

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Центр заочної та дистанційної освіти
Кафедра “Будівельних, дорожніх машини і будівництва”

"Допущено до захисту"

Зав. кафедрою БДМБ

к.т.н., професор

_____Владислав НАСТОЯЩИЙ

"_____" _____ 2022 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

За другим (магістерським) рівнем вищої освіти
на тему

**Дослідження несучої здатності фундаментів з урахуванням впливу
реологічних властивостей ґрунтів**

Виконав здобувач вищої освіти

6 курсу, групи БІ 21МЗ

спеціальності 192 Будівництво та
цивільна інженерія

_____Б.О. Прозоров

"_____" _____ 2022 р.

Керівник роботи, к.т.н., доцент

_____Андрій ТИХИЙ

"_____" _____ 2022 р.

При проектуванні будь-якої інженерної споруди, що зводиться на ґрунтах з реологічними властивостями, неодмінно виникає питання: чи слід в даному конкретному випадку рахуватися з реологічними властивостями ґрунту й тривалою деформацією основ і ґрунтових споруд в часі, що виникають від сил гравітації та інших зовнішніх навантажень.

Якщо реологічні властивості ґрунту виражені слабо і навантаження від споруди порівняно невеликі, то прогнозувати тривалу стійкість споруд не обов'язково. В іншому випадку довготривалий прогноз просто необхідний. Здійснення реологічного прогнозу пов'язане з застосуванням тих чи інших розрахункових методів. Так як проблема визначення тривалої стійкості основ споруд та ґрунтових масивів складного рельєфу виникла порівняно недавно, то з'явилося завдання розробки розрахункових методів, що дозволяють визначати деформації повзучості.

В даний час для опису залежностей і співвідношень, що характеризують процес повзучості, серед вітчизняних і зарубіжних дослідників намітилися два взаємно збагачуючих один одного напрямки:

Феноменологічне - з описом реологічних процесів деякими математичними співвідношеннями на основі емпіричних залежностей, що характеризують деформацію ґрунтів у часі під дією прикладених до них навантажень.

Фізико-механічне - прагне описати явище повзучості в глинистих ґрунтах у відповідності з деякими заздалегідь встановленими закономірностями деформації ґрунту в часі залежно від прикладених до ґрунту навантажень і його фізико-механічних властивостей.

На наш погляд, перше з описаних вище напрямків є універсальним, що дозволяє отримати рівняння стану для ґрунтів, що володіють будь-якими фізико-механічними властивостями, що дає можливість отримувати рішення для дуже широкого кола прикладних задач.

SUMMARY

When designing any engineering structure erected on soils with rheological properties, the question inevitably arises: in this particular case, should one take into account the rheological properties of the soil and the long-term deformation of the foundations and soil structures over time, arising from the forces of gravity and other external loads.

If the rheological properties of the soil are weakly expressed and the load from the structure is relatively small, then it is not necessary to predict the long-term stability of the structure. Otherwise, a long-term forecast is simply necessary. Realization of the rheological forecast is connected with the application of certain calculation methods. Since the problem of determining the long-term stability of the foundations of buildings and soil massifs of complex terrain arose relatively recently, the task of developing calculation methods that allow determining creep deformations has arisen.

Currently, to describe the dependencies and relationships characterizing the creep process, among domestic and foreign researchers, two mutually enriching directions have emerged:

Phenomenological - with the description of rheological processes by some mathematical relations based on empirical dependencies characterizing soil deformation over time under the action of applied loads.

Physico-mechanical - seeks to describe the phenomenon of creep in clay soils in accordance with some predetermined laws of soil deformation over time depending on the loads applied to the soil and its physical and mechanical properties.

In our opinion, the first of the directions described above is universal, which allows obtaining the equation of state for soils with any physical and mechanical properties, which makes it possible to obtain solutions for a very wide range of applied problems.

З М І С Т

ВСТУП.....	3
Розділ 1.....	7
1.1 Основні рішення розподілу напруження і несучої здатності основи.....	7
1.2 Основні рівняння при вирішенні задачі про тривалу стійкість грунтових масивів.....	19
1.3. Постановка проблеми розрахунку осідання пальових фундаментів з урахуванням реологічних властивостей ґрунтів	21
1.4 Вирішення задач динамічного занурення забивних паль у ґрунтові масиви ...	23
1.4.1. Основні теоретичні положення.....	23
1.5 Задача динамічного впровадження паль.....	25
Розділ 2.....	28
2.1. Числова реалізація задач динамічного занурення паль.....	28
2.2 Вирішення задач квазістатички для системи "паля-ґрунт" з урахуванням реологічних властивостей ґрунтів основи.....	33
2.3 Фізичні співвідношення для матеріалів системи "паля-ґрунт".....	34
2.4 Пружнов'язкопластичний режим.....	39
2.5 Динамічний режим (пружнопластичний).....	44
2.6 Пружно-в'язко-пластичний режим.....	45
2.7 Метод скінченних елементів для розв'язання задач квазістатички з урахуванням реологічних властивостей ґрунтів.....	52

					<i>КМР 093 ПЗ</i>			
<i>Зм.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Прозоров Б.О.</i>			<i>Дослідження несучої здатності фундаментів з урахуванням впливу реологічних властивостей ґрунтів</i>	<i>Лит.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Перевір.</i>		<i>Тихий А.А.</i>					<i>1</i>	<i>89</i>
<i>Реценз.</i>						<i>ЦНТУ гр. БІ-21МЗ</i>		
<i>Н. Контр.</i>		<i>Дарієнко В.В.</i>						
<i>Затверд.</i>		<i>Настоящий В.А.</i>						

2.8 Розрахунок залежностей "час-осідання".....	53
2.9 Розрахунок залежностей "час-осідання" пальових кущів.....	61
2.10 Інженерний метод розрахунку пальових фундаментів.....	68
2.11 Розрахунок несучої здатності пальових фундаментів.....	68
Висновки за результатами досліджень.....	83
Список використаних джерел.....	84
Додатки.....	89

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						2
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

В С Т У П

При проектуванні будь-якої інженерної споруди, що зводиться на ґрунтах з реологічними властивостями, неодмінно виникає питання: чи слід в даному конкретному випадку рахуватися з реологічними властивостями ґрунту й тривалою деформацією основ і ґрунтових споруд в часі, що виникають від сил гравітації та інших зовнішніх навантажень.

Якщо реологічні властивості ґрунту виражені слабо і навантаження від споруди порівняно невеликі, то прогнозувати тривалу стійкість споруд необов'язково. В іншому випадку довготривалий прогноз просто необхідний. Здійснення реологічного прогнозу пов'язане з застосуванням тих чи інших розрахункових методів. Так як проблема визначення тривалої стійкості основ споруд та ґрунтових масивів складного рельєфу виникла порівняно недавно, то з'явилося завдання розробки розрахункових методів, що дозволяють визначати деформації повзучості.

В даний час для опису залежностей і співвідношень, що характеризують процес повзучості, серед вітчизняних і зарубіжних дослідників намітилися два взаємно збагачуючих один одного напрямки:

Феноменологічне - з описом реологічних процесів деякими математичними співвідношеннями на основі емпіричних залежностей, що характеризують деформацію ґрунтів у часі під дією прикладених до них навантажень.

Фізико-механічне - прагне описати явище повзучості в глинистих ґрунтах у відповідності з деякими заздалегідь встановленими закономірностями деформації ґрунту в часі залежно від прикладених до ґрунту навантажень і його фізико-механічних властивостей.

На наш погляд, перше з описаних вище напрямків є універсальним, що дозволяє отримати рівняння стану для ґрунтів, що володіють будь-якими фізико-механічними властивостями, що дає можливість отримувати рішення для дуже широкого кола прикладних задач.

Результати високоточних геодезичних спостережень за осіданнями будівель та споруд, аналіз розвитку механіки ґрунтів, тенденцій вітчизняного та

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						3
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

зарубіжного фундаментобудування показують, що перспективним напрямом досліджень взаємодії фундаментів та основ є облік реологічних властивостей ґрунтів, тобто в'язкого деформування під впливом постійних і змінних навантажень.

Збереження будівель та споруд на ґрунтах з реологічними властивостями більшою мірою залежить від швидкості накопичення осад суміжних фундаментів, ніж від величини абсолютного осідання споруди, тому що при значної швидкості опади пластичний перебіг елементів несучих конструкцій під дією додатково виникають у них нерозрахункових зусиль може перейти у крихке руйнування.

Актуальність теми. Актуальність теми дослідження обумовлена прийнятою обмеженістю у нормах методу розрахунку осідання пальових фундаментів заснований на вирішенні завдань теорії пружності, обмеженої рамками гіпотези про оборотність процесу деформування і не дозволяє з необхідною достовірністю розраховувати несучу здатність та опади пальових фундаментів.

Мета дослідження: уточнення методів розрахунку осідання пальових фундаментів на основі сучасних уявлень про в'язкопружнопластичне деформування ґрунтів при динамічному та статичному навантаженні з використанням методів та комплексів скінчено елементних моделей.

Для досягнення цієї мети необхідно вирішити такі **задачі:**

- змоделювати напружено-деформований стан масиву ґрунту та врахувати в розрахунку шляхом вирішення задачі стиснення основи від власної ваги ґрунту (без палі);
- дослідити варіанти замочування просідаючої основи буроінжекційної палі знизу вверх та замочування зверху вниз.
- дослідити зміну напружено деформованого стану ґрунту під дією навантаження будівлі;
- провести аналіз стану методів розрахунку повних і тривалих осідань пальових фундаментів з урахуванням сучасного стану механіки ґрунтів.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						4
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Об'єктом дослідження є деформації ґрунтових масивів та осідання фундаментів будівель і споруд на палевих фундаментах.

Предметом дослідження є закономірності взаємодії палевих фундаментів з ґрунтами при тривалій дії навантажень та накопичувані значних деформацій повзучості.

Методологічною і теоретичною основою Результати, основні висновки та рекомендації, наведені в дисертаційній роботі, базуються на основних положеннях механіки ґрунтів, теорії пружності, пластичності та теорії спадкової в'язкопружності та підтверджені результатами багаторічних спостережень за роботою палевих фундаментів у Північно-Українському регіоні. У роботі використовувалися сучасні теоретичні методи дослідження: аналітичний апарат теорії пружності та пластичності, теорії спадкової в'язкопружності, математичні методи моделювання; сучасні чисельні методи.

Достовірність результатів натурних досліджень підтверджується великою кількістю експериментів, а також практикою проектування та будівництва споруд, що зводили на палевих фундаментах. Результати теоретичних досліджень підтверджуються даними натурних досліджень. Спостереження за осіданнями показують, що розбіжність експериментально спостерігаються величини від теоретично передбачених відрізняються лише на 20%. Багаторічні спостереження за станом фундаментів показали, що відхилень фундаментів від проектного положення немає (2012 – 2022 рр.).

Наукова та технічна новизна одержаних результатів полягає в наступному:

- 1) Проведено дослідження тривалих осідань паль та палевих фундаментів у ґрунтах зі складними реологічними властивостями.
- 2) Розроблено пружнопластичну модель динамічного занурення забивних паль з урахуванням нелінійної об'ємної стисливості, залежності параметрів ґрунту від швидкості деформування, зміни гідростатичного тиску із зростанням глибини занурення паль.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						5
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

3) На основі розробленої в'язкопружнопластичної моделі запропоновано методи розрахунку тривалих осідань забивних призматичних та пірамідальних одиночних паль, стрічкових пальових фундаментів, куців паль у ґрунтах зі складними реологічними властивостями.

Практичне значення одержаних результатів полягає в наступному:

отримані результати досліджень магістерської роботи будуть застосовані при проектуванні і будівництві об'єктів на ґрунтах з реологічними властивостями.

Апробація та публікація результатів роботи. Основні положення магістерської роботи доповідалися на Міжнародній науково-технічній on-line конференції (Кропивницький, листопад 2022 року), “Автоматика, комп'ютерно-інтегровані технології та проблеми енергоефективності в промисловості і сільському господарстві”.

Результати досліджень були опубліковані у статтях і тезах доповідей:

Прозоров Б.О. Підсилення фундаментів та покращення властивостей ґрунтової основи ін'єкційними засобами/ Б.О.Прозоров, З.Б. Аносова// Автоматика, комп'ютерно-інтегровані технології та проблеми енергоефективності в промисловості і сільському господарстві – 2022. Збірник тез доповідей Міжнародній науково-технічній on-line конференції.– Кропивницький: ЦНТУ, 2022. – С. 91-92. (електронне видання).

Структура роботи. Робота складається з 12 слайдів мультимедійної презентації, альбому документів на 108 сторінках, у тому числі 12 таблиць, 37 рисунків, списку з 42 використаних джерел, додатків на 40 сторінках. Текст пояснювальної записки містить вступ, 5 розділів, висновки і рекомендації за результатами роботи.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						6
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Розділ 1

1.1 Основні рішення розподілу напруження і несучої здатності основи.

Підвищені вимоги до забезпечення експлуатаційної надійності будівель і споруд обумовлені, по-перше, значним підвищенням експлуатаційних і технологічних навантажень на ґрунт, викликаних збільшенням ваги і поверховості будівель, по-друге, освоєнням складних інженерно-геологічних майданчиків. З іншого боку, розвиток нелінійної механіки ґрунтів, вдосконалення чисельних методів і розвиток обчислювальної техніки дозволяє розширити коло інженерних завдань, вирішення яких донедавна було ускладнено.

Серед напрямків нелінійної механіки ґрунтів можна виділити два підходи. Перший напрямок, званий рішенням змішаної задачі теорії пружності і пластичності, припускає розвиток одночасно областей пружних і пластичних деформацій, з поділом чітких меж між ними.

Розвитком першого напрямку займалися і займаються А.К. Бугров, С.С. Голушкевич, М.І. Горбунов-Посадов, М.В. Малишев, В.В. Соколовський, І.В.Федоров та багато інших дослідників.

Другий напрямок виходить з уявлення про масив ґрунту, як про пружне тіло, де одночасно розвиваються і пружні, і пластичні деформації без визначення меж між ними. Перший напрямок доцільний для розрахунку несучої здатності основи, другий - для розрахунку за другою групою граничних станів, тобто розрахунку осідань фундаментів, у тому числі пальових фундаментів.

Успіхів у розвитку другого напрямку досліджень домоглися С.С. Вялов, Ю.К. Зарецкий, Л.Л. Крижанівський, Г.М. Ломідзе, М.В.Малишев, В.І.Соломін, В.Г. Федоровський, В.Н. Широков та інші вчені та дослідники.

Окреме місце серед нелінійних задач на визначення напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтової основи, займає змішана задача теорії пружності та пластичності ґрунтів. Даний підхід має наступну особливість: до тих пір, поки

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						7
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

інтенсивність зовнішнього навантаження на основу невелика, області пластичних деформацій відсутні. При досягненні інтенсивністю навантаження деякого граничного значення q_{ep} в масиві ґрунту зароджується пластична область. При подальшому зростанні навантаження ґрунтовий масив поділяється на області пружних і пластичних деформацій. Пластична область розвивається, на внутрішній поверхні межі цієї області і всередині неї ґрунт знаходиться в ідеально пластичному стані, що відповідає виконанню відповідної умови пластичності. Ґрунтовий масив, розташований поза межами зазначеної області, знаходиться в лінійно-пружному стані. У деякий момент часу навантаження досягає другого граничного значення, q_{ep} , відповідаючого завершенню процесу розвитку пластичних областей. З цього моменту основа переходить в пластичний стан, що описується теорією граничної рівноваги.

Таким чином, в процесі навантаження основи, НДС ґрунтового масиву в пружних областях підпорядковується співвідношенням лінійної теорії пружності, а в пластичних - законам теорії пластичності. На межі пружної і пластичної областей повинна виконуватися умова безперервності поля напружень: нормальні і дотичні до межі напруження повинні бути однаковими по обидві її сторони. В пружній області повинна виконуватися умова спільності деформацій, у пластичній - умова пластичності.

Змішана задача є досить складною, у фізичному і математичному відношенні, моделлю. Згідно з припущенням ряду дослідників, деяка ідеалізація властивостей ґрунту в змішаній задачі в порівнянні з більш загальною постановкою, дозволяє обійти ряд принципових труднощів у розрахунку, забезпечуючи в той же час достатню точність. Вважається, що ґрунт розглядається як квазіоднофазна, квазіоднорідна і ізотропна середа, що підкоряється умові міцності Кулона-Мора.

Аналітичне рішення змішаної задачі теорії пружності і теорії пластичності ґрунтів пов'язане з вирішенням системи диференціальних рівнянь рівноваги, рівняння нерозривності деформацій та умови пластичності. Для плоскої задачі

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						8
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

зазначені співвідношення в декартовій системі координат записуються наступним чином (вісь X спрямована вправо, Z - вертикально вниз):

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_z}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X = 0, \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + Z = 0, \end{cases} \quad (1.1)$$

при цьому

$$\nabla^2(\sigma_x + \sigma_z) = -\frac{1}{1-\nu} \left(\frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Z}{\partial z} \right), \quad (1.2)$$

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz} = (\sigma_x + \sigma_z + 2\sigma_{CB})^2 \sin^2 \varphi, \quad (1.3)$$

де σ_x ; σ_z ; τ_{xz} -вертикальна, горизонтальна і дотична складові повного напруження; X; Z- проекції сумарного (включаючи власну вагу ґрунтового масиву) вектора навантажень на відповідні вісі координат; $\sigma_{CB} = C \cot \varphi$ - тиск зв'язності; C та φ - відповідно коефіцієнт зчеплення і кут внутрішнього тертя ґрунту; ∇ - оператор Лапласа; ν - коефіцієнт Пуассона ґрунта.

Дані рівняння доповнюються граничними умовами на зовнішньому контурі основи і межі пружних і пластичних областей, а також залежностями, що описують НДС ґрунтового середовища у пластичній області. Рішення змішаної задачі слід побудувати таким чином, щоб рівняння виконувалися у всій ґрунтовій товщі, рівняння (1.2) - тільки в пружній, а рівняння (1.3) - тільки в пластичній області. В даний час є кілька аналітичних рішень пружнопластичних змішаних задач, з яких визначається НДС основи в процесі збільшення інтенсивності зовнішнього навантаження, з одночасним розвитком пластичних областей. Основними з них можна виділити рішення М. В. Малишева, Ю. Н. Мурзенко, В.В. Соколовського, І. В. Федорова, розглядаються нижче.

М.В. Малишевим отримано рішення задачі про утворення пластичної області під краями фундаменту такої ширини, коли впливом іншого краю можна знехтувати. При цьому, величина коефіцієнта бічного тиску ξ може бути як більше, так і менше одиниці, що досягається бічним "стисненням" розрахункової схеми.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						9
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Вважається, що фундамент закладений досить глибоко, тобто вага вищерозміщеної товщі, замінена P_0 , набагато більша ваги ґрунта, що переходить у пластичний стан. У цій постановці, у розглянутих областях об'ємна вага ґрунта приймається рівною нулю, а бічний тиск вважається постійним по глибині (див. рис. 1.1).

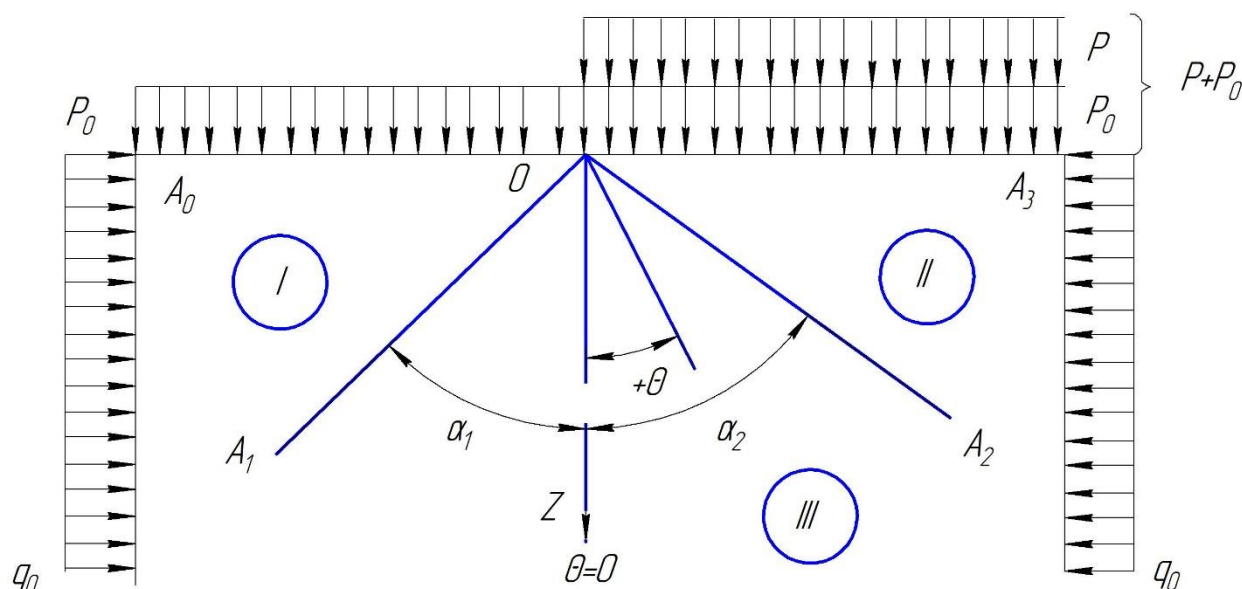


Рис. 1.1 Розрахункова схема основи за М. В. Малишевим

Рішення отримано з використанням припущення І. В. Федорова про те, що зародження пластичних областей відбувається уздовж променя, що має кут нахилу до вертикалі $\theta = -\varphi$, який розділяє досліджувану область на три клина. З урахуванням утворюваних граничних умов, автору вдалося отримати точне рішення в елементарних функціях.

Вирази для компонент повного напруження в пружних областях I і II, задовільняють основним рівнянням теорії пружності:

$$\begin{cases} \sigma_r = C_1 - C_2 2\theta + D_1 \sin 2\theta - D_2 \cos 2\theta ; \\ \sigma_\theta = C_1 - C_2 2\theta - D_1 \sin 2\theta + D_2 \cos 2\theta ; \\ \theta_{r\theta} = C_2 + D_1 \cos 2\theta + D_2 \sin 2\theta , \end{cases} \quad (1.4)$$

де C_1 ; C_2 ; D_1 ; D_2 - коефіцієнти, що визначаються з граничних умов. У пластичній області автором використовується рішення Л. Прандтля для клина, в якому σ_θ при $\theta = \alpha$, позначено $\sigma_\theta^{\alpha_1}$.

$$\begin{cases} \sigma_\theta = (\sigma_\theta^{\alpha_1} + \sigma_{CB}) \exp[(2\theta + \alpha_1) \tan \varphi] - \sigma_{CB}; \\ \sigma_P = \sigma_\theta \frac{1 + \sin^2 \varphi}{\cos^2 \varphi} + 2 \cot \varphi; \\ \tau_{P\theta} = -(\sigma_\theta \tan \varphi + C). \end{cases} \quad (1.5)$$

Для навантаження Р М.В. Малишев отримав залежність у вигляді:

$$P = (P_\theta + \sigma_{CB})^{-1} Q_1 / Q_2 - 1, \quad (1.6)$$

де Q_1 , Q_2 - функції, залежні від φ , α_1 та α_2 .

Для ідеально зв'язкового середовища величина критичного навантаження і орієнтація ділянки зародження пластичних деформацій визначаються виразами (з урахуванням $\mu = q_0 / P_0$)

$$P_{KP} = \pi \left[C - \frac{P_0^2}{4C} (1 - \mu^2) \right]; \quad (1.7)$$

$$\tan 2\theta_{3AP} = \frac{4P_0 C (1 - \mu)}{4C^2 - P_0^2 C (1 - \mu)^2}. \quad (1.8)$$

Якщо ґрунт володіє внутрішнім тертям і зчепленням, то:

$$P_{кр} = \frac{\pi(P_0 + \sigma_{CB})}{\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}. \quad (1.9)$$

На відміну від рішення І.В. Федорова, І. В. Малишев встановив відсутню залежність між кутами α_1 , і α_2 на підставі чисельного рішення рівняння

$$\frac{\partial P}{\partial (\alpha_1 + \alpha_2)} = 0, \quad (1.10)$$

з урахуванням $\alpha_2 - \alpha_1 = \text{const}$, а величина Р визначається за (1.6).

Автором також встановлено, що місце розташування областей зародження пластичних деформацій істотно залежить від кута внутрішнього тертя і коефіцієнта бічного тиску ξ . При цьому, граничний стан може виникати уздовж променя, спрямованого як під фундамент при $\xi < 1$, так і в протилежну сторону, при $\xi > 1$.

Аналітичне рішення Ю. Н. Мурзенко для змішаної пружнопластичної задачі отримано для невагомої напівплощини, що володіє внутрішнім тертям і зчепленням, під дією рівномірно розподіленого смугового навантаження. Автором, з використанням моделі В.В. Соколовського та І.В. Федорова, була прийнята робоча гіпотеза про правочинність складання полів нормальних вертикальних напружень, що виникають від напівнескінченного і суцільного навантажень (див. Рис. 2.2).

У будь-якій точці напівплощини напруження σ_z визначається як

$$\sigma_z = (\sigma_z)_1 + (\sigma_z)_2 + (\sigma_z)_3 . \quad (1.11)$$

Тут $(\sigma_z)_1$ - визначається для схеми 1 (див. Рис. 1.2). Відповідно, $(\sigma_z)_2$ - визначено для схеми 2; $(\sigma_z)_3 = P$ - по всьому полю напружень.

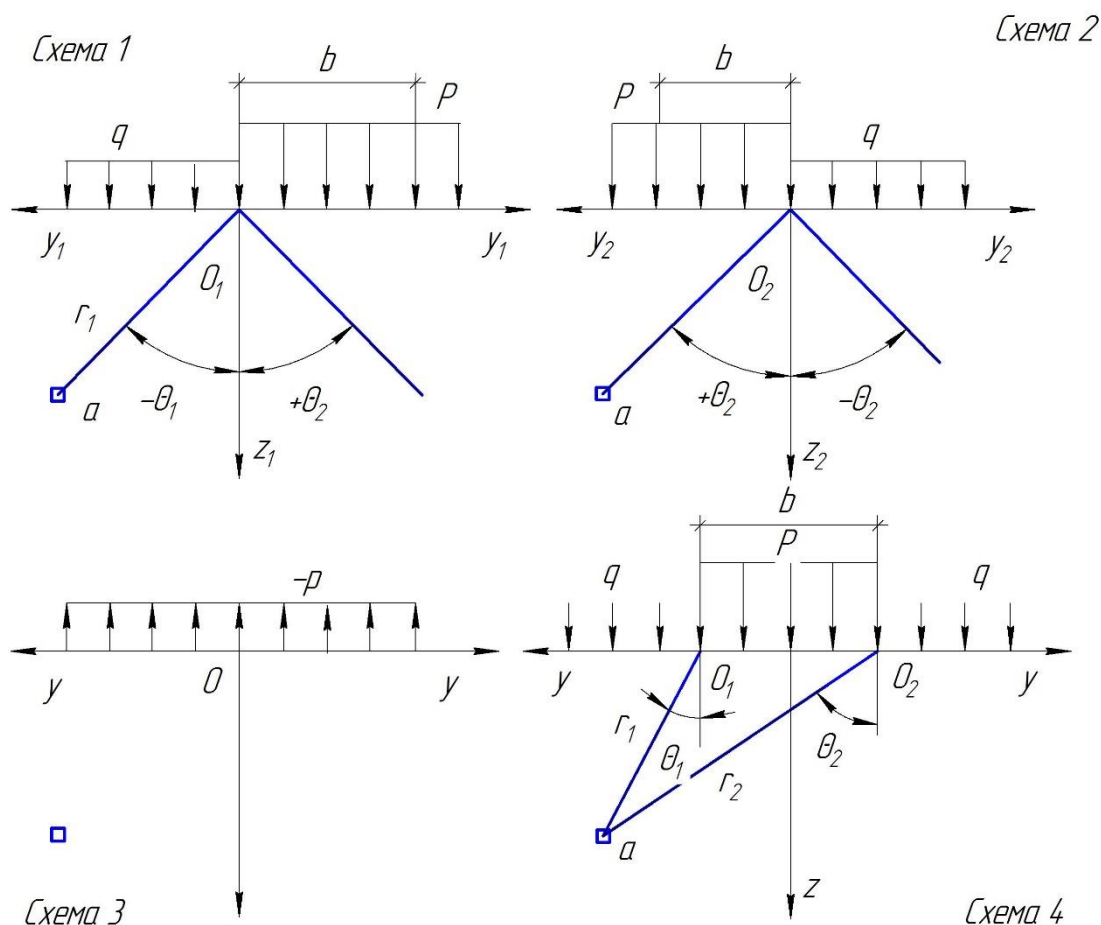


Рис. 1.2. Схеми складання пружнопластичних полів напружень

по Ю. Н. Мурзенко

За припущенням автора, додавання напружень полягає в підсумовуванні двох симетричних полів з напівнескінченим навантаженням, зміщених на розмір $O_1O_2 = b$, рівний ширині смугового навантаження. Таким чином, до отриманого поля напружень приєднується поле напружень від рівномірно розподіленого суцільного навантаження інтенсивності $-P$. При цьому для схеми 3 компоненти напружень визначаються наступним чином

$$(\sigma_z)_3 = P; \quad (\sigma_y)_3 = \xi P; \quad (\tau_{yz})_3 = 0, \quad (1.12)$$

де: ξ - невідома функція, що відповідає характеристикам пружнопластичної основи. Автору вдалося виразити напружений стан невагомої напівплощини за дії смугового навантаження в наступному вигляді

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= (\sigma_z)_1 + (\sigma_z)_2 + (\sigma_z)_3 ; \\ \sigma_y &= (\sigma_y)_1 + (\sigma_y)_2 - (\xi \sigma_y)_3 ; \\ \tau_{yz} &= (\tau_{yz})_1 - (\tau_{yz})_3 , \end{aligned} \right\} , \quad (1.13)$$

де індекси 1, 2 і 3 мають той же зміст, що й у співвідношеннях (1.8);

ξ -довільна функція, що залежить від z координати точки та діючого зовнішнього тиску P . Функція ξ має сенс характеристики пружнопластичної основи. У випадку, якщо вся напівплощина знаходиться в пружному стані, то напруження можна визначити з виразів

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= p - \frac{1}{2\pi}(p-q)[(L_{1\theta})_1 + (L_{1\theta})_2]; \\ \sigma_y &= p - \frac{1}{2\pi}(p-q)[(L_{1\rho})_1 + (L_{1\rho})_2]; \\ \sigma_z &= p - \frac{1}{2\pi}(p-q)[(N_{1\theta})_1 + (N_{1\theta})_2], \end{aligned} \right\} \quad (1.14)$$

де: $L_{1\theta}, L_{1\rho}, N_{1\theta}$ - параметри, введені автором при перетворенні формул І.В. Федорова.

У невагомій пружнопластичній напівплощині, при смуговому навантаженні, напруження можна визначити за формулами (1.10) з підстановкою перетворених Ю. І. Мурзенко, виразів для напруг, обчислених по формулах для схем, наведених на рис.2.2. Використовуючи рішення І.В. Федорова, можливо визначити пружнопластичний розподіл напружень в невагомій напівплощині і укосі для середовища, що володіє внутрішнім тертям і зчепленням (рис. 2.3). Оцінка пружного і пластичного стану тупого сипучого клина (укосу) використовує деяку функцію f , що задовольняє умові міцності Кулона-Мора.

$$f = [0,25(\sigma_p - \sigma_\theta)^2 + \tau_{p\theta}^2]^{\frac{1}{2}} - \sin\left(\frac{\sigma_p + \sigma_\theta}{2} + \sigma_{CB}\right) \quad (1.15)$$

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						14
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

На поверхні (рис. 2.3) діє навантаження P і навантаження q . Якщо різниця $\Delta p = p - q$ невелика, то ґрунт знаходиться в пружному стані, описуваних співвідношеннями теорії пружності. При подальшому збільшенні Δp , пластичний стан зароджується вздовж радіуса (пунктир на рис. 1.3), при

$$\theta = \gamma_1 = \gamma_3 = -\varphi \quad (1.16)$$

$$\gamma_1 \leq \frac{1}{2}\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right); \quad \gamma_2 \geq -\frac{1}{2}\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) \quad (1.17)$$

З ростом Δp розвивається пластична область, поки не будуть досягнуті граничні значення γ_1, γ_3 , що відповідають двом видам поверхонь руйнування. Ґрунтовий масив в областях I і III знаходиться в пружному стані, а в області II - в пластичному. З використанням рішення системи диференціальних рівнянь рівноваги, при виборі варіантів, що відповідають фізичному змісту завдання, граничним умовам на контурі і умові безперервності поля напружень на кордоні пружних і пластичної областей автором отримані компоненти повного напруження. Додатково автором прийнятий взаємозв'язок між кутами γ_1 та γ_3 , у вигляді:

$$\gamma_2 = -\frac{\frac{\pi}{2} - \varphi}{\frac{\pi}{2} + \varphi} \gamma_1 - \frac{\pi \varphi}{\frac{\pi}{2} + \varphi}, \quad (1.18)$$

що робить дану систему рівнянь вирішуваною.

