній механіці традиційно для розв'язання практичних задач використовувався двоетапний підхід. На першому етапі за допомогою гіпотез знижувалась вимірність вихідних рівнянь (редукція рівнянь), а потім редуковані рівняння розв'язувались аналітично або наближено. Свідченням тому є теорія згину балок Бернуллі, теорія пластин Кірхгофа – Лагранжа – Софі Жермен, теорія оболонки Лява, Тимошенко С.П., теорія кручення Сен-Венана та багато інших.

З появою комп'ютерної техніки підхід до розв'язання багатовимірних задач суттєво змінився. По-перше, з'явилися універсальні сучасні чисельні методи, за допомогою яких багатовимірна задача розв'язується безпосередньо. Це метод скінченних різниць, варіаційно-різницький метод та метод скінченних елементів. Останній, серед прямих чисельних методів, на сьогодні посів перше місце за застосуванням завдяки своїй універсальності та алгоритмічності. Ці властивості методу скінченних елементів дозволили побудувати програмні комплекси (ANSYS, NASTRAN, SIMULIA Abaqus, PLAXIS, LIRA та інші), що дозволяють розв'язувати статичні та динамічні задачі теорії пружності, стаціонарні та нестационарні задачі термопружності.



Але не виключається також традиційний підхід будівельної механіки, який можна назвати комбінованим підходом до розв'язання багатовимірних задач. У наш час цей підхід набув серйозної модифікації. На першому етапі для зниження вимірності вихідних рівнянь (редукції) замість гіпотез використовуються певні методи – аналітичні чи чисельні, на другому етапі для розв'язання редукованих рівнянь також чисельні або аналітичні. Як правило, на другому етапі більш ефективно використовувати чисельні методи, оскільки редуковані рівняння мають досить громіздкий вигляд, хоча й визначені на області меншої вимірності по просторових координатах.

Комбінований підхід тепер розглядається як альтернатива універсальним чисельним методам у тому сенсі, що, як правило, комбінований підхід використовується для об'єктів певного класу і в цьому випадку може бути більш ефективним та точним за універсальні чисельні методи на об'єктах цього класу. Крім того, результати, отримані за допомогою комбінованого методу, можуть використовуватись для тестування при модифікації універсальних методів.

Найбільш поширеними комбінованими методами є метод граничних інтегральних рівнянь (МГІР), (метод потенціалу, метод граничних елементів), у якому на першому етапі (зниження вимірності) використовується аналітичний підхід. У цих методах використовуються відомі фундаментальні розв'язки вихідних рівнянь теорії пружності і за їх допомогою будуються інтегральні рівняння, які визначені на границі області (на одиницю менша вимірність). Отже, для вихідних тривимірних рівнянь будуються двовимірні інтегральні рівняння, визначені в точках поверхні, що обмежує тривимірну область, а для двовимірних – одновимірні, визначені в точках граничної кривої. На другому етапі інтегральні рівняння чисельно зводяться до системи лінійних алгебраїчних рівнянь. Такий комбінований метод називають чисельно-аналітичним. Він використовується для розв'язання статичних та динамічних задач. Більшість комбінованих методів розроблено для досить широких класів пластичних об'єктів будівельної механіки – бруса, пластини, оболонки. Але якщо історично використання певних гіпотез, за допомогою яких знижувалась вимірність вихідних рівнянь, базувалось на суттєвій різниці габаритних розмірів (двох поперечних розмірів для бруса та товщини для пластин та оболонок), то ці вимоги відкидаються і зниження вимірності за відповідними напрямками виконується за допомогою аналітичних або чисельних методів.

При зниженні вимірності у теорії товстих пластин вихідні рівняння теорії пружності розглядаються як звичайні диференціальні рівняння по поперечній координаті, а розв'язуючі функції вважаються такими, що залежать від інших координат, як від параметрів. Далі застосовується будь-який метод розв'язання звичайних диференціальних рівнянь – степеневий, асимптотичний або проекційний. Після редукції диференціальних операторів по поперечній координаті отримуються нескінченні системи рівнянь (які потім

урізаються) відносно двовимірних розв'язуючих функцій, за допомогою яких будується розв'язок вихідної задачі. До аналогічних результатів приводить варіаційне трактування вихідних залежностей із застосуванням процедури методу Рітца по поперечній координаті, а також використання чисельних методів (частіше методу скінченних різниць).

Початок застосування степеневого методу до зниження вимірності рівнянь теорії пружності для товстих пластин викладено у роботах А.І.Лур'є [8], Н.А.Кільчевського [7], В.В.Власова [3].

Алгоритм застосування степеневого методу, запропонований Н.А.Кільчевським, використано І.Т.Селезовим, а також І.Т.Селезовим та Г.А.Кільчинською для побудови редукованих двовимірних рівнянь динаміки та динамічної зв'язаної термопружності товстих пластин сталі товщини. Із застосуванням отриманих рівнянь проведено аналіз відомих прикладних теорій динаміки пластин. Даний варіант зниження вимірності пов'язаний із проблемою застосування методу однорідних розв'язків у теорії товстих пластин. Одним із основних етапів цього методу є побудова однорідних розв'язків для конкретних типів пластин.

У роботах І.І.Воровича та його учнів однорідні розв'язки використовуються для перетворення вихідних рівнянь, а при побудові розв'язку допоміжної задачі застосовується асимптотичний метод.

З метою розширення можливостей методу однорідних розв'язків В.В.Власовим [2, 3] запропоновано інше його трактування, отже, запропоновано новий метод – метод початкових функцій. Розв'язок просторової задачі теорії пружності у ньому записується через набір двовимірних функцій (переміщень та напружень), визначених на одній з бокових поверхонь пластини, яка передбачається плоскою, інша бокова поверхня може бути довільною. Послаблено вимоги до точності методу – використовуються переважно скінченні суми в операторах. У підсумку задача приводиться не до трансцендентних, а до системи диференціальних рівнянь.

