

Міністерство освіти і науки України
Одеська державна академія будівництва та архітектури
Кафедра залізобетонних та кам'яних конструкцій

ПРОЕКТУВАННЯ ТУНЕЛІВ ГЛИБОКОГО РОЗТАШУВАННЯ

НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК



Одеса 2015

«ЗАТВЕРДЖЕНО»

Вченою радою Одеської державної академії будівництва та архітектури
протокол № 10 від 25.06.2015 р.

Укладачі: д.т.н., професор Дорофєєв В.С., д.т.н., професор Карпюк В.М., к.т.н., доцент Карпюк І.А., к.т.н., професор Діордієнко Л.Д., к.т.н., доцент Семчук П.П., к.т.н., доцент Майстрєнко О.Ф., асистент Варич Г.С.

Рецензенти:

Кіпершлак Б.О., голова наглядової ради ТОВ «Цивільпроект», заслужений будівельник України;

Суханов В.Г., д.т.н., професор, директор НВЦ «Екострой»

Навчальний посібник «Проектування тунелів глибокого розташування» складений до курсового та дипломного проектування по дисципліні «Підземні транспортні споруди», у відповідності з навчальним планом для студентів спеціальності - 7.06010106 «Мости і транспортні тунелі» всіх форм навчання, а також для викладачів-керівників курсових проектів.

У навчальному посібнику наведені основні теоретичні та практичні відомості для розрахунку і проектування підземних транспортних споруд за допомогою програмного комплексу «PLAXIS-8», розкриті мета і задачі курсового проектування, представлені порядок і вимоги до змісту та оформлення цього проекту.

Навчальний посібник «Проектування тунелів глибокого розташування» / Одеська державна академія будівництва та архітектури / Укл: В.С. Дорофєєв, В.М. Карпюк, І.А. Карпюк, Л.Д. Діордієнко, П.П. Семчук, О.Ф. Майстрєнко, Г.С. Варич. – Одеса, ОДАБА, 2015. - 97 с.

Відповідальний за випуск: завідувач кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій, Заслужений діяч науки і техніки України, д.т.н., професор Дорофєєв В.С.

ЗМІСТ

	Стор.
Вступ	5
1 Стан і перспективи розвитку розрахунку оправи тунелів і гірських виробок. Основні положення.....	6
2 Загальні відомості про програму PLAXIS та умови її застосування для проектування оправи тунелів.	11
2.1. Одиниці виміру та умовні позначення, що використовуються в ПК «PLAXIS»	12
2.2. Коротка характеристика початкових навчальних задач-уроків.....	15
2.2.1 Осідання круглого фундаменту на піщаній основі (Урок 1).....	15
2.2.2 Будівництво котловану, що підтоплюється (Урок 2).....	20
2.2.3 Зведення річної дамби в недренованих ґрунтах основи (Урок 3)...	24
2.2.4 Виймка ґрунту насухо при будівництві котловану з використанням анкерної стінки (Урок 4)	27
2.2.5 Будівництво дорожнього насипу (Урок 5)	30
3 Визначення внутрішніх зусиль у кільцевій залізобетонній оправі тунелю й можливих деформацій прилеглого ґрунту (Урок 6)	38
3.1 Геометричні характеристики розрахункової моделі	40
3.2 Граничні умови	41
3.3 Властивості матеріалів	41
3.4 Приклад розрахунку оправи тунелю в програмному комплексі PLAXIS	44
3.4.1 Геометрична модель об'єкта	45
3.4.2 Граничні умови	50
3.4.3 Властивості матеріалів	50
3.4.4 Утворення сітки із скінчених елементів	53

3.4.5 Початкові умови	55
3.4.6 Поетапний розрахунок	57
3.4.7 Вихідні дані за результатами розрахунку	59
4 Приклад проектування транспортного тунелю глибокого закладення в ґрунтових умовах південного регіону України	66
4.1. Аналіз математичних моделей експериментальних згинальних моментів, поперечних і поздовжніх сил в оправі споруд з метою їх мінімізації	72
4.2 Природні та додаткові осідання поверхні землі	77
4.3 Розрахунок небезпечних перерізів монолітної залізобетонної оправі тунелю	83
4.3.1 Визначення товщини оправі та її армування з умови міцності нормальних перерізів	84
4.3.2 Перевірка умови міцності похилих перерізів оправі тунелю.....	85
4.3.3 Розрахунок оправі тунелю на сприйняття поздовжньої сили	86
4.3.4 Конструювання армування оправі	87
Додаток А Співвідношення між деякими одиницями механічних величин і одиницями СІ	91
Додаток Б Основні буквені позначення та індекси	92
Література	94
Завдання на проектування транспортного тунелю глибокого розташування	96