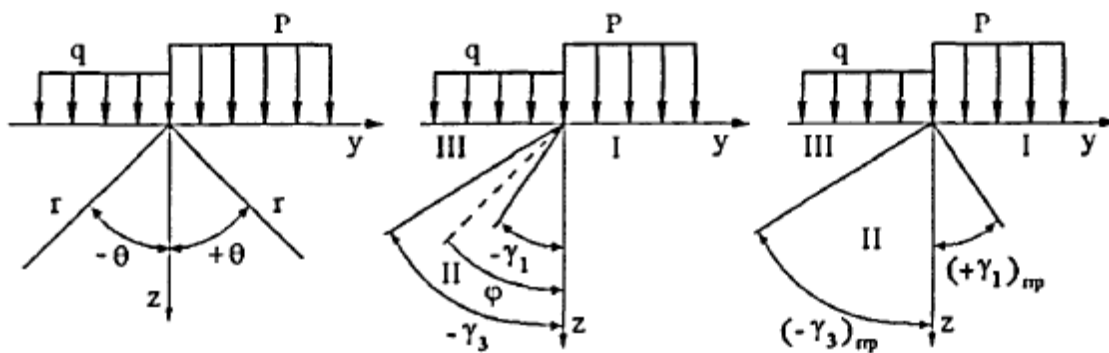


Рис. 1.3. Розрахункова схема основи по І. В. Федорову

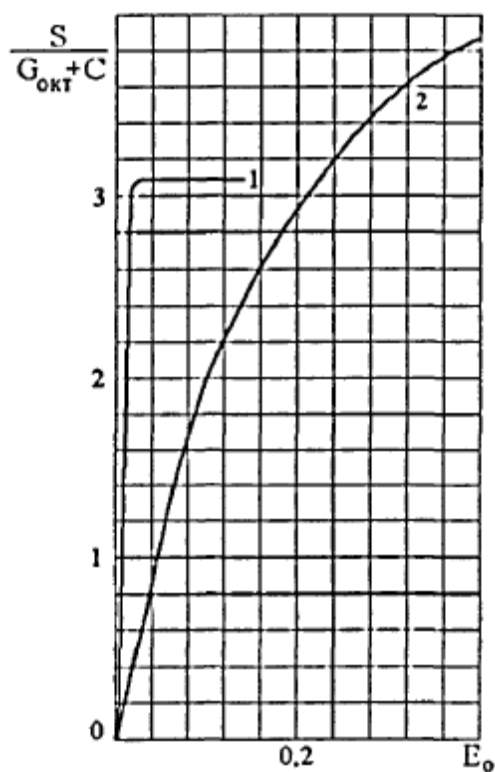


Рис. 2.4 Діаграма стану ґрунтів за І. В. Федоровим:

1 - сипучі ґрунти; 2 - в'язко-пластичні.

Для компонент повного напруження в полярній системі координат вирази визначені в наступному вигляді

Для пружної області 1:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r \Bigg\} &= q + \frac{(q + C \operatorname{ctg} \varphi) \sin \varphi \{-2(\alpha - \theta) \cos(2\gamma_2 + 2\alpha + \varphi) + \\ \sigma_\theta \Bigg\} &\leftarrow \frac{1 - \cos 2(\gamma_2 + \alpha) + \sin \varphi [2(\alpha + \gamma_2) \cos(2\gamma_2 + \varphi + 2\alpha) - \right. \\ &\left. + \sin(2\gamma_2 + 2\alpha + \varphi) \mp \sin(2\theta - 2\gamma_2 - \varphi) \mp \sin \varphi \cos(2\alpha + 2\theta) - \sin \varphi\}}{-\sin(2\gamma_2 + 2\alpha + \varphi) + \sin \varphi}; \\ \tau_{r\theta} &= - \frac{(q + C \operatorname{ctg} \varphi) \sin \varphi [\cos(2\gamma_2 + \varphi - 2\theta) - \\ &\leftarrow \frac{1 - \cos 2(\gamma_2 + \alpha) + \sin \varphi [2(\alpha + \gamma_2) \cos(2\gamma_2 + \varphi + 2\alpha) - \right. \\ &\left. - \sin \varphi \sin(2\alpha + 2\theta) + \cos(2\gamma_2 + \varphi + 2\alpha)]}{-\sin(2\gamma_2 + \varphi + 2\alpha) + \sin \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (1.19)$$

Для пружної області II:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r \Bigg\} &= q + \frac{(q + C \operatorname{ctg} \varphi) \sin \varphi \{(\pi + 2\theta) \cos(2\gamma_2 + \varphi) - \\ \sigma_\theta \Bigg\} &\leftarrow \frac{1 - \cos 2\gamma_2 - \sin \varphi [(\pi + 2\gamma_2) \times \\ &\leftarrow \frac{-\sin(2\gamma_2 + \varphi) - \sin \varphi \pm \{ (\sin(2\gamma_2 + \varphi) + \sin \varphi) \cos 2\theta - \cos(2\gamma_2 + \varphi) \sin 2\theta \}}{\times \cos(2\gamma_2 + \varphi) - \sin(2\gamma_2 + \varphi) - \sin \varphi} \}; \\ \tau_{r\theta} &= - \frac{(q + C \operatorname{ctg} \varphi) \sin \varphi [\cos(2\gamma_2 + \varphi)(1 + \cos 2\theta) + [\sin(2\gamma_2 + \varphi) + \sin \varphi] \sin 2\varphi]}{1 + \cos 2\gamma_2 - \sin \varphi [(\pi + 2\gamma_2) \cos(2\gamma_2 + \varphi) - \sin(2\gamma_2 + \varphi) - \sin \varphi]} \end{aligned} \right\} \quad (1.20)$$

Для пружної області III:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r \Bigg\} &= \frac{(p + q + C \operatorname{ctg} \varphi)(1 + \cos 2\gamma_1) \times \\ \sigma_\theta \Bigg\} &\leftarrow \frac{\exp(2\gamma_1 \operatorname{tg} \varphi) \{1 + \cos 2\gamma_1 + \sin \varphi [(\pi - 2\gamma_1) \cos(2\gamma_1 + \varphi) + \\ &\leftarrow \frac{\times \exp(2\theta \cdot \operatorname{tg} \varphi)(1 \pm \sin^2 \varphi)}{+ \sin(2\gamma_1 + \varphi) + \sin \varphi\}} - C \operatorname{ctg} \varphi; \\ \tau_{r\theta} &= - \frac{(p + q + C \operatorname{ctg} \varphi)(1 + \cos 2\gamma_1) \times \\ &\leftarrow \frac{\exp(2\gamma_1 \operatorname{tg} \varphi) \{1 + \cos^2 \gamma_1 + \sin \varphi [(\pi - 2\gamma_1) \cos(2\gamma_1 + \varphi) + \\ &\leftarrow \frac{\times \exp(2\theta \cdot \operatorname{tg} \varphi) \sin \varphi \cos \varphi}{+ \sin(2\gamma_1 + \varphi) + \sin \varphi\}} \end{aligned} \right\} \quad (1.21)$$

Необхідно відзначити, що для ідеально зв'язного середовища ($\varphi = 0$) з співвідношень (1.19-1.21), використовуючи граничний перехід, можна визначити пружнопластичний розподіл напружень в укосі і напівплощини.

Нами розглянуті не всі відомі методи вирішення змішаної задачі теорії пружності і теорії пластичності ґрунтів, однак наведений вище короткий виклад деяких з них дасть чітке уявлення про сучасний стан даного питання. Аналітичне

рішення змішаної задачі пов'язане з величезними і, може бути, непереборними математичними труднощами. Тому всі рішення змішаної пружнопластичної задачі включають в себе цілий ряд припущень:

1. Більшістю рішень не враховується власна вага ґрунту.
2. Використовується схема бічного навантаження при визначенні зон пластичних деформацій під заглибленим фундаментом.
3. У багатьох випадках розрахунок ведеться при величині коефіцієнта бічного тиску $\xi = 1$.
4. Практично у всіх розрахункових методах навантаження на основу приймається рівномірно розподіленим.

Таким чином, враховуючи все вищевикладене, можна зробити висновок про необхідність вдосконалення методів вирішення змішаної задачі лінійної теорії пружності і теорії пластичності ґрунту з метою наближення розрахункових моделей до реальних умов, введення в розрахунок не врахованих в даний час факторів, розширення класу розглянутих зовнішніх навантажень і.т.д., що в кінцевому підсумку повинно привести до розширення спектра розв'язуваних інженерних завдань і підвищенню достовірності одержуваних результатів.

Оцінка тривалої стійкості ґрунтових масивів і основ за деформаціями пов'язана з розрахунками величин зміщень і швидкостей їх розвитку в часі на основі аналізу їх напруженого стану та теорії спадкової повзучості. Початковий напружений стан ґрунтового масиву є основою формування додаткових полів напруг і деформацій в процесі його навантаження. При цьому процес накопичення додаткових деформацій може протікати по-різному в залежності від виду визначаючих рівнянь ґрунтового середовища. Значить, для прогнозу деформацій повзучості можна скористатися тим чи іншим рішенням задач лінійної теорії пружності, замінивши в остаточному результаті пружні константи відповідними інтегральними операторами, залежними від часу.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						18
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

1.2 Основні рівняння при вирішенні задачі про тривалу стійкість ґрунтових масивів

Основним рівнянням при вирішенні задачі про тривалу стійкість ґрунтових масивів на основі теорії спадкової повзучості Больцмана-Вольтерри, є рівняння стану, що при одноразовому безперервному навантаженні має вигляд:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \frac{1}{E} \int_0^t K(t-t_0) \sigma(t_0) dt_0 \quad (1.27)$$

де: $\varepsilon(t)$ - зміна відносної деформації повзучості в часі; $\frac{\sigma(t)}{E}$ - миттєва деформація в момент часу t (E - модуль деформації); другий член рівняння визначає деформацію, яка накопичується в часі і пропорційна $\sigma(t_0)$, проміжку часу $\Delta t = t - t_0$ і деякої функції $K(t - t_0)$ яка залежить від часу, що пройшов з моменту t_0 , і званої ядром повзучості.

Ядро повзучості визначається як швидкість повзучості при постійній напрузі, віднесена до одиниці діючого тиску. Наведемо деякі види ядер повзучості, які найбільш часто використовуються на практиці:

1. Експоненціальне ядро

$$K(t - t_0) = \delta \cdot \exp[-\delta_1(t - t_0)] , \quad (1.28)$$

де: δ, δ_1 - постійні.

2. Абелеве ядро

$$K(t - t_0) = \delta \cdot (t - t_0)^{-\delta_2} , \quad (1.29)$$

де: δ, δ_2 - постійні, причому, $0 < \delta_2 < 1$.

3. Експоненціальне ядро А.Р. Ржаницина

$$K(t - t_0) = \delta \cdot \exp[-\delta_1(t - t_0)](t - t_0)^{\delta_2} \quad (1.30)$$

де: $\delta, \delta_1, \delta_2$ - постійні ($0 < \delta_2 < 1$).

4. Ядро повзучості Ю.К. Зарецького.

$$K(t - t_0) = T(\delta - 1)[T + (t - t_0)]^{-2} \quad (1.31)$$

де: T - параметр, який визначається дослідним шляхом.

5. Ядро повзучості, описує поведінку "старіючих" матеріалів.

Необхідно відзначити, що теорія спадкової повзучості, крім усього іншого, дозволяє враховувати процес "старіння" (зміцнення) глинистих ґрунтів в часі. "Вік" бетону позначається на його міцнісних та деформаційних характеристиках. Повзучість, наприклад, мерзлих ґрунтів істотно залежить від температури, яка, природно, змінюється з часом. Тиксотропне зміцнення ґрунтів змінює його міцнісні характеристики незалежно від того, змінюється чи ні сумарний вектор зовнішніх навантажень. Все це змушує враховувати в деяких випадках фактор "старіння", тобто зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів в часі, що відбувається незалежно від дії зовнішніх навантажень. За цих обставин "миттєвий" модуль деформації стає "умовно миттєвим" $E(t)$, тому що його величина змінюється з часом. Ядро повзучості перестає бути функцією різниці моментів часу $\Delta t = t - t_0$, а початок відліку часу буде визначатися моментом завантаження, який не завжди збігається з нулем осі часу, а відповідає деякому "віку" матеріалу.

У прийнятих нами позначеннях відповідне рівняння стану приймає вигляд

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E(t)} \left\{ \sigma(t) + \int_{t_0}^t K(t - t_0) \sigma(t) dt \right\} \quad (1.32)$$

де ядро повзучості $K(t; t_0)$ визначається наступним виразом

$$K(t, t_0) = -E(t) \frac{\partial}{\partial t_0} \left[\frac{1}{E(t_0)} + C(t, t_0) \right] \quad (1.33)$$

Перший доданок у виразі (2.36) являє собою умовно миттєву деформацію в момент часу t ; нижньою межею інтегрування є "вік" матеріалу в момент його завантаження t_0 . Другий доданок характеризує сумарну деформацію повзучості до моменту спостереження t . Ядро повзучості $K(t; t_0)$, як і раніше, означає швидкість

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						20
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

деформування при одиничній напрузі, а функція $C(t; t_0)$ визначає деформацію в момент часу t від одиничного навантаження.

Ю.К. Зарецьким запропоновано наступне ядро, що враховує процес "старіння" (зміцнення) глинистих ґрунтів

$$K(t; \tau) = \frac{\partial}{\partial \tau} \varphi(\tau) \{ 1 - \exp[- \eta(t - \tau)] \} \quad (1.34)$$

де: $\varphi(\tau)$ - функція старіння; η - параметр повзучості.

Наведені вище ядра повзучості не описують всього різноманіття аналітичних форм, які можуть бути використані для опису процесу повзучості, однак вони досить добре експериментально апробовані і найбільш прості у використанні. Важливим моментом, про який вже згадувалося вище, у використанні лінійної теорії спадкової повзучості, що значно полегшує вирішення прикладних завдань, є те, що при подібності ядер повзучості об'єму і форми ґрунту коефіцієнт бічного тиску ξ (це, природно, відноситься і до коефіцієнта Пуассона μ) постійний і не залежить від часу. А це, у свою чергу, визначає незмінність напруженого стану такого середовища в часі, що може бути визначено за допомогою апарату теорії пружності. Деформації ж середовища розвиваються в часі відповідно до закону повзучості. Таким чином, для прогнозу деформацій повзучості можна скористатися тим чи іншим рішенням відповідної задачі лінійної теорії пружності, замінивши, як говорилося вище, в остаточних результатах пружного рішення пружні константи відповідними тимчасовими операторами. Отже, якщо поле напруг ґрунтового масиву визначено, то можна записати вирази для величин відносних деформацій у розглянутій точці ґрунтового масиву.

1.3. Постановка проблеми розрахунку осідання пальових фундаментів з урахуванням реологічних властивостей ґрунтів

При роботі паль і пальових фундаментів в слабких водонасичених глинистих ґрунтах м'якопластичної і текучепластичної консистенції, що містять у своїх порах вільну воду, осадка фундаменту відбувається в основному, за рахунок віджимання води з пор. У цьому випадку тривалу і повну осадку можна отримати

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						21
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

вирішуючи одновимірну чи просторову задачу теорії фільтраційної консолідації. При спіранні паль на глинисті ґрунти тугопластичної, напівтвердої і твердої консистенції, гравійно-галечникові ґрунти з піщаним або глинистим заповнювачем, осадка пальових фундаментів відбувається в основному за рахунок повзучості скелета ґрунту в умовах складного і неоднорідного напруженого стану активної зони. Розв'язок граничної задачі, в минулому, призводило до важковирішуваних математичних рівнянь з низкою припущень і коефіцієнтів.

У теоретичному вирішенні неможливо врахувати зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів при зануренні паль, процеси що протікають після забивання, зону ущільнення ґрунту, закономірності передачі навантаження палями і пальовими фундаментами. Тому ряд дослідників обмежувався розробкою інженерних методів розрахунку, які побічно дозволяли врахувати основні фактори взаємодії системи "паля-ґрунт", але необхідною умовою використання цих методів було проведення трудомістких статичних випробувань паль або застосування методів статичного зондування в складних ґрунтових умовах.

Проведені багатьма авторами дослідження, практика проектування і будівництва показує, що на основах, складених ґрунтами з реологічними властивостями, схоронність та експлуатаційна придатність будівель і споруд в значній мірі залежать від швидкості і ступеня розвитку нерівномірних осідань фундаментів.

Як неодноразово вказувалося, якщо в певний момент часу різниця осідання суміжних фундаментів перевищить граничні (контрольні) значення, то в надземних конструкціях можуть виникнути додаткові нерозрахункові зусилля і пластична течія вузлів надземних конструкцій може перейти в крихке руйнування.

У роботах ряду провідних фахівців у галузі пальового фундаментобудівництва, у пленарних доповідях на спеціалізованих конференціях і засіданнях технічних комітетів неодноразово відзначалася необхідність розробки достовірних методів розрахунку тривалих осідань пальових фундаментів в складних інженерно-геологічних умовах на основі сучасних уявлень механіки

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						22
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

грунтів. Сучасний розвиток числових методів та обчислювальної техніки дозволяє вирішувати крайові задачі механіки ґрунтів в пружнопластичній і в'язкопружнопластичній постановках, враховуючи всі основні фактори впливу.

Важливим питанням в проектуванні пальових фундаментів є розрахунок несучої здатності, який може бути виконаний з позицій аналізу інженерних завдань, виходячи з гранично допустимих осідань для даного класу будівель і споруд. У той же час пріоритетним принципом проектування фундаментних конструкцій є принцип проектування по другій групі граничних станів - за деформаціями, основною метою якого є обмеження розвитку можливих осідань такими межами, при яких гарантується неможливість досягнення в часі стану, що утрудняє нормальну експлуатацію споруди або його конструкції, або знижує нормативну довговічність внаслідок появи неприпустимих переміщень.

1.4 Вирішення задач динамічного занурення забивних паль у ґрунтові масиви

1.4.1. Основні теоретичні положення

Механіка ґрунтів являє собою один з розділів механіки суцільних середовищ і має ряд особливостей, пов'язаних, насамперед зі складністю фізико-механічного поведінки ґрунту. Механіка ґрунтів істотно нелінійна, яка обумовлена фізичною і геометричною не лінійністю.

Дослідження динамічних процесів в ґрунтах являє собою самотійну проблему. По-перше, виникає необхідність вирішення початково-крайової задачі, як правило, в повній постановці механіки суцільного середовища з урахуванням інерційних членів. Це викликає необхідність інтегрування системи диференціальних рівнянь в частинних похідних. По-друге, для ґрунтів характерні складний вплив тимчасового чинника на зв'язок між напруженнями і деформаціями (повзучість, ефект циклічного впливу, вплив швидкості деформування).

Ясно, що математичний опис такого складного об'єкта має ґрунтуватися на ряді гіпотез. Основна з них - гіпотеза суцільності. Суть її полягає в припущенні

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						23
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

існування елементарного об'єму ґрунту, малого в порівнянні з розмірами розрахункової області, але включає велику кількість структурних елементів (частинок скелета, піщинок і т.д.). Це дозволяє вводити поля безперервних величин - переміщень, деформацій, напружень.

Згідно принципу- еквівалентної гомогенності, структурно неоднорідний матеріал можливо замінити деяким ефективним середовищем, макроскопічні властивості якого в тому чи іншому сенсі відповідають вихідному матеріалу. Для обліку структурних змін можуть бути введені додаткові змінні - внутрішні параметри стану, які підпорядковуються додатковим кінетичним рівнянням. В даний час при розгляді динамічних процесів в ґрунтах найбільше застосування знаходять наступні моделі поведінки ґрунту: ідеально пружного середовища (лінійної і нелінійної), пружнопластичного середовища, в'язкопластичного середовища, нелінійної дилатаційної моделі. В задачах динамічного впровадження паль істотним є необоротна стисливість і наявність зсувних ефектів в ґрунті. У цих умовах можна використовувати в якості моделі ґрунту модель пластично стиснутого середовища.

Коректний опис процесу занурення палі в ґрунт, під впливом циклічного ударного навантаження, є складною фізико- математичною задачею. По-перше, складність зумовлена різноманіттям нелінійних фізичних явищ у ґрунтах, що визначають його деформативні властивості, а також, нелінійні зв'язки на кордоні системи "палі-ґрунт". По-друге, виникає необхідність у вирішенні початково- крайової задачі, що призводить до проблеми чисельного інтегрування системи диференціальних рівнянь в частинних похідних.

Будемо описувати динамічне деформування матеріалу ґрунту системою рівнянь механіки суцільного середовища. При виведенні роздільної системи рівнянь в частинних похідних будемо використовувати загальноприйнятий при вирішенні динамічних задач підхід, згідно з яким розглядається рух лагранжевої масової частки в ейлеровій фіксованій системі координат.

Закони збереження маси і імпульсу:

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						24
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \cdot \operatorname{div} V = 0 \quad , \quad \rho \frac{\partial V}{\partial t} = \operatorname{div} \sigma \quad , \quad (1.35)$$

де ρ - щільність середовища; V - вектор масової швидкості; σ - тензор напружень Коші; $d(\rho)/dt$ - похідна по часу t .

Тензор напружень представимо у вигляді суми кульової і девіаторної складових:

$$\sigma = PI + S \quad (1.36)$$

де I - одиничний тензор, S - девіатор тензора напружень, $P = \sigma_{kk}/3$ - середній тиск (по повторюваним індексам проводиться підсумовування).

Введемо тензори деформацій ε_{ij} і швидкостей деформацій $\dot{\varepsilon}_{ij}$ (точкою тут і далі позначена похідна по часу). Компоненти тензора швидкостей деформацій пов'язані з компонентами швидкості v_i диференціальними залежностями Коші:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right) \quad (1.37)$$

тут x_i - просторові координати.

Компоненти тензора деформацій визначаються інтегруванням відповідних компонент тензора швидкостей деформацій:

$$\varepsilon_{ij} = \int_0^t \dot{\varepsilon}_{ij} dt \quad (1.38)$$

1.5 Задача динамічного впровадження паль

В задачах динамічного впровадження паль істотним є необоротна стисливість і наявність зсувних ефектів в ґрунті. У цих умовах можна використовувати в якості моделі ґрунту модель пластично стиснуваного середовища. Ми будемо

використовувати "квазігідродинамічний" підхід, згідно якому процеси пластичної течії та об'ємної стисливості розраховуються незалежно. Зв'язок може здійснюватися через залежності умови текучості (пластичності) від середнього тиску, а також, через залежності миттєвих модулів матеріалу від досягнутого рівня деформацій і швидкостей деформацій. Зазначений підхід добре зарекомендував себе при вирішенні великого числа задач деформування ґрунтів з середніми ($10^1 - 10^2$ 1/сек) і високими ($10^2 - 10^4$ 1/сек) швидкостями деформації. Об'ємна стисливість, згідно з прийнятим підходом, описується залежностями середнього тиску від поточної щільності:

$$P = P\left(\frac{\rho}{\rho_0}\right) \quad (1.39)$$

де ρ - щільність середовища, ρ_0 - початкова щільність.

При виведенні фізичних рівнянь слід врахувати, що ми розглядаємо рух лагранжевої матеріальної частки в ейлеровій фіксованій системі координат. Оскільки компоненти тензора напружень віднесені до ейлерової системи координат, то ми повинні врахувати у фізичних рівняннях поворот матеріальної частки в поточний момент часу (за поточний часовий крок). Загальноприйнятим способом є введення актуальної матеріальної похідної. Далі передбачається існування граничної поверхні текучості, залежної в загальному випадку від напружено-деформованого стану і тиску. Девіатор тензора напружень обчислюємо по пружному закону, записаному в швидкостях.

$$\frac{DS}{Dt} = 2G \left\{ \frac{D\mathbf{E}}{Dt} + \frac{1}{3} \frac{\rho^*}{\rho_0} \mathbf{I} \right\} \quad (1.40)$$

причому

$$\frac{\partial \varepsilon_1}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon_2}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon_3}{\partial t} = - \frac{1}{3\rho} \frac{\partial \rho}{\partial t}, \quad S_1 + S_2 + S_3 = 0, \quad (1.41)$$

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						26
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

де G - модуль зсуву.

Тут $D\alpha_{ij}/Dt$ означає ротаційну похідну Яуманна компонент тензора α :

$$\frac{Da_{ij}}{\partial t} = a_{ij} - a_{ik}\omega_{jk} - a_{jk}\omega_{ik} \quad (1.42)$$

де $\omega_{jk} = \frac{1}{2} \left(\frac{\delta v_i}{\delta x_j} - \frac{\delta v_j}{\delta x_i} \right)$ - антисиметрична частина градієнта швидкості, яка

дає компоненти тензора вихору або швидкості обертання в даній точці простору, займаної середовищем в поточний момент часу t .

Умова пластичності відображає обмеженість девіаторних компонент тензора напружень і запишеться у формі:

$$\sigma_s \leq \sigma_u, \quad (1.43)$$

Тут $\sigma_s = \left((3/2)S_{ij}S_{ij} \right)^{1/2}$ інтенсивність дотичних напружень, σ_u - межа текучості при стисненні, в значній мірі залежить від кульової частини тензора напружень, тобто від гідростатичного тиску P . Цю залежність в механіці ґрунтів представляють у вигляді закону Кулона:

$$\sigma_u = P \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1.44)$$

де φ - кут внутрішнього тертя, c - зчеплення.

Другою важливою характерною особливістю деформаційної поведінки ґрунту є залежність модуля зсуву (G) від кульової частини тензора напружень, тобто теж від гідростатичного тиску (P).

Розділ 2

2.1. Числова реалізація задач динамічного занурення паль

Поставлену задачу будемо вирішувати з використанням числового методу. Проведений аналіз відомих числових методів моделювання процесів імпульсного деформування ґрунтів зі швидкостями 0,5 - 15,0 м/с показав, що класичний метод скінченних елементів (МСЕ) порівняно рідко застосовується при вирішенні даного класу задач. Основною причиною є необхідність вирішення великих систем алгебраїчних рівнянь на кожному часовому шарі, число яких може досягати десятків тисяч.

Перевага віддається методам кінцевих різниць (МКР) або різновидам МСЕ з "діагоналізацією матриці мас", що в кінцевому підсумку розщеплює систему рівнянь на рекурентні співвідношення для вузлів (осередків) розрахункової сітки.

Детальний опис алгоритму розрахунку наведено в Додатку 1. У цьому параграфі зазначимо ключові моменти розробленої чисельної методики.

Область, зайнята ґрунтом покривається сіткою трикутних осередків. Вважаємо, що елементи пов'язані між собою у вузлових точках таким чином, що основні вимоги спільності задоволені, і сукупність елементів утворює пов'язане ціле. Для отримання різницевих рівнянь скористаємося інтегральним поданням частинних похідних:

$$\frac{\partial F}{\partial z} = \lim_{A \rightarrow 0} \frac{\oint_C (\vec{n} \cdot \vec{j}) dS}{A}, \quad \frac{\partial F}{\partial r} = \lim_{A \rightarrow 0} \frac{\oint_C (\vec{n} \cdot \vec{i}) dS}{A} \quad (2.1)$$

тут F - шукана функція; C - межа області A ; dS - довжина дуги C ; $\vec{n}$ -вектор нормалі до C ; z, r - координати. У межах елемента застосовують лінійну (симплекс) апроксимацію швидкостей.

Для векторної функції F в вершинах трикутника 1-3 використовуючи (2.2), маємо:

$$\begin{aligned}\frac{\partial F}{\partial z} &= \frac{1}{2A} [F_1(r_2 - r_3) + F_2(r_3 - r_1) + F_3(r_1 - r_2)], \\ \frac{\partial F}{\partial r} &= \frac{1}{2A} [F_1(z_2 - z_3) + F_2(z_3 - z_1) + F_3(z_1 - z_2)]\end{aligned}\quad (2.2)$$

де похідні $\frac{\partial F}{\partial z}, \frac{\partial F}{\partial r}$ визначені в центрі трикутника, для вузлів 1-3 прийнятий обхід проти годинникової стрілки.

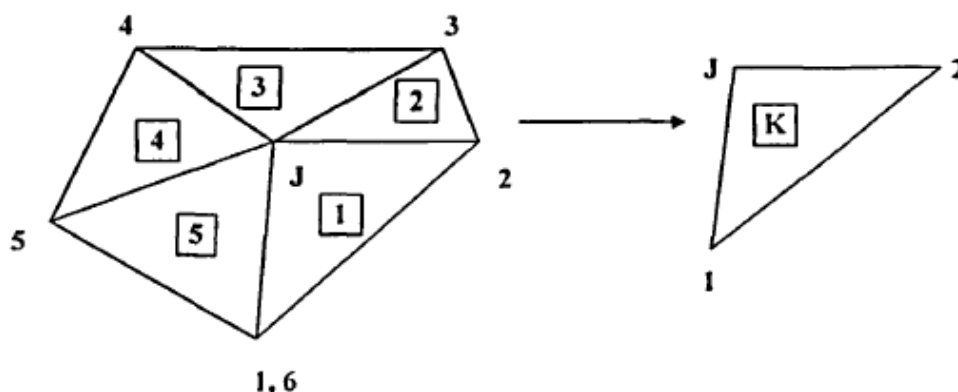


Рис. 2.5 Зірка елементів при вирішенні рівнянь руху вузла J.

Обчислення рівнянь руху вузлів сітки в класичних різницевих схемах вимагає підсумовування по всіх елементах складаючих "зірку" даного вузла (див. Рис.2.9). Нами застосовується інший підхід, що дозволяє скоротити сумарний час обчислень більш ніж в 2.5 рази.

Різницева схема полягає в послідовному перерахунку величин з одного тимчасового шару на наступний. Таким чином, вводиться дискретизація з тимчасової координати. Для підвищення точності і стійкості схеми [7], введено

центрування скалярних змінних на основних часових шарах $n-1$, n , $n+1$, а векторних величин - на проміжних шарах $n-1/2$, $n+1/2$. Співвідношення між величинами тимчасових шарів і кроком за часом визначається з умови стійкості.

Введемо наступні величини: M_j - маси вузлів; F_{xj} , F_{yj} - вузлові сили. Рівняння руху запишемо в різницевому вигляді (для вузла номеру j):

$$\begin{aligned} v_{zj}^{n+1/2} &= v_{zj}^{n+1/2} + \Delta t^n \cdot F_{zj}^n / M_j^n \\ v_{rj}^{n+1/2} &= v_{rj}^{n+1/2} + \Delta t^n \cdot F_{rj}^n / M_j^n \end{aligned} \quad (2.3)$$

тут $v_{zj}^{n+1/2}$, $v_{rj}^{n+1/2}$ - швидкості вузла; Δt^n - часовий крок; M_j^n - вузлові маси; F_{zj}^n , F_{rj}^n - вузлові сили; індекси n і $n+1/2$ відносяться до тимчасових шарів.

Сили F_{zj}^n , F_{rj}^n визначені співвідношеннями (для вузла номеру j)

$$\begin{aligned} F_{zj} &= \frac{1}{3} \sum_{k=1}^N \left\{ \left[\sigma_{zz}^k (r_2 - r_1) - \sigma_{zr}^k (z_2 - z_1) \right] + \frac{\sigma_{zr}^k A^k}{r_s^k} \right\} \delta(j, k), \\ F_{rj} &= \frac{1}{3} \sum_{k=1}^N \left\{ \left[\sigma_{zr}^k (r_2 - r_1) - \sigma_{rr}^k (z_2 - z_1) \right] + \frac{(\sigma_{rr}^k - \sigma_{\theta\theta}^k) A^k}{r_s^k} \right\} \delta(j, k), \\ M_j &= \frac{1}{3} \sum_{k=1}^N \{ \rho^k A^k \} \delta(j, k) \end{aligned} \quad (2.4)$$

Тут $r_s^k = \frac{1}{3} (r_1 + r_2 + r_j)$ - центр елемента (номер k); A^k , ρ^k , σ_{zz}^k - площа, щільність і напруги в елементі; z , r - координати вершин трикутника; індекси j , 1 , 2 визначені згідно Рис. 2.9. Тут підсумовування здійснено за всіма розрахунковим елементам N . Функція $\delta(j,k)$ визначає, чи міститься вузол номер j в елементі k . Відзначимо важливу особливість використання підсумовування рівнянь руху у вигляді "поелементної збірки" (2.48) - для виконання граничних умов не потрібно введення в сітку законтурних вузлів та елементів, на відміну від більшості різницевих схем.

Виходячи з вимог економії машинного часу і пам'яті, не доцільно використовувати при вирішенні завдань сітки постійного кроку. Сітки зі згущенням елементів в зоні занурення палі дозволяють скоротити необхідний обсяг пам'яті в 3 і більше разів, а час рахунку зменшити в 10 і більше разів. Падіння точності обчислень при цьому не спостерігалось.

Для автоматичної генерації сітки створено алгоритм, основою якого є схеми автоматичної триангуляції. Приклад розрахункової сітки наведено на Рис. 2.6. Розміри розрахункової області були обрані на підставі численних тестових розрахунків, виходячи з оцінок мінімального впливу граничних умов на зовнішньому контурі області на поведінку рішення в околиці палі.