Подальший розвиток методу початкових функцій отримав у роботі В.З.Власова та Н.Н.Леонтьєва, у якій наведено загальний розв'язок задачі про деформацію пружної основи під навантаженням, прикладеним до її поверхні, контактної задачі з розрахунку плити на пружній основі та інші результати.

Роботи А.А.Гольденвейзера поклали початок другому основному напрямку уточненої теорії пластин. Тут для редукування по поперечній координаті використано асимптотичний метод.

Прямим узагальненням традиційного підходу у класичній теорії пластин є метод, запропонований І.Н.Векуа [1]. Для зниження вимірності вихідних рівнянь теорії пружності для пластин запропоновано використання проекційного методу. Вихідні рівняння статички пружного тіла, записані у вигляді дев'яти рівнянь у частинних похідних першого порядку та шести алгебраїчних рівнянь (закон Гука), домножуються на елементи деякої



повної системи функцій поперечної координати та інтегруються по цій координаті. Після перетворень отримується нескінченна система рівнянь, у якій невідомими є інтеграли від характеристик напружено-деформованого стану, помножені на елементи базисної системи. Ці інтеграли, як відомо, називаються моментами характеристик напружено-деформованого стану відносно системи функцій, що розглядається. Можливість знати нескінченну послідовність моментів деякої невідомої функції дозволяє знайти саму функцію.

І.Н. Векуа було запропоновано за базисну систему використовувати поліноми Лежандра. Ортогональність системи поліномів Лежандра обумовлює значні спрощення редукованих рівнянь. Запропонований метод виявився універсальним. Його можна застосовувати для пластин і оболонок змінної товщини, а також до об'єктів більш складної геометрії. Він надає широкі можливості застосуванню чисельних методів.

У роботах Чибірякова В.К. комбінований метод академіка Векуа І.Н. зниження вимірності для товстих пластин та оболонок модифіковано і він трактується як узагальнений метод скінченних інтегральних перетворень, на другому етапі якого для розв'язання редукованих рівнянь використовуються різні ефективні чисельні методи. Цей метод широко застосовується автором та його учнями для розв'язання статичних і динамічних задач [5].

Академіком Григоренко Я.М. та його учнями запропоновано комбінований підхід зведення вихідних двовимірних рівнянь уточненої теорії оболонок до одновимірних рівнянь різними аналітичними методами, що призводить до граничних одновимірних задач, які на другому етапі ефективно розв'язуються високоточним стійким методом дискретної ортогоналізації Годунова С. К. Розв'язано велику кількість статичних та динамічних (знаходження динамічних характеристик) задач.

Особливе місце посідає найстаріший із сучасних комбінованих підходів до розв'язання багатовимірних задач будівельної механіки – метод прямих, також відомий під різними назвами: метод ліній, дискретно-континуальний метод. Запропонований на початку 30-х років минулого сторіччя для розв'язання багатовимірних задач математичної фізики, цей метод зберіг свої головні особливості, визначені в роботі Канторовича Л.В. [6]:

1. Вихідна функція в простішому варіанті від двох змінних розглядається як континуальна по одній змінній та дискретна по іншій.
2. Вихідні рівняння по дискретній змінній перетворюються заміною похідних по цій змінній частками скінченних різниць. У результаті утворюється система звичайних диференціальних рівнянь.
3. На другому етапі аналітично будується загальний розв'язок системи звичайних диференціальних рівнянь. Оскільки розглядаються рівняння із сталими коефіцієнтами, то це дає можливість побудувати загальний розв'язок цих рівнянь. Оскільки матричні

коефіцієнти мають спеціальний вигляд, для якого відомі власні вектори і власні значення, це дає змогу перетворити зв'язану систему звичайних диференціальних рівнянь на незв'язану систему.

4. Можливість знайти аналітично загальний розв'язок системи звичайних диференціальних рівнянь дозволяє розглядати вихідні рівняння, визначені в області будь-якої форми. Вважаємо, що це головна особливість методу прямих.

У згаданій роботі вихідна задача формулюється у варіаційній постановці, в наступних роботах постановка задачі, як правило, подається у вигляді диференціальних рівнянь у частинних похідних. В інших роботах Канторовича Л.В. розглядаються задачі кручення призматичних стержнів, які також описуються класичними рівняннями математичної фізики. Різницею співвідношення побудовані за допомогою інтерполяційних поліномів. Натомість, у роботі Фадєєвої В.Н. скінченно-різницею співвідношення будується за допомогою ряду Тейлора, при цьому отримано апроксимацію похідних 4-го порядку точності.

У цих перших роботах підкреслюється важлива властивість методу прямих – комбінований підхід, де по одній координаті розглядається континуальна зміна координати, що значно підвищує точність у порівнянні з дискретизацією по всіх координатах. У цьому полягає головна особливість методу прямих. І це ще до появи ЕОМ та ефективних високоточних алгоритмів розв'язання граничних задач для систем звичайних диференціальних рівнянь.

Безпосередньо до розв'язання статичних задач теорії пружності (двовимірних та тривимірних) метод прямих вперше адаптував проф. Слободянський М.Г. Крім традиційних задач математичної фізики, розглянуто плоску задачу теорії пружності в різних постановках та просторову задачу теорії пружності для призматичних тіл. Як вихідні, автор розглядає спеціального вигляду рівняння просторової задачі, отримані ним в іншій роботі. І в цьому випадку автор будує загальний розв'язок редукованої системи рівнянь аналітично. Це дає змогу дослідити точність побудови розв'язків граничних задач. Для редукування вихідних рівнянь Слободянський М.Г., як і Канторович Л.В., використовує інтерполяцію, правда, трохи іншого вигляду, яка зв'язує три сусідні прямі. У роботах інших авторів такий підхід називають «ковзною інтерполяцією».