ВСТУП

Однією з основних задач курсового проектування є розвиток у студентів навичок проектно-конструкторської та науково-дослідної роботи у галузі визначення внутрішніх зусиль в оправах тунелів за допомогою сучасних програмних комплексів, а також осідань поверхні землі над ними з урахуванням реальних конструктивних та інженерно-геологічних умов; прийняття економічно і технічно обґрунтованих інженерних рішень; вміння користуватися нормативними документами, довідниками і технічною документацією.

Курсовий і дипломний проекти складаються з пояснювальної записки, виконаної на аркушах стандартного формату А-4 (210×297) та графічної частини. До пояснювальної записки додаються результати розрахунку з використанням ЕОМ.

Мета курсового проекту направлена на підготовку студентів до вирішення більш складної задачі – дипломного проектування з використанням ПК «PLAXIS-8» для розробки обґрунтованих проектних рішень.

Навчальний посібник складається з розділів, які безпосередньо стосуються виконання курсового проекту на тему: «Проектування тунелю кільцевого перерізу глибокого розташування», а також може бути використаний в дипломному проектуванні і при виконанні курсових проектів на інші теми, зокрема при визначенні впливу конструктивних чинників та геотехнічних факторів на осідання та зсуви поверхні землі в процесі їх улаштування.

1. Стан і перспективи розвитку розрахунку оправи тунелів і гірських вироблень. Основні положення.

Проходка виробок у масивах гірських порід змінює їх природний напружений стан, створюючи гірський тиск. Воно викликає деформації, зсуви й руйнування елементів масивів, підземних виробок, земної поверхні. Тому оцінка й урахування гірського тиску при проектуванні гірських виробок має велике значення.

Гірський тиск визначається розташуванням виробок, її розмірами, перетином, фізико-математичними властивостями порід, можливістю їхньої зміни в результаті вивітрювання після проходки, природним напруженим станом, способом проходки цієї виробки і її експлуатації. Точна постановка задачі визначення гірського тиску в теперішній час викликає певні труднощі.

Природний напружений стан ґрунтового масиву формується під впливом не тільки гравітації, але й тектонічних сил, роль яких поки-ще майже не піддається оцінці, особливо тектонічних сил, що діяли в минулому. Безпосередні виміри напружень (точніше, деформацій) у гірських породах здійснюється досить рідко і фактичний матеріал, що міг би лягти в основу загальної теорії, накопичується дуже повільно. Тому перші методи оцінки гірського тиску будувалися без урахування природного напруженого стану. Зокрема, М.М. Протодьяконов запропонував гіпотезу природного склепіння рівноваги (обвалу). Це склепіння параболічного перетину втримує вагу порід, що розташовані вище, і тиск на виробку визначається тільки вагою порід, розташованих між склепінням рівноваги й виробкою. При цьому, виникнення областей пластичних деформацій і руйнування в слабких пластичних ґрунтах призводить до осідань всієї товщі порід, що розташовані над спорудою, особливо при великому її прольоті. У цьому випадку, як показують зміни гірського тиску на споруди, закладені на глибині 25...30 метрів від поверхні, вертикальний тиск у слабких глинистих ґрунтах може доходити до повної ваги

всієї товщі, що залягає зверху.

Якщо тунель оточують слабкі й нестійкі ґрунти, що характеризуються не достатньо пружними властивостями, то його оправу прийнято розраховувати тільки на активні навантаження (вертикальний і бічний тиск ґрунту, а також гідростатичний тиск). У щільних і стійких ґрунтах окрім вертикального гірського тиску, як правило, ураховують також дію пружного відпору по бічний і нижній (для кільцевої) поверхням оправи.