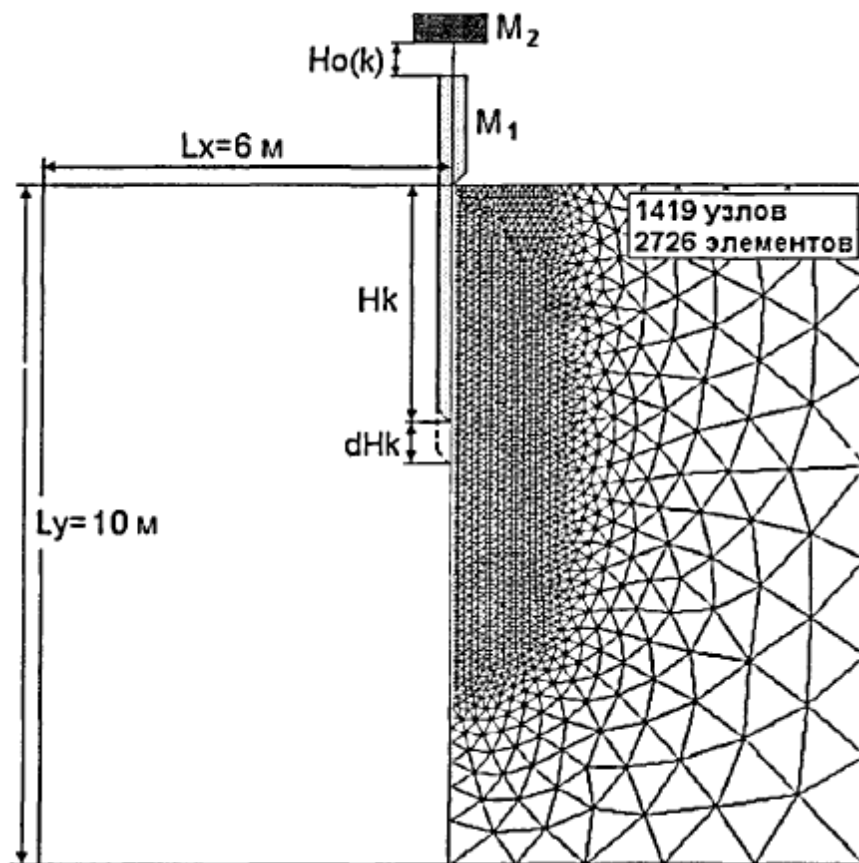


Рис. 2.6 Геометричні параметри завдання і розрахункова сітка

Оскільки розрахункова схема відноситься до класу явних кінцево-різницевих лагранжевих схем, то в ході руху розрахункових вузлів виникають неминучі

спотворення сітки. Дані спотворення призводять або до втрати точності, або до аварійного припинення розрахунку.

Для усунення спотворень сітки розроблені алгоритми локальної автоматичної перебудови. Локальна перебудова сітки являє собою схему оптимізації деякої поточної сітки. В якості критерію якості застосована геометрична міра спотворення, обумовлена значеннями площ і кутів трикутників. Для поліпшення елементів розвивається підхід, заснований на застосуванні ряду локальних базових операцій над елементами. Алгоритм перебудови заснований на послідовному поліпшенні елементів, що мають найбільше значення міри спотворення.

У попередніх пунктах описані розроблені модель динамічної поведінки ґрунту і числова методика розрахунку процесів динамічного забивання паль. Опір ґрунту і характер напружено-деформованого стану в ґрунтовому масиві визначається з рішення сформульованої початково-крайової задачі, на основі повних рівнянь механіки суцільного середовища і не містить припущень про кінематику і динаміку процесу. Вирішується повна система рівнянь в частинних похідних з урахуванням інерційних членів.

На підставі наявних експериментальних даних розроблена модель поведінки ґрунту в умовах імпульсного деформування. Модель поведінки ґрунту є загальноприйнятою в динаміці удару квазігідродинамічною моделлю, а саме, процеси пластичної течії та об'ємної стисливості розраховуються незалежно. Зв'язок здійснюється через умову пластичності у вигляді узагальненого закону Кулона (враховується залежність межі текучості від середнього тиску).

Модель враховує вплив швидкості деформування і тиску на механічні характеристики ґрунту, а саме: зміна динамічної стисливості із зростанням швидкості деформації; зміна об'ємного модуля із зростанням швидкості деформації; зміна модуля зсуву із зростанням тиску.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						32
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Паля видається недеформованим тілом. Динаміка палі визначається з інтегрування звичайного диференціального рівняння, де початкові швидкості багаторазових ударів визначаються з рішення рівняння збереження імпульсу для двох масової системи "свая- молот". Таким чином, вхідними даними для всієї задачі (при заданих властивостях ґрунту і геометричних розмірах) є "програма навантаження" і чисельно моделюється реальний натурний експеримент, що безсумнівно підвищує достовірність і практичну цінність отриманих результатів.

2.2 Вирішення задач квазістатички для системи "паля-ґрунт" з урахуванням реологічних властивостей ґрунтів основи

Як зазначалося в попередніх пунктах наукового розділу, пріоритетним принципом проектування пальових фундаментів є принцип проектування по другій групі граничних станів - за деформаціями (осадкою), основною метою якого є обмеження розвитку можливих осадок такими межами, при яких гарантується неможливість досягнення в часі стану, що ускладнює нормальну експлуатацію споруди або його конструкцій.

При обпиранні паль на глинисті ґрунти тугопластичної, напівтвердої і твердої консистенції, гравійні ґрунти з піщаним або глинистим заповнювачем, осадка пальових фундаментів відбувається в умовах складного і неоднорідного напруженого стану, в основному за рахунок повзучості скелета ґрунту. При цьому необхідно зазначити, що розрахунок по другій групі граничних станів виходячи з допустимих осадок є основним принципом розрахунку, так як для пальових фундаментів вичерпування несучої здатності в реальних діапазонах навантаження не відбувається.

Розвиток осадок будівель і споруд в ґрунтах з реологічними властивостями відбувається досить тривалий період часу і без врахування вузького деформування ґрунтів основи може призвести до помилок у проектуванні та будівництві. Крім цього, треба враховувати зміну напружено-деформованого

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						33
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

стану ґрунтового масиву, яке виникло після забивання паль. Ці два важливі чинники - в'язке деформування ґрунтів при квазістатичних навантаженнях і зміна фізико-механічних властивостей в результаті динамічного впливу, істотним чином впливають на якісні та кількісні результати розрахунків. Облік цього впливу допоможе розширити сферу застосування принципу проектування пальових фундаментів виходячи з гранично допустимих осадок. Цьому присвячені результати експериментально-теоретичних досліджень наведених нижче.

2.3 Фізичні співвідношення для матеріалів системи "паль-ґрунт"

Численні польові та лабораторні експериментальні дослідження деформаційної поведінки різних ґрунтів, проведені багатьма фахівцями, свідчать про істотну наявність пружнов'язкопластичних властивостей ґрунтів. З урахуванням цього у пропонованій математичній моделі в'язкопружні властивості ґрунтів описуються в рамках лінійної спадкової теорії в'язкопружності, а пружнопластичні властивості в рамках малих пружнопластичних деформацій.

Відповідно до цієї теорії, уявімо тензор напружень і деформацій у вигляді суми кульової і девіаторної частин:

$$\boldsymbol{\varepsilon}(x,t) = \boldsymbol{e}(x,t) + \frac{\theta(x,t)}{3} \boldsymbol{E} \quad , \quad \boldsymbol{\sigma}(x,t) = \boldsymbol{S}(x,t) + \frac{\sigma(x,t)}{3} \boldsymbol{E} \quad (2.5)$$

де $\sigma(x,t)$, $\varepsilon(x,t)$ - тензори напружень і деформацій; $S(x,t)$, $e(x,t)$ - девіаторні частини відповідно тензорів напружень і деформації; $\boldsymbol{E}$ - одиничний тензор другого рангу; $\sigma(x,t) = \frac{1}{3} I_1(\sigma)$ - середній тиск рівне 1/3 першого інваріанта тензора напружень $I_1(\sigma)$; $\theta(x,t)$ - відносна зміна обсягу, рівна першому інваріанту тензора деформації $I_1(\varepsilon)$.

Таке уявлення (2.5) тензорів $\varepsilon(x,t)$ і $\sigma(x,t)$ зручно тим, що при малих деформаціях (тобто лінійних), кульові доданки цих тензорів визначатимуть

відповідно середній тиск і відносну зміну обсягу, а девіаторні доданки будуть визначати відповідно зсувний напружений стан і деформацію зміни форми.

Представлення (2.5) тензорів також зручно для запису визначальних співвідношень, що зв'язують напружений стан з деформованим і для подальшої інтерпретації експериментальних даних з метою ідентифікації фізичних параметрів.

Для запису фізичних рівнянь вважаємо, що девіаторна частина напружень в значній мірі визначається девіатором тензора деформацій і його інваріантами, а кульовий тензор напружень відповідно кульовим тензором деформації. А також робимо припущення, що ґрунт є середовищем ізотропним. При записі фізичних рівнянь врахуємо можливість опису пружних, пластичних і в'язких властивостей, які проявляють широке різноманіття ґрунтів, і про що свідчать численні експериментальні факти.

Згідно вище зробленим припущеннями, фізичні рівняння представимо в наступному вигляді

$$S_{ij}(x,t) = 2G \left\{ e_{ij}(x,t) - \omega(\gamma) e_{ij}(x,t) - \int_0^t R(t-\tau) [e_{ij}(x,\tau) - \omega(\gamma) e_{ij}(x,\tau)] d\tau \right\}, \quad (2.6)$$

$$\sigma(x,t) = 3B \left\{ \theta(x,t) - g(\theta) \theta(x,t) - \int_0^t \Pi(t-\tau) [\theta(x,\tau) - g(\theta) \theta(x,\tau)] d\tau \right\} \quad (2.7)$$

Тут: S_{ij} , e_{ij} - відповідно компоненти девіаторів тензорів напруг і деформацій; $\omega(\gamma)$, $g(\epsilon)$ - скалярні функції пластичності; $R(t-\tau)$, $\Pi(t-\tau)$ - функції релаксації, відповідні девіаторній і кульовій частинам тензора напружень; G і B - відповідно зсувний і об'ємний модуль пружності.

Величина γ є функцією від другого інваріанта девіатора, а θ визначається по діагональним значенням тензора деформації

$$\gamma = 2 \left[-e_{11}e_{22} + e_{12}^2 - e_{22}e_{33} + e_{23}^2 - e_{11}e_{33} + e_{31}^2 \right]^{1/2} \quad (2.8)$$

$$\theta = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} \quad (2.9)$$

Вважаємо, що інтегральні рівняння Вольтера другого роду, якими є фізичні рівняння (2.8), (2.9), оборотні, тобто

$$[1 - \omega(\gamma)] e_{ij}(x, t) = \frac{1}{2G} \left[S_{ij}(x, t) + \int_0^t \Gamma(t - \tau) S_{ij}(x, \tau) d\tau \right] \quad (2.10)$$

$$[1 - g(\theta)] \theta(x, t) = \frac{1}{3B} \left[\theta(x, t) + \int_0^t K(t - \tau) \sigma(x, \tau) d\tau \right] \quad (2.11)$$

де $\Gamma(t - \tau)$, $K(t - \tau)$ - відповідно резольвенти ядер $R(t - \tau)$ і $\Pi(t - \tau)$.

Для того, щоб одержувані з співвідношень (2.8) компоненти девіатора деформацій e_{ij} надавали позитивну роботу на відповідних компонентах девіатора напружень S_{ij} , необхідне виконання наступної нерівності для будь-якого часу t :

$$\begin{aligned} 1 - \omega(\gamma) - \int_0^t R(\tau) d\tau &\geq 0 \\ \omega(\gamma) &\geq 0, \quad R(t) \geq 0 \end{aligned} \quad (2.12)$$

Якщо з умов навантаження і в'язких властивостей ґрунту виконується вище сказане припущення про те, що характерні часи релаксації значно перевищують характерні часи зростання зовнішнього навантаження, то обмеження (2.12) стають менш жорсткими, а саме

$$\begin{aligned} 1 - \omega(\gamma) &\geq 0, \quad 1 - \int_0^t R(\tau) d\tau \geq 0 \\ \omega(\gamma) &\geq 0, \quad R(t) \geq 0 \end{aligned} \quad (2.13)$$

Далі в роботі в якості функцій релаксації $R(t)$ і $\Pi(t)$, були використані експоненціальні ядра

$$R(t) = A_R \exp(-t/t_R), \quad \Pi(t) = A_\Pi \exp(-t/t_\Pi) \quad (2.14)$$

де t_R, t_Π - відповідні характерні часи релаксації для ядер R і Π ; A_R, A_Π - коефіцієнти, які відповідно до умов (2.13) і (2.14) повинні задовольняти нерівностям

$$A_R t_R \leq 1, \quad A_\Pi t_\Pi \leq 1 \quad (2.15)$$

Резольвенти $\Gamma(t-\tau), K(t-\tau)$ будуть мати вигляд

$$\begin{aligned} \Gamma(t) &= A_R \exp\left[-\left(\frac{1}{t_R} - A_R\right)t\right], \\ K(t) &= A_\Pi \exp\left[-\left(\frac{1}{t_\Pi} - A_\Pi\right)t\right] \end{aligned} \quad (2.16)$$

На прикладі одноосного зсувного деформування, за умови однорідності деформацій і напружень, розглянемо функціональну роботу фізичних рівнянь (2.17) і (3.11), в координатах $(S - \epsilon)$ - (дотичне напруження - деформація зсуву). Така ілюстрація корисна для подальшої обробки експериментальних даних та ідентифікації параметрів фізичних рівнянь.

Нехай дотичні напруження $S(t)$, як зовнішній силовий вплив, задане як функція часу t (див. Рис.2.7). Розглянемо два режими деформування.

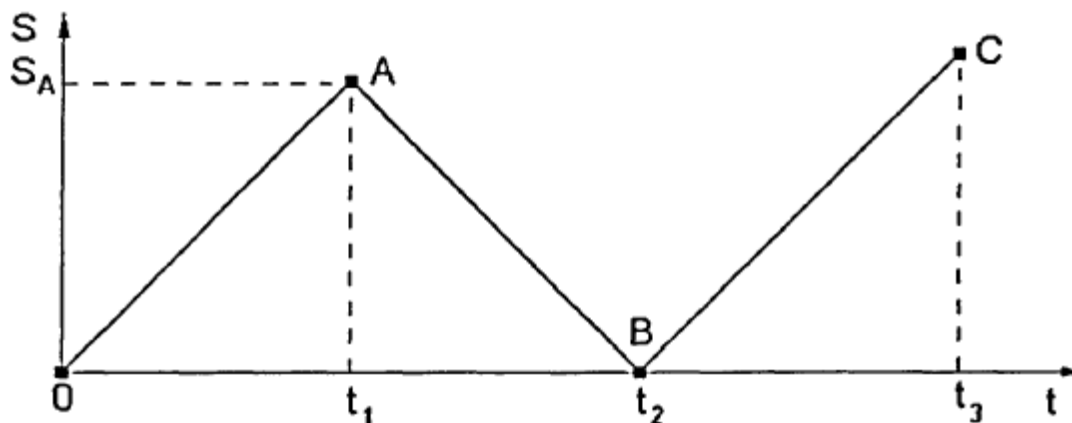


Рис. 2.7 Графік залежності зовнішнього силового впливу $S(t)$

"Динамічний" режим (пружнопластичний). Нехай час t_3 набагато менше характерного часу релаксації t_R ($t_3 \ll t_R$). У цьому випадку доданки з ядрами релаксації, у співвідношеннях (2.10) будуть відсутні, а характер деформаційної кривої в координатах ($S \sim e$) буде відповідати графіку зображеному суцільною лінією на Рис.3.3.

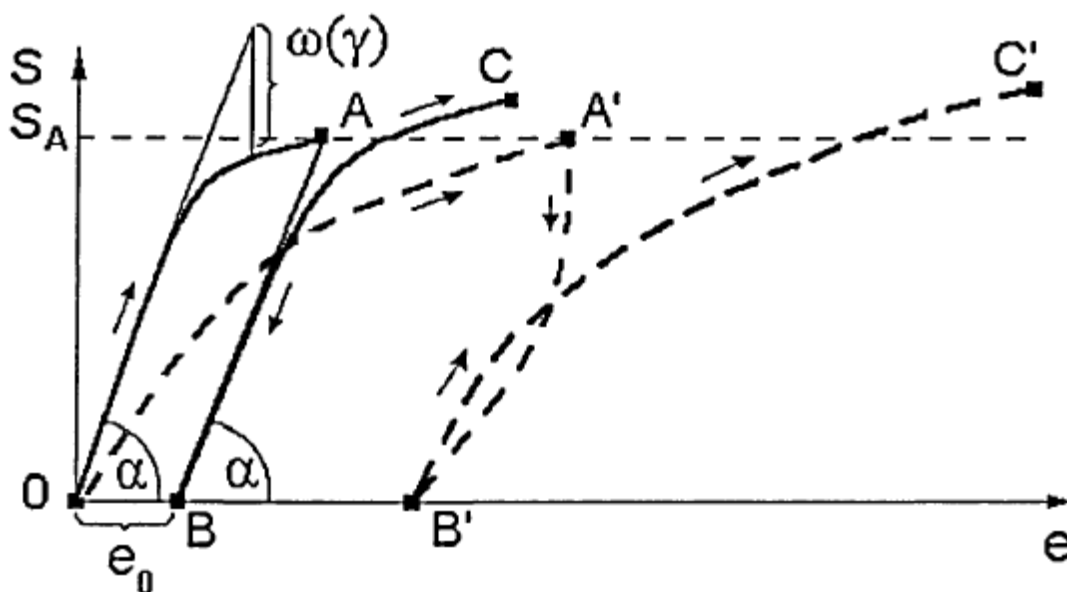


Рис. 2.8 Пружнопластичний і пружнов'язкопластичний режим

Ділянка OA, на рисунку 2.8 відповідає етапу активного зростання навантаження $S(t)$ (ділянка OA на Рис.3.2). Ділянка AB, на Рис.3.3 відповідає розвантаженню $S(t)$ (ділянка AB на Рис.3.2). Розвантаження здійснюється, відповідно до теорії малих пружнопластичних деформацій [11,12], за лінійним

пружним законом зі зсувними модулем $G = \text{tg}(\alpha)$, а залишкова деформація $\epsilon_0 = |OB|$ на Рис.3.3. Повторне активне зростання навантаження $S(t)$ (ділянка BC на Рис.3.2) здійснюється за лінійним пружним законом з модулем зсуву G при $S \leq S_A$, і по нелінійному закону, тобто з урахуванням функції $\omega(\gamma)$, при $S > S_A$ (ділянка BC на Рис.3.3 відповідає повторному активному навантаженню). З малюнка 3.3 випливає, що $\omega(\gamma)$ завжди є позитивно-визначною зростаючою функцією від завжди позитивного аргументу γ , як це випливає зі співвідношення (2.12). Відзначимо, що, формально, доданки, що містять ядра релаксації на всіх етапах зміни навантаження $S(t)$, присутні у співвідношеннях (3.10), але їхній внесок настільки малий, що можна ним знехтувати.

2.4 Пружнов'язкопластичний режим

Нехай час t_3 порівнянний або більший характерного часу релаксації t_R . У цьому випадку, ділянка OA' на рисунку 3.3 відповідає етапу активного зростання навантаження $S(t)$. Ділянка A'B' на Рис.3.3 відповідає розвантаженню $S(t)$. Розвантаження здійснюється за лінійним в'язкопружним законом, тобто функція $\omega(\gamma)$ на цьому етапі тотожно дорівнює нулю, але слід від її присутності на етапі попереднього навантаження надає, хоча і загасаючий, вплив на поточний стан деформування.

Повторне активне зростання навантаження $S(t)$ здійснюється за лінійним в'язкопружним законом (тобто $\omega(\gamma) \equiv 0$) при $S(t) \leq S_A$, і за нелінійним в'язкопружним законом (тобто $\omega(\gamma) \neq 0$) при $S(t) > S_A$. Ділянка B'C' на Рис.3.3 відповідає повторному активному навантаженню.

Слід зазначити, що за умови коли характерний час проведення експерименту t_3 буде значно більше характерного часу релаксації матеріалу t_R , прояв в'язких (спадкових) властивостей матеріалу загасне.

У цьому випадку деформаційна крива в координатах $(S \sim \epsilon)$ буде формально схожа на криву відповідну "динамічному" режиму. Щоб не сплутати і не прийняти, отриману в процесі експерименту, деформаційну криву відповідну

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						39
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

"динамічному" режиму, необхідний повторний експеримент з меншим часом t_3 . На рисунку 2.4 наведені результати обробки та опису експериментів на одноосне зрушення зразків з глини тугопластичної по вище описаному режиму зміни сдвигового зусилля $S(t)$. На цьому рисунку, як це з'ясувалося в процесі експерименту, крива 1 відповідає "динамічному" режиму деформування.

Характерний час процесу деформування $t_3 = 140$ сек. Для кривих 2 і 3 характерний час процесу деформування t_3 склало відповідно $1,5 \cdot 10^4$ сек і $1,5 \cdot 10^6$ сек.

У процесі підгонки експериментальних параметрів, було встановлено, що час релаксації $t_R = 3017$ сек, параметр ядра релаксації $A_R = 2,32 \cdot 10^{-5}$ (1/сек), а модуль зсуву $G = 3,7$ (МПа). На Рис.3.5 наведені режими зміни сдвигового зусилля $S(t)$ відповідно до трьох кривих деформування на рисунку 3.4.

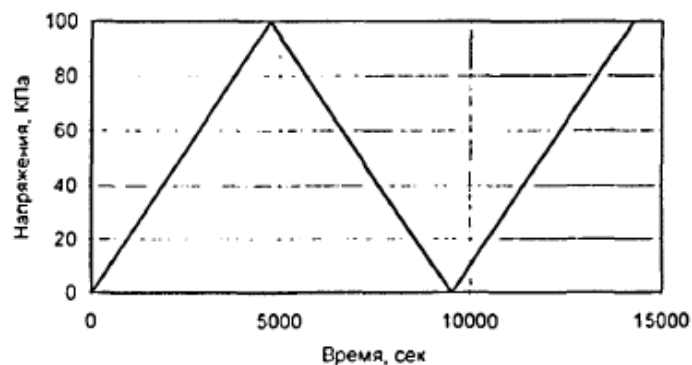
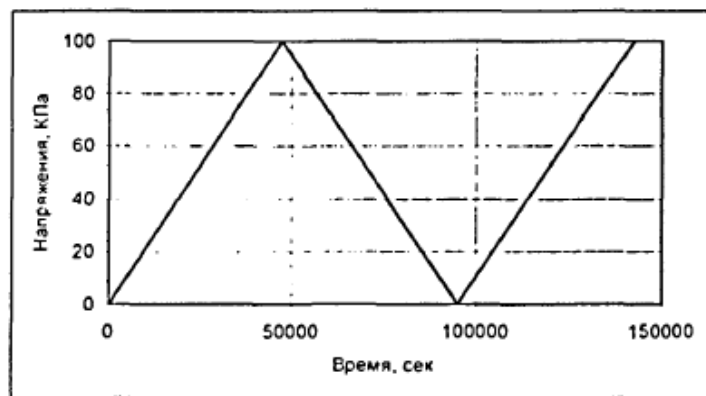


Рис. 2.9 Криві деформування глини тугопластичної (грунт № 4 в Таблиці 3.1) для трьох режимів зміни сдвигового зусилля $S(t)$

На рисунку 2.9 наведені результати обробки та опису експериментів на одноосне зрушення зразків з глини мягкопластичної по вище описаному режиму

зміни зсувного зусилля $S(t)$. Три деформаційні криві, приведенні на цьому рисунку, відповідають трьом режимам зміни зсувного зусилля $S(t)$ (див. Рис.2.9). Було встановлено, що для даного суглинку: час релаксації $t_R = 6083$ сек, параметр ядра релаксації $A_R = 1,51 \cdot 10^{-5}$ (1/сек), модуль зсуву $G = 1,2$ (МПа).

Відзначимо, що для представлення функції $\omega(\gamma)$, яка входить у фізичні рівняння (2.10), була використана кусочно-безперервна апроксимація цієї функції квадратичними поліномами. Вузлові точки апроксимації знімалися безпосередньо з усередненої (за результатами випробувань декількох зразків) деформаційної кривої, що відповідає "динамічному" режиму навантаження, на ділянці ОА (див. Рис.2.9). Таке уявлення функції $\omega(\gamma)$ вельми конструктивно, якщо чисельну реалізацію крайових задач здійснювати в збільшеннях деформацій і напружень.



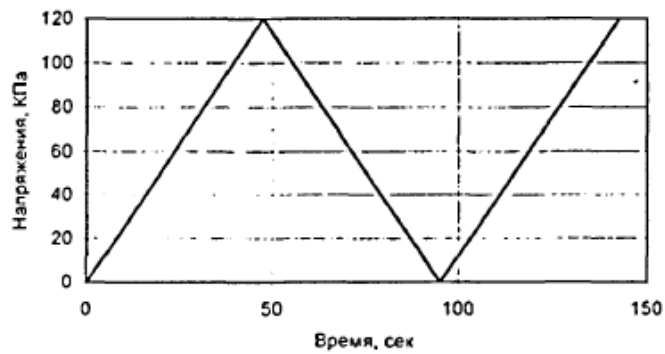
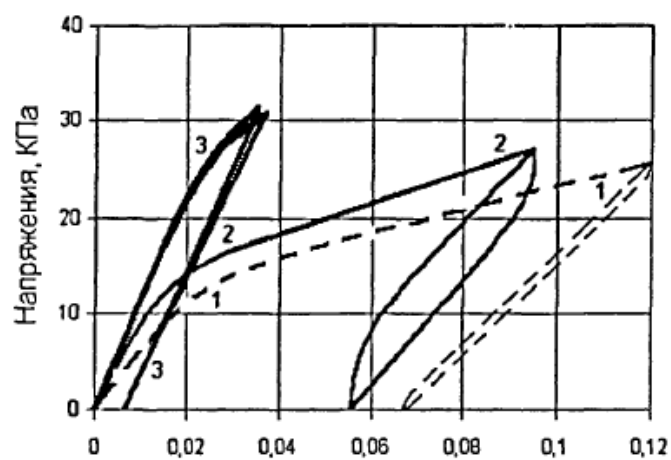


Рис. 2.10 Три режими зміни сдвигового зусилля $S(t)$ (зверху вниз), для кривих (1-3) на рисунку 2.8



Деформації

Рис. 2.11. Криві деформування глини тугопластичної (грунт № 2 в Таблиці 3.1) для трьох режимів зміни сдвигового зусилля $S(t)$

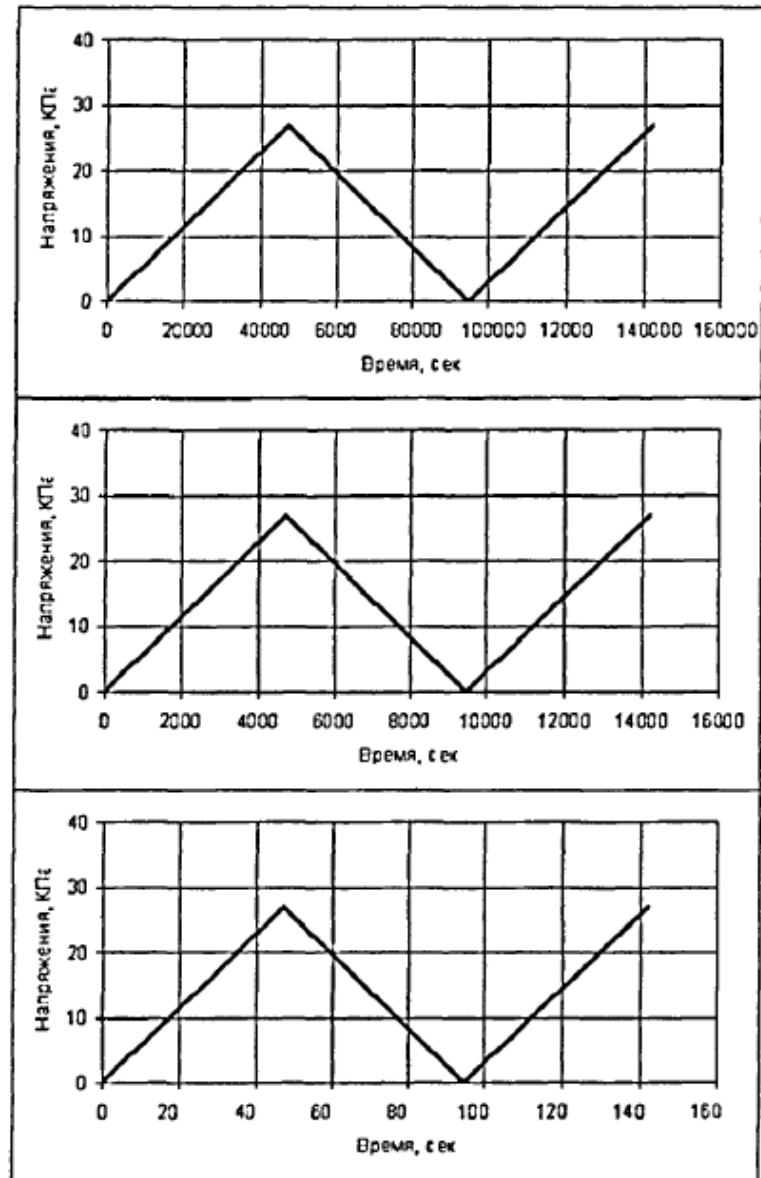


Рис. 2.12 Три режими зміни сдвигового зусилля $S(t)$ (зверху вниз), для кривих (1-3) на рисунку 2.11.

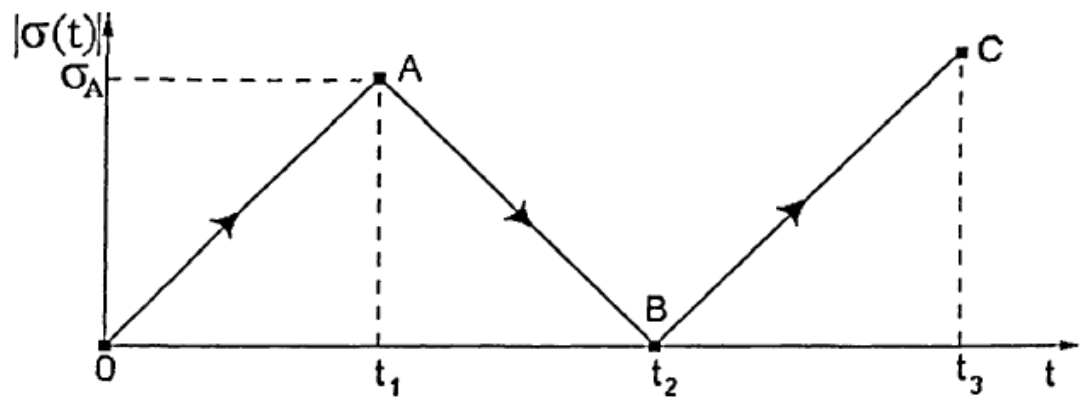


Рис. 2.13 Графік зміни тиску

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 093 ПЗ

Аркуш

43

З метою ідентифікації параметрів фізичного рівняння (2.11), розглянемо функціональну роботу його в умовах однорідного напружено-деформованого стану, стосовно до опису компресійних випробувань ґрунтів. Нехай тиск $\sigma(t) \leq 0$, що сприймається ґрунтом при компресійних випробуваннях, заданий як функція часу (див. Рис.2.13). Як і у випадку однорідного зсуву розглянемо два характерних режими деформування.

2.5 Динамічний режим (пружнопластичний).

Нехай час t_3 набагато менше характерного часу релаксації t_p ($t_3 \ll t_p$). У цьому випадку доданки з ядрами релаксації, у співвідношеннях (3.11) не будуть себе проявляти, а характер деформаційної кривої в координатах $(\sigma \sim \theta)$ буде відповідати графіку зображеному суцільною лінією на Рис.3.9. Ділянка ОА, на Рис.3.9 відповідає етапу активного зростання тиску $|\sigma(t)|$ (ділянка ОА на Рис.3.8). Відзначимо, що кут (α) нахилу дотичної виходить з початку координат визначає початковий модуль всебічного стиску $B = \tan(\alpha)$. Ділянка АВ, на Рис.3.9 відповідає розвантаженню $|\sigma(t)|$ (ділянка АВ на Рис.3.8). Розвантаження здійснюється за лінійним законом з модулем $B_g = \tan(\beta)$. Така функціональна робота рівнянь (3.11) визначає можливість опису факту зміцнення ґрунту, який спостерігається при компресійних випробуваннях.

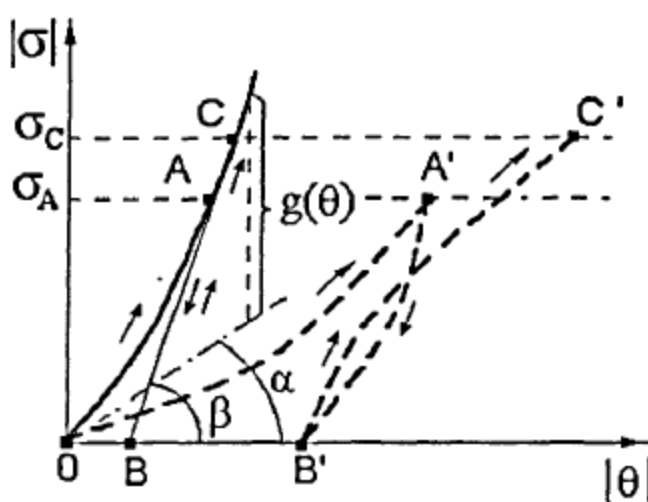


Рис. 2.14. Пружнопластичний і пружно-в'язко-пластичний режим

Повторне активне зростання навантаження $|\sigma(t)|$ (ділянка ВС на Рис.2.13) здійснюється за лінійним законом з модулем B_g , який матеріал придбав на попередній ділянці активного навантаження. За таким лінійним законом буде здійснюватися повторне навантаження тільки при $|\sigma(t)| \leq \sigma_A$, тобто тільки до точки А на Рис.2.14.

Від точки А до точки С повторне активне навантаження буде здійснюватися за нелінійним законом. Природно, що при подальшому розвантаженні матеріал набуває нового значення модуля B_g , яке визначається модулем нахилу дотичної в точці С (див. Рис.2.14).