У будівельній механіці роботами проф. Винокурова Л.П. розроблено варіант методу прямих для розв'язання просторових задач теорії пружності. Вихідними рівняннями є рівняння просторової задачі теорії пружності у формі Ляме. Побудовано спеціальний інтерполяційний поліном для апроксимації похідних різницею виразами. Поліном використовується послідовно для певної групи прямих, що називається, як вище зазначено, «ковзною інтерполяцією». Редуковані рівняння будується в декартовій та косокутній системах координат, у циліндричних та сферичних координатах для ізотропного та ортотропного матеріалів у





межах теорії пластин. Для розв'язання редукованих рівнянь пропонується розроблений автором метод послідовних наближень. За допомогою цього методу, який автор називає «дискретним методом», розв'язано багато задач.

Учнями проф. Винокурова А.П. метод поширюється на задачі теорії пластин. Розглядаються прямокутні та косокутні пластини, ізотропні та ортотропні, із лінійною зміною товщини в одному напрямку. При побудові редукованих рівнянь використовується «ковзна інтерполяція», а для розв'язання редукованих рівнянь із змінними коефіцієнтами – наближений метод.

Проф. Шкельовим А.Т. метод прямих поширено на задачі визначення напружено-деформованого стану пластин довільної форми в полярних координатах, для розв'язання плоскої задачі теорії пружності. Для побудови редукованих рівнянь безпосередньо використовувалися формули методу скінченних різниць по дискретній координаті. Редуковані рівняння розв'язувались точно з використанням власних векторів та власних чисел матричних коефіцієнтів для перетворення зв'язаної системи диференціальних рівнянь до системи незв'язаних рівнянь.

Учнями проф. Шкельова А.Т. зроблено подальші удосконалення методу з поширенням на задачі згину багатозв'язних пластин, пластинчастих систем, багат шарових пластин та складених пластин та оболонок.

У монографіях [9, 10] систематизовано розвинений проф. Шкельовим А.Т. та його учнями напрямки методу прямих. Наведені головні принципи побудови редукованих рівнянь для просторових пластинчастих елементів та оболонок. Побудовано загальні розв'язки редукованих рівнянь, коли це можливо. Запропоновано комбінувати метод прямих із методом Бубнова-Гальоркіна для розв'язання просторової задачі теорії пружності.

Після появи ефективного стійкого чисельного методу дискретної ортогоналізації Годунова С.К. [4] його інтенсивно почали застосовувати у будівельній механіці для розв'язання граничних задач для системи звичайних диференціальних рівнянь, оскільки він виявився кращим за інші подібні методи (матричної прогонки, стрільби та ін.). Для розв'язання задач теорії оболонок цей метод першим був застосовано академіком Григоренко Я.М. та його учнями, у тому числі при використанні методу прямих, і вперше при використанні методу прямих для знаходження динамічних характеристик оболонок. На метод прямих, що застосовується для неканонічних областей, застосування алгоритму дискретної ортогоналізації Годунова С.К. запропоновано в роботі.

## ВИСНОВКИ

Досліджуючи історію розвитку методу прямих, як одного з методів будівельної механіки, необхідно визнати, що він потребує суттєвої модернізації та розширення його можливостей.

По-перше, процедура редукції вихідних рівнянь не зовсім відповідає сучасному стану методів, що використовуються для зниження вимірності

рівнянь математичної фізики. У варіаційних та проєкційних методах процес їх використання значно простіший та переконливіший, не вимагає врахування позаконтурних значень невідомої функції.

По-друге, в існуючих алгоритмах методу прямих важко врахувати змінність товщини по континуальній координаті при редукуванні по поперечній координаті.

По-третє, до цього часу метод прямих використовувався для розв'язання статичних задач теорії пружності, ніколи не використовувався для розв'язання задач нестационарної термопружності, нестационарних динамічних задач. Це стосується як задач на площині, так і задач у тривимірному просторі.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Векуа И.Н. Теория тонких пологих оболочек переменной толщины / Векуа И.Н. – Тбилиси: Мецниереба, 1965. – 103 с.
2. Власов В.В. Применение метода начальных функций к расчету толстых плит / Власов В.В. // Исследования по теории сооружений. – М.: Госстройиздат, 1961. – Вып. 10. – С. 189 – 207.
3. Власов В.В. Метод начальных функций в осесимметричной задаче теории упругости / Власов В.В. // Расчет пластин и оболочек. – 1963. – Вып. 34. – С.31 – 45.
4. Годунов С.К. О численном решении краевых задач для систем линейных обыкновенных дифференциальных уравнений / Годунов С.К. // Успехи математических наук. – 1961. – Т.16. – Вып. 3. – С. 171–174.
5. Исаханов Г.В. Численно-аналитический метод решения задач статики толстых неоднородных пластин / Исаханов Г.В., Чибириков В.К., Смолляр А.М. // Тр. 13-й Всесоюз. конф. по теории пластин и оболочек. Ч.2. – Таллин, 1983. – С. 130–135.
6. Канторович Л.В. Один прямой метод приближенного решения задачи о минимуме двойного интеграла / Канторович Л.В. // Изв. АН СССР, VII серия, 1933.
7. Кильчевский Н.А. Обобщение современной теории оболочек / Кильчевский Н.А. // Прикл. матем. и мех. – 1939. – Т.2. – Вып. 4. – С. 427–438.
8. Лурье А.И. К теории толстых плит / Лурье А.И. // Прикл. матем. и мех. – 1924. – Т.6. – Вып. 2–3. – С. 151–168.
9. Метод прямих и его использование при определении напряженного и деформированного состояния пластин и оболочек / [Шкелев А.Т., Морсков Ю.А., Романова Т.А., Станкевич А.Н.]. – Киев: Национальная академия наук Украины, Институт механики им. С.П. Тимошенко, Технический центр, 2002. – 177 с.
10. Применение метода прямих для определения напряженного и деформированного состояния пространственных и пластинчатых конструктивных элементов: монография / [Шкелев А.Т., Станкевич А.Н., Пошивач Д.В. и др.]. – К.: КНУСА, 2004. – 136 с.





# ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ СПІЛЬНОЇ РОБОТИ БУДІВЛІ З ГРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ В СЕЙСМІЧНО-НЕБЕЗПЕЧНИХ РАЙОНАХ

УДК 624.15

## АВТОР

**БОЙКО І.П.**, д-р техн. наук, професор Київського національного університету будівництва і архітектури

**КОРНІЄНКО М.В.**, канд. техн. наук, професор Київського національного університету будівництва і архітектури

**САХАРОВ В.О.**, канд. техн. наук, доцент Київського національного університету будівництва і архітектури

**ЖУК В.В.**, канд. техн. наук, доцент Київського національного університету будівництва і архітектури

## АНОТАЦІЯ

*Наведено методику числових досліджень та результати порівняльних розрахунків взаємодії елементів «основа – фундамент – будівля» при сейсмічних навантаженнях*

*This article describes numerical analysis methods for the interaction of the elements of the "soil base - foundation - building" system under the seismic loads influence.*

## КЛЮЧОВІ СЛОВА

числове моделювання, сейсмічне навантаження, модель ґрунтового середовища, система «основа – фундамент – будівля».

Проектування інженерних конструкцій, будівель і споруд, що розташовані в сейсмічно-небезпечних районах або сприймають динамічні навантаження від машин та механізмів, в більшості випадків, обмежується використанням спрощених методів розрахунків, дозволених існуючою нормативною базою, в т.ч. шляхом числового моделювання з використанням «еквівалентної» моделі ґрунтової основи, фундаментів та надземних конструкцій, для яких підбирають та адаптують існуючі параметри. Проте на етапі проектування для даного класу задач суттєве значення має вивчення динамічних властивостей системи в цілому, використання коректних даних про динамічне навантаження, даних про процеси деформування та згасання коливань в різних середовищах (ґрунтової основи та інженерних конструкцій), необхідність аналізу взаємного впливу сусідніх існуючих конструкцій. Саме ці параметри визначають постановку та методики досліджень, що необхідно використовувати при проектуванні.

В сьогоденні умовах проблема проектування конструкцій, що сприймають сейсмічні або інші динамічні навантаження, є важливим і складним питанням забезпечення надійної експлуатації будівель і споруд. При будівництві в сейсмічно-небезпечних районах процес проектування конструкцій має свої особливості. Крім традиційних етапів, пов'язаних з оцінкою міцності і стійкості ґрунтів основ та несучих конструкцій від дії статичних навантажень, необхідно проводити оцінку динамічної реакції системи «основа – фундамент – будівля» в цілому. Ситуація ускладнюється і відсутністю точних даних про величину очікуваних майбутніх землетрусів і характер їх проявлення, особливостями поведінки конструкцій при передачі на них динамічних дій ґрунтів основи, що може зазнавати значних змін за час експлуатації об'єктів.

В загальному випадку проектування прово-



диться по етапам, що передбачають вирішення ряду проблемних задач (рис. 1). Для оцінки рівня сейсмічності територій використовують карти сейсморайонування [1], що можуть з часом уточнюватись і коригуватись. Проте розрахункова інтенсивність навантажень, яку повинна приймати будівля чи споруда, може змінюватись в залежності від ґрунтових умов або відповідальності будівель чи споруд [2]. В залежності від складності будівель можна використовувати різні підходи та розрахункові схеми. При проектуванні одним з найскладніших серед етапів вважається багаторазове числове моделювання, від результатів якого залежать подальші конструктивні рішення (рис. 1). Методика розрахунку повинна прийматись з врахуванням особливостей ґрунтових умов, конструкцій, діючих навантажень, при цьому вона повинна враховувати визначальні процеси взаємодії і бути обґрунтовано спрощеною.

Складні архітектурні рішення, різноманітність геометричних форм та властивостей матеріалів викликають необхідність використовувати числові методи для розв'язання систем рівнянь з великою кількістю невідомих. При використанні одного з найбільш ефективних методів – методу скінченних елементів (МСЕ) використовується просторова сітка, яка поділяє область, що займає конструкція, на скінченні елементи, переміщення вузлів яких приймаються за невідомі величини. Тоді система рівнянь динаміки в загальному вигляді зводиться до системи звичайних диференціальних нелінійних рівнянь, що в матричній формі має вигляд (1) і доповнюється початковими умовами:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\}, \quad (1)$$

де:  $\{\ddot{u}\}, \{\dot{u}\}, \{u\}$  - вектори прискорень, швидкостей та динамічних переміщень відповідно;  $[M]$  – матриця мас;  $[C]$  – матриця демпфування;  $[K]$  – матриця жорсткості;  $\{P(t)\}$  – вектор зовнішніх навантажень.



Рис. 1. Особливості проектування конструкцій в сейсмічно-небезпечних районах, загальна схема

Загальними методами інтегрування системи рівнянь є прямі числові методи. Ці методи носять назву прямих, оскільки при їх використанні не виконуються жодні попередні перетворення рівнянь. Розв'язок на основі цих методів ведеться по крокам, де розв'язується статична задача, в якій, у відповідності з принципами Д'Аламбера, до статичних сил додаються сили інерції та сили опору. На відміну від задачі статички рівняння рівноваги розв'язуються багаторазово для всіх дискретних точок, на які розбитий заданий інтервал по часу. В кожній з цих точок визначаються переміщення, деформації, напруження та інші характеристики напружено-деформованого стану (НДС), що визначає велику трудомісткість процесу розв'язання задачі.

Розрізняють 2 класи методів: явні та неявні. Найбільш простим явним методом є метод центральних різниць. Серед неявних методів часто використовують  $\theta$ -метод Вілсона і метод Ньюмарка.