Конструкції підземних транспортних споруд піддаються дії різних зовнішніх навантажень, характер розподілу й інтенсивність яких залежить від цілого ряду факторів: глибини закладення, інженерно-геологічних умов, характеру міської забудови й руху наземного транспорту, технології провадження робіт і т.п.

Всі види навантажень прийнято розділяти на *постійні*, які мають на конструкцію регулярний вплив і тимчасові, які характеризуються періодичним тривалим або короткочасним впливом. До *постійних* навантажень відносяться: власна вага, вага дорожнього покриття й підземних комунікацій, тиск ґрунту й води, а також навантаження від маси будинків і споруджень, розташованих над підземним виробленням, зусилля попереднього натягу арматури. *Тимчасові* навантаження виникають від тих, що рухаються тунелем або в підземному гаражі автомобілів, а також різних транспортних засобів, що проїжджають над підземним спорудженням. До *тимчасових* відносяться також деякі види навантажень, які виникають тільки на стадії будівництва підземної споруди. Тимчасовий характер носять впливи коливання температури, морозного здимання ґрунтів, а також особливі впливи (сейсмічні, ударні та ін.), що виникають у результаті будь-яких аварійних ситуацій.

Всі перераховані вище зовнішні навантаження можуть бути прикладені до підземних конструкцій одночасно або в різні моменти часу. У зв'язку із цим можливі різні сполучення навантажень, що викликають у конструкції різні напружені стани. Тому при розрахунку підземних конструкцій необхідно виявити найбільш не вигідні сполучення навантажень (основні й особливі), при дії яких у

конструкції виникнуть найбільші внутрішні зусилля.

В основні сполучення включають *постійні* навантаження й *тимчасові* впливи від транспортних засобів, пересування людей, а також *тимчасові* будівельні й експлуатаційні навантаження.

Особливі сполучення складаються з деяких *постійних* і *тимчасових* навантажень основного сполучення й особливих впливів. Як правило, розрахунок роблять на основні сполучення навантажень, а на особливі виконують перевірку.

Конструкції підземних споруджень розраховують за граничними станами (за несучою здатністю, деформаціями і тріщиностійкістю) відповідно до вимог діючих норм. Конструкції протяжних підземних споруд (тунелів), довжина яких значно перевищує розміри поперечного перерізу, як правило розраховують в умовах плоскої деформації. Проте, якщо розміри поперечного перерізу порівнянні з довжиною споруди, то доводиться вирішувати просторову задачу.

У теперішній час при проектуванні оправи тунелів застосовують досить прості наближені методи розрахунку на задані навантаження з використанням апарату будівельної механіки. При цьому, спочатку визначають всі діючі на оправу активні навантаження, а потім розраховують її як стержневу систему з урахуванням або без урахування пружного відпору ґрунту. Основний недолік методів розрахунку на задані навантаження полягає в тому, що вони не ураховують повною мірою дійсних умов взаємодії оправи з навколишнім ґрунтовим масивом.

Знаходять застосування у практиці проектування також методи розрахунку тунельних оправ, що базуються на рішенні контактної задачі теорії суцільного середовища із залученням апарату теорії пружності, пластичності або граничної рівноваги. Напружений стан підземної конструкції й ґрунтового масиву визначають із умови спільності переміщень оправи й контуру виробки. При цьому, зусилля в оправі можуть бути отримані методами будівельної механіки. Такі методи розрахунку вимагають залучення складного й громіздкого математичного апарату й використовуються, в основному, при рішенні обмеженого кола задач.

Останнім часом при розрахунку конструкцій підземних споруд усе ширше впроваджують обчислювальну техніку, що значно скорочує трудомісткість розрахункових робіт і дозволяє швидко одержати потрібні результати. При цьому, з'являється можливість урахування впливу численних геотехнічних і конструктивних факторів, а також факторів зовнішньої дії, що впливають на статичну роботу конструкції, значного підвищення точності результатів розрахунку численних варіантів та ін. Використання ЕОМ дозволяє в багатьох випадках уникнути необхідності прийняття при розрахунку спрощених припущень і застосовувати більше складні й точні розрахункові схеми, що найбільшою мірою відповідають дійсним умовам роботи конструкції.