З розгляду Рис.2.14 видно смисловий зміст функції пластичності у фізичному рівнянні (2.16). Функція $g(\theta)$ завжди знаковизначенна і зростаюча, при $|\sigma(t)| \leq 0$, тобто при стисненні. Відзначимо, що обговорювати питання про особливості поведінки ґрунту в умовах всебічного розтягування (тобто $|\sigma(t)| \geq 0$), не представляє великого сенсу в силу відсутності коректно поставлених експериментів, хоча фізичне рівняння (2.16) потенційно містить у собі можливість опису особливостей деформування ґрунту і в умовах всебічного розтягування.

2.6 Пружно-в'язко-пластичний режим

Нехай час t_3 (див. Рис.2.13) порівнянно або більше характерного часу релаксації t_p . У цьому випадку, ділянка ОА' на Рис.2.14 відповідає етапу активного зростання навантаження $|\sigma(t)|$. Ділянка А'В' на Рис.3.9 відповідає розвантаженню $|\sigma(t)|$. Розвантаження здійснюється за лінійним в'язкопружним законом, тобто функція $g(\theta)$ на цьому етапі тотожно дорівнює нулю, але слід від її присутності на етапі попередньої навантаження надає, хоча і загасаючий, вплив на поточний стан деформування. При цьому модуль всебічного стиску дорівнюватиме величині B_g , тобто тому значенням, що він би здобув, якби процес йшов по "динамічному" режиму. При повторному активному зростанні навантаження $|\sigma(t)|$, деформування здійснюється за лінійним в'язкопружним законом (тобто $g(\theta) \equiv 0$) при $|\sigma(t)| \leq \sigma_A$, і за нелінійним в'язкопружним законом

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						45
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

(тобто $g(\theta) \neq 0$) при $|\sigma(t)| \geq \sigma_A$. Ділянка В'С' на Рис.2.14 відповідає повторному активному навантаженню.

Наведений аналіз фізичного рівняння (2.12) визначає одну з можливих схем і режим проведення компресійних випробувань ґрунту з метою ідентифікації матеріальних параметрів. На рис.2.16 наведені результати обробки та опису експериментів на однорідне всебічне стиснення зразків з глини тугопластичної по вище описаному режиму зміни стискаючого зусилля $|\sigma(t)|$. На цьому рисунку крива 1 відповідає "динамічному" режиму деформування. Криві 2 і 3 на рис.2.15 відповідають пружнов'язкопластичному режиму деформування. У результаті обробки експериментальних даних були визначені параметри: час релаксації $t_{\Pi}=115$ сек, параметр ядра релаксації $A_{\Pi} = 4,3 \cdot 10^{-4}$ (1/сек), а модуль всебічного стиску $B=17,8$ (МПа). Відзначимо, що при досягненні стискаючого зусилля $|\sigma(t)|$ величині рівній 350 (кПа) матеріал набув значення модуля всебічного стиснення $B_g=183,1$ (МПа), тобто збільшився в порівнянні з первісним значенням більш, ніж в 10 разів. На Рис.2.15. наведені режими зміни стискаючого зусилля $|\sigma(t)|$, відповідно для трьох кривих деформування рисунку 2.15.



Рис. 2.15. Криві деформування глини тугопластичної (ґрунт № 4 в Таблиці 2.1) для трьох режимів зміни стискаючого зусилля $|\sigma(t)|$.

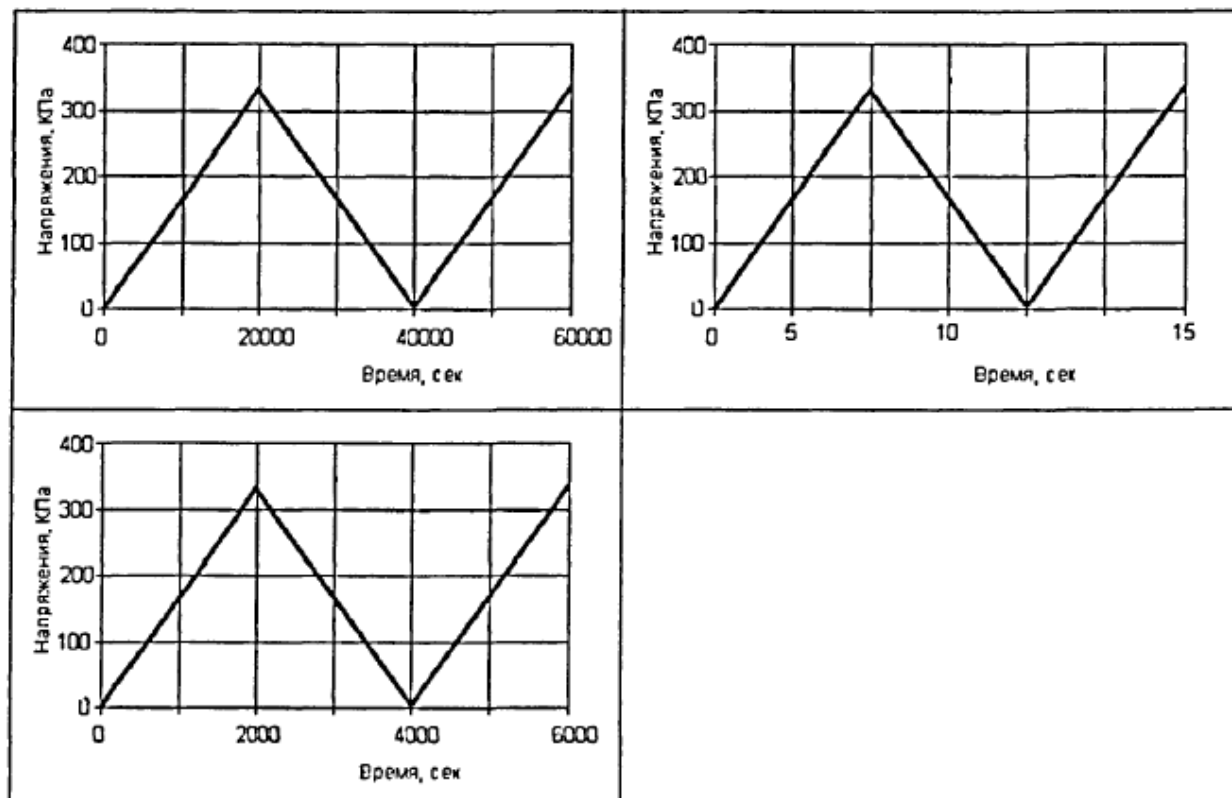


Рис. 2.16. Три режими зміни стискаючого зусилля $|\sigma(t)|$ (зверху вниз), для кривих (1-3) на рисунку 2.15

Відзначимо, що для представлення функції $g(\theta)$, яка входить у фізичні рівняння (2.16), була використана кусочно-безперервна апроксимація цієї функції квадратичними поліномами. Вузлові точки апроксимації знімалися безпосередньо з усередненою (за результатами випробувань декількох зразків) деформаційної кривої, що відповідає "динамічному" режиму навантаження, на ділянці ОА (див. Рис.2.14).

Таке уявлення функції $g(\theta)$ вельми конструктивно, якщо чисельну реалізацію крайових задач здійснювати в збільшеннях $\Delta\sigma$, $\Delta\theta$ на часовому кроці Δt .

Подальше рішення задачі про напружено-деформований стан системи "паля-грунт" найбільш зручно здійснювати залежно від безперервно змінних зовнішніх силових факторів, які є функціями часу t . Для отримання залежностей напружено-деформованого стану від часу, в процесі чисельного рішення, фізичні співвідношення (2.15) слід перетворити в термінах приростів: компонент

девіатора тензора напружень ΔS_{ij} ; компонент девіатора тензора деформацій Δe_{ij} та прирощення часу Δt . Для здійснення цього вважаємо, що моменту часу t відповідає $S_{ij}(t)$ і $e_{ij}(t)$, а моменту часу $t + \Delta t$ відповідає $S_{ij}(t + \Delta t)$ і $e_{ij}(t + \Delta t)$, які рівні

$$\begin{aligned} S_{ij}(t + \Delta t) &= S_{ij}(t) + \Delta S_{ij}(t + \Delta t), \\ e_{ij}(t + \Delta t) &= e_{ij}(t) + \Delta e_{ij}(t + \Delta t). \end{aligned} \quad (2.61)$$

Прирости $\Delta S_{ij}(t + \Delta t)$ і $\Delta e_{ij}(t + \Delta t)$ можуть бути як завгодно малими залежно від Δt , оскільки є безперервними функціями часу.

Підставляючи співвідношення (2.61) в (2.50), отримаємо

$$\begin{aligned} S_{ij}(t + \Delta t) &= S_{ij}(t) + \Delta S_{ij}(t + \Delta t) = 2G \left\{ (e_{ij} + \Delta e_{ij}) - \right. \\ &\left. - \omega [\gamma(e_{ij} + \Delta e_{ij})] (e_{ij} + \Delta e_{ij}) - \int_0^{t+\Delta t} R(t + \Delta t - \tau) (e_{ij}(\tau) + \Delta e_{ij}(\tau)) d\tau \right\} \end{aligned} \quad (2.62)$$

Лінеаризуємо праву частину співвідношення (2.62) щодо Δe_{ij} і Δt , вважаючи, що прирощення часу Δt можемо вибрати як завгодно малим. У підсумку отримаємо

$$\begin{aligned} \Delta S_{ij} &= 2G \left\{ \Delta e_{ij} - \frac{\partial \omega [\gamma(e_{ij})]}{\partial \gamma} e_{ij} \left[\frac{\partial \gamma(e_{ij})}{\partial e_{11}} \Delta e_{11} + \right. \right. \\ &+ \frac{\partial \gamma(e_{ij})}{\partial e_{12}} \Delta e_{12} + \frac{\partial \gamma(e_{ij})}{\partial e_{13}} \Delta e_{13} + \frac{\partial \gamma(e_{ij})}{\partial e_{22}} \Delta e_{22} + \frac{\partial \gamma(e_{ij})}{\partial e_{23}} \Delta e_{23} + \left. \frac{\partial \gamma(e_{ij})}{\partial e_{33}} \Delta e_{33} \right] \\ &\left. - \omega [\gamma(e_{ij})] \Delta e_{ij} - \Delta t \int_0^t R'(t - \tau) e_{ij}(\tau) d\tau - \int_t^{t+\Delta t} R(t + \Delta t - \tau) \Delta e_{ij}(\tau) d\tau \right\}. \end{aligned} \quad (2.63)$$

$$R'(t - \tau) = \left. \frac{\partial R(t + \Delta t - \tau)}{\partial \Delta t} \right|_{\Delta t = 0}$$

Тут прийнято позначення

Використовуючи перетворення, аналогічні вище зробленим, стосовно до хімічними рівняннями (2.51), отримаємо

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						48
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$\Delta\sigma_{cp} = 3K \left\{ \Delta\theta - g(\theta)\Delta\theta - \frac{\partial g(\theta)}{\partial \theta} \theta \Delta\theta - \right. \\ \left. - \Delta t \int_0^I P'(t-\tau)\theta(\tau)d\tau - \int_I^{**N} P(t+\Delta t-\tau)\Delta\theta(\tau)d\tau \right\}. \quad (2.64)$$

Тут: σ_{cp} , θ - відповідно середній тиск та відносна зміна обсягу на момент часу t ; $\Delta\sigma_{cp}$, $\Delta\theta$ - приріст цих величин на момент часу $t+\Delta t$;

$$P'(t-\tau) = \left. \frac{\partial P(t+\Delta t-\tau)}{\partial \Delta t} \right|_{\Delta t=0}$$

Сформулюємо умови розвантаження. Якщо на кожному кроці за часом Δt в точці X реалізується $\theta(X,t) \leq 0$ і $\theta(X,t+\Delta t) \leq 0$, але $\theta(X,t+\Delta t) \geq \theta(X,t)$, то це буде свідчити, що в цій точці почалося розвантаження і співвідношення (2.64), починаючи з цього моменту часу (t) і для даної точки X , приймуть вигляд

$$\Delta\sigma_{cp} = 3B_{\kappa}^c \left\{ \Delta\theta - \Delta t \int_0^I P'(t-\tau)\theta(\tau)d\tau - \int_I^{**N} P(t+\Delta t-\tau)\Delta\theta(\tau)d\tau \right\}. \quad (2.65)$$

Миттєвий модуль розвантаження визначений таким чином

$$B_{\kappa}^c = B \left\{ 1 - g[\theta(t_n)] - \frac{\partial g[\theta(t_n)]}{\partial \theta} \theta(t_n) \right\} \quad (2.66)$$

де t_n - момент початку розвантаження.

Для 9 типів ґрунтів (Таблиця 3.1) були реалізовані експерименти на одноосне зрушення і компресійні випробування. Характер зміни зсувних $S(t)$ і стискаючих $|\sigma(t)|$ зусиль відповідав графіками, представленим на Рис.3.2,3.8. Для кожного типу ґрунтів були реалізовані режими навантаження, що відрізняються за характерним часом прикладання навантаження (і розвантаження) на три порядки. Характерна послідовність таких режимів представлена на графіках Рис.3.7 (для $S(t)$) і Рис.3.11 (для $|\sigma(t)|$).

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						49
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Експериментальна реєстрація зсувних $\epsilon(t)$ і об'ємних $\theta(t)$ деформацій дозволила отримати відповідно залежності в координатах ($S(t) \sim \epsilon(t)$) і $(|\sigma(t)| \sim |\theta(t)|)$. Характерний вид цих залежностей представлений на графіках Рис.3.3 і Рис.3.9. Для кожного матеріалу експериментальним шляхом, були встановлені такі необхідні рівні навантажень і характерні часи докладання їх, щоб повною мірою матеріал зміг проявити пружні, в'язкі і пластичні властивості. Відзначимо, що повнота експериментальних даних для кожного матеріалу, з точки зору використання їх для ідентифікації параметрів фізичних рівнянь (3.10), (3.11) в значній мірі визначається наступними умовами:

1. Найменшим характерним часом програми навантаження (розвантаження) повинен відповідати так званий "динамічний" режим пружнопластичної поведінки матеріалу. При такому режимі, коли характерні часи прикладання навантажень набагато менше характерних часів релаксації, матеріал не встигає проявити свої в'язкі властивості і поводить себе пружнопластичним чином. Тому отримані залежності в координатах ($S(t) \sim \epsilon(t)$) і $(|\sigma(t)| \sim |\theta(t)|)$ в значній мірі дозволяють визначити початкові модулі G і B , а також функції пластичності $\omega(\gamma)$ и $g(\theta)$. Смісловий зміст цих величин представлено відповідно на графіках Рис.3.3 і Рис.3.9.

2. Найбільші характерні часи прикладання навантаження (розвантаження) повинні бути набагато більші характерних часів релаксації, тобто такими при яких в'язкі властивості ґрунту в значній мірі себе вичерпали. Таке різноманіття характерних режимів дозволяє досить надійно визначати параметри ядер релаксації $R(T-\tau)$ і $\Pi(T-\tau)$. Так як в даному випадку в якості ядер релаксації були використані експоненціальні ядра (3.18), то вище сказане означає, що ми досить надійно визначаємо відповідно реологічні параметри (A_R, A_Π) і (t_R, t_Π) .

Відзначимо, що при накопиченні досвіду проведення експериментів, встановлення необхідних рівнів навантажень (розвантажень) та їх характерних часів визначається досить швидко для кожного конкретного ґрунту.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						50
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Експериментальні дані по кожному ґрунту, у вигляді числових файлів вносилися в комп'ютер. І вся їх обробка здійснювалася за допомогою розробленої програми.

Таблиця 2.1. Фізико-механічні та реологічні параметри ґрунтів.

Номер ґрунта	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	№ 5	№ 6	№ 7	№ 8	№ 9
Тип ґрунта	Глина мягко-пластичная	Глина мягко-пластичная	Глина туго-пластичная	Суглинок тугопластичный	Суглинок полутвердый	Суглинок полутвердый	Суглинок туго-пластичный	Суглинок туго-пластичный	Суглинок полутвердый
Модуль В (МПа)	4,1	4,3	9,1	17,8	18,5	26,5	8,9	9,1	23,1
Модуль G (МПа)	1,5	1,2	2,7	3,7	6,1	8,1	2,4	1,9	5,9
Время релаксации t_{Π} (сек)	237	351	401	115	411	385	304	103	420
Время релаксации t_R (сек)	4321	6083	6571	3017	7850	6315	5237	2913	8037
Параметр A_{Π} (1/сек)	2,1 $\cdot 10^{-4}$	1,4 $\cdot 10^{-4}$	1,2 $\cdot 10^{-4}$	4,3 $\cdot 10^{-4}$	1,2 $\cdot 10^{-4}$	1,3 $\cdot 10^{-4}$	1,64 $\cdot 10^{-4}$	4,8 $\cdot 10^{-4}$	1,79 $\cdot 10^{-4}$
Параметр A_R (1/сек)	1,62 $\cdot 10^{-5}$	1,51 $\cdot 10^{-5}$	1,06 $\cdot 10^{-5}$	2,32 $\cdot 10^{-5}$	0,89 $\cdot 10^{-5}$	1,1 $\cdot 10^{-5}$	1,33 $\cdot 10^{-5}$	2,4 $\cdot 10^{-5}$	0,87 $\cdot 10^{-5}$
Параметр ω_1 (б/р)	-4,48	-2,14	-0,08	-0,1	-0,73	-3,75	-5,91	-0,78	-2,41
Параметр ω_2 (б/р)	114,63	201,07	318,6	95,73	163,9	353,7	218,4	97,75	217,53
Параметр ω_3 (б/р)	-891,3	-1095,8	-993,4	-1901,8	-751,8	-971,9	-1307,2	-1211,9	-1214,5
Параметр g_1 (б/р)	0,02	0,008	0,530	0,901	0,063	0,070	0,040	0,041	0,030
Параметр g_2 (б/р)	-251,8	-461,7	-553,2	-137,8	-371,0	-443,2	-271,9	-396,5	-451,7
Параметр g_3 (б/р)	1014,8	2905,1	3114,0	3561,2	1753,2	2111,9	1652,7	1731,2	1073,4
Обозначение на графиках	●	○	△	▲	□	■	×	+	►

В результаті цієї обробки отримали такі величини: G, В- модуль зсуву і модуль всебічного стиску; t_R , t_{Π} - відповідно часи релаксації зсувних і об'ємних

зусиль; A_R , A_Π - відповідно параметри ядер релаксації $R(T-\tau)$ і $\Pi(T-\tau)$ (2.18); функції пластичності $\omega(\gamma)$ і $g(\theta)$, представлені у вигляді відповідно коефіцієнтів $(\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots)$ і $(g_1, g_2, g_3, \dots)$ степеневих поліномів:

$$\begin{aligned}\omega(\gamma) &= \omega_1\gamma + \omega_2\gamma^2 + \omega_3\gamma^3 + \dots \\ g(\theta) &= g_1\theta + g_2\theta^2 + g_3\theta^3 + \dots\end{aligned}\quad (2.67)$$

Для дев'яти випробуваних ґрунтів у степеневих поліномах виявилось достатнім обмежитися кубічними доданками. Отримані в результаті обробки експериментальних даних, вище описані параметри для дев'яти ґрунтів представлені в Таблиці 3.1. 121 стр

2.7 Метод скінченних елементів для розв'язання задач квазістатистики з урахуванням реологічних властивостей ґрунтів

Для чисельної реалізації сформульованої в попередньому параграфі крайової задачі, з урахуванням введених граничних умов і розроблених фізичних співвідношень, будемо використовувати варіаційну постановку в рамках принципу можливих переміщень, згідно з яким

$$\delta A_\sigma + \delta A_p = 0 \quad (2.68)$$

де δA_σ - віртуальна робота внутрішніх напружень; δA_p - віртуальна робота заданих сил.

Для поставленої задачі віртуальні роботи мають вигляд

$$\begin{aligned}\delta A_\sigma &= \int_{V_1} \sigma \cdot \delta(\varepsilon) dV_1 + \int_{V_2} \sigma \cdot \delta(\varepsilon) dV_2; \\ \delta A_p &= - \int_{S_4} P \cdot \delta(U) dS_4 + \int_{S_\tau} \tau^* \cdot \delta(U) dS_\tau - \\ &\quad - \int_{S_\tau} \tau^* \cdot \delta(U^s) dS_\tau - \int_{V_1} f \cdot \delta(U) dV_1 - \int_{V_2} f \cdot \delta(U) dV_2\end{aligned}\quad (2.69)$$

де: $\delta(\epsilon)$, $\delta(U)$ -варіації, відповідно тензора деформації і вектора напружень. З усіх переміщень, що задовольняють кінематичним граничним умовам, екстремальне значення віртуальної роботи повідомляють ті переміщення, які задовольняють рівнянням рівноваги.

Чисельна реалізація варіаційного рівняння (3.32) була здійснена з використанням методу кінцевих елементів. Основна ідея методу кінцевих елементів полягає в тому, що будь-яку безперервну величину, таку, як напруження, тиск і переміщення, можна апроксимувати дискретною моделлю. У даній роботі кусочно-безперервні функції визначаються лінійними симплексами (елементами).

Особливостями розглянутої задачі є: по-перше, необхідність визначення напружено-деформованого стану на послідовності часових кроків, число яких може досягати порядку сотень і тисяч. По-друге, основні процеси розвиваються в навколопальній зоні, тому точність рішення, у порівнянні з областю ґрунту на віддаленні від палі повинна бути вище.

2.8 Розрахунок залежностей "час-осідання"

Розглянемо процес осідання одиночної палі під дією навантаження P_0 . Завдання володіє осьовою симетрією і може бути досліджена в двовимірній постановці, для якої напружено-деформований стан визначається чотирма векторами напружень і деформацій $\{\epsilon\}^T = \{\epsilon_{rr}, \epsilon_{zz}, \epsilon_{\theta\theta}, \epsilon_{rz}\}$, $\{\sigma\}^T = \{\sigma_{rr}, \sigma_{zz}, \sigma_{\theta\theta}, \sigma_{rz}\}$ полем переміщень з компонентами U_r , U_z .

Вважаємо, що сила діє по осі Oz , тоді можна розглядати у вирішенні одну половину (див. Рис.2.17). Граничні умови задамо наступним чином: по нижній і бічній межах ґрунтового масива- умови жорсткої заробки, на лінії $r=0$ - умови осі симетрії ($U_r=0$). На межі ґрунту з палею - умови повного прилипання.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						53
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

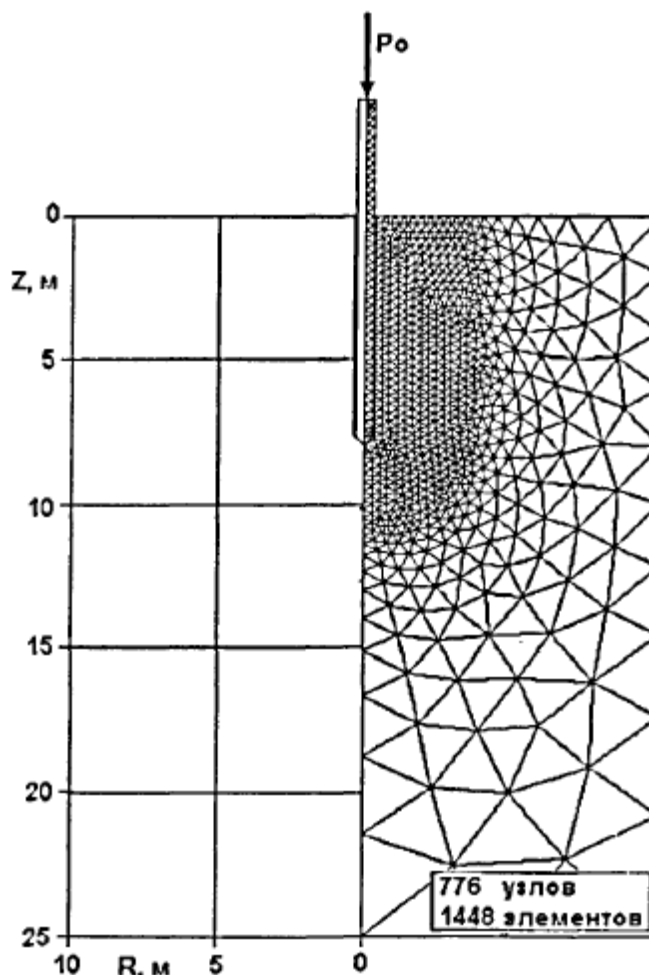


Рис. 2.17. Розрахункова область і сітка для розрахунку одиночної палі

Введемо як раніше безрозмірний параметр, що характеризує геометрію палі: $d^*=2R/H$ - відносний діаметр. Розглянемо 9 типів ґрунтів, параметри яких наведені в Таблиці 3.1. Геометричні параметри задачі наступні (див. Рис.2.17): приведений радіус палі $R_c=0,3$ м; глибина занурення палі $H_c=8$ м.

На підставі численних тестових розрахунків, виходячи з вимог трудомісткості обчислень при прийнятній точності, розміри області ґрунту обрані наступні: $Z_{\max}=25$ м, $R_{\max}=10$ м.

Розглянемо поведінку палі довжиною $H_c=8$ м. Параметри ґрунту відповідають ґрунту № 2 в Таблиці 3.1 (суглинок тугопластичний). Навантаження приймемо $P_0=450$ кН. Профілі напружень по довжині палі наведені на Рис.3.15. Добре помітно, що зсувні напруження тут є визначальними.

На Рис.3.16 наведені розрахункові дані для дев'яти розглянутих ґрунтів, а також дані випробувань палі СЦ 8-30. Видно, що найкращу відповідність отримано для ґрунту № 2 (суглинок тугопластичний). У процесі числових експериментів для даного набору ґрунтів було виявлено наступне:

1. При розгляді пар ґрунтів (позначимо 1 і 2), що мають відповідно модулі V_1 і V_2 (модулі об'ємного стиснення), G_1 і G_2 (модулі зсуву), більший вплив на величину максимальної стабілізованої осадки надає відношення $q_G = G_1/G_2$, порівняно з $q_V = V_1/V_2$. Даний факт говорить про те, що вплив реологічних властивостей ґрунтів на величину осідання більшою мірою визначається зсувами, у порівнянні з об'ємною стискальністю.

2. Зазначена на Рис.3.15 різниця у рівні напружень говорить про, те, що зсувні напруження для осідання одиночної палі є визначальними. Зазначений вище вплив величини модуля зсуву зростає зі збільшенням довжини палі.

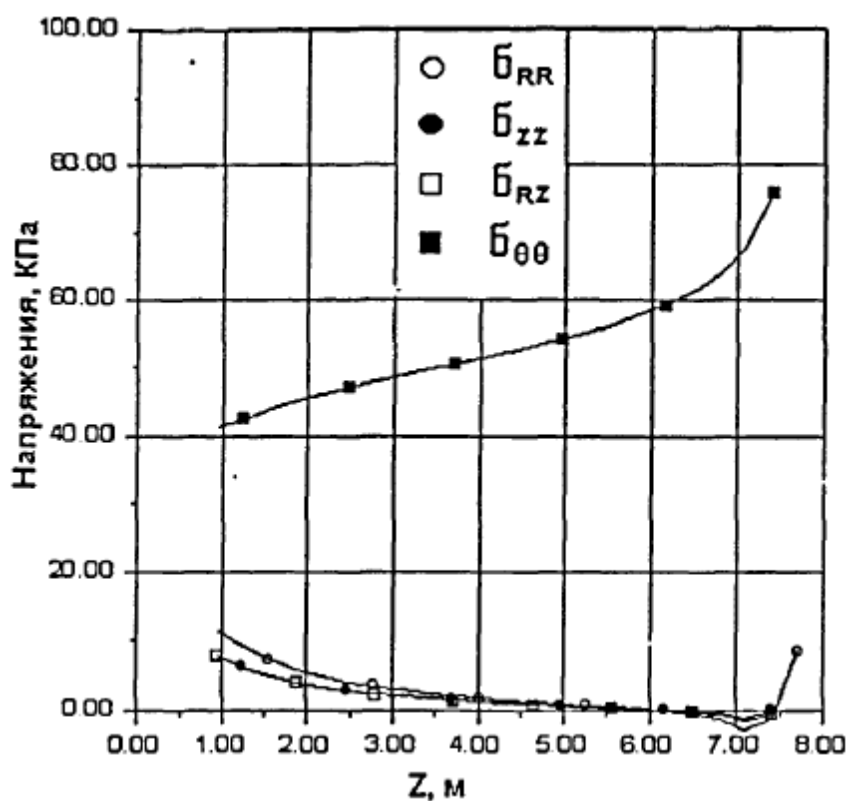


Рис. 2.18. Епюри напружень по довжині палі ($H_c=8$ м), при $P_o=450$ кН

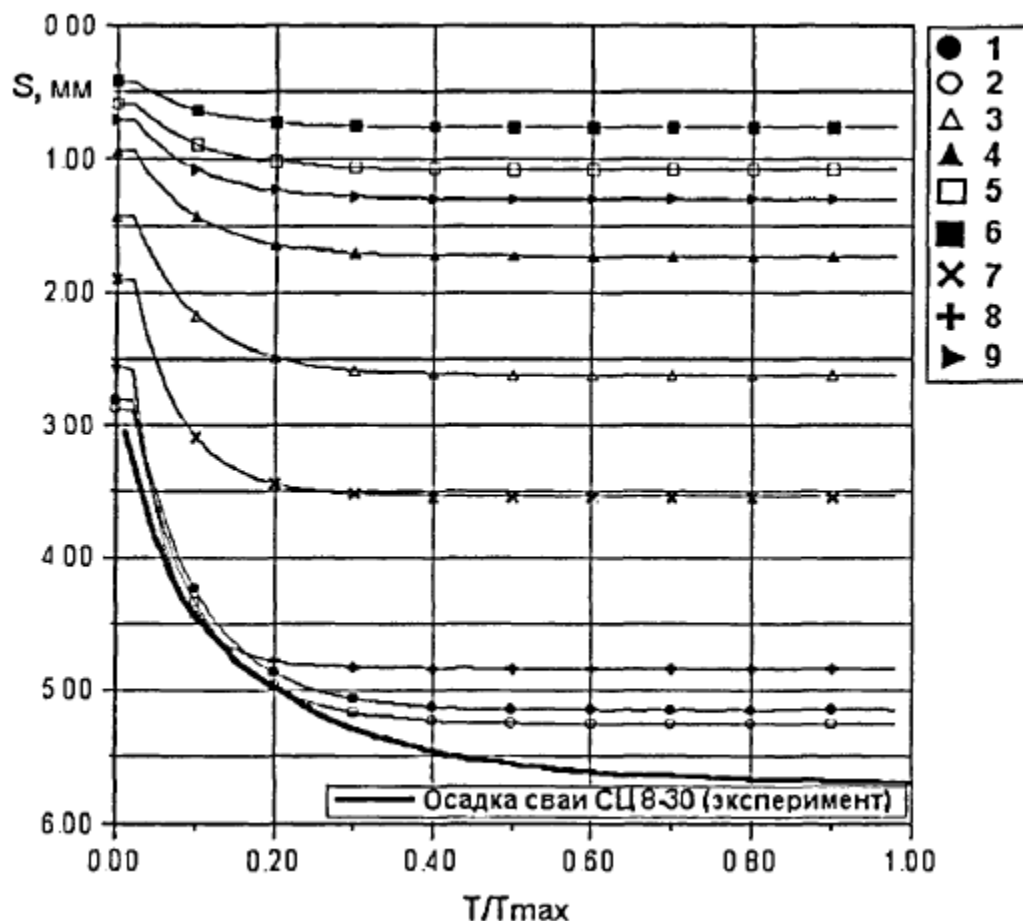


Рис. 2.18. Графіки осідання $S(t)$ палі довжиною $H_C=8\text{м}$, при навантаженні $P_0=450\text{кН}$. Номери ґрунтів і їх позначення відповідають Таблиці 3.1. Час $T_{\max}=4\cdot 10^4\text{сек/}$

Проведемо аналіз впливу попереднього ущільнення ґрунту за рахунок динамічного забивання палі на характер напружено-деформованого стану і поведінку осадок в часі. Не обмежуючи спільності, проводимо дослідження на прикладі ґрунту № 2.

У процесі динамічного занурення палі, поблизу неї формується ущільнена зона. Межа ущільненої зони в радіальному напрямку обмежена певним радіусом $R_{\text{ущл}}$, де напруження від палі не викликають залишкових деформацій ґрунту. Практично межу активної зони можна прийняти на глибині і по радіусу, де напруження не перевищують структурної міцності ґрунту. Якщо дані про структурну міцність ґрунту відсутні, рекомендується межу активної зони приймати на глибині, де додаткові напруження не перевищують $0,01\text{ МПа}$, так як

структурна міцність характерна як для мало- і середньо стисливих, так і для сильно стисливих ґрунтів, і мінімальне значення становить порядку 0,01 МПа.

У процесі розрахунків динамічного занурення паль, було з'ясовано, що для палі діаметром $d=0,6\text{м}$ значення $R_{ушл}$ можна прийняти $R_{ушл}=1\text{м}-1,5\text{м}$, залежно від типу ґрунту. Ми приймемо значення $R_{ушл}=1$, як для ґрунтів що не проявляють яскраво виражені пластичні властивості. Таким чином, з динамічних розрахунків ми знаємо величину $R_{ушл}$ і характер розподілу напружено-деформованого стану по радіусу.

Вплив напружень, викликаних динамічним забиванням палі (назвемо їх попередніми напруженнями), на напружено-деформований стан палі при квазістатичному навантаженні можна здійснити різними способами.