Розв'язання динамічних задач за допомогою МСЕ, крім технічних труднощів, пов'язано з коректним врахуванням дисипативних властивостей системи. Залежність сили тертя від переміщень або швидкості руху визначається фізичною природою тертя. Найбільш простим випадком є так зване в'язке тертя, при якому сила тертя пропорційна швидкості руху.

Для описання процесів згасання належить використовувати залежності, отримані на базі експериментальних даних для відповідних середовищ. Проте, враховуючи складність та високу вартість, наближеність механізму демпфування, а в окремих випадках і неможливість проведення експериментів, на практиці використовують різні моделі згасання.

Використовуючи наближеність описання механізму демпфування, матрицю  $[C]$  часто призначають по моделі Релея (враховує пропорційне демпфування) як лінійну комбінацію матриць  $[K]$  і  $[M]$ :

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]. \quad (2)$$

При моделюванні динамічних процесів врахування впливу ґрунтів в складі системи «основа – фундамент – будівля» потребує багаторазового вирішення великої кількості рівнянь, в т.ч. нелінійних, що потребує значних ресурсів. Значна складність задач даного класу часто призводить до додаткового спрощення методики внаслідок суттєвого обмеження розрахункових можливостей, що вносить додаткові похибки. Отже, при таких дослідженнях необхідно максимально використовувати сучасні комп'ютерні ресурси, розробляти нові або вдосконалювати існуючі методи розрахунків, моделі поведінки різних середовищ тощо. Слід підкреслити, що числове моделювання є наближеним методом досліджень і потребує обов'язкового підтвердження достовірності отриманих результатів.

Для дослідження напружено-деформованого стану багатоповерхового будинку при дії сейсмічних навантажень було проведено числове моделювання спільної роботи будівлі з



грунтовою основою як системи «основа – фундамент – будівля». Для підтвердження достовірності проведених розрахунків числове моделювання проводилося з використанням різних систем. Основним математичним апаратом була прийнята автоматизована система наукових досліджень «VESNA–DYN». АСНД «VESNA» була розроблена та реалізована професором Сахаровим О.С. на базі моментної схеми МСЕ. Під керівництвом доцента Сахарова В.О. система була модернізована до версії «VESNA–DYN», що орієнтована на нелінійні динамічні розрахунки суцільних середовищ з використанням розроблених динамічних моделей для ґрунтів, залізобетону, цегляної кладки та інш. середовищ [3, 4]. В якості системи для дублюючих розрахунків використано комплекс скінченно-елементного аналізу SIMULIA ABAQUS [6].

Дослідження взаємодії конструкцій з основою проводились для багатоповерхового будинку в м.Києві. Будинок має 24 надземні та 3 підземні поверхи. Його розміри в плані - 57,5×36,55 м, висота надземної частини складає 100 м. Конструктивна система – монолітний залізобетонний безригельний каркас з ядром жорсткості. Сітка пілонів прийнята з максимальним прольотом 7,4×6,5 м, мінімальним – 3,8×5,0 м. Товщина плит перекриття 200 мм. Для дослідження особливостей поведінки висотних будинків на фундаментах неглибокого закладання було прийнято в якості фундаменту суцільну плиту товщиною 1,4 м. Загальна вага конструкцій, що утворювала масові сили, складала 930 тис. кН.

Згідно інженерно-геологічних вишуквань ґрунтові умови будівельного майданчика представлені глинистими та піщаними ґрунтами, що характеризуються модулем деформації в межах 18...40 МПа та коефіцієнтом Пуассона - 0,30...0,42.

Для дослідження була розроблена скінченно-елементна модель системи «основа – фундамент – будівля» з об'ємного ґрунтового масиву у відповідності до інженерно-геологічних вишуквань, конструкцій фундаменту та каркасу будівлі. Розміри «вирізаної» частини ґрунтового масиву склали 200×140 м в плані та 75 м по глибині. Верхня поверхня ґрунту обмежувалась рівнем підшви фундаментів.

Для створення еквівалентних скінченно-елементних моделей (рис. 2) були розроблені програмні засоби, що забезпечили експорт геометричних, фізико-механічних параметрів та даних про навантаження із АСНД VESNA в комплекс SIMULIA ABAQUS. Для описання ґрунтового масиву та інженерних конструкцій використовувались 8-вузлові спеціальні об'ємні скінченні елементи (C3D8I). Використані елементи мають підвищену збіжність і забезпечують проведення розрахунків оболонки, стрижнів, масивних середовищ, описаних єдиним типом елемента. Завдяки цьому при порівняльному розрахунку є можливість мінімізувати розбіжності, пов'язані із різною сіткою для різних розрахункових комплексів. Загальна кількість динамічних ступенів свободи отриманої системи складала понад 620 тис.

В якості сейсмічного навантаження використувувалась 16 с акселерограма, приведена до 6-балів

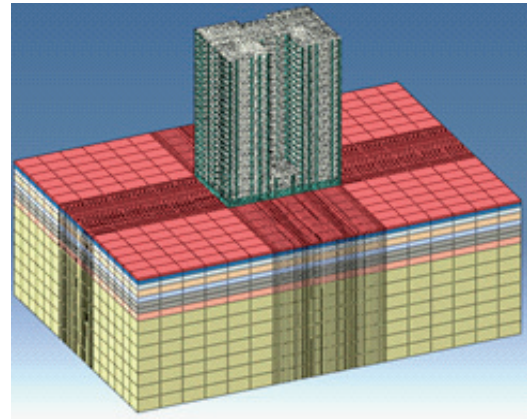


Рис. 2. Скінченно-елементна модель для розрахунків за системами АСНД «VESNA» та SIMULIA ABAQUS.

за методикою норм [1]. В даній задачі використувувався метод Ньюмарка. Параметр згасання був прийнятий: для ґрунтів  $\delta=0,6$ ; для конструкцій  $\delta=0,3$ .