Для визначення напружень і деформацій ґрунту шляхом розрахунку замість самого ґрунту розглядається його розрахункова механічна модель, що повинна відображати основні механічні властивості ґрунту, але бути вільною від другорядних деталей. Розмаїтість ґрунтів та їхніх властивостей, пов'язана з умовами їхнього формування й існування, породили декілька розрахункових моделей: модель суцільного (пружного або непружного) середовища, модель зернистого середовища, модель що деформується в деяких місцях поверхні (модель Фусса-Вінклера), і різні комбіновані моделі.

При розрахунку основ і підземних споруд у більшості випадків використовується модель Фусса-Вінклера або модель пружного однорідного ізотропного напівпростору, які призводять у більшості випадків до результатів, які сильно відрізняються один від другого. У першому випадку у якості розрахункової характеристики використовується коефіцієнт пружного відпору K (коефіцієнт постелі), у другому випадку - модуль деформації $E_{гр} = E_0$ і коефіцієнт Пуассона $\nu_{гр} = \mu_0$ ґрунту.

При урахуванні відпору ґрунту в розрахункових підземних спорудах виходять із того, що ґрунт, у якому знаходиться споруда, не тільки створює навантаження, але й чинить опір переміщенням оправи, знижує згинальні моменти й підвищує несучу здатність споруди.

Контрольні запитання

1. Які негативні наслідки може спричинити гірський тиск?
2. Що таке природний напружений стан?
3. В чому полягає суть гіпотези природного склепіння М.М. Протодьяконова?
4. У яких грунтах при розрахунку кільцевої оправи тунелів ураховують дію пружного відпору по бічній і нижній поверхнях?
5. Які види навантажень діють на конструкції підземних транспортних споруд?
6. Для чого при розрахунку конструкцій оправ використовують сполучення навантажень?
7. Як впливає пружний відпор ґрунту на внутрішні зусилля в оправі тунелю?

2. Загальні відомості про програму PLAXIS та умови її застосування для проектування оправи тунелів

Програма "PLAXIS" являє собою спеціалізовану двомірну комп'ютерну програму, засновану на методі скінчених елементів, що використовується для розрахунків деформацій і стійкості різних геотехнічних об'єктів, а також визначення внутрішніх зусиль у них. Реальна ситуація може бути змодельована за допомогою моделі плоскої деформації або осесиметричної моделі. Програма має зручний графічний інтерфейс, що дає можливість користувачу швидко створювати геометричну модель і сітку скінчених елементів, засновану на представленому вертикальному поперечному геологічному розрізі. Користувачам необхідно добре знати середовище Windows. Для швидкого й ефективного засвоєння практичних знань, а також основних можливостей ПК "PLAXIS" користувачі повинні попередньо розглянути приклади рішення більше простих задач, що містяться у навчальному посібнику до ПК "PLAXIS".

Довідник, що рекомендується, призначений для користувачів, що бажають одержати більше докладну інформацію про програмні засоби PLAXIS. У ньому містяться практичні відомості про використання ПК "PLAXIS" для широкого спектру різних задач.

Інтерфейс, що рекомендується до застосування, складається із чотирьох підпрограм: Input (*Програма вводу даних*), Calculations (*Програма розрахунку*), Output (*Програма виводу даних*), Curves (*Криві*). Довідник, що рекомендується до вивчення, сформований відповідно до цих чотирьох підпрограм з приналежними їм відповідними опціями, вказаними у відповідному меню. У довіднику, що рекомендується, відсутня детальна інформація по визначальних моделях, виводу рівнянь для скінчених елементів або алгоритмах нелінійних рішень. Ці та інші, пов'язані з ними, питання докладно розглянуті в різних роботах, перерахованих у розділі 7, у Науковому керівництві та у Посібнику з моделей ґрунтів до ПК "PLAXIS".

2.1 Одиниці виміру та умовні позначення, що використовуються в ПК "PLAXIS".