По-перше, безпосереднім урахуванням попереднього напруженого стану у схемі методу кінцевих елементів. Це вимагає розробки (модернізації) усього розрахункового алгоритму. З іншого боку, використовуються різні моделі поведінки ґрунтів - модель пружнопластичної течії (динаміка) і модель в'язкопружного тіла (статика), тому пряме перенесення напружено-деформованого стану з одного завдання в інше вимагає істотного теоретичного обґрунтування.

По-друге, введенням розподілу властивостей по радіусу всередині ущільненої зони. Розроблена розрахункова схема дозволяє враховувати довільний розподіл властивостей (модулів матеріалу) в розрахунковій області, тому принципових складнощів при цьому не виникає.

З практичної точки зору наявність проміжної ланки між двома завданнями має самостійну науково-практичну цінність. З результатів лабораторних експериментів, за даними випробування паль-штампа, елементів пальових фундаментів, статичного зондування і відповідно до рекомендацій, ми можемо побудувати залежності $E(w)$ модуля деформації ґрунта E від ступеня ущільнення w , або від іншої інваріантної величини, наприклад інтенсивності деформації. З динамічної задачі ми знаємо характер розподілу ступеня ущільнення $w(r)$.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						57
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Вирішуючи квазістатичну задачу, вводимо розподіл властивостей природним чином $E(r)=E(w(r))$.

Максимальне значення модуля деформації в ущільненій зоні можна брати порядку $E_{\max}=2E_0-4E_0$, де E_0 - модуль деформації (в активній зоні).

Розглянемо два варіанти апроксимації $E(r)$ для значення $R_{\text{ущл}}=1\text{м}$, (див. Рис.3.17). Графіки осідання $S(t)$ для трьох варіантів попереднього ущільнення $E(r)$ і без урахування попереднього ущільнення ґрунту наведені на Рис.3.18. Добре помітно, що від характеру $E(r)$ істотно залежить величина максимальної стабілізованої осідання.

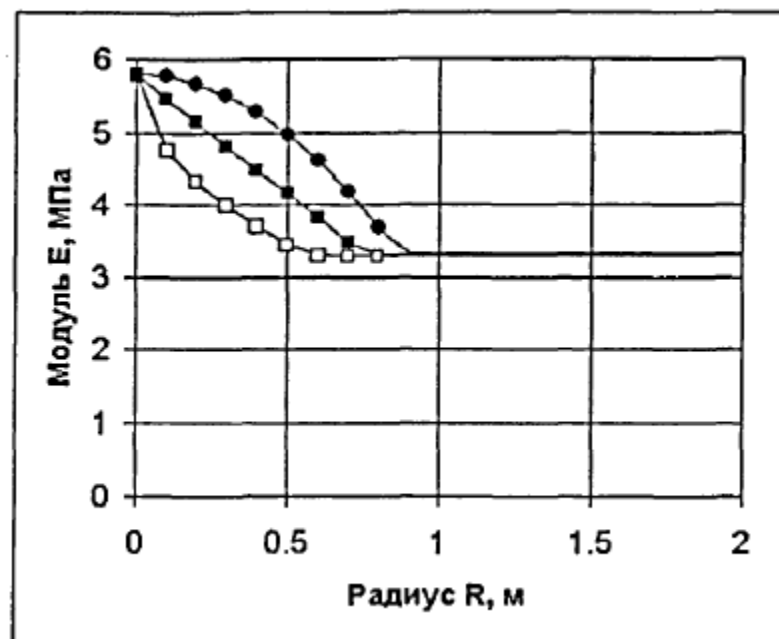


Рис. 2.19. Залежності модуля деформації ґрунту E від радіуса, при радіусі ущільненої зони $R_{\text{ущл}}=1\text{м}$.

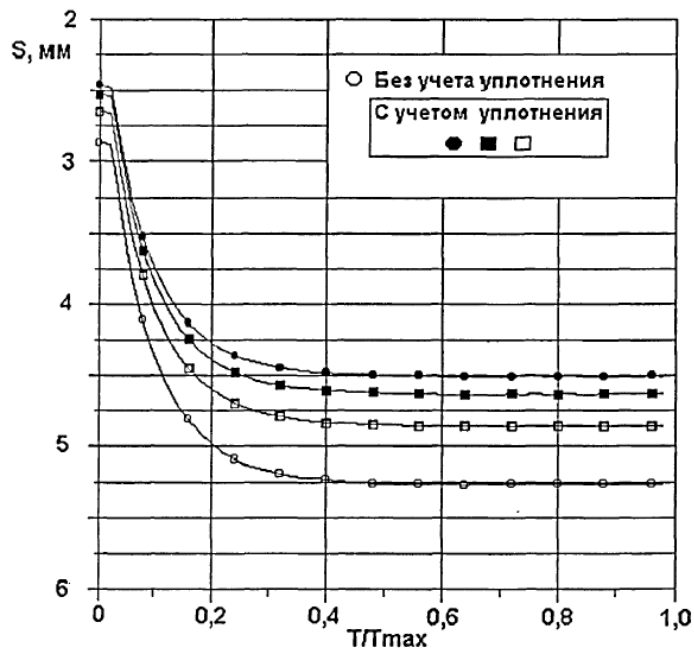


Рис. 2.20. Графіки осідання $S(t)$ палі довжиною $H_c=6\text{м}$, при навантаженні $P_o=450\text{кН}$. Розрахунки без урахування попереднього ущільнення ґрунтів і три варіанти попереднього ущільнення, відповідні Рис.3.17. Час $T_{\max}=3,8 \cdot 10^4$ сек.

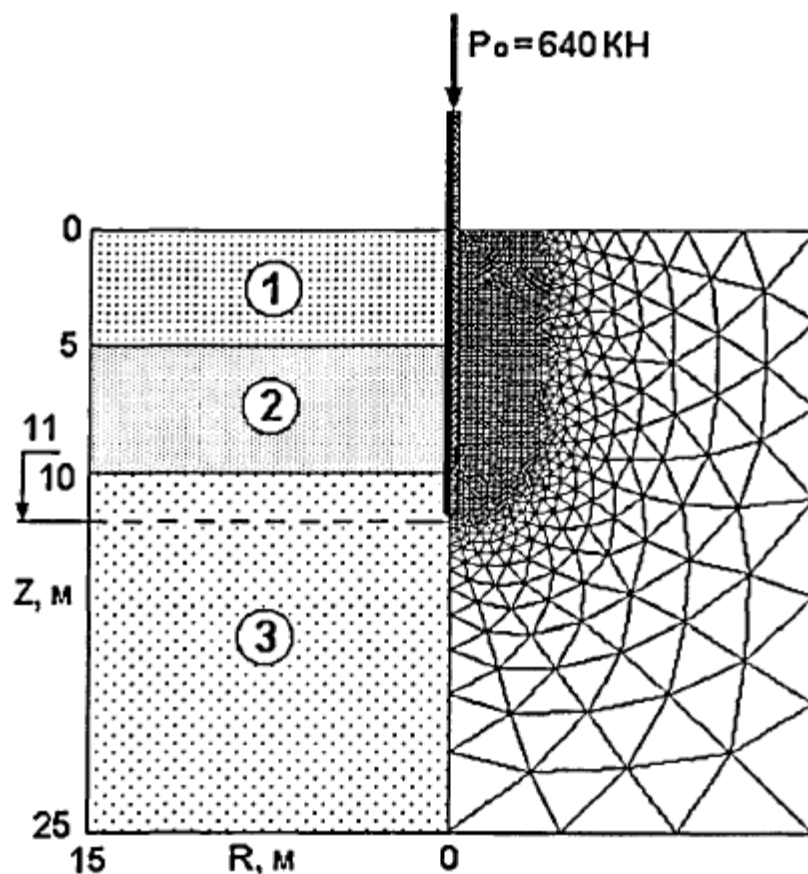


Рис. 2.21. Розрахункова область і сітка для розрахунку осідання палі довжиною $H_c=11\text{м}$, при навантаженні $P_o=640\text{кН}$ в тришаровий ґрунтовий масив.

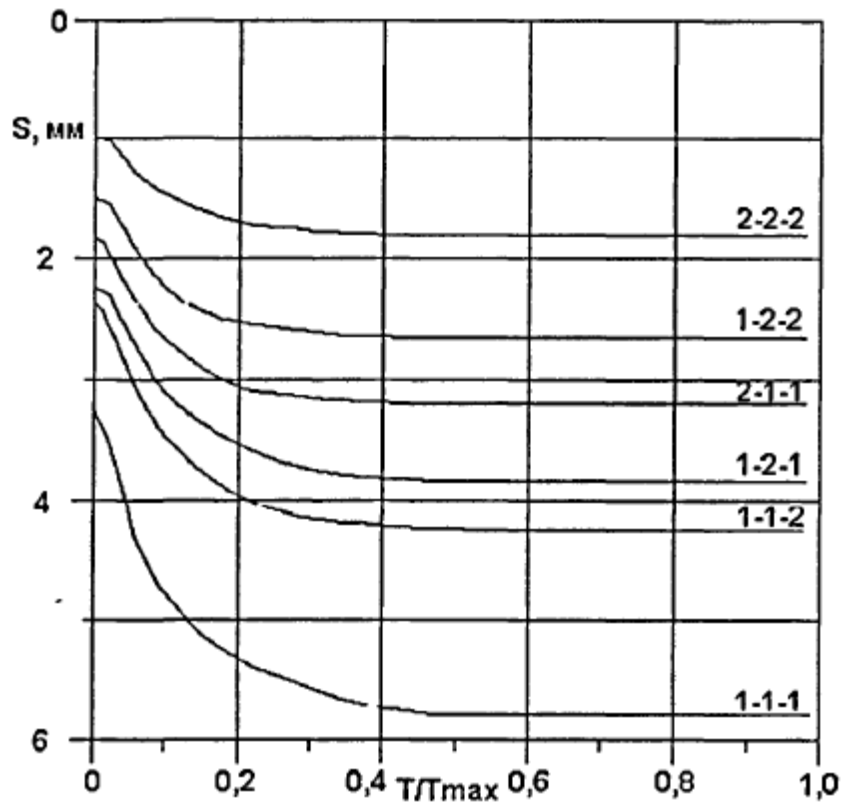


Рис. 2.22. Графіки осідання $S(t)$ палі довжиною $H_c=11\text{м}$, при навантаженні $P_0=640\text{кН}$ для варіантів розподілу грунтів 1 і 2 за трьома шарам (см.Рис.3.19).

Досліджуємо осадку палі в неоднорідному ґрунтовому масиві, складеному з трьох шарів ґрунту. Розглянемо поведінку палі довжиною $H_c=11\text{м}$ (аналог палі СЦ 11-30). Геометрія розрахункової області, глибини розташування шарів і розрахункова сітка наведені на Рис.3.19.

Параметри ґрунтів наступні:

- 1) Ґрунт № 1 (м'який). Фізико-механічні характеристики цього ґрунту відповідають ґрунту № 1 з Таблиці 3.1.
- 2) Ґрунт № 2 (жорсткий). Фізико-механічні характеристики цього ґрунту відповідають ґрунту № 6 з Таблиці 3.1.

Навантаження на палю прийmemo $P_0=640\text{кН}$. На рис.2.22 наведені розрахункові дані для різних варіантів проходження шарів. Крайні криві (1-1-1) і (2-2-2) відповідають однорідному ґрунтовому масиву з ґрунтів 1 і 2, відповідно. Решта кривих розташовуються між ними. Цікавим моментом є те, що для варіантів (2-1-1), (1-2-1) і (1-1-2) осідання виходять різними. Даний факт говорить

про те, що епюра напружень по довжині палі істотно позначається на напружено-деформованому стані і поведінці осадок.

2.9 Розрахунок залежностей "час-осідання" пальових кушів

В даний час в практиці промислового і цивільного будівництва набули широкого поширення фундаменти на пальових куцах. Не обмежуючи спільності, розглянемо паловий куц з чотирьох паль (див. Рис.3.54), який визначається наступними геометричними характеристиками: h - глибина паль, $2a$ - відстань між осями спай, $2b$ -ширина ростверку.

Точний опис напружено-деформованого стану ґрунту в активній зоні палового куца можливо лише в тривимірній постановці, що для в'язкопружного завдання представляє складну обчислювальну проблему, навіть при сучасному стані обчислювальної техніки. Це пов'язано з необхідністю розробки та реалізації тривимірної схеми методу скінченних елементів для розрахункових областей складної конфігурації, при цьому, виходячи з вимог точності, число розрахункових елементів має становити порядків десятків тисяч.

Нагадаємо, що математична задача є нелінійною і потребує вирішення послідовності завдань (систем алгебраїчних рівнянь великого порядку) на тимчасових шарах, число яких з вимог точності може досягати порядку тисяч. Іншим альтернативним підходом є зведення тривимірної задачі до двовимірної вісесиметричної, шляхом заміни палового куца циліндричним моноблоком (див. Рис.3.54), який визначається наступними геометричними характеристиками: H -глибина, $D=2R$ - приведений діаметр, $2b^*$ - діаметр ростверку.

Тепер завдання володіє осьовою симетрією і може бути досліджена в двовірній постановці, для якої напружено-деформований стан визначається чотирма векторами напружень і деформацій $\{\epsilon\}^T = \{\epsilon_{rr}, \epsilon_{zz}, \epsilon_{\theta\theta}, \epsilon_{rz}\}$, $\{\sigma\}^T = \{\sigma_{rr}, \sigma_{zz}, \sigma_{\theta\theta}, \sigma_{rz}\}$ полем переміщень з компонентами U_r, U_z .

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						61
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Вважаємо, що сила діє по осі Oz, тоді можна розглядати у вирішенні одну половину (див. Рис.3.14). Граничні умови задамо наступним чином: по нижній і бічній межах ґрунтового масива- умови жорсткої заробки, на лінії $r=0$ - умови осі симетрії ($U_r=0$). На межі ґрунту з палью - умови повного прилипання.

Введемо як раніше безрозмірний параметр, що характеризує геометрію фундаменту: $d^*=2R/H$ - відносний діаметр фундаменту.

Оскільки ми досліджуємо в'язкопружну поведінку системи "фундамент палі - ґрунт", то критерієм адекватності переходу від пальового куща до вісесиметричного моноблоку є збіг кривих "осадка - час" для обох процесів, при наступних припущеннях:

- 1) вважаємо, що величини навантажень P_0 в обох випадках однакові;
- 2) вважаємо, що параметри глибини збігаються $h=H$;
- 3) вважаємо, що з рівності площ ростверків радіус ростверку b^*

визначається наступним чином $b^*=b\sqrt{4/\pi}$;

- 4) властивості ґрунтів однакові.

Далі по тексту параграфа будемо називати введений циліндричний моноблок "пальовим кущем". Розглянемо в'язкопружну поведінку системи "кущ паль - ґрунт" при фіксованих геометричних параметрах і різному навантаженні на прикладі ґрунту №6 (параметри в Таблиці 3.1). Рішення було отримано при наступних параметрах: глибина підземної частини фундаменту $H=6$ м, діаметр фундаменту $D=1,2$ м, навантаження $P_0= 800, 1600, 3200$ кН. Залежності "осадка-час" $S(t)$ наведені на Рис.2.23.

На Рис.2.24 наведені розрахункові дані і дані випробувань пальового куща з чотирьох паль довжиною 6м(С 6-30). Експерименти були виконані при варіантах кроку паль ($d=0,3$ м): $2b=3d=0,9$ м; $2b=8d=2,4$ м. Відповідні значення наведеного діаметру були прийняті $D=2R=1,2$ м ($d^*=0,2$) і $D=2,4$ м ($d^*=0,4$). Спостерігається гарна відповідність розрахункових і експериментальних даних.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						62
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

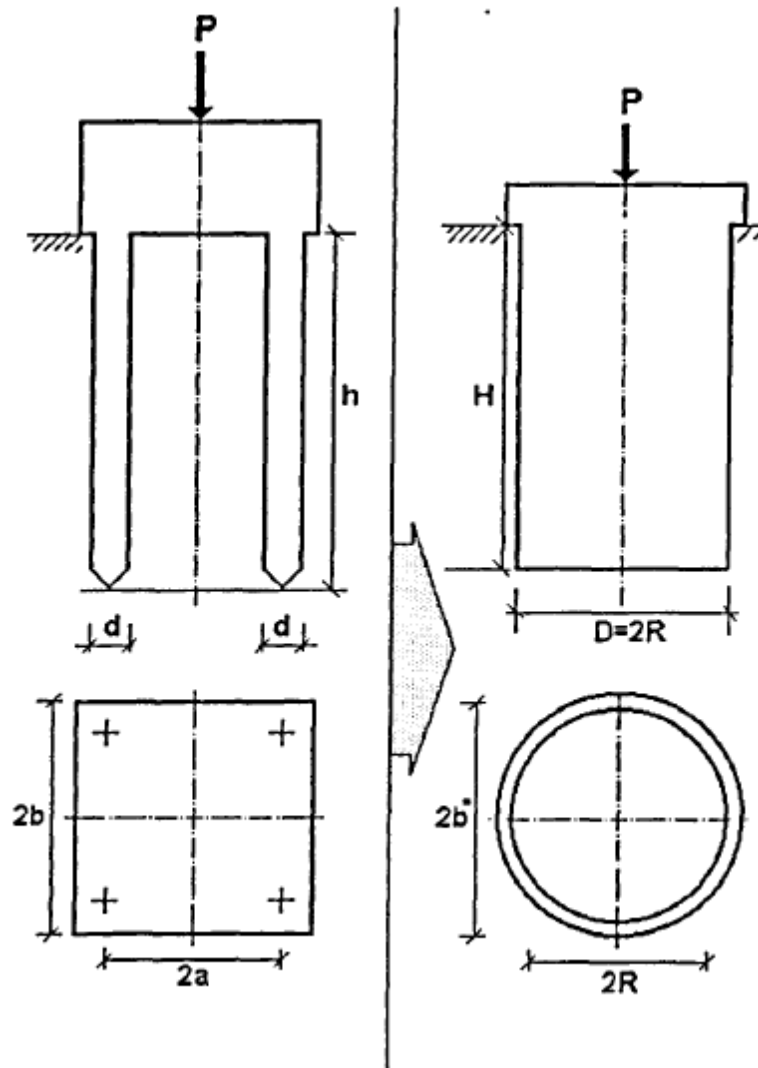


Рис. 2.23. Розрахункова схема переходу від пальового куща до вісесиметричного моноблоку.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 093 ПЗ

Аркуш

63

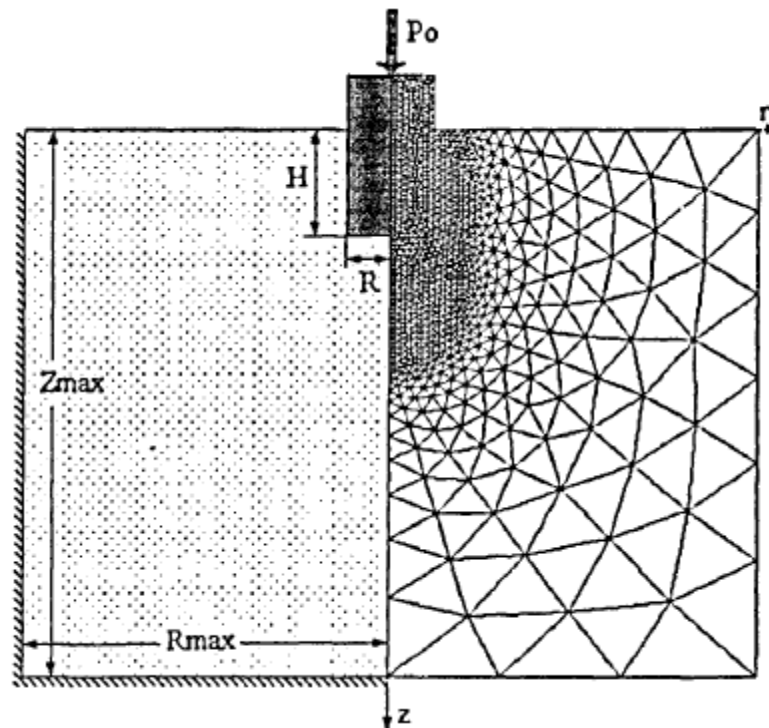


Рис. 2.24. Розрахункова схема для моделювання осідання куца паль. На рисунку показані геометричні розміри, граничні умови і розрахункова сітка (праворуч)

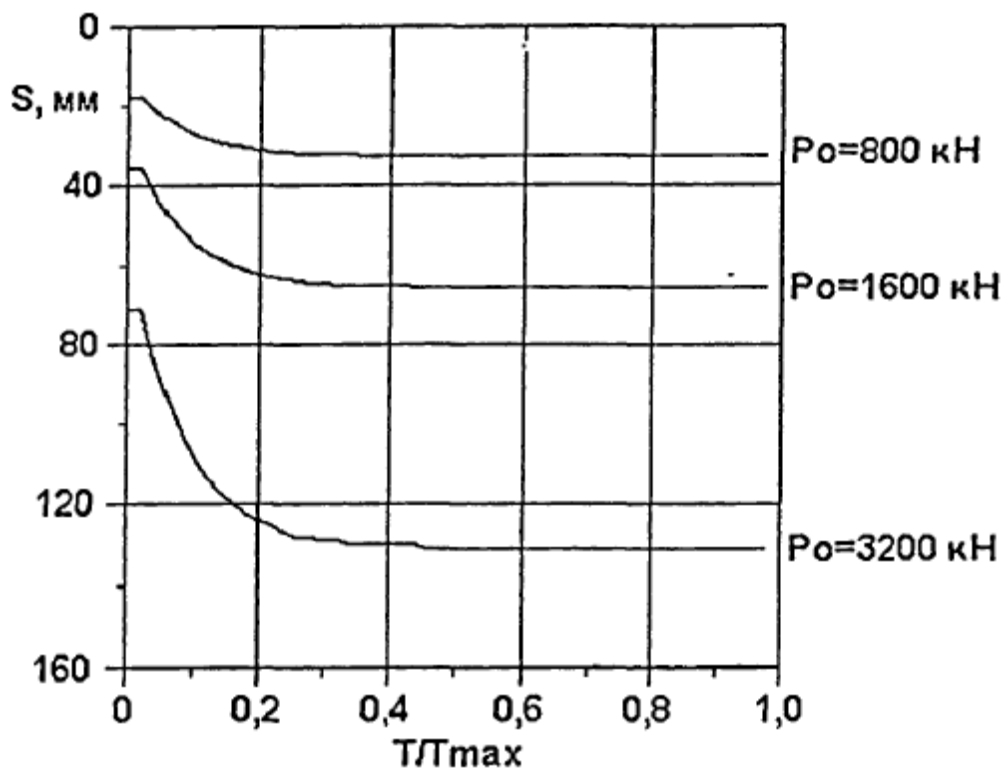


Рис. 2.25. Залежності осідання пального куца від часу при різних навантаженнях $P_0 = 800, 1600, 3200 \text{ кН}$. Відносний діаметр

фундаменту $d^*=0,2$. Глибина фундаменту $H=6\text{м}$. Час $T_{\max}=3,8 \cdot 10^4$ сек.

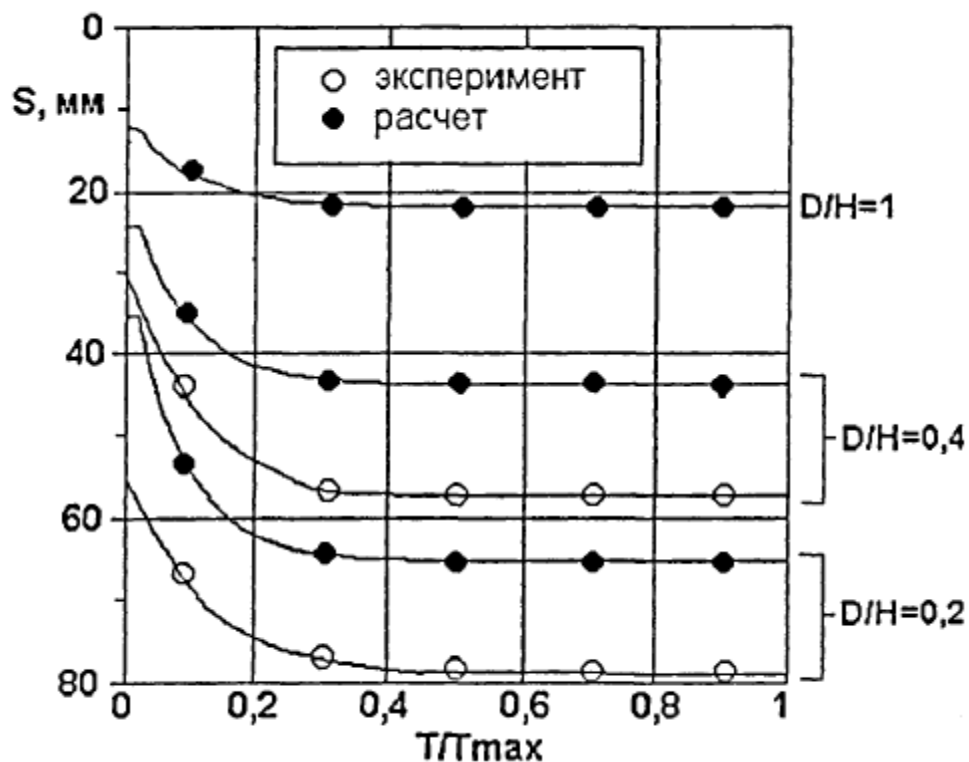


Рис. 2.26. Залежності осідання пальового куща від часу при різних відносних діаметрах фундаменту d^* . Навантаження $P_0=1600\text{кН}$. Глибина фундаменту $H=6\text{м}$. Час $T_{\max}=3,8 \cdot 10^4$ сек.

На підставі проведених числових експериментів було виявлено, що найкраща відповідність спостерігається, коли приведений діаметр знаходиться в діапазоні 0,6а-0,85а (а - крок паль). Запропонована методика розрахунку може бути реалізована для будь-яких конструкцій окремо розташованих пальових фундаментів (кущів) з симетричним розташуванням паль в плані фундаменту.

На Рис.3.58. наведено залежності початкової осідання і максимальної осідання пальового куща від відносного діаметра d^* , при навантаженнях $P_0=800, 1600, 3200\text{кН}$. Глибина фундаменту $H=6\text{м}$. На Рис.3.59,3.60 наведені аналогічні залежності максимальної осідання для глибин фундаменту $H=9\text{м}$ і $H=3\text{м}$.

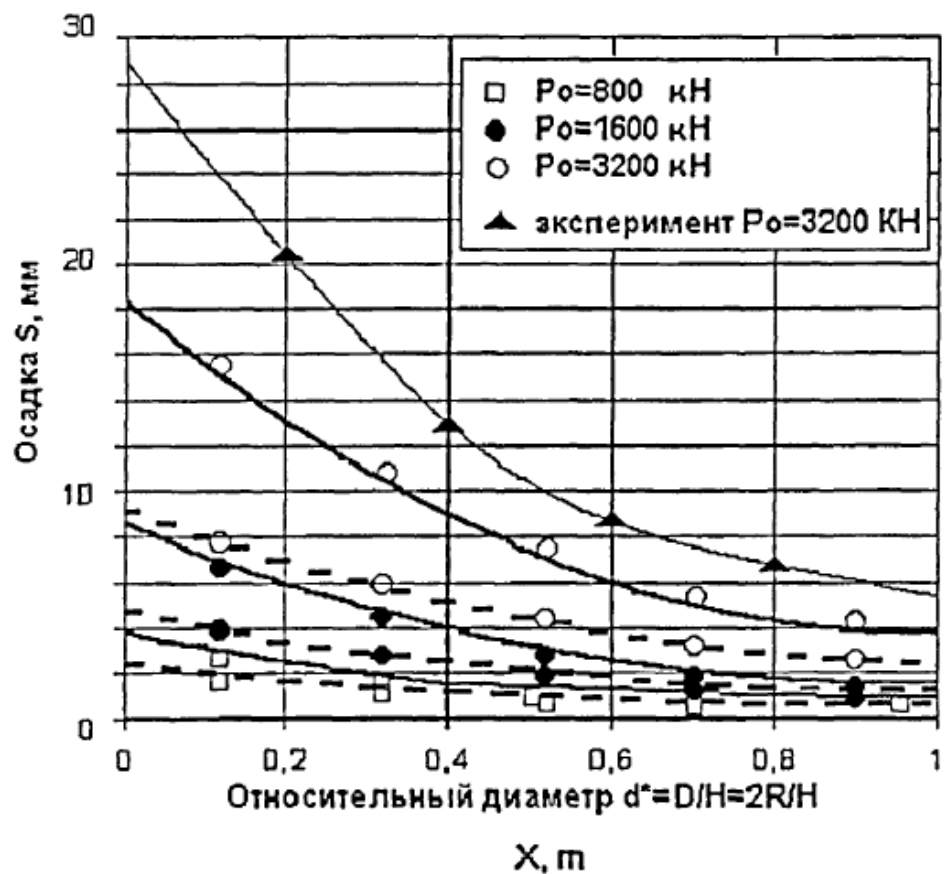


Рис. 2.27 Залежності початкової осідання (пунктир) і максимальної осідання (суцільні лінії) пальового куца від відносного діаметра d^*

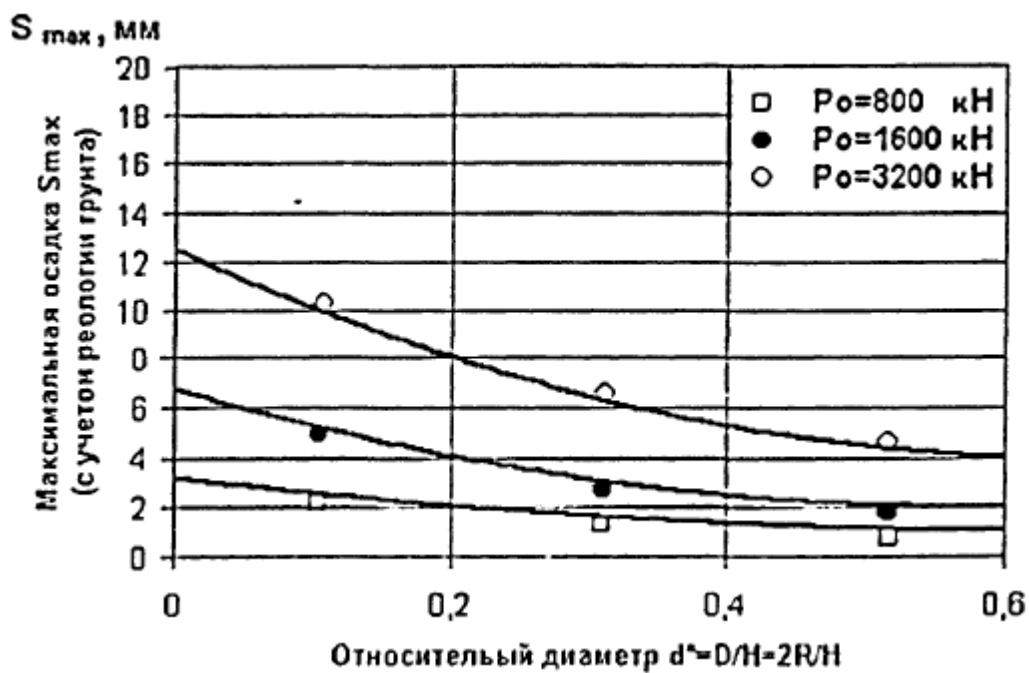


Рис. 2.28 Залежності максимальної осідання пальового куца від відносного діаметра d^* . Глибина фундаменту $H=9$ м.

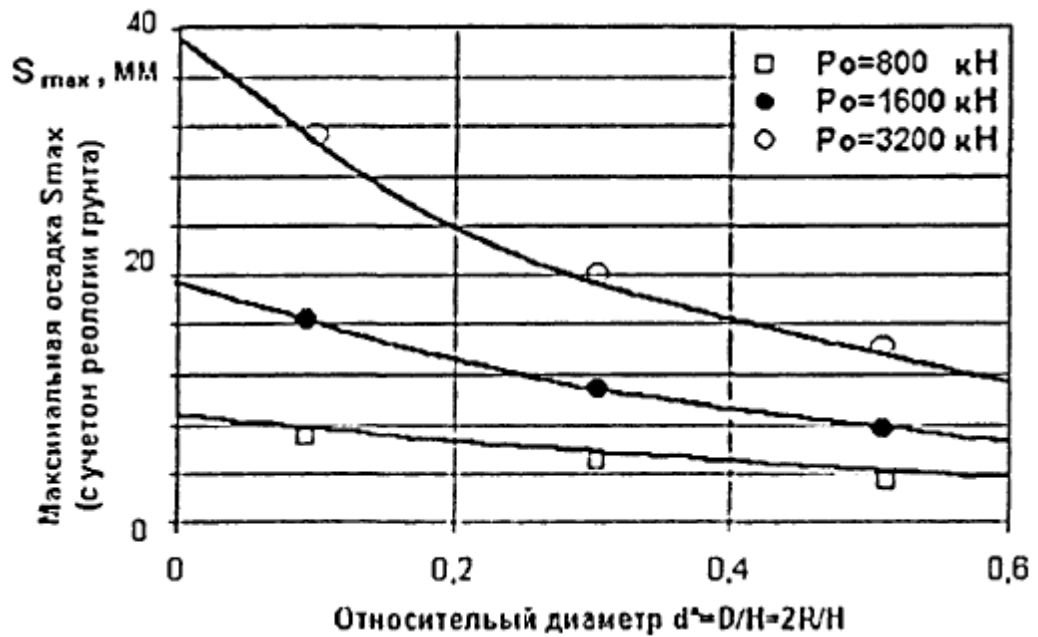


Рис. 2.29 Залежності максимальної осідання пальового куща від відносного діаметра d^* . Глибина фундаменту $H=3$ м.