Як показали результати, внаслідок дії сейсмічного навантаження будинок розпочав коливання, амплітуда яких швидко наростала в часі. Аналіз переміщень кутових точок на рівні фундаменту та верху будівлі показав, що будівля рухається як жорстке тіло. В поздовжньому напрямку будівлі, де просторова жорсткість будівлі є вищою, максимальні відхилення сягали верхніх точок будівлі 25...35 см. При цьому в поперечному напрямку амплітуда була вдвічі меншою і не перевищила 10 см. Зменшення динамічної реакції може бути досягнуто при використанні пальових фундаментів.

Проведення розрахунків з використанням АСНД «VESNA-DYN» та SIMULIA ABAQUS дало ідентичні результати: коливання верху будівлі протягом дії акселерограми співпадають по фазі і частоті (рис. 3). Максимальна розбіжність в значеннях виникає в екстремумах і не перевищує 2%.

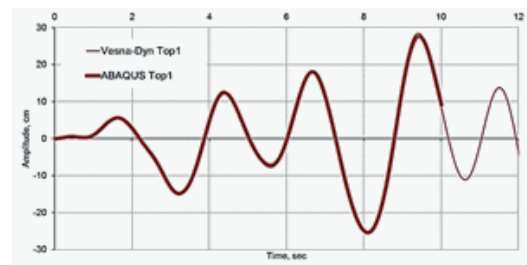


Рис. 3. Порівняння результатів розрахунків з використанням АСНД «VESNA-DYN» та SIMULIA ABAQUS

При деформуванні максимальні напруження в фундаменті спостерігались в напрямку Y. На більшій частині плити їх значення знаходились в межах 2 МПа. На 12-й секунді навантаження в центральній частині плити в окремих зонах напруження сягали 7,5 МПа (рис. 4). Проте максимальні значення були зафіксовані на 8-й секунді навантаження в зоні ядра жорсткості із значенням 13,4 МПа. Як видно, результати розрахунків з



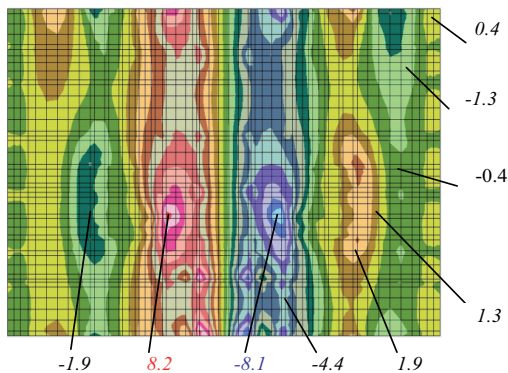


Рис. 4. Нормальні напруження  $\sigma_1$  (МПа) в фундаментній плиті при  $t=12,5с$ .

використанням обох систем добре збігаються. Відмінність ізополів та деяких значень пов'язана переважно із способом інтерполяції напружень та графічним представленням.

Отриманий розподіл переміщень та напружень пов'язаний із використанням значень модуля деформації, що враховують загальні деформації ґрунту, які в реальних умовах не реалізуються при швидкоплинних динамічних навантаженнях. Тобто для описання динамічної поведінки це вказує на необхідність використання більш точних моделей поведінки, особливо для ґрунтового середовища. Слід зазначити, що висока збіжність результатів, отриманих за результатами розрахунків з використанням АСНД «VESNA-DYN» та SIMULIA ABAQUS при однакових сітках CE стала можливою тільки за умов використання спеціальних CE підвищеної точності виду C3D8I. Використання звичайних полілінійних 8-вузлових елементів, при зазначених сітках, призвело б до значних похибок, що принципово викривляло б процес взаємодії споруди з ґрунтовою основою.

Дослідження перерозподілу внутрішніх зусиль в несучих конструкціях будівлі при дії сейсмічних навантажень шляхом числового моделювання спільної роботи елементів системи «основа – фундамент – будівля» засобами АСНД «VESNA-DYN» було виконано для реальних об'єктів [5, 7], а результати дослідження – використані при проектуванні надземних та фундаментних конструкцій.

Числове моделювання з врахуванням об'ємного ґрунтового масиву та властивостей основи дало можливість уточнити напружено-деформований стан, спрогнозувати максимальні напруження при дії сейсмічних навантажень, що дозволяє підвищити надійність та безпеку будівель і споруд в сейсмічно-небезпечних районах.

Досліджуючи особливості взаємодії різних середовищ при дії динамічних процесів, важливо враховувати, що швидкість розповсюдження хвиль в різних середовищах не є однаковою. При цьому згасання спектральних складових імпульсу відбувається по-різному, тобто має місце дисперсія хвиль. Дослідження особливостей взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» при сейсмічних навантаженнях важливо виконувати з використанням різних параметрів згасання, що відповідають різним середовищам.

## ВИСНОВКИ

- При дослідженні поведінки елементів системи «основа – фундамент – будівля» під впливом сейсмічних навантажень необхідно враховувати реальні параметри згасання та особливої деформування різних середовищ, що суттєво впливає на формування НДС конструкцій і дозволяє коректно моделювати системи сейсмоізоляцій.
- Проведене моделювання взаємодії будівлі з ґрунтовою основою при сейсмічних навантаженнях засобами АСНД «VESNA-DYN» та комплексу SIMULIA ABAQUS показало високу збіжність результатів, що підтверджує достовірність розрахунків.