При проведенні будь-яких розрахунків важливо дотримуватися послідовної й несуперечливої системи одиниць. Починаючи з введення геометричних даних, варто вибрати підходящу систему основних одиниць із переліку стандартних одиниць. Ці основні одиниці визначаються у вікні *General settings* (Загальні налаштування) програми *Input* (Введення даних). Табл. 2.1 дає загальне уявлення про всі доступні одиниці, настанови (за замовчуванням) і змінах параметрів встановлених за замовчуванням одиниць. Всі наступні вхідні дані повинні бути виражені в обраній системі одиниць, а вихідні результати повинні інтерпретуватися вираженими в цій же системі одиницями. Одиниця виміру для того або іншого параметру, що вводиться, звичайно, вказується відразу ж за полем редагування або, при використанні вхідних таблиць, над відповідними стовпцями. У такому випадку введення помилкових даних менш імовірно. У всіх прикладах, наведених у матеріалах по програмі PLAXIS, використовуються обрані за замовчуванням одиниці виміру (табл. 2.1; 2.2).

Таблиця 2.1

Додаткові одиниці та їхній змінний параметр

Length	Conversion	Force	Conversion	Time	Conversion
(Довжина)	(Зміни)	(Сила)	(Зміни)	(Час)	(Зміни)
mm (мм)	=0,001m(M)	N	=0,001 kN	s (секунда)	1/8640 day (днів)
M(m)	=1m(M)	kN	=1 kN	min (хвилина)	1/1440C
In (инч)	=0,025m (M)	MN	=1000 kN	hr (час)	=1/24C
Ft (фут)	=0,3048m (M)	Lb (фунт)	=0,0044482kN	day (день)	1 day
		Klb (кілофунт)	=4,4482 kN		

Стандартні та інші форми одиниць виміру, що використовуються

		Стандартні	Інші
Основні одиниці	Довжина	[m] (<i>М</i>)	[ft] (<i>Фут</i>)
	Сила	[kN] (<i>кН</i>)	[lb] (<i>фунт</i>)
	Час	[day] (<i>доба</i>)	[sec] (<i>сек.</i>)
Геометричні характеристики	Координати	[m] (<i>м</i>)	[ft] (<i>фут</i>)
	Переміщення	[m] (<i>м</i>)	[ft] (<i>фут</i>)
Властивості матеріалів	Модуль Юнга	[kPa]=[kN/m ²] (<i>кПа=кН/м²</i>)	[kips]=[kib/sq ft] (<i>кіло фунт/фут</i>)
	Зчеплення	[kPa] (<i>кПа</i>)	[kips]=[kib/sq ft] (<i>кіло фунт/фут</i>)
	Кут тертя	[deg.] (<i>град</i>)	[deg.] (<i>град</i>)
	Кут дилатансії	[deg.] (<i>град</i>)	[deg.] (<i>град</i>)
	Вага	[kN/m ³] (<i>кН/м³</i>)	[klb/sq ft] (<i>кіло фунт/фут</i>)
	Проникність	[m/day] (<i>м/добу</i>)	[ft/sec] (<i>фут/сек</i>)
Навантаження й напруження	Зосереджене (навантаження)	[kN] (<i>кН</i>)	[klb] (<i>кіло фунт</i>)
	Лінійне навантаження	[kN/m] (<i>кН/м</i>)	[klb/ft] (<i>кіло фунт/фут</i>)
	Смугова сила (розподілене навантаження)	[kPa] (<i>кПа</i>)	[kips]=[kib/sq ft] (<i>кіло фунт/фут</i>)
	Напруження	[kPa] (<i>кПа</i>)	[kips]=[klb/sq ft] (<i>кіло фунт/фут</i>)

Одиниці виміру виводяться тільки для інформації користувача, але в деяких випадках зміна основних одиниць у вікні *General settings* спричинить автоматична зміну значень, що вводять, у нові одиниці виміру. Це застосовується до параметрів набору даних за матеріалом та інших властивостей матеріалів у програмі введення. Якщо користувач хоче змінити систему одиниць для існуючого набору вхідних даних, то йому доведеться вручну відредагувати всі параметри й повторно виконати всі розрахунки.

При розрахунку плоских деформацій розрахункові сили являють собою сили, що діють на одиницю довжини в поперечному напрямку (напрямок Z , див. рис. 2.1). При осесиметричному розрахунку розрахункові сили ($Force