Профілі зсувного напруження σ_{zr} боковій поверхні, при навантаженні $P_0=800$ кН, для варіантів розрахунку $H=9$ м і $H=3$ м, наведені на Рис.3.61, на момент часу $t=3,8 \cdot 10^4$ сек. На графіках показані напруження для трьох значень відносного діаметра.

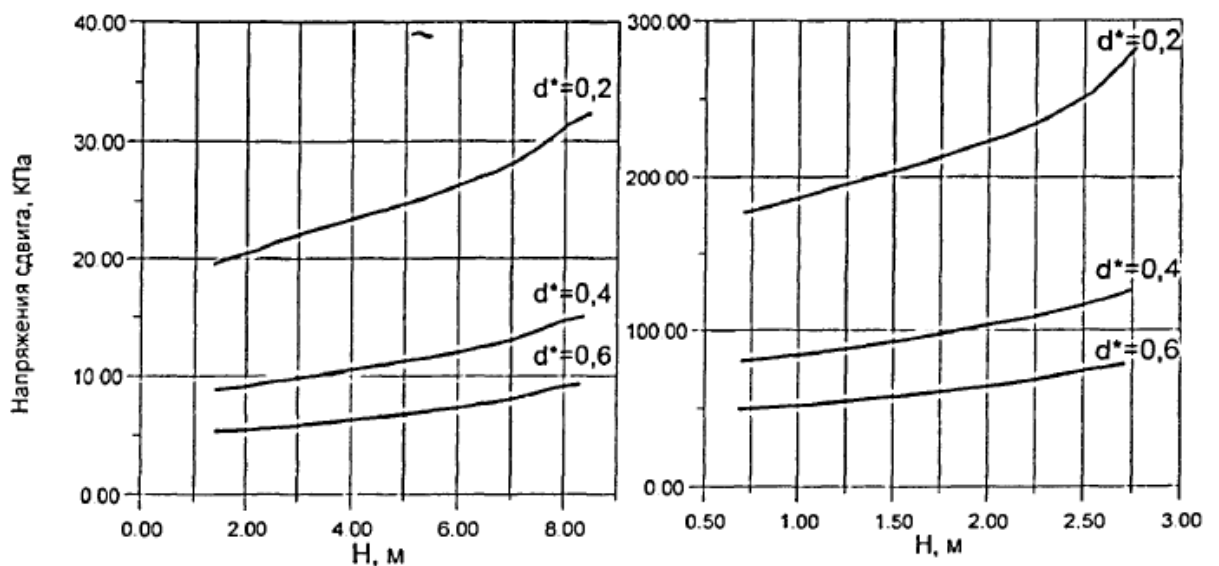


Рис. 2.30. Напруження σ_{zr} по боковій поверхні пальового куща, при глибині паль $H=9$ м (ліворуч) і $H=3$ м (праворуч).

Таким чином, в даному параграфі наведені результати розрахунків для пальових куців. Проведене порівняння розрахункових даних і даних випробувань пальового куца з чотирьох паль довжиною 6м (С 6-30), показало гарну відповідність розрахункових і експериментальних даних. На підставі проведених числових експериментів було виявлено, що найкраща відповідність спостерігається, коли приведений діаметр знаходиться в діапазоні 0,6а-0,85а (а-крок паль).

Проведено чисельні експерименти, які дозволили отримати залежності осідання від величини навантаження і відносного діаметра, який можна розглядати як визначальний процес геометричний фактор. За допомогою побудови числових залежностей можна оцінити розвиток осадок у часі для пальових куців в діапазоні навантажень до $P_0 = 3200 \text{ кН}$, для паль довжиною від 3 до 9 метрів.

Таким чином, розроблений підхід до опису системи "пальовий куц-грунт", з урахуванням реологічних властивостей ґрунтів. Запропонована модель може бути застосована до прогнозування їх поведінки в часі, а також, отриманню значень максимальних стабілізованих осідань. Безсумнівно, більш точний опис напружено-деформованого стану в околі пальового куца потребує вирішення тривимірної задачі.

2.10 Інженерний метод розрахунку пальових фундаментів

2.10.1 Розрахунок несучої здатності пальових фундаментів

Експериментальні дослідження та досвід проектування показують, що несуча здатність пальових фундаментів може бути правильно оцінена тільки виходячи з гранично допустимих осадок будівель і споруд.

Для розробки методу розрахунку несучої здатності пальових фундаментів були проведені спеціальні дослідження взаємодії системи "пальовий фундамент - основа", які дозволили виявити закономірності передачі навантаження в різних інженерно-геологічних умовах та розробити метод розрахунку несучої здатності однорядних і багаторядних пальових фундаментів, що враховує наступні важливі

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						68
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

фактори: глибину програми навантаження і характер її передачі по боковій поверхні і в площині вістря паль, розміри фундаменту, коефіцієнт бокового розширення та реологічні властивості ґрунтів.

Рішення завдання отримано при наступних припущеннях:

1. Ґрунт вважається лінійно-деформованим тілом.
2. Палі і затиснутий між ними ґрунт розглядаються як єдиний масив.
3. Навантаження передається ґрунту по боковій поверхні пальових фундаментів і в площині нижніх кінців паль.

4. Межа активної зони знаходиться на глибині, де напруги від пального фундаменту не викликають залишкових деформацій ґрунту. Практично межу активної зони можна прийняти на глибині, де напруги не перевищують структурної міцності ґрунту. Якщо дані про структурну міцність ґрунту відсутні, рекомендується межу активної зони приймати на глибині, де додаткові напруження не перевищують 0,01 МПа, так як структурна міцність характерна як для мало- і середньо стисливих, так і для сильно стисливих ґрунтів, і мінімальне значення становить порядку 0,01МПа.

5. Ущільнення ґрунту в результаті забивання паль враховується через модуль деформації ущільненої зони, який можна визначити за даними випробування палі-штампа, елементів пальових фундаментів, статичного.

Аналіз результатів експериментальних і аналітичних досліджень показує, що при передачі через бічну поверхню до 40-50% навантаження вертикальні напруження вище площини вістря паль становлять 10-20% напружень в площині вістря палі. Це пояснюється тим, що напруги від сили тертя по боковій поверхні розсіюються в навколишньому ґрунті, тому навіть значні зміни сил тертя по боковій поверхні приведуть до невеликих (5-10%) змін напружень в площині вістря пального фундаменту, а отже, і осідань фундаменту. Розрахунок осідань стрічкових пальових фундаментів необхідно виконувати в тому випадку, якщо палі прорізають глинисті ґрунти різної консистенції і спираються нижніми кінцями на піски середньої щільності і глинисті ґрунти м'якопластичної, тугопластичної та напівтвердої консистенції. При обпиранні нижніх кінців паль на крупноуламкові і

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						69
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

щільні піщані ґрунти і глинисті ґрунти твердої консистенції, розрахунок осідань пальових фундаментів цивільних будинків можна не проводити, оскільки осідання в цих випадках будуть незначними.

Для практичного застосування виведена формула розрахунку осідань:

$$S = \frac{P}{\pi E_1} - \delta_0, \quad (2.70)$$

де S- осадка пальового фундаменту, см; P - навантаження на фундамент палі, кН/см; $E_1 = E / (1 - \mu^2)$; E- модуль деформації ґрунту активної зони з урахуванням ущільнення ґрунту під палями в результаті забивання палі. Модуль деформації ґрунту в ущільненій зоні рекомендується визначати за даними випробування звичайних паль, паль-штампів, елементів стрічкових пальових фундаментів або за даними зондування з урахуванням глибини програми навантаження, виду передачі її через бічну поверхню і в площині вістря, розмірів фундаментів, коефіцієнта бокового розширення ґрунту. Одним із способів оцінки зміни модуля деформації є чисельне моделювання динамічного забивання паль.

Для практичного застосування в роботі складені номограми значень δ_0 для всіх розрахункових схем залежно від наведеної глибини активної зони z_0/l , наведеної ширини одно-, дво- і трьохрядних пальових фундаментів $\beta = d_0/l$, коефіцієнта бокового розширення ґрунту ν .

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						70
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

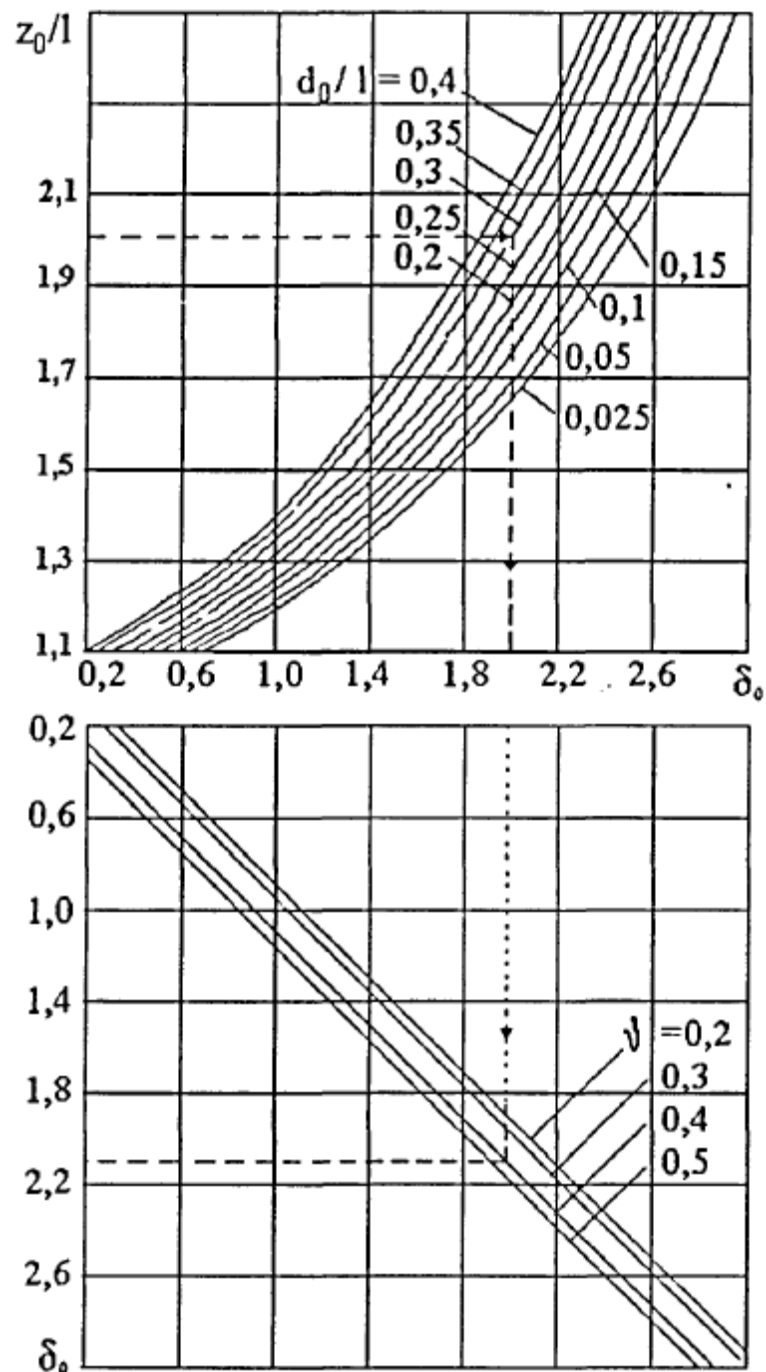


Рис. 2.31. Номограми для визначення значень δ_0 залежно від наведеної глибини активної зони, наведеної ширини пальового фундаменту і коефіцієнта бокового розширення ґрунту V .

Формула для розрахунку погонної несучої здатності, кН/м, стрічкових пальових фундаментів:

$$F_{л.ф} = F'_{л.ф} - Q, \quad (2.71)$$

де $F'_{л.ф}$ - умовна несуча здатність пальового фундаменту, кН/м; Q - вага ґрунтового масиву з палями, кН/м;

$$F'_{л.ф} = \gamma_c \gamma_g \pi'_1 E_1 \eta \xi S_{\max, u} . \quad (2.72)$$

Тут γ_c - безрозмірний коефіцієнт умов роботи палі; для забивних паль приймається 1,0; γ_g - безрозмірний коефіцієнт надійності по ґрунту, що приймається рівним 0,8;

$$E_1 = \frac{E_0}{1 - \nu_0^2} ; \quad (2.73)$$

E_0 - середньозважене значення модуля деформації ґрунту, МПа; ν_0 -коефіцієнт бокового розширення ґрунту; η - коефіцієнт, залежить від геометричних параметрів стрічкового пальового фундаменту, наведеної ширини фундаменту, глибини активної зони і коефіцієнта бокового розширення ґрунту; ξ - безрозмірний реологічний коефіцієнт, що приймається в залежності від деформаційних властивостей ґрунту й наведеного питомого навантаження на 1 м довжини паль; $S_{\max, u}$ - граничне нормативне значення абсолютної осідання для будівель і споруд, прийняте рівним 0,08-0,15м.

Величина Q визначається за формулою

$$Q = n \gamma h b ; \quad (2.74)$$

де $n=1,1$ - безрозмірний коефіцієнт перевантаження; γ - об'ємна маса ґрунту з палями в масиві, що приймається рівним 2,04 кН/м³; h - відстань від верху фундаменту до вістря паль (див. Рис.4.2), м; b - ширина масиву ґрунту з палями, м. Для визначення коефіцієнта η , залежного від геометричних параметрів стрічкового пальового фундаменту, наведеної ширини фундаменту, глибини активної зони і коефіцієнта бокового розширення ґрунту складена номограма, наведена на Рис. 4.2.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						72
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Формула для розрахунку несучої здатності центрально- і позацентрово навантажених пальових фундаментів і кущів паль має вигляд

$$F'_{O.\Phi} = \gamma_c \gamma_g \xi (A_1 + A_2), \quad (2.75)$$

де γ_c - безрозмірний коефіцієнт умов роботи палі; для забивних паль $\gamma_c=1,0$; γ_g - безрозмірний коефіцієнт надійності по ґрунту, приймає рівним 0,8; ξ - безрозмірний реологічний коефіцієнт, що приймається по Табл. 4.1.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						73
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

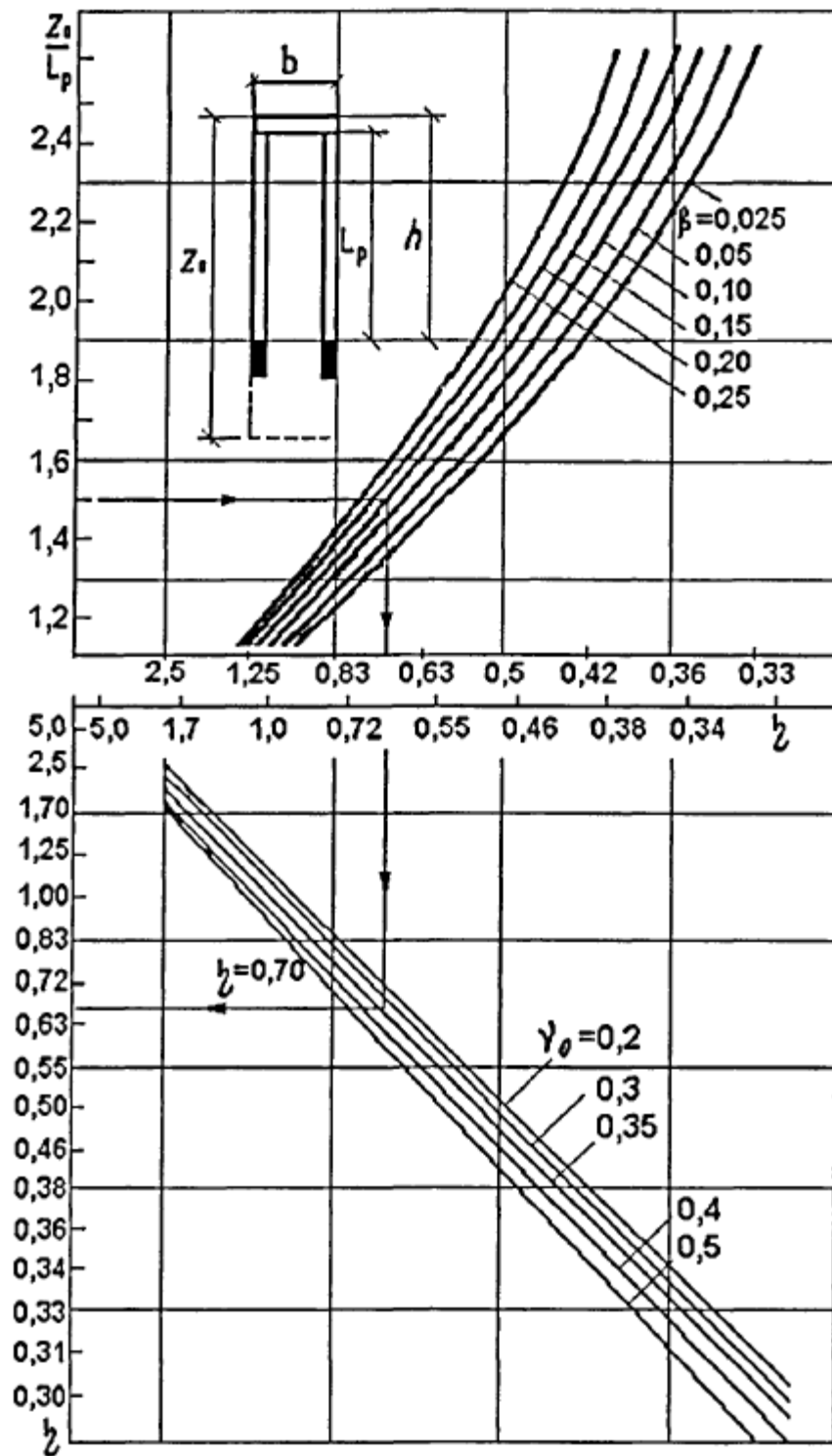


Рис.2.32 Номограма для визначення коефіцієнта η .

Тут L_p - робоча довжина палі, ν - коефіцієнт бокового розширення ґрунту, β - приведена ширина фундаменту, z_0/L_p - приведена глибина активної зони.

Таблиця 2.2. Залежність коефіцієнта ξ від усередненого модуля деформації ґрунту активної зони і питомого навантаження на одну палю у складі фундаменту. Тут P' - несуча здатність однієї палі.

$P' / L_p, \text{кН/м}$	Значення ξ при E_0 (МПа) рівном						
	4	5	6	7	8	9	10
20	0,831	0,838	0,846	0,853	0,860	0,867	0,875
30	0,825	0,831	0,837	0,844	0,850	0,856	0,862
40	0,785	0,796	0,807	0,818	0,829	0,840	0,850
50	0,719	0,737	0,755	0,773	0,791	0,809	0,826
60	0,559	0,597	0,635	0,673	0,711	0,749	0,785

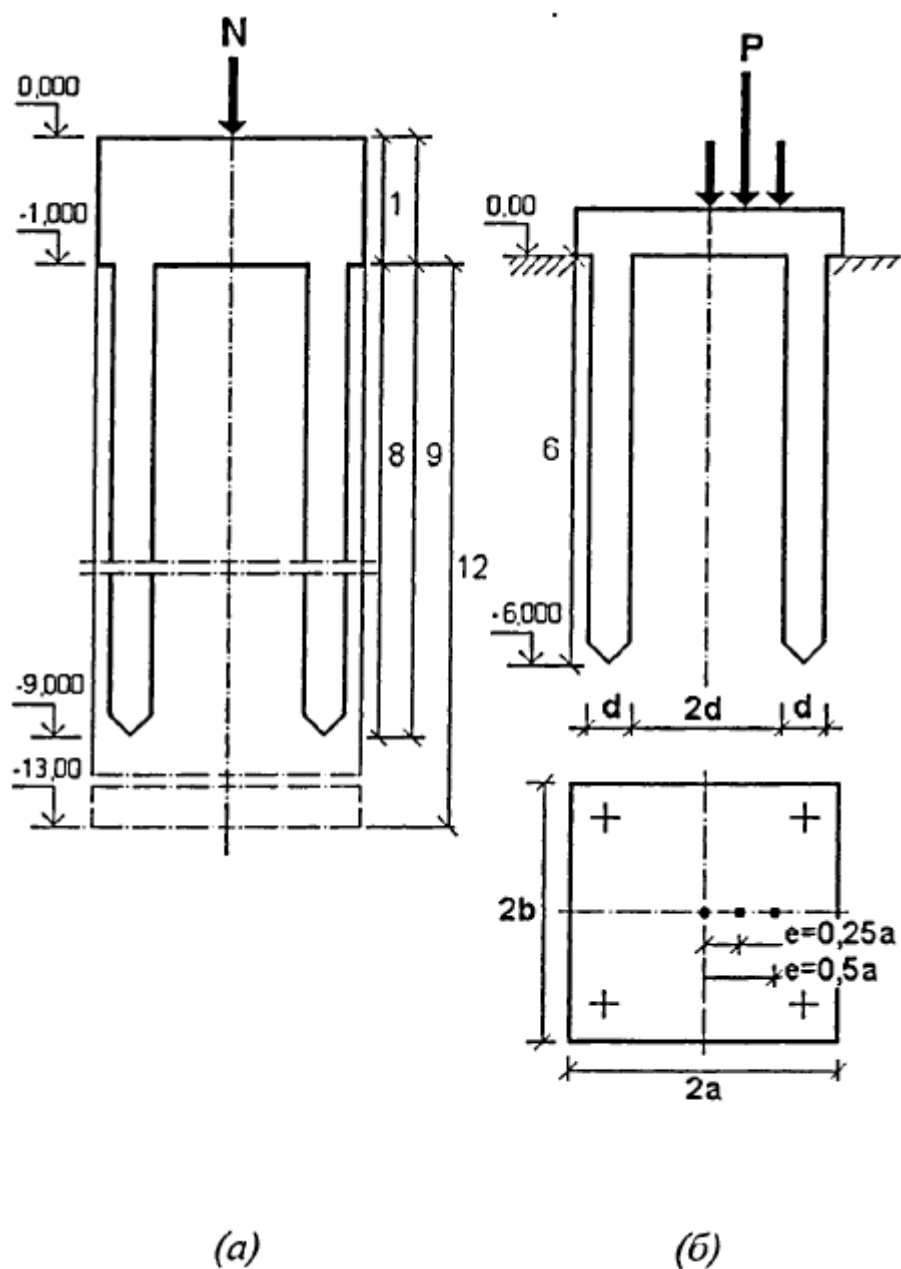


Рис.2.33 Розрахункові схеми для визначення несучої здатності стрічкового пальового фундаменту (а) і куща паль (б). Розміри в метрах.

Параметри A_1 і A_2 визначаються наступним чином:

$$A_{1,2} = \sqrt[3]{u \pm \sqrt[3]{\theta}} ; \quad (2.76)$$

$$u = \frac{S_{\max, u} l^3}{kg} ; \quad (2.77)$$

$$\theta = \left[\frac{1,33 \cdot 10^3 \cdot (k_1 + k_2) \cdot l^2}{E_0 kg} \right]^3 + u^2 \quad (2.78)$$

Тут $S_{\max, u}$ граничне нормативне значення абсолютної осідання для даної будівлі та споруди; l - довжина палі; do - коефіцієнт, що залежить від геометричних параметрів пальового фундаменту та ексцентриситету прикладання навантаження (див. Табл. 2.2).

Коефіцієнт g приймається залежно від геометричних розмірів ростверку (див. Табл. 2.3); k_1 і k_2 - безрозмірні коефіцієнти для визначення осадок по осі грані фундаменту або умовної точки відповідно в сторону переміщення ексцентриситету, наведеної глибини активної зони і коефіцієнта бокового розширення ґрунту (див. Табл. 2.4); E_0 - осереднений модуль деформації ґрунту активної зони.

Таблица 2.3. Значення коефіцієнта k , m^2/kH , залежно від типу фундаменту, величини і напрямку навантаження (відстань між палями $3d$)

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						76
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Кількість свай	Значення ξ при E_0 (МПа) рівном				
	центральном	по осі		по діагоналі	
		0,25а	0,50а	0,25а	0,50а
4	100	200	400	200	450
5	80	100	150	200	350
6	15	20	30	20	40
7	11,5	15	23,5	10	32
8	9,5	11,5	19	25	27
9	7	8,5	14,5	10	23
10	6	7	12	8	19,5
11	5	5,5	9,7	6,5	16,2
12	4	4,5	8	5	13,5
13	3,2	3,8	7	4	11
14	2,5	3,2	6,2	3,5	9
15	2,2	2,8	5,5	3	7,5
16	2	2,5	5	2,7	6
17	1,85	2,33	4,6	2,5	5,53
18	1,7	2,16	4,2	2,3	5,06
19	1,55	2,0	3,8	2,1	4,6
20	1,4	1,82	3,4	1,9	4,12
21	1,25	1,65	3,0	1,7	3,65
22	1,1	1,48	2,6	1,5	3,18
23	0,95	1,3	2,2	1,3	2,7

Таблиця 2.4. Значення коефіцієнта g м³/кН залежно від геометричних розмірів паль і типу пальового фундаменту (крок паль 3d)

Кількість свай	Значення $g \cdot 10^{-3}$ при сеченні свай, см			
	25 x 25	30 x 30	35 x 35	40 x 40
4	25,1	13,9	8,2	5,27
6	25,1	19,5	15,7	12,5
9	25,1	20,8	17,6	14,9
16	25,1	22	19,1	16,8
25	25,1	22,5	20,4	18,3

Практичний метод розрахунку тривалих осадок паль і пальових фундаментів

На основах, що володіють реологіческими властивостями, схоронність та експлуатаційна придатність будівель і споруд в значній мірі залежать від швидкості і ступеня розвитку нерівномірних осідань фундаментів. Якщо в якій-

небудь момент часу різниця осідання суміжних фундаментів перевищить граничні значення, то в надземних конструкціях можуть виникнути нерозрахункові додаткові зусилля, пластична течія вузлів та елементів конструкцій може перейти в крихке руйнування. Тому важливим питанням проектування будівель і споруд на основах з реологічними властивостями є достовірний опис тривалої взаємодії системи "пальовий фундамент-основа" в широких межах зміни навантажень, часу, конструкцій фундаментів і інженерно-геологічних умов.

Найбільш достовірною теорією для вузьких середовищ, що зв'язує напруження, деформації і час, є феноменологічна теорія спадкової повзучості. Використання цієї теорії для опису властивостей такого складного в геологічному відношенні середовища, як глинисті ґрунти, цілком виправдано. У загальному випадку, якщо залежність між напруженням і деформацією носить нелінійний характер, то можна використовувати рівняння пластичної теорії спадкової повзучості у вигляді

$$\varphi[\varepsilon(t)] = \sigma(t) + \int_0^t K(t-\tau)\sigma(\tau)d\tau \quad (2.79)$$

Нелінійність властивостей середовища враховується функцією $\varphi[\varepsilon(t)]$. На основі рівняння (2.79) зв'язок між навантаженням, осіданням палі і часом можна прийняти у вигляді співвідношення

$$\varphi[S(t)] = P(t) + \int_0^t K(t-\tau)P(\tau)d\tau \quad (2.80)$$

де $S(t)$ і $P(t)$ - осідання і навантаження, які відповідають моменту часу t ; $K(t-\tau)$ - ядро інтегрального рівняння, що характеризує швидкість впровадження палі в ґрунт при постійному навантаженні. Для опису процесу деформування однокомпонентних глинистих ґрунтів пропонується використовувати ядро у вигляді дробнолінійної функції

$$K(t-\tau) = \frac{A(1-\lambda)}{(1-\tau)^\lambda} \quad (2.81)$$

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						78
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

де A і λ - параметри повзучості, зумовлені з даних статичних випробувань паль.

На основі аналізу даних статичних випробувань одиночних паль і пальових фундаментів нелінійна функція взята у вигляді

$$\varphi[S(t)] = b \operatorname{tg} B S(t) \quad (2.82)$$

Параметри B і b визначаються з даних випробувань. Функція $\varphi[S(t)]$ вважається обмеженою, а значення b є її верхньою межею.

На підставі рівняння (4.11) з урахуванням (4.12) і (4.13) отримана формула для розрахунку осідань одиночних паль в одпокомпонентних глинистих ґрунтах

$$S(t) = \frac{1}{B} \operatorname{arctg} \frac{P}{b} [1 + A t^{1-\lambda}] \quad (2.83)$$

Експериментальні дослідження показують, що рівняння (4.14) добре описує процес осідання одиночних забивних паль в часі при додатку трьох-чотирьох ступенів навантаження при статичних випробуваннях в глинистих ґрунтах напівтвердої і тугопластичної консистенції, проте загальне осідання палі, в межах якої можна з достатньою для інженерних розрахунків точністю описати процес деформування ґрунтів підстави, становить 35-40 мм. При проектуванні, виходячи з гранично допустимих осадок будівель і споруд, необхідно прогнозувати осідання у часі пальових фундаментів до значень 80-120 мм.

Як уже вказувалося, правильність застосування (2.83) залежить значною мірою від ядра післядій $K(t)$, яке має задовольняти ряду початкових умов.

Аналіз даних статичних випробувань одиночних паль і пальових фундаментів в глинистих ґрунтах різної консистенції, результати спостережень за осадками будівель і споруд, дослідження в галузі механіки ґрунтів показують можливість використання ядра інтегрального рівняння у вигляді комбінації експоненційної і степеневої функцій

$$K(t - \tau) = \frac{A \exp[-\beta(t - \tau)]}{(t - \tau)^{1-\alpha}}, \quad 0 < \alpha < 1 \quad (2.84)$$

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						79
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

При $\beta > 0$ рівняння (2.84) буде описувати загасаючу повзучість. Надалі це ядро будемо називати інтегральним ядром.

На основі нелінійної теорії в'язкопружності зв'язок між навантаженням, осіданням палі і часом програми навантаження записується у вигляді

$$S(t) = \Psi[P(t)] + \int_0^t K(t-\tau) \Psi[P(\tau)] d\tau, \quad (2.85)$$

де $\Psi[P(t)]$ - функція, що враховує нелінійність властивостей ґрунтів основи.

Аналіз даних випробувань показує, що при рівномірному навантаженні лінійну функцію $[P(t)]$ зручніше представити таким чином

$$\Psi[P(t)] = S_0 t g[bP(t)]^n, \quad (2.86)$$

при цьому $1,75 < n < 2,2$ $bP(t) < \frac{\pi}{2}$ або $b < \frac{\pi}{2P_{\text{пр}}}$,

де $P_{\text{пр}}$ - максимальне навантаження на палю, перевищення якої викликає "зрив" палі.

Рівняння математичної моделі (2.85) з урахуванням (2.84) і (2.86) запишемо у вигляді

$$S(t) = S_0 \left\{ t g[bP(t)]^n + \int_0^t \frac{A \exp[-\beta(t-\tau)]}{(t-\tau)^{1-\alpha}} t g[bP(\tau)]^n d\tau \right\}, \quad (2.87)$$

де S_0 - переміщення через 5 хв після прикладення навантаження;

$0 < \alpha < 1$, $\beta > 0$, $A > 0$ - параметри ядра.

Запропонована математична модель в'язкопружної взаємодії системи "паля-ґрунт" дозволяє за даними стандартних статичних випробувань одиночних паль прогнозувати накопичення осадок пальових фундаментів в часі. Статичні випробування повинні бути оформлені таблицями або графіками залежностей $S=f(P)$ і $S=\varphi(t)$. Необхідно відзначити, що цю модель можна використовувати тільки для тих ґрунтових умов, для яких визначені постійні параметри, або для майданчиків, складених аналогічними ґрунтами. Важливим питанням успішного застосування розробленої моделі є достовірне визначення невідомих параметрів, що входять в (2.87).

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						80
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

На підставі вимог нормативних документів несучу здатність палі рекомендується визначати залежно від нормованої гранично допустимої осідання будівлі або споруди. При цьому для переходу від значень осідання одиночної палі, отриманої при звичайних статичних випробуваннях, до осідання пального фундаменту споруди, яка може розвинути в процесі експлуатації, вводиться коефіцієнт переходу ξ приймає рівним 0,2.

Пропонований інженерний метод на основі розробленої математичної моделі дозволяє вирішити це завдання з достатньою практичною точністю. Для цього необхідно розрахувати осадку $S(t)$ при навантаженні P , відповідної осадці Δ , що знімається з графіка випробувань при $\xi=0,2$. Потім через коефіцієнт взаємовпливу палі за осадкою K_0 визначається можливе осідання всього фундаменту і порівнюється з нормативною гранично допустимою. При значному розходженні $S(t)_f$ і $S_{\max,u}$ коефіцієнт ξ уточнюється в бік підвищення, і розрахунок повторюється.

Для одиночних забивних висячих палі, навантажених вертикальними вдавлюючими навантаженнями, рівняння осідання у часі можна записати у вигляді

$$\begin{aligned} S_{t1} &= S_0 + S_t, \\ S_0 &= \alpha_1 \alpha_2 \xi S_{\max,u}, \\ S_t &= \beta_1 \beta_2 \lambda [\eta S_0]^{1/4}, \end{aligned} \quad (2.88)$$

де S_0 - осідання палі відразу після прикладення навантаження; S_t - додаткова осідання палі на будь-який період часу, обумовлена реологічними властивостями основи; $\alpha_1, \beta_1, \lambda, \eta$ - безрозмірні коефіцієнти, що враховують літологічні властивості ґрунтів основи ; α_2, β_2 - безрозмірні коефіцієнти, що враховують геометричні розміри палі і розрахункове навантаження на палю; $\xi=0,2$ - перехідний коефіцієнт від осадок пробних палі до експлуатаційної осідання споруди; $S_{\max,u}$ - максимальна гранична осідання споруди, $S_{\max,u} \leq 15\text{см}$; t - час, міс; $t > 1$.