## ЛІТЕРАТУРА

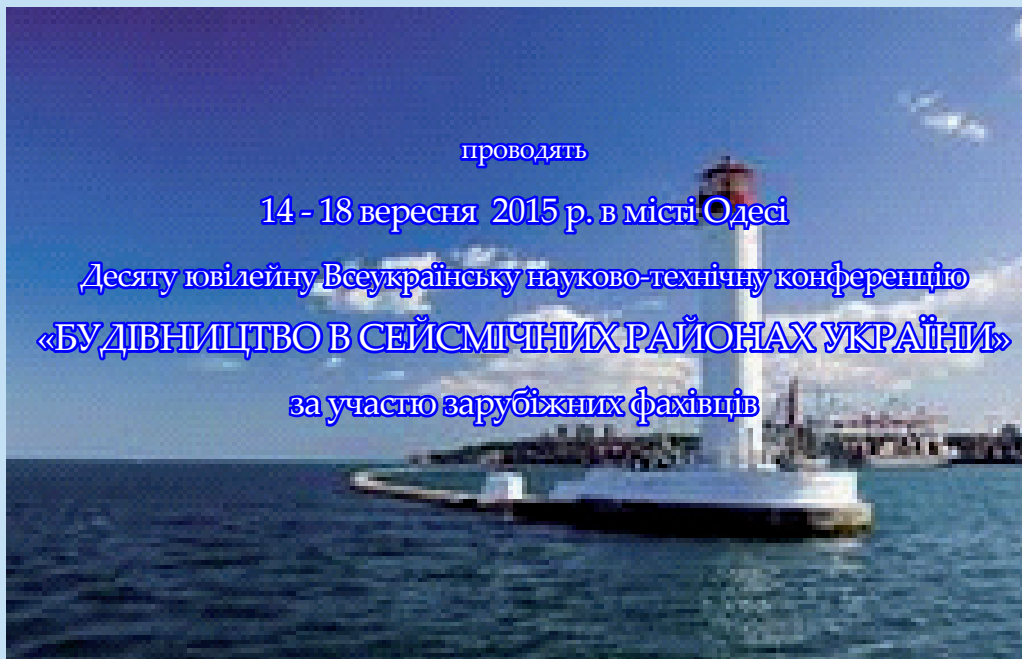
1. Будівництво в сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2014. - [Чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінбуд України, 2014. – 110с. (Будівельні норми України).
2. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009. - [Чинні від 2009-12-01]. – К.: Мінбуд України, 2009. – 48с. (Будівельні норми України).
3. Сахаров В.О. Модель деформування водонасиченої ґрунтової основи при дії сейсмічних та довготривалих динамічних навантажень /В.О.Сахаров// Основи і фундаменти. – К: КНУБА, 2013. – Вип.33. – С.47–57.
4. Сахаров В.О. Модель нелінійного деформування ґрунтової основи при сейсмічних навантаженнях / В.О. Сахаров // Основи і фундаменти. – К: КНУБА, 2013. – Вип. 33 – С.33–46.
5. Числове моделювання взаємодії елементів системи «основа – фундамент – надземна частина будівлі» в умовах будівництва на підроблюваних територіях при дії сейсмічних навантажень // В.О.Сахаров, В.В.Жук, М.В.Корнієнко, В.П.Голуб / Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К.: КНУБА, 2014. – Вип. 35. – С.40–53.
6. Abaqus/CAE User's Manual [Електронний ресурс]. – Доступ: <http://abaqus.ethz.ch>
7. Sakharov V. Interaction study of the frame building with foundation weakened by the underground mines under the seismic load // V.Sakharov, V.Zhuk, L.Skochko / MOTROL. Commission of Motorization and Energetics in Agriculture. – Lublin, 2014. – Vol. (16) N8, 37–44.





## Шановні колеги!

Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України  
Академія будівництва України  
ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК)  
Одеська державна академія будівництва та архітектури  
Інститут геофізики імені С.І. Суботіна Національної академії наук України  
Українська Асоціація сейсмостійкого будівництва  
Київський Національний університет будівництва і архітектури



На конференції передбачається обговорення проблем проектування, будівництва та реконструкції будівель і споруд в сейсмонебезпечних районах України на досвіді застосування ДБН В.1.1-12:2006 "Будівництво в сейсмічних районах України" та вимог положень нової редакції ДБН В.1.1-12:2014.

### ОСНОВНІ НАПРЯМИ ТЕМАТИКИ КОНФЕРЕНЦІЇ

- Удосконалення норм проектування сейсмостійких будівель та споруд. Стан і перспективи.
- Сейсмічний ризик та сейсмічна небезпека. Методи і результати розрахунків на сейсмостійкість.
- Інженерний аналіз наслідків землетрусів. Підсилення і відбудова будівель та споруд після землетрусів.
- Експериментальні методи досліджень сейсмостійкості будівельних споруд.
- Інженерно-геологічні дослідження і сейсмічний моніторинг. Сейсмічне районування і мікросейсморайонування. Взаємодія фундаментів споруд з основою.
- Проектування будинків та споруд з урахуванням вимог ЕВРОКОД 8 - EN 1998-1.
- Сейсмоізоляція споруд і конструкцій.
- Методи чисельного розв'язання динамічних задач будівельної механіки.
- Підготовка кадрів для будівництва.
- Паспортизація і залишковий ресурс будівель та споруд на сейсмонебезпечних територіях.
- Контроль якості будівництва в сейсмічних районах - особливості і проблеми.
- Науково-технічний супровід будівель та споруд на сейсмонебезпечних територіях.

# Одеса

### СЕКРЕТАРІАТ КОНФЕРЕНЦІЇ

03037, Київ-37, вул. Преображенська, 5/2, ДП НДІБК  
(044) 248-89-42 - Козелецький Петро Максимович  
(044) 249-37-06 - Бабік Костянтин Миколайович  
(044) 249-37-93 - Мар'єнков Микола Григорович  
(044) 249-37-03 - Глазкова Світлана Валентинівна  
факс: (044) 248-89-09  
E-mail: s.glazkova@ndibk.gov.ua



# ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО «ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ» (ДП НДІБК)