Осадка пального фундаменту із забивних висячих палі визначається за формулою

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						81
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$S_{\text{тф}} = K_0 S_{\text{т1}}$$

$$S_{\text{т1}} = \alpha_1 \alpha_2 \xi S_{\text{max, u}} + \beta_1 \beta_2 \lambda [\eta S_0]^{1/4} \quad (2.89)$$

де K_0 - коефіцієнт взаємовпливу паль у складі фундаменту, залежить від довжини паль, відстані між палями та кількості паль у складі фундаменту.

Для пальових фундаментів з низьким ростверком у формулу (2.89) вводиться коефіцієнт $K_1=0,75$, що враховує розвантажуючий вплив ростверку:

$$S_{\text{тф}} = K_1 K_0 S_{\text{т1}} \quad (2.90)$$

На будь-який період часу повинна виконуватися умова

$$S_{\text{тф}} \leq S_{\text{max, u}} \quad (2.91)$$

Відносна різниця осідання пальових фундаментів на будь-який період часу t не повинна перевищувати граничне значення різниці осадок

$$\frac{\Delta S_{\text{тф}}}{L} \leq \left(\frac{\Delta S}{L} \right)_n \quad (2.92)$$

де $\Delta S_{\text{тф}}=S_{\text{тф1}}-S_{\text{тф2}}$; $S_{\text{тф1}}$ та $S_{\text{тф2}}$ - значення осадок у часі суміжних пальових фундаментів, що визначаються за (2.89); L - відстань між пальовими фундаментами; $(\Delta S/L)_n$ - граничне значення відносної різниці осадок.

Загальні висновки

Аналіз стану методів розрахунку повних і тривалих осідань пальових фундаментів з урахуванням сучасного стану механіки ґрунтів дозволив зробити наступні висновки:

1. Важливим питанням проектування будівель і споруд на основах з реологічними властивостями є достовірний прогноз тривалої взаємодії системи "пальовий фундамент-основа" в широких межах зміни навантаження, часу, конструкцій фундаментів і інженерно-геологічних умов.

2. Існуючі методи розрахунку повних і тривалих осідань палей і пальових фундаментів не враховують зміну напружено-деформованого стану масиву ґрунту після забивання палей. Існує необхідність розробки динамічної моделі системи "палея-ґрунт", яка враховує вплив швидкості деформування та навантажування на механічні характеристики ґрунтів.

3. Складовими частинами ефективного вирішення проблеми проектування пальових фундаментів в ґрунтах з реологічними властивостями є наступні завдання:

- розробка вязкопружнопластичної моделі системи "палея-ґрунт" з урахуванням зміни напружено-деформованого стану масиву ґрунту в результаті забивання палей;
- розробка методики визначення реологічних параметрів моделі;
- числове моделювання квазістатичної поведінки системи "свая- ґрунт" на основі запропонованої в'язкопружнопластичної моделі;
- отримання рішення відповідних завдань для ряду конструкцій пальових фундаментів в різних інженерно-геологічних умовах;
- розробка інженерного методу розрахунку осадок і несучої здатності, впровадження результатів досліджень у практику будівництва;

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						83
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- спостереження за технічним станом будівель і споруд, порівняння фактичних осідань з розрахунковими даними.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						84
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

- 1)→Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. - М.: Стройиздат, 1982. — 448 с.¶
- 2)→Безухов Н.И., Лужин О.В. Приложение методов теории упругости и пластичности к решению инженерных задач. — М.: Высш. шк., 1974. — 200 с.¶
- 3)→Бич Г.М. Длительная прочность грунтов и методы ее определения. — Одесса, 1998. — С. 56.¶
- 4)→Бич Г.М. Экспериментальное определение предела длительной прочности грунтов методом ступенчато-релаксирующего нагружения. // Инженерная геология. — 1989. — №6. — с. 72 — 75.¶
- 5)→Борт О.В. Нелінійна модель деформування ґрунтових основ у інкрементальній постановці при плоскому напруженому стані. // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. — Вип. 58. — К.: НДІБК, 2003. — С. 102-108.¶
- 6)→Борт О. В. Математичне моделювання процесу одноплощинного зрушення при визначенні характеристик міцності ґрунту у лабораторних умовах. // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т імені Юрія Кондратюка. — Полтава: ПолтНТУ, 2002. — Вип. 10. — С. 26-31.¶
- 7)→Брайт П.И. Геодезические методы измерений деформаций оснований и сооружений. — М.: “Недра”, 1965. — 298 с.¶
- 8)→Вентцель Е.С. Теория вероятностей. / Е.С. Вентцель. — М.: Физматгиз, 1962. — 564 с.¶
- 9)→Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі. Наук. монографія. — Полтава: 2004. — 238 с.¶
- 10)→Власов А.Н., Мнушкин М.Г. Моделирование задач геомеханики на основе объектно-ориентированного подхода. // Современные методы

- инженерных изысканий в строительстве: Сб. тр. МГСУ. – М., 2001. – С. 152-166.¶
- 11)→Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1978. – 311с.¶
- 12)→Вялов С.С., Бугров А.К., Цеева А.Н. Напряженно-деформированное состояние неоднородных оснований с наклонными слабыми слоями// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – №2. – С. 18-21.¶
- 13)→Гетун Г.В. Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування. – К.: Кондор, 2012. – 380-с.¶
- 14)→Гмурман В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика. М.: Высшая школа, 1977. – 640-с¶
- 15)→Голли А.В., Белов Д.В. Мониторинг напряженно-деформированного состояния грунтов в основании сооружения// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – №5 – С. 15-18.¶
- 16) → ДБН° В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2000.¶
- 17) → ДБН В.1.2-14:2009. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.¶
- 18)→ДСТУ Б А.2.4-43:2009 (ГОСТ 21.502-2007, MOD). Система проектної документації для будівництва. Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.¶
- 19)→ ДСТУ° Б° В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. К.: Мінбуд України, 2006.¶
- 20)→Зоценко М.Л. Математичне моделювання геотехнічних процесів на основі рішень пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів//

- 36) наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во)/ Полт. нац. техн. ун-т імені Юрія Кондратюка. — Полтава: ПолтНТУ, 2003. — Вип. 12. — С. 96-104.¶
- 21) Інструкція з хорони праці при монтажу сталевих та залізобетонних конструкцій [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://trudova-ohrana.ru/primery-dokumentov/prikladi-nstrukcj-z-ohoroni-prac-ukranskoju/4061-nstrukcja-z-ohoroni-prac-pd-chas-vikonannja-robt-z-montazhu-metalevih--zalizobetonnih-konstrukcj.html>¶
- 22) Кваліфікаційна магістерська робота. Методичні вказівки для студентів спеціальності 8.06010101 "Промислове та цивільне будівництво" усіх форм навчання. / Пашинський В.А., Настоящий В.А. — Кіровоград: КНТУ, 2012. — 35 с.¶
- 23) Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. — К.: НИИСК, 1996. — 204 с.¶
- 24) Клованич С.Ф. Программа "Concord" для решения геотехнических задач методом конечных элементов // Вісник Одеського національного морського університету. — Вип. 10. — Одеса: ОНМУ, 2003. — С. 39-46.¶
- 25) Конструкції цивільних будівель. Під загальною ред. М.С. Туполева. М.: «Архітектура-С», 2006.¶
- 26) Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. — К., 1999. — 185 с.¶
- 27) Лихтарников Я.М., Ладзыженский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций. — К.: Будівельник, 1984. — 366 с.¶
- 28) → Лихтарников Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. — М.: Стройиздат, 1979. — 319 с.¶
- 29) → Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений. — М.: Стройиздат, 1994. — 228 с.¶
- 30) → Малышев М.В. Прогноз осадок фундаментов неглубокого заложения с использованием обоих критериев предельных состояний // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1996. — №1. — С. 2-4.¶

- 31) → Маслов Н.Н., Казарновский В.Д. Определение сопротивляемости грунтов сдвигу методом плотности-влажности // Автомобильные дороги. — 1962. — Вып. 12. — С. 19-21. ¶
- 32) → Монтажні вказівки по електропроводці [Електронний ресурс] Режим доступу: <http://trudova-ohrana.ru/tehnika-bezopasnosti/elektrobezopasnost/850--montazhnye-ukazaniya-po-jelektroprovodke.html> ¶
- 33) → Муханов К.К. Металлические конструкции: Учебник для вузов. Изд. 3-е. — М.: Стройиздат, 1978. 572 с. ¶
- 34) → Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И.° Лантух-Лященко, В.А.° Пашинський, А.В.° Перельмутер, С.Ф.° Тичугин. Под общей ред. А.В. Перельмутера. — М.: ИАСВ, 2006. — 482 с. ¶
- 35) → Основи теорії надійності будівель і споруд. Методичні вказівки до практичних занять для студентів спеціальності "Промислове та цивільне будівництво" усіх форм навчання. — Кіровоград: КНТУ, 2012. — 37 с. ¶
- 36) → Охорона праці . [Електронний ресурс] Режим доступу: <http://um.co.ua/8/8-2/8-218071.html> ¶
- 37) → Савченко І.І. Архітектура будівель і споруд // Конспект лекцій. — Київ: КНУБА, 2011. ¶
- 38) → Прагер В. Введение в механику сплошных сред. — М.: Изд-во иностранной литературы, 1963. — 311 с. ¶
- 39) → Сахновский М.М. Справочник конструктора строительных стальных конструкций. Днепропетровск: Промінь, 1975. — 237 с. ¶
- 40) → СНиП-12-04-2002. Безпека праці в будівництві. ¶
- 41) → Харченко І.В., Нісфоян С.С., Глух В.Н. Економіка підприємства. Методичні вказівки до виконання курсових робіт на тему «Розрахунок економічної ефективності нової техніки» та виконання економічної частини дипломного проекту для студентів спеціальності 8.090244.

Додатки

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						89
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Додаток 1 до Розділу 3

3. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Загальна характеристика умов району будівництва

Магістерським дипломним проектом запроектований індивідуальний житловий будинок у місті Київ.

Характеристики кліматичних умов:

1. Температура зовнішнього повітря:
 - а. Середня температура за рік – 8 °С
 - б. Абсолютна мінімальна – -35°С
 - в. Найбільш холодної доби – -26 °С
 - г. Найбільш холодної п'ятиденки – -22 °С
 - д. Абсолютна максимальна – 38 °С
 - е. Середня найгарячішого місяця – 20 °С
2. Глибина промерзання ґрунту – 0,8 м
3. Зона будівництва по вологості – нормальна
4. Головний напрямок вітрів – північно-західний.

Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови:

На основі геологічної розвідки ділянка під будівництво складена ґрунтами:

1. Насипний шар – в осях 5, Г 0,2 м.
2. Ґрунтово-рослинний шар та суглинок темно-бурий гумусований – 0,9м
3. Суглинок жовто-бурий, лесоподібний, макропористий, твердої консистенції, просідний – 1,9м
4. Суглинок палево-жовтий, лесоподібний макропористий, твердої консистенції, просадковий – 3,7м
5. Суглинок бурий, лесоподібний, рідко макропористий, твердої консистенції, просідний – 1,0м.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						90
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Ґрунтові води свердловиною до глибини 7,5 м не відкриті. За даними вишукувань вони знаходяться на глибині 13 – 15 м.

Проектуєма будівля: п'ятиповерховий будинок; конструктивна схема: продольні несучі. Фундаменти рекомендовано заглиблювати у ІГЕ-II (суглинок жовто-бурий, твердий) на глибину 0,2 – 0,3 м.

Згідно природних інженерно-геологічних та інших умов територію будівництва не можна віднести до небезпечної, I та II типів підтоплюваності території територія потенційно не підтоплена.

Нормативна глибина промерзання ґрунту у регіоні складає 0,8 м.

В районі будівництва знаходиться мережа автотранспортних, з допомогою яких є можливість поставляти будівельні матеріали на будівництво автомобільним транспортом. Забезпечення електроенергією , водою та теплом виконується від міських мереж.

3.2 Генеральний план ділянки

Для будівництва багатоквартирного житлового будинку відведена ділянка в місті Кропивницький.

Будинок фасадом зорієнтовано на Пн-Зх. Навколо будинку виконується вимощення шириною 1,0м. Планування ділянки виконано з урахуванням відводу атмосферних опадів за її межі, за умовну відмітку 0,000 прийнята відмітка чистої підлоги першого поверху житлового будинку.

На ділянці крім запроектованої будівлі передбачені: гараж, автостоянка, господарська будівля. Всі будинки і споруди на майданчику розташовані згідно санітарних і протипожежних норм.

Вільна територія озеленена кущами, деревами та газоном, а також вкрита асфальтом та тротуарною плиткою.

Техніко-економічні показники генплану складають:

1. площа ділянки – 7500 м²

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						91
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

2. площа забудови – 404,81 м²
3. площа доріг і майданчиків з твердим покриттям – 3958,24 м²
4. площа озеленення – 3000 м²
5. щільність забудови – 18,4 %
6. процент озеленення – 40 %
7. процент використаної території – 95 %

3.3 Об'ємно-планувальне вирішення будівлі

3.3.1 Загальне положення

У міру розвитку типізації проектування і індустріалізації будівництво будівель і споруд набрало великі масштаби.

При цьому житлове будівництво здійснюється в комплексі з установами повсякденного культурно-побутового обслуговування.

Запроектований будинок складається з наступних приміщень:

20-ти квартир на 5-ти поверхах:

1. Спальні.
2. Вітальні.
3. Коридори.
4. Кухні.
5. Тамбур.
6. Санітарні вузли.
7. Балкони.
8. Підвал
9. Горище

Сходи запроектовані із набірних залізобетонних сходищ по металевим косоурам. З'єднання косоурів виконати ручним дуговим електрозварюванням електродами Е-42А. Висоту зварювального шва приймати по меншій товщині зварюємого елемента.

Всі металеві конструкції (не обштукатурені) пофарбувати олійною фарбою 2 рази.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						92
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Балки в місцях опирання замурувати в кладку в процесі зведення стін. В місцях опирання балок укладаються опорні пластини.

Бетонні східці укладувати на розчині М200.

Будинок має в плані складну форму з розмірами по крайнім вісям 26,3 х 20,6 м.

Загальна площа квартир запроектованої будівлі складають 1313,95 м².

3.3.2 Фундаменти

Основою фундаменту служить суглинок жовто-бурий, макропорий, твердої консистенції, просадковий. Фундаменти прийняті стрічкові зі збірних бетонних блоків ГОСТ 13579-78*, монолітні стрічкові бетонні (бетон кл. В7,5 F75) по монолітній подушці з бетону кл. В12,5 та стовбчасті монолітні з бетону кл. В7,5. Балки укладати на цементному розчині М50. Монолітні ділянки між балками виконати з бетону кл. В7,5 F75.

Фундаменти виконати по бетонній підготовці, бетон кл. В7,5 товщиною 100 мм.

Горизонтальну гідроізоляцію виконати з шару цементно-піщаного розчину складу 1:2 (цемент М400), вертикальну гідроізоляцію виконати шляхом обмазування гарячим бітумом за 2 рази по обґрунтовці з розчину бітума в гасі.

Бетонні блоки укладати з перев'язкою вертикальних швів, глибина перев'язки повинна бути не менше висоти блоку.

В кутах та місцях перетину стін фундаментів заложити арматурні сітки С-1, С-2 через кожні 2 ряди блоків по висоті.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						93
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

3.3.3 Зовнішні стіни

Зовнішні стіни являють собою трьохшарову конструкцію (гладка щілева цегла КСС1 250/120/65 на розчині М25, Шлакоблок М75, гладка щілева цегла КСС1 250/120/65 на розчині М25), товщиною 660мм. Внутрішні стіни та перегородки виконати із гладкої щілевої цегли марки КСС1 250/120/65 на розчині М50.

3.3.4 Перегородки та несучі стіни

Перегородки виконати з гіпсокартону для стін KNAUF 12,5x1200x2000 мм. Несучі стіни з гладкої щілевої цегли марки КСС1 250/120/65 по ДСТУ Б В.2.7-61-97 на розчині марки М50.

3.3.5 Перекриття і покриття

Кроквяну схему виконувати з пиломатеріалів хвойних порід за ДСТУ8486-86*, з розмірами за ДСТУ 24454-80*Е. Дерев'яні клеєні конструкції крокви повинні виготовлятися відповідно до вимог ГОСТ 20850-84. Для виготовлення клеєних елементів конструкцій слід застосовувати пиломатеріали хвойних порід за ДСТУ8486-86*. Згідно ДБН В.1.1.7-2002 п.4.21 всі дерев'яні елементи покриття (арочні панелі, крокви, лати) повинні оброблятися засобами вогнезахисту, які забезпечуть І групу вогнезахисної ефективності по ГОСТ 16363-98.

Покрівля запроектована двосхила з зовнішнім організованим водовідведенням. Водовідведення з покрівлі виконувати організованим за допомогою пристінних жолобів та ринв.

Покриття прийняте з металочерепиці по дерев'яному риштуванню. В якості утеплювача прийнята мінеральна базальтова вата. Як підстава покрівельного

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						94
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

покриття прийняте рештування з дощок 100х32(h), покладених з кроком 350мм.

Перекрыття запроектовані з типових збірних пустотних залізобетонних плит по серії 1.141.1 з попередньою напругою арматури.

Покриття запроектовані з типових збірних пустотних залізобетонних плит по серії 1.141.1 з попередньою напругою арматури.

Застосування збірних плит перекрыттів і покриттів збільшує швидкість зведення будівель.

Для збільшення просторової жорсткості панелі перекрыття анкеруються між собою арматурою діаметром 10мм. Панелі покриття анкеруються гнучкими анкерами.

3.3.6 Зовнішнє опорядження.

Облицювання зовнішніх стін виконати гладкої щілевої цегли марки КСС1 250/120/65 на розчині М25.

3.3.7 Внутрішнє опорядження

Внутрішні стіни й перегородки за виключенням санвузлів оздоблюються сухою штукатуркою й обклеюються шпалерами різного розцвічення.

В санітарних вузлах стіни облицовуються керамічною плиткою на всю висоту. Вздовж сходових маршів й площадок – масляний фриз висотою 30 см, вище акрил-стирольне пофарбування.

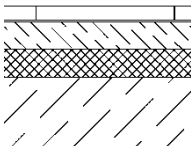
3.3.8 Підлоги

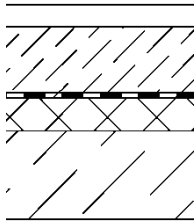
Підлоги в житлових кімнатах задовольняють вимогам міцності, опору зносу, достатній еластичності, безшумності, зручності прибирання. Покриття підлоги прийняте з дощок ДП-35 ГОСТ 8242-88, дощок для покриття підлог, плитки керамічної, епоксидного покриття Thomsit ART12.

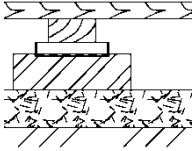
Детальніше конструкцію підлог див. у табл.3.3.

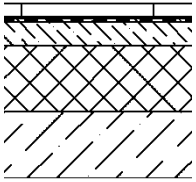
					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						95
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Таблиця 3.1 – Експлікація підлог

Найменування або № приміщень по проекту	Тип підлог и по проект у	Схема підлоги або № вузла по серії	Елементи підлоги та їх товщина	Площа підлоги м.кв.
Тамбур	Керамічний		Плитки керамічні. Клей Cerezit. Шар самовирівнюваної стяжки Cerezit CN 178- 40мм. Роздільний шар - поліетиленова плівка. Теплова ізоляція - плити мінеральні STROPROCK (ROCKWOOL) - $\gamma=161\text{кг/м}^3$ -40мм. Основа - залізобетона плита.	182.55

Кухня; вузол	сан.	Керамічний		Керамічна плитка.	294,8
				Клей Cerezit.	
				Шар ґрунтовки Cerezit CT17.	
				Шар дрібнозернистого бетону на основі суміші Cerezit CN 85, Thomsit SE 93, RS 88 - 65мм.	
				Роздільний шар - гідроізоляція- два шари руберойду.	
				Теплова ізоляція - плити мінеральні STROPROCK (ROCKWOOL) - $\gamma=161\text{кг/м}^3$ -30мм.	
				Основа - залізобетона плита.	

Спальня; вітальня; коридор.	Дерев'яний		Доски ДП-35 ГОСТ 8242-88 - 32мм. Лага 100X50 (крок лаг 1000мм) по ГОСТ 24454-80Е. Прокладки із дошки 150x25x200 по 2 шарам пергаменту. Цегляний стовпчик 250x75x250 на цементно - піщаному розчині М25. Підстилаючий шар: щебневий - 80мм. Основа - ущільнений щебнем ґрунт.	914,4
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата
КМР 093 ПЗ				
Аркуш 98				

Балкон	Керамічний		Плитки керамічні. Клей Cerezit. Шар гідроізоляції Cerezit CR 65 - 5мм. Шар ґрунтовки Cerezit СТ17. Шар самовирівнюваної стяжки Cerezit CN 178 20-40мм. Теплова ізоляція - плити мінеральні STROPROCK (ROCKWOOL) - $\gamma=161\text{кг/м}^3$ -220мм. Основа - залізобетона плита.	119.25
--------	------------	---	--	--------

3.3.9 Вікна і двері

Вікна та двері прийняті полівінілхлоридні по ДСТУ Б. В. ДСТУ Б. В. 2.6-15-2011.відповідно до площі кімнат. Всі житлові кімнати мають природне освітлення.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						99
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Кімнати в будинку мають окремі входи. Для забезпечення швидкої евакуації всі вхідні двері відкриваються назовні, виходячи з умов евакуації людей з будівлі при пожежі. Двері обладналися ручками та врізними замками.

3.3.10 Кухні

Кухні обладнані вентиляційними каналами, які виконані з повнотілої цегли марки КРПв-1/100/1800/25 ДСТУ Б В.2.7-61-97 на розчині М50, мийкою, електроплитою. Біля кухонного устаткування виконується фартух з керамічної плитки.

3.3.11 Ванні кімнати і санітарні вузли

Ванні кімнати і санітарні вузли обладнані витяжною вентиляцією.

Ванні кімнати і санітарні вузли облицьовуються керамічною плиткою на висоту приміщення.

3.3.12 Сходова клітина

Сходи запроектовані із набірних залізобетонних східців по металевим косоурам. З'єднання косоурів виконати ручним дуговим електрозварюванням електродами Е-42А. Висоту зварювального шва приймати по меншій товщині зварюємого елемента.

Всі металеві конструкції (не обштукатурені) пофарбувати олійною фарбою 2 рази. Балки в місцях опирання замурувати в кладку в процесі зведення стін. В місцях опирання балок укладаються опорні пластини.

Бетонні східці укладувати на розчині М200.

Огородження сходів розробляється та встановлюються спеціалізованою фірмою за індивідуальним замовленням.

3.3.13 Опалювання

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						100
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Джерелом тепла для системи опалювання житлового будинку є двоконтурний настінний газовий котел BAXI PRIME HT 240 (24 кВт), який встановлений в кожному квартиру.

Теплоносіями для системи опалення є вода з параметрами 35-60°C.

Розрахункова температура повітря в зимовий період прийнята -22С⁰. Продукти згорання видаляються через коаксильний газохід діаметром 60/100 на зовні.

3.3.14 Водопостачання

Джерелом водопостачання житлового будинку є міська водопровідна мережа діаметром 100 мм, прокладена по вулиці, на якій запроектовано будинок.

Вода відповідає вимогам ДСанПіН2.2.4-171-10 «Вода питна. Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною».

Проектований зовнішній водопровід прокладається з труб напірних із поліетилену ПЕ-80 SDR13,6 (виробник ТОВ «Укрполімерконструкція» м. Київ) ГОСТ 18599-2001 на глибині 1,40 м. від поверхні землі.

В точці врізання запроектований колодязь діаметром 1500 мм. зі збірних залізобетонних елементів. Для обліку витрат води в запроектованому колодязі влаштовується водомірний вузол з лічильником КВ-1,5, фільтром, запірною арматурою і обвідною лінією.

3.3.15 Каналізація

Стічні води відводяться в зовнішню каналізаційну мережу.

Внутрішні мережі каналізації діаметром 50 і 100 мм. Виконати з поліхлорвінілових каналізаційних труб по ГОСТ 22689.0-98.

Монтаж систем водопостачання і каналізації виконати за СНІП 3.05.01-85.

На випусках каналізації з будівлі влаштовуються каналізаційні колодязі зі збірних залізобетонних елементів за т.п.р. 902-09-22.84 ал.ІІ.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						101
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Монтаж мереж зовнішнього водопроводу та каналізації виконати у відповідності з вимогами СНиП 3.05.04-85 «Наружные сети и сооружения водоснабжения и канализации».

3.3.16 Енергопостачання

Розподіл електроенергії здійснюється від щита ГРЩ, укомплектованого автоматичними вимикачами.

Розподільчу мережу виконати проводом ПВС прихованим в шарі штукатурки.

Згідно ДБН В.2.5-23:2003 в житлових кімнатах встановити клемні колодки, в передпокої та кухні – колодки клемні з підвісним патроном. Освітлення допоміжних приміщень виконати світильниками з лампами розжарювання. Керування освітленням здійснювати вимикачами, встановленими за місцем.

Штепсельні розетки в будинку повинні мати захисне пристосування, що автоматично закриває гнізда розетки при витягнутій вилці.

Облік електричної енергії виконується лічильником активної енергії НІК2301АП1, на струм 5-100 А, встановленим в шафі обліку.

3.4 Конструктивне вирішення будівлі

Конструктивна схема будівлі – безкаркасна, з поперечним і повздовжніми несучими стінами. Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою конструктивних елементів - фундаментів, повздовжніх і поперечних стін, плит перекриття і покриття.

Фундаменти - стрічкові зі збірних бетонних блоків і стрічкові монолітні з бетону кл. В7,5 F75 по збірним з/б подушкам.

Зовнішні стіни являють собою трьохшарову конструкцію (гладка щілева цегла КСС1 250/120/65 на розчині М25, Шлакоблок М75, гладка щілева цегла КСС1 250/120/65 на розчині М25), товщиною 660мм.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						102
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Внутрішні стіни виконати з гладкої щілевої цегли КСС1 250/120/65 по ДСТУ Б В.2.7-61-97 на розчині марки М50.

Перегородки виконати з гіпсокартону для стін KNAUF 12,5x1200x2000 мм.

Перемички збірні з/бетонні по серії 1.038.1-1 в.1.

Перекриття та покриття - збірні залізобетонні по серії 1.141-1 в.60, 63 дод. до в.63.

Підлога - бетонна, керамічна, паркетна.

Покрівля - двухскатна з металочерепиці по латам з дошок 100x32мм, з кроком 350мм.

Водостік – організований.

Зовнішнє опорядження - гладкої щілевої цегли КСС1 250/120/65 по ДСТУ Б В.2.7-61-97 на розчині М25 з розшивкою швів.

Цоколь -природний камінь.

Вимощення - асфальтобетонне, шириною 1м.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						103
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Додаток 2 до Розділу 4

4. Організаційно-технологічний розділ

4.1. Технологія будівельного виробництва

4.1.1 Підрахунок об'ємів робіт.

Підраховують об'єми робіт і результати заносить до таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Відомість об'ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Од. Вим.	Формула підрахунку	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
Нульовий цикл				
1	Підготовчі роботи	1%		
2	Розробка котлована екскаватором у відвал	1000м ³	$V_{\text{котл}} = 2/6[(2 \cdot 21 + 26)31 + (2 \cdot 36 + 21)24] + 2,5/6[(2 \cdot 21 + 24,3)24 + (2 \cdot 24,3 + 21)24] + 1,4/6[(17,4 \cdot 2 + 24)24] = 3200\text{м}^2$; $V_{\text{підв.з}} = 2400\text{м}^3$; $V_{\text{від}} = 800\text{м}^3$	0,8
3	Теж-саме з навантаженням самоскиди	1000м ³	$V_{\text{нав.всам}} V_{\text{підв.з}} = 2400\text{м}^3$	2,4
4	Доробка котлована в ручну	100м ³	$V_{\text{дор}} = V_{\text{котл}} \cdot 0,01 = 3200 \cdot 0,01 = 32\text{м}^3$	0,32
5	Стійкість бетонної підготовки під фундаменти	100м ³	$S_{\text{фунд}} \cdot 0,1 = 576,08 \cdot 0,1 = 57,6\text{м}^3$	0,58
6	Монтаж фундаментних подушок	100шт т ³	$N = 204 \text{ шт}$	2,04

7	Устрій з/б пояса	100м ³	$V_{\text{пояса}} = 61,85\text{м}^3$	0,62
8	Монтаж блоків стін півала	100шт т	$N = 693 \text{ шт}$	6,93
9	Устрій з/б пояса	100м ³	$343,6 \times 0,3 \times 0,6 = 61,848\text{м}^3$	0,62
10	Транспортування грунту з відвалу бульдозером	1000м ³	$V_{\text{т}} = V_{\text{відв}} \cdot 2 = 800 \cdot 2 = 1600\text{м}^3$	1,6
11	Зворотня засипка	1000м ³	$V_{\text{звор.зас}} = V_{\text{відв}} = 800\text{м}^3$	0,8
12	Ущільнення ґрунту	1000м ³	$V_{\text{ущ}} = V_{\text{звор.зас}} = 800\text{м}^3$	0,8
Надземна частина				
13	Устрій гідроізоляції	100м ²	$S_{\text{гідроіз}} = S_{\text{підл}} = 582,2\text{м}^2$	5,82
14	Цегляна кладка зовнішніх стін	1000м ³	$V_{\text{стін}} = 470,16\text{м}^3$	0,47
15	Цегляна кладка внутрішніх стін	1000м ³	$V_{\text{стін}} = 648,4\text{м}^3$	0,65
16	Шлакоблчна кладка зовнішніх стін	1000м ³	$V_{\text{стін}} = 835,84\text{м}^3$	0,84
17	Монтаж гіпсокартон- них перегородок	100м ²	$S_{\text{пер}} = 810,5\text{м}^2$	8,11
18	Монтаж сходових клітин	100шт т	$N = 9 \text{ шт}$	0,09
19	Монтаж сходових маршів	100шт т	$N = 9 \text{ шт}$	0,09
20	Монтаж плит перекриття	100шт т	$N = 300\text{шт}$	3
21	Монтаж плит покриття	100шт	$N = 76 \text{ шт}$	0,76

		Т		
22	Монтаж плит балконів	100шт Т	N = 20 шт	0,2
23	Монтаж плит лоджій	100шт Т	N = 10 шт	0,1
24	Заповнення віконних пройомів	100м ²	$S_{\text{до2м}}^2 = 137,8\text{м}^2$ $S_{\text{бол2м}}^2 = 68,6\text{м}^2$	1,4 0,67
25	Заповнення дверних пройомів	100м ²	$S_{\text{дв.пр}} = 325,5\text{м}^2$	3,3
26	Устрій пароізоляції	100м ²	$S = 404,81\text{м}^2$	4,05
27	Вкладання утеплювача	100м ²	$S = 404,81\text{м}^2$	4,05
28	Устрій цементної стяжки	100м ²	$S_{\text{ст}} = 404,81\text{м}^2$	4,05
29	Вкладання рулонного килиму	100м ²	$S_{\text{р.к.}} = S_{\text{даху}} 1,2 = 404,81\text{м}^2$ $* 1,2 = 485,7\text{м}^2$	4,86
30	Скління вікон та дверей	100м ²	$S_{\text{вік}} = 165\text{м}^2$	1,65
31	Масляне фарбування столярки	100м ²	$S_{\text{фарб. стол.}} = 681,66\text{м}^2$	6,82
32	Облицювання кафелем Стін Підлог	100м ²	$S_{\text{ст}} = 755\text{м}^2$ $S_{\text{підл}} = 294,8\text{м}^2$	7,55 2,95
33	Мурування стін	100м ²	$S_{\text{ст}} = 3032,5 \text{ м}^2$	30,33
34	Фарбування стін	100м ²	$S_{\text{ст}} = 3032,5 \text{ м}^2$	30,33
35	Побілка стель	100м ²	$S_{\text{стелі}} = 404\text{м}^2$	4,04
36	Устрій підлог з лінолеума	100м ²	$S_{\text{підл.лін}} = S_{\text{кор}} = 182,55\text{м}^2$	1,83
37	Устрій паркетних підлог	100м ²	$S_{\text{п.п.}} = S_{\text{слал}} + S_{\text{заг.к}} = 914,4\text{м}^2$	9,1

38	Мурування цоколя	100м ²	$S_{\text{цок}} = 150\text{м}^2$	1,5
39	Устрій щебеневої підготовки під відмостку	м ³	$S_{\text{відм}} 0,15 = 100 \cdot 0,15 = 22,8\text{м}^2$	23
40	Покриття відмостки афальто-бетоном	100м ²	$S_{\text{покр.асф}} = S_{\text{відм}} = 100\text{м}^2$	1
41	Опалення і вентиляція	3,5%		
42	Водопровід і каналізація	3,5%		
43	Електромонтажні роботи	6%		
44	Газифікація	2%		
45	Благоустрій території	3%		

Таблиця 4.2 – Відомість підрахунків об'ємів цегляної та шлакоблочної кладки

Найменування робіт	Площа, м ²			Площа за вирахуван ням площі пройомів	Тов- щина стіни, м	Об`єм клад- ки, м ³
	Сті-на, м ²	Пройоми				
		Віконні, м ²	Дверні, м ²			
1	2	3	4	5	6	7
Цегляна кладка зовнішніх стін:						
По осі А	83.6	13	-	70,6	0,24	16,9
По осі Б	222,3	-	8	214,3	0,24	51,4
По осі В	146,3	-	-	146,3	0,24	35,1

По осі Г	79,8	-	-	79,8	0,24	19,1
По осі Д	53,2	-	8	45,2	0,24	10,8
По осі Е	49,4	-	8	41,4	0,24	9,9
По осі Ж	248,9	13	21	214,9	0,24	51,6
По осі И	87,4	10	-	86,4	0,24	20,7
По осі К	152	-	-	152	0,24	36,5
По осі 1	121,6	9	-	112,6	0,24	27
По осі 2	68,4	9	-	59,4	0,24	14,3
По осі 3	28,5	-	8	20,5	0,24	4,9
По осі 4	58,9	13	-	45,9	0,24	11
По осі 5	47,5	-	-	47,5	0,24	11,4
По осі 6	51,3	-	-	51,3	0,24	12,3
По осі 7	146,3	10	8	128,3	0,24	30,8
По осі 8	22,8	-	-	22,8	0,24	5,4
По осі 9	58,9	11	-	47,9	0,24	11,5
По осі 10	83,6	11	-	72,6	0,24	17,4
По осі 11	115,9	18	-	97,9	0,24	23,5
По осі 12	62,7	13	-	49,7	0,24	11,9
			Усього	1807,3	Усього о	433,4

Шлакоблочна кладка зовнішніх стін:

По осі А	83,6	13	-	70,6	0,4	28,24
По осі Б	222,3	-	8	214,3	0,4	85,72
По осі В	146,3	-	-	146,3	0,4	58,52
По осі Г	79,8	-	-	79,8	0,4	31,92
По осі Д	53,2	-	8	45,2	0,4	18,08
По осі Е	49,4	-	8	41,4	0,4	16,6
По осі Ж	248,9	13	21	214,9	0,4	85,96
По осі И	87,4	10	-	77,4	0,4	30,96
По осі К	152	-	-	152	0,4	60,8
По осі 1	121,6	9	-	112,6	0,4	45
По осі 2	68,4	9	-	59,4	0,4	23,8
По осі 3	28,5	-	8	20,5	0,4	8,2
По осі 4	58,9	13	-	45,9	0,4	18,4
По осі 5	47,5	-	-	47,5	0,4	19
По осі 6	51,3	-	-	51,3	0,4	20,5
По осі 7	146,3	10	8	128,3	0,4	51,32
По осі 8	22,8	-	-	22,8	0,4	9,12
По осі 9	58,9	11	-	47,9	0,4	19,16
По осі 10	83,6	11	-	72,6	0,4	29,04

По осі 11	115,9	18	-	97,9	0,4	39,16
По осі 12	62,7	13	-	49,7	0,4	19,88

			Усього	1799	Усього	719,4
Цегляна кладка внутрішніх несучих стін						
По осі В	234,6	-	28,5	205,5	0,38	78
По осі Г	343,4	-	21	322,4	0,38	122,5
По осі Д	261,8	-	17,5	244,3	0,38	92,8
По осі Е	68	-	9,5	58,5	0,38	22,23
По осі Ж	115,6	-	9,5	106,1	0,38	40,3
По осі 3	56,1	-	9,5	46,6	0,38	17,7
По осі 5	105,4	-	10,5	94,9	0,38	36
По осі 6	272	-	16	256	0,38	97,3
По осі 7	125,8	-	10,5	115,3	0,38	43,8
По осі 8	79,9	-	9,5	70,4	0,38	26,8
			Усього	1520	Усього	577,4
	Усього	378				3
		Усього	303,66			

4.1.2 Операційний контроль якості при виконанні цегляної кладки.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						110
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Таблиця 4.4 - Операційний контроль якості при виконанні цегляної кладки.

№ п/п	Контрольовані операції	Час юнтро	Хто здійснює	Методи і зміст контролю
1	2	3	4	5
1 Вхідний контроль.				
1.1.	Завершення і приймання робіт нульового циклу.	До поч. виробн	Комісія: виконроб, майстр. ОГМ. предст. замовника	Візуально з оформленням акта про закінчення робіт
1.2.	Разбивочні роботи, допущені	До поч.	Виконроб, геодезист, ОГМ	Перевірка разбивочних осей з застосуванням
1.3.	Пристрій горизонтальної	До поч.	Виконроб, майстр. ОГМ	Візуально з оформленням
1.4.	Поставка цегли і утеплювача.	До поч.	Майстр, виконроб	Перевірка комплектності
II. ТЕХНОЛОГІЧНИЙ КОНТРОЛЬ.				
2.1.	Якість кладочного розчину.	До поч.	Майстр. ОГМ	Візуально з перевіркою якості матеріалів по
2.2.	Товщина конструкції.	В проце-	Майстр, виконроб. ОГМ	Візуально і з застосуванням
2.3	Ширина проїомів. Змі-	В проце-	Майстр, виконроб. ОГМ. геодезист	Візуально і з застосуванням
2.4	Відхилення пов.кутів від	В проце-	Майстр, геодезист	Візуально з застосуванням висків,
2.5	Товщина швів кладки	В проце-	Майстр	Візуально і з застосуванням
2.6	Відхилення рядової кладки від горизонталі на 10м довжини	В проце-сі вик. робіт	Майстр	Технічн. огл. з застосуванням вимірювальних інстр. і
2.7	Розміри перерізу вент. каналів	В проце-	Майстр	Візуально і з застосуванням
III ПРИЙОМОЧНИЙ КОНТРОЛЬ				

3.1	Загальний стан цегляної кладки	Після завершення	Комісія в складі: заказчик, підрядчик, проектувальник,	Візуально з перевіркою якості виконаної кладки і складанням акта про
-----	--------------------------------	------------------	--	--

4.1.3. Розробка технологічної карти на штукатурні роботи.

4.1.3.1. Призначення і види штукатурки.

У проекті використовується звичайна і декоративна штукатурка. Звичайна штукатурка застосовується при оштукатурюванні внутрішніх приміщень, а декоративна при оштукатурюванні цоколів.

По якості виконання прийнята багатошарова поліпшена штукатурка яка складається з послідовно нанесених на поверхню шарів ґрунта і шару, що накриває. Шар обризгу, що наноситься з найбільш міцного рідкого розчину, служить для зв'язування штукатурки з поверхнею. Товщина шару обризгу повинна бути не більше ніж 5мм. Шари ґрунту призначені для вирівнювання поверхні, що оштукатурюється. Товщина кожного шару ґрунту не повинна перевищувати 7мм Товщина шару накривки після її вирівнювання і накривки не повинна перевищувати 2мм.

Середня товщина штукатурного шару поліпшеної штукатурки не повинне перевищувати 15мм.

Декоративна штукатурка складається з обризга, одного шару ґрунту і декількох накривочних, декоративних шарів.

Додаток 3 до Розділу 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ПРИ МОНТАЖІ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

В дипломній роботі було розраховано маси 50-ти сталевих кроквяних ферм, прольотами 12 м, 18 м, 24 м, 30 м і 36 м, висотою 1,6 м, 2,4 м, 3,2 м, 3,4 м і 3,6 м, виконаних з профілів парних кутників і таврів та з квадратних труб. Тому в розділі охорони праці розглянуто вимоги безпеки, що поширюються на виробничі процеси під час монтажу металевих конструкцій та при виконанні електромонтажних робіт.

5.1 Вимоги до персоналу, що допускається до виробничого процесу.

Охорона праці – це система правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних засобів, направлених на збереження здоров'я та працездатності людини в процесі праці. Задача охорони праці – звести до мінімуму вірогідність пошкодження або хвороби працюючих з одночасним забезпеченням комфорту при максимальній продуктивності праці. Висока кваліфікація персоналу, науково обґрунтовані правила безпеки праці, правильні умови експлуатації технічних засобів та нова техніка є необхідним факторами, що забезпечують безпеку праці, як при розробці проектної документації, так і на будівельному майданчику [12].

При монтажі сталевих ферм дотримуються особливі заходи безпеки. Перед тим, як допустити робітників до самостійної роботи на будівельному майданчику, необхідно їх ознайомити, а потім перевірити знання з організаційних та загальних заходів з охорони праці на будівельному майданчику.

До самостійних верхолазних робіт допускаються лише особи, які досягли повноліття і віком до 60 років, які пройшли повний медичний огляд, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче третього. Медичний огляд працівник повинні проходити

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						113
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

згідно з «Положенням про медичний огляд працівників визначених категорій», затвердженим наказом № 45 від 31.03.1994р. Міністерством охорони здоров'я України. Якщо є необхідність підбору працівників, зв'язаних з роботами, викладеними в «Переліку робіт, де є потреба в професійному доборі», затвердженому наказом №263/121 від 23.09.1994р. Міністерство охорони здоров'я України, їх необхідно направити на медичну перевірку на психофізіологічні показники. Не можна допускати до роботи з монтажу будівельних конструкцій осіб, які не визнані придатним після медичного огляду, професія і кваліфікація яких не відповідає характеру роботи. Якщо особа знаходиться в нетверезому стані, її необхідно негайно вивести з території монтажної площадки зі складанням акта встановленої форми. Якщо до роботи допускається робітник з менш ніж однорічним стажем, він повинен працювати під наглядом досвідчених робітників і майстрів.

Для того, щоб знизити відсоток травматизму працівників на будівництві, необхідно навчити їх правильним прийомам роботи. Перед тим як допустити їх до роботи, з робітниками проводиться ввідний інструктаж інженером з охорони праці або особою, на яку покладено обов'язки інженера по охороні праці.

Інструктаж та навчання усіх працюючих проводиться у вигляді ввідного інструктажу, інструктажу на робочому місці, щоденного (поточного) інструктажу, періодичного (повторного) інструктажу, непланового інструктажу, курсового навчання.

Ввідний інструктаж необхідно проводити з усіма найманим працівниками, незалежно від їх освіти, посади та стажу роботи. Після його проведення в журналі реєстрації робиться відповідний запис з обов'язковим підписом того, кого інструктують та того, хто проводить цей інструктаж. Повторно інструктаж необхідно проводити кожні шість місяців.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						114
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

5.2 Вимоги до будівельно – монтажної площадки

Необхідно забезпечити охорону праці на самому будівельному майданчику. Організація будівельного майданчика (розташування санітарно – побутових містечок і ділянок, складських площадок, огорожень, мереж тимчасового електропостачання, водопостачання і пожежогасіння, тимчасових і постійних доріг і шляхів руху, стоянок для роботи вантажопідіймальних машин і механізмів), повинна відповідати буд генплану підготовчого періоду, розробленому в складі ПКД і ПВР. Будівельно - монтажна площадка повинна розташовуватися в межах ділянки, яку було відведено для забудови згідно з актом – допуском, оформленим за встановленим порядком. На період інженерної підготовки будівельно – монтажну площадку необхідно звільнити від усіх факторів, що заважають зведенню об'єкта (споруд, будинків, дерев). Після проведення усіх необхідних заходів інженери виконують першочергові роботи по плануванню території, такі як перенесення існуючих підземних і наземних інженерних споруд, влаштування тимчасового стоку поверхневих вод, геодезичну розбивку, будують автодороги, шляхи руху і стоянки вантажопідійомних машин і механізмів, влаштування тимчасового освітлення, мережі водопостачання, енергопостачання і пожежогасіння, зведення усіх необхідних тимчасових будинків і споруд, при цьому використовуючи вже існуючі будинки чи збірно – розбірні і пересувні тимчасові побутові приміщення. Ці будови повинні розташовуватися стосовно об'єктів, які виділяють пил, шкідливі пари і гази (бункерних естакадах, бетонорозчинних вузлах, сортувальних пристроях) на відстані не менше 50 м з навітряного боку вітрів переважного напрямку. Убиральні розміщуються на відстані не більше 100 м від робочих місць і не менше ніж на 15 м від споруджувального об'єкта і існуючих адміністративно – господарських житлових приміщень та не менше ніж на 25 м від джерел водопостачання.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						115
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Окремо виділяються при організації будівельно – монтажної площадки ділянки відведені під монтажні роботи, дії вантажопідйомних машин і механізмів, робочі місця, під проходи для людей, де виникають небезпечні для працюючих зони, у межах яких постійно діють чи потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори, такі як неізольовані струмоведучі частини електроустановок, ЛЕП, необгороджені перепади по висоті на 1,3 м і більше, місця де рівні вібрації, шуму або забруднення повітря перевищують допустимі гігієнічні норми. Така територія і повинна бути огорожена **захисним огородженням** за ГОСТ 2340 – 78 «Огородження інвентарні будівельних майданчиків і ділянок будівельно – монтажних робіт. Технічні умови.» і ГОСТ 12.4.059 – 89 «Будівництво. Огородження запобіжні інвентарні. Загальні технічні умови.»

Захисне огородження – це пристрої, що призначені для запобігання ненавмисному доступу людей у зону дії небезпечного виробничого фактора.

Зони потенційно діючих виробничих факторів (споруди, поверхи (яруси) будинків і споруд, над якими відбувається монтаж будівельних конструкцій, ділянки поблизу споруджуваного будинку, монтажні зони, зони переміщення машин чи їх частин, робочих органів, місць над якими відбувається переміщення вантажів), необхідно огорожувати **сигнальними огородженнями** за вимогами ГОСТ 2340 – 78 і ГОСТ 12.4.059 – 89.

Сигнальне огородження – це пристрої, призначені для попередження наявності потенційно діючих небезпечних факторів і позначення зон обмеженого доступу.

Небезпечними зонами на будівельно – монтажному майданчику є:

- межі дії монтажних кранів;
- межі котловану та траншеї глибиною більше ніж 1 м;
- місця зварювальних робіт і робіт з легкозаймистими матеріалами;
- зони роботи землерийних машин;
- зони та ділянки доріг з інтенсивним рухом транспорту;
- місця зварювальних робіт і робіт з легкозаймистими матеріалами.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						116
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Зона дії екскаватора, де він є небезпечним визначається із розрахунку максимального радіусу дії плюс 5 м. Небезпечна зона дії самохідного стрілового крану визначена із розрахунку максимального вильоту стріли плюс 7 м при висоті споруди до 20 м.

Грунт, вийнятий з котловану, необхідно розташовувати на відстані не менше 0,5 м від бровки. Для спуску в котлован передбачено драбини (трапи) шириною 0,6 м з перильними огороженнями висотою 1,1 м.

Єдина транспортна сітка будівельних майданчиків складається з тимчасових і постійних доріг, що мають кільцеву схему руху. Прокладаються дороги у порядку черговості об'єкту будівництва, відповідно календарного плану та будгенплану. При русі транспорту в одну сторону ширина дорожнього полотна складає 4,0 м. Для розвантажувальних робіт у зоні дії кранів передбачаються майданчики шириною 7 – 8 м та довжиною 12 – 14 м. Радіус кривизни дороги складає 8 м.

Схема руху транспорту встановлюється на самому в'їзді до будівельного майданчика. Дорожні знаки встановлюються на узбіччях доріг та переїздів, повинні бути добре видимими, так як саме вони регламентують порядок руху транспорту. Швидкість руху знаходиться в межах до 10 км/год на прямих ділянках, та до 5 км/год – на поворотах та на території будівництва.

Під час виконання робіт по переміщенню вантажів у темний час доби, будівельно – монтажна ділянка повинна бути добре освітлена, так як саме недостатнє розміщення світлового потоку на робочих місцях в темний час доби підвищує показник виробничого травматизму. Освітлення виконується з переставних інвентарних прожекторних щогл, електроприладів освітлення, що встановлені на металеві конструкції вантажопідіймальних кранів. Розрізняють два типи освітлення :

- **робоче освітлення;**
- **охоронне штучне освітлення.**

В першому випадку, встановлюють прожектори на стовпах із розрахунку не менше 2 лк на рівні землі. Місцеве робоче освітлення

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						117
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

здійснюють прожекторами з лампами ДРЛ на металевих полегшених щоглах.

В другому випадку, використовують прожектори загального робочого освітлення із розрахунку, що світла на будівельному майданчику повинно бути не менше 0,5 лк на рівні землі в горизонтальній площині. На електричну частину вищевказаних способів освітлення необхідно розробляти спецпроект.

По завершенню всіх цих підготовчих робіт, необхідно скласти акт підготовки площадки. Це документ, що підтверджує готовність будівельно – монтажної площадки до початку монтажу будівельних конструкцій.

5.3 Вимоги до складування, збереження і транспортування вихідних матеріалів

Задля ефективного виконання календарного плану будівництва, необхідно встановити в технологічних картах на виконання ВРР чіткий порядок доставки конструкцій на будівельний майданчик з урахуванням технологічної послідовності виконання робіт, розмірів приоб'єктних складів і збірно – укрупнювальних площадок, тип транспорту згідно вантажу, якості доріг, способів укладки і закріплення вантажу, місць розташування вантажопідйомних машин і складування виробів, місцевих кліматичних умов а також забезпечити ритмічний і якісний монтаж будівельних конструкцій. Це реалізується шляхом створення при об'єктах будівництва складів конструкцій. Загальну потребу в складських площах визначають за найбільш інтенсивним періодом виконання монтажних робіт. На центральних складах необхідно мати тримісячний запас металоконструкцій з урахуванням площ для сортування та укрупнювального складання металоконструкцій та півторамісячний запас збірного залізобетонну з урахуванням площ для сортування конструкцій. Що стосується приоб'єктних складів, то там вже необхідно дати двотижневий запас металоконструкцій та п'ятиденний – для збірного залізобетонну.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						118
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Площадки для складування, укрупнення і збереження будівельних конструкцій і матеріалів необхідно спланувати, утрамбованими і у деяких випадках, відсипані не просадним матеріалом (гравієм, щебенем, шлаком), що відповідає розрахункам з ухилами для стоку вод. Також необхідно прийняти міри для виключення довільного зміщення конструкцій. Майданчики складування огорожують парканом висотою 1,2 м і обладнують знаками безпеки і табличками з назвами виробів і конструкцій.

При складуванні матеріали на відкритому повітрі, необхідно це роботи за розробленими та затвердженими технологічним картами, де зазначено місця і розміри площадок для складування з розмірами проходів. Технологічна карта складування – це план складу, де позначено місця та розміри штабелів вантажів, проходи для людей, шляхи транспорту, колії рейкових кранів та зони їх дії, місця встановлення самохідних кранів, транспорту під навантаження та розвантаження.

Будівельні конструкції та матеріали необхідно зберігати з дотриманням певних умов:

- кроквяні і підкроквяні ферми – у вертикальному положенні в спеціальних касетах чи кондукторах;
- ригелі, колони і сталеві балки – у штабелях висотою до 2 м на підкладках і прокладках;
- стінові панелі «сендвіч» - у пакетах висотою штабеля 2,4 м, два пакети по висоті за умов укладання поруч у положенні «плашмя» двох пакетів (в одному палеті 13 панелей);
- плити покриття і перекриттів – у штабелях висотою до 2,5 м на підкладках і прокладках;
- профільні листи – у пачках, при укладанні поруч двох пачок у плані і двох пачок по висоті 1,6 м;
- великогабаритне та великовагове устаткування і його частини – в один ряд на підкладках;

- труби діаметром до 300 мм – у штабелях висотою до 3 м у сідло без підкладок. Нижній ряд труб повинен бути покладений на підкладки і укріплений інвентарними металевими башмаками чи кінцевими упорами.

При виконанні вантажно – розвантажувальних робіт, необхідно дотримуватись безпеки праці згідно з вимогами ГОСТ 12.3.009 – 76 «Роботи вантажно – розвантажувальні. Загальні вимоги безпеки» і ДНАОП 0.00 – 1.03.- 93. Якщо вантажно – розвантажувальні роботи виконуються на залізних коліях, тобто використовується залізничний транспорт, необхідно дотримуватись «Правил техніки безпеки і виробничо санітарної при вантажно – розвантажувальних роботах на залізничному транспорті» Української залізниці. Всі роботи виконуються під керівництвом спеціально призначеної особи.

При відкриванні люків піввагонів, дверей вагонів і бортів платформ,. Необхідно застосовувати спеціальні важелі. Не можна знаходитися в зоні можливого падіння вантажу, відкривання борту кришки або люка. Вивантажувати вантаж на шляху і між колією, а також захащувати їх будь-чим забороняється. При розвантаженні і укладанні, перед навантаженням у вагони матеріалів і конструкцій поблизу залізничних колій між вантажем і найближчою до нього рейкою повинен бути оставлений прохід шириною 2 м.

5.4 Виконання монтажних робіт

Виробничі процеси по монтажу будівельних конструкцій повинні бути організовані відповідно до ПВР, що містять заходи охорони праці, викладені в СНіП 111 – 4 – 80, ДНАОП 0.00 – 1.03 – 93 і в технологічній послідовності відповідають вимогам СНіП 3.03.01 – 87 «Несучі конструкції і конструкції, що обгороджують», а також іншими нормативними актами і документами, діючими в Україні. Спеціалізованою проектною організацією з

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						120
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

ліцензією розробляється ПВР, який затверджується головним інженером будівельно – монтажної організації і узгоджується з генпідрядником.

Перед тим, як розпочати монтаж конструкцій, треба попередити робітників, які знаходяться внизу, щоб вони мали час покинути небезпечну зону. Якщо необхідно перемістити вантаж і виконати монтаж елементів конструкції над перекриттям, де перебувають люди, це робиться лише з розпорядження начальника ділянки. Під час виконання робіт на майданчику не повинно бути сторонніх осіб і не допускається проведення будь – яких інших робіт. Підйом і переміщення вантажу декількома кранами допускається в окремих випадках і повинне виконуватися по ПВР [30], розробленому проектною спеціалізованою організацією, без перевантаження кожного з цих кранів. У темний час доби підйом і переміщення вантажів допускається лише при достатньому освітленні, згідно діючих нормативів. Для освітлення використовують переставні інвентарні прожекторні щогли, електроприлади освітлення, встановленні на металеві конструкції вантажопідйомних кранів.

Підйом, переміщення і установку в проектне положення вантажів, що мають значну довжину, об'єм і масу, а також вантажів, які підіймають декілька кранів, необхідно виконувати під наглядом осіб, відповідальних за безпечне виконання робіт по переміщенню вантажів кранами, чи спеціально призначеного ІТП.

Усі монтажні пристрої і пристосування, альпіністське оснащення необхідно оглядати згідно з графіком проведення цих робіт, а результати заносять до спеціального журналу. Для зниження обсягу верхолазних робіт, необхідно монтаж будівельних конструкцій виконувати укрупненими блоками, а установку блоків покриття в проектне положення здійснювати методом насувів із застосуванням спеціальних засобів механізації. Необхідно доставляти металеві конструкції на монтажну площадку вже у пофарбованому вигляді, тому після установки в проектне положення

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						121
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

фарбування чи антикорозійний захист виконують тільки в місцях стиків або з'єднань конструкцій.

Монтажник повинен дотримуватися ряду правил, а забороняється йому:

- піднімати примерзлі або засипані землею вантажі;
- перебувати під вантажем, який піднімається;
- піднімати вантаж, вага якого перевищує граничну вантажопідйомність механізму;
- піднімати вантаж, підтягуючи його косим натягуванням канату;
- перебувати на вантажі під час його піднімання.

Стропування конструкцій необхідно проводити в місцях, позначених заводом – виготовлювачем, а за відсутності таких місць позначень вони повинні бути визначені, виходячи з умов виключення перенапруження, утрати стійкості елементів, а також появи залишкових деформацій. Для перевірки міцності і стійкості елементів конструкцій у процесі монтажу слід керуватися СНіП 11 – 23 – 81 «Норми проектування. Сталеві конструкції».

У процесі монтажу гранична гнучкість стиснутих незакріплених елементів верхніх поясів ферм, повинна бути не більше 220. Якщо вона більше необхідно тимчасово підсилити чи розчалити. При стропуванні будівельних конструкцій вантажозахватним пристроями, що не забезпечують їх дистанційне розтросування, повинні бути розроблені заходи, що забезпечують безпеку розстрапування, які необхідно передбачити в ПВР чи оформити у вигляді технологічної записки.

Вантаж підіймають без ривків і плавно, уникаючи розгойдування та обертання із застосуванням відтягання. Одне відтягання для підйому вертикального вантажу, не менше двох – для горизонтальних і просторових вантажів.

Забороняється залишати підняті елементи конструкції у підвішеному стані. Тільки після надійного закріплення працівники можуть виконати роз стропування.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						122
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Не можна встановлювати руками підкладки під елементи конструкцій, що знаходяться на висоті, а також перевіряти збіг отворів пальцями, для нього необхідно користуватися спеціальним оправками.

Якщо в процесі монтажу виявлено несправність у засобах підмоцнування, треба негайно припинити роботи і сповістити відповідального керівника для вжиття заходів щодо усунення несправності. При відсутності огороження або недоцільності улаштування засобів підмацнування під час роботи на висоті монтажник повинен виконувати роботи у запобіжному поясі. Карабін запобіжного пояса повинен кріпитися до надійного елементу конструкції або страхувального канату.

5.5 Ізоляційні та антикорозійні роботи

Ізоляційні, антикорозійні та монтажні роботи – це роботи пов’язані з небезпекою отруєння токсичним речовинами (грунтовки, фарби, розчинники, тощо). На момент виконання цих робіт працівників необхідно забезпечити спецодягом, захисними окулярами, респіраторами та рукавицями.

Синтетичні фарби зберігають в закритій тарі, в добре вентильованих приміщеннях, які розташовуються на відстані не менше 50 м від промислових і житлових об’єктів. Малярні роботи виконуються в респіраторах.

Бітумні мастики готують відповідно до технічних умов або інструкції на виконання робіт. Казани для варіння бітуму і мастики розташовуються на відстані не менше ніж 50 м від складів матеріалів. Закриваються кришками з незгораючих матеріалів. Казан заповнюється не більше ніж на $\frac{3}{4}$ його місткості. Бітумні мастики доставляють механізованим способом або в герметичних бачках. Якщо необхідно змішати бітум з бензином в розігрітій бітум вливають бензин, а не навпаки. Температура бітума повинна бути не вище 70 градусів. При проведенні антикорозійних робіт, де застосовуються летючі, легкозаймисті матеріали, треба провітрювати приміщення,

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						123
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

використовуючи припливно – витяжну вентиляцію, і мати поблизу засоби пожежогасіння. Робітники в умовах великої концентрації пари повинні працювати в протигазах з рукавами, виведеними в місця з очищеним повітрям. Шкіру рук змащують захисною маззю.

5.6 Заходи пожежної безпеки

Вимоги пожежної безпеки до різних приміщень і споруд регламентовані СНіП 2.10.03 – 84 [27] та типовими правилами пожежної безпеки. За цими правилами обмежується загальна площа будівель і споруд залежно від ступеня вогнестійкості конструкцій. Запобігти пожежам у приміщеннях, а вразі появи швидко локалізувати і загасити можна правильним вибором конструкцій і обладнання за їх вогнестійкості і здатністю до загорання, поділом приміщень на секції і відсіки; улаштуванням необхідної кількості та потрібних розмірів евакуаційних шляхів і виходів; впровадженням проти димного захисту; забезпеченням об'єктів необхідними засобами пожежогасіння та іншими заходами. За правилами пожежної безпеки усі приміщення та зони повинні бути чистими, без горючих матеріалів. Двері і ворота в таких приміщеннях відкриваються лише назовні без порогів і східців.

Особам, котрі працюють у приміщеннях, під час роботи забороняється: застосовувати відкриті джерела вогню; залишати установки з відкритим вогнем без нагляду; застосовувати для розпалювання опалювальних установок бензин, гас та інші легкозаймисті рідини; залишати під напруженням електричні мережі; користуватися для освітлення несправними ліхтарями.

На будівельному майданчику обладнують пожежні пости (щити). Крім цього, в кожному приміщенні на 100 м² площі повинен бути встановлений один вогнегасник, біля приміщення – ящик з піском, а в літній період – бочка з водою.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						124
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

5.7 Вимоги безпеки при електромонтажних роботах.

При улаштуванні і експлуатації електроустановок на будівельному майданчику, необхідно розробити електротехнічний розділ проекту виконання робіт (ПВР) згідні з Правилами улаштування електротехнічних установок (ПУЕ) і Правилами безпечної експлуатації електроустановок [23]. В розділі даються вказівки та заходи, що до забезпечення електробезпеки при улаштуванні і експлуатації електроустановок на будівельному майданчику. В електротехнічній частині розглядаються наступні питання:

- вибір перетинів і марок кабелів і проводів;
- улаштування тимчасових мереж (траси, кріплення, габарити, вказівки до захисту від механічних пошкоджень);
- схема тимчасового розподілу електроенергії та електропостачання, а саме: вибір напруження мереж живлення, силових і освітлювальних електроприймачів для різних видів будівельно – монтажних робіт;
- типи апаратів захисту і розрахунку їх номінальних струмів спрацювання;
- типи ввідних розподільних пристроїв, місця їх розташування, пунктів підключення і інших інвентарних електроконструкцій;
- вибір типів світильників, знижувальних трансформаторів для місцевого освітлення і ручних світильників;
- способи занулення, перетин і розміри нульових захисних провідників, розрахунок опору ланцюгу «фаза - нуль» для перевірки відключаючої здатності апаратів захисту при однофазових коротких замиканнях;
- дані з конструктивного виконання повторних заземлень нульового проводу та місце його розташування;
- дотримання безпеки при експлуатації мобільних (інвентарних) будівель;

- заходи безпеки щодо забезпечення електробезпеки при електропрогріванні бетону, з вибором необхідної напруги і устаткування для електропрогрівання, принципові електричні схеми підключення, блокувань і сигналізації;
- заходи безпеки при експлуатації ручних електричних машин, переносних і пересувних електроприймачів в різних умовах, зокрема конкретні вказівки з застосування приладів захисного відключення;
- комплектація будівельного майданчика електроустаткуванням, матеріалами і електрозахисними засобами;

Тимчасова розводка електромереж напругою до 1000 В, виконується ізольованими проводами або кабелями на опорах або конструкціях, що розраховані на механічну міцність при прокладанні по ним проводів і кабелів, на висоті над рівнем землі, настилу не менше:

- 3,5 м – над проходами;
- 6,0 м – над проїздами;
- 2,5 м – над робочим місцем.

При необхідності використання світильників спеціальної конструкції або напруги нижче 42 В (висота підвіски менше 2,5 м), необхідно використовувати знижувальні трансформатори, так як їх вторинні обмотки мають заземлення.

При використанні вимикачів, рубильників і інших комутаційних електричних апаратів на відкритому повітрі або у вологих приміщеннях, їх необхідно захищати відповідно до вимог державних стандартів. Розподільні щитки і рубильник повинні мати замикаючі пристрої.

Режим нейтралі джерела електропостачання будівельного майданчика визначає проектні рішення в частині забезпечення електробезпеки. Живлення силових і освітлювальних навантажень невеликих і середніх будівельних майданчиків здійснюється від існуючих чотиріпровідних мереж напругою 320/220 В з глухозаземленою нейтраллю джерела

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						126
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

живлення. Розподіл електроенергії відбувається за двома схемами – **радіальною** та **магістральною**. *Радіальні схеми* краще відповідають вимогам безпеки, але потребують значних витрат провідника і електроапаратів. Їх застосовують лише для зосереджених або великих навантажень. *Магістральні схеми* менш надійні, ніж радіальні, але не такі безпечні. Надійність магістральної схеми щодо безперебійності електропостачання та забезпечення електробезпеки не дуже висока. Резервування захисту споживачів виконання ремонтних робіт значно ускладнюється, тому на практиці для розподілу напруження до 1000 В слід використовувати комбіновано магістрально – радіальну схему, улаштування якої визначається буд генпланом будівництва, кількістю, потужністю і територіальним розміщенням електроприймачів на майданчику.

У проекті тимчасового електропостачання мають бути максимально реалізовані технічні заходи і засоби захисту від ураження електричним струмом. Зокрема, при розробці схеми тимчасового електропостачання слід визначити сферу застосування малої напруження (до 42 В включно) і передбачити підключення відповідних джерел живлення. Перш за все це стосується підключення ручних електричних машин і мереж освітлення всередині будівель, які будуються.

При розробці схеми тимчасового електропостачання необхідно врахувати ряд найважливіших вимог електробезпеки:

- виконання електроустаткування та його типи повинні відповідати умовам експлуатації навколишнього середовища і розрахунковим електричним параметрам;
- якщо до конструкції електроустаткування мають доступ не електротехнічний персонал, необхідно виключати наявність відкритих струмопровідних частин і дотик до них;
- не слід підключати більш ніж один електроприймач до одного комутаційного пристрою чи апарату;

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						127
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- треба забезпечити можливість відключення всіх електроустановок в межах окремих об'єктів і ділянок робіт;
- схема підключення механізмів, будівельних машин та інших електроприймачів повинна бути спроектовано таким чином, щоб можна було відключити їх від мережі, а також ввести в них кабель живлення;
- передбачаються підключення відповідних джерел малої напруги (до 42 В включно) для живлення ручних електричних машин і мереж освітлення в будівлях, що будуються.

Електробезпека устаткування і механізмів будівельного майданчика у великій мірі залежить від стійкості ізоляції електротехнічних пристроїв, які використовуються, до дії таких факторів навколишнього середовища, як температура, вологість, запиленість. Задача полягає в тому, щоб максимально зменшити шкідливу дію цих факторів навколишнього середовища на електроустаткування будівельного майданчика.

					КМР 093 ПЗ	Аркуш
						128
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		