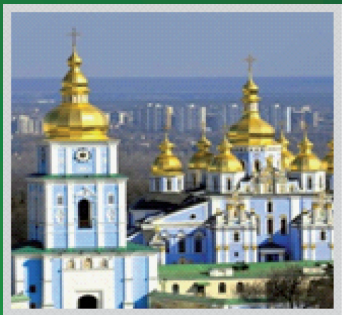
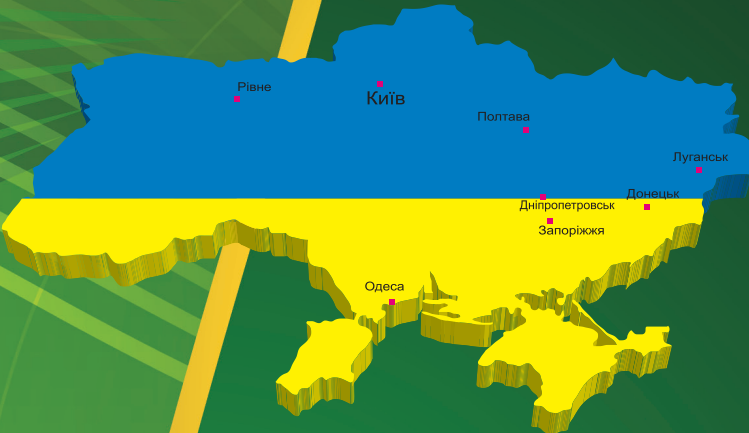
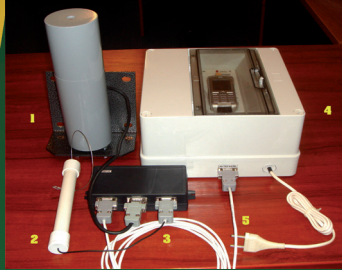
## НАУКОВО-ТЕХНІЧНА ДІЯЛЬНІСТЬ У БУДІВНИЦТВІ

1. Розроблення будівельних норм, державних стандартів (ДСТУ) технічних свідотств
2. Науково-технічний супровід проектування, зведення та експлуатації будівель і споруд в т.ч.: на територіях зі складними інженерно-геологічними і сейсмічними умовами; об'єктів ядерної та теплової енергетики
3. Розроблення конструктивних рішень та технології зведення доступного житла
4. Розроблення технічних рішень з підвищення енергоефективності будівельних об'єктів
5. Інжинірингові послуги:
  - оптимізація проектних рішень будівельних об'єктів або їх елементів
  - розроблення методів розрахунків будівельних конструкцій
  - розроблення технологій виготовлення будівельних конструкцій
  - розроблення рекомендацій при реконструкції будівель і споруд
  - обстеження і оцінка будівельних конструкцій; розробка паспортів технічного стану будівель та споруд
  - технічний нагляд за будівництвом
  - геодезичний контроль за будівництвом
  - сертифікація будівельних матеріалів, виробів та конструкцій
  - експертиза науково-технічної продукції, у тому числі проектних, науково-дослідних та дослідно-конструкторських робіт
  - консультаційні послуги;
  - підготовка кадрів вищої кваліфікації через аспірантуру
6. Інженерно-геологічні, геофізичні вишукування
7. Статичне і динамічне випробування паль
8. Чисельні розрахунки будинків і споруд
9. Проектування спеціальних видів робіт в будівництві:
  - основ і фундаментів всіх типів
  - каркасів монолітних будинків
  - посилення будівельних конструкцій
10. Будівництво під ключ:
  - усунення наднормативних кренів будинків і споруд
  - зміцнення ґрунтів методом глибинного змішування
  - ущільнення ґрунтів гідровибухом
  - водопониження
  - гідроізоляція фундаментів і стін
  - посилення будівельних конструкцій
  - компенсатори для трубопроводів
11. Контроль якості матеріалів та конструкцій:
  - суцільність та довжина паль
  - міцність бетону залізобетонних конструкцій
  - ущільнення ґрунтів
  - закріплення цементом скалистих масивів
  - оцінка рівня та розробка захисту акустичного опорядження житлових, громадських, у т.ч. спеціалізованих театральних, музейних, архівних, виробничих та інших об'єктів
  - оцінка рівня теплотехнічних якостей будівельних конструкцій
12. Моніторинг будинків і споруд, в т.ч. автоматизований

**НОРМИ, СТАНДАРТИ  
ТЕХНІЧНІ СВДОТСТВА  
РОЗРАХУНКИ  
ПРОЕКТУВАННЯ  
МОНІТОРИНГ  
ОБСТЕЖЕННЯ  
ВИПРОБУВАННЯ  
ЕКСПЕРТИЗА  
КОНСУЛЬТАЦІЇ**







## АДРЕСА ІНСТИТУТУ, ЙОГО ФІЛІЙ ТА ЛАБОРАТОРІЙ

м. Київ, вул. Преображенська, 5/2,  
03037, Україна тел.: 044 249-72-34,  
044 249-38-00, факс: 044 248-89-09  
E-mail: adm-inst@ndibk.kiev.ua  
www.niisk.com

м. Запоріжжя, вул. Новобудов, 4,  
69076, Україна  
тел./факс: 061 277-13-59  
E-mail: zoniisk@mail.ru  
www.niisk.ad.ua

м. Луганськ, вул. Димитрова, 23-а,  
91031, Україна  
тел./факс: 0642 71-72-75

м. Полтава, тел./факс: 044 249-37-72  
E-mail: 0679199507@ukr.net  
E-mail: 0504046376@ukr.net

м. Рівне, вул. 16-го липня, 38, 33001,  
Україна  
тел./факс: 0362 22-34-60

м. Одеса, вул. Дідріхсона, 4, 65029,  
Україна  
тел./факс: 048 723-53-11

м. Донецьк, вул. Шевченка, 25, к. 414,  
83017, Україна

м. Донецьк, а/с, 7270, 83001, Україна  
тел. 067 625-28-31  
тел./факс: 062 213-31-28

м. Дніпропетровськ,  
вул. Паторжинського, 25, кв. 1, 49006  
тел./факс: 096 613-95-92



[www.niisk.com](http://www.niisk.com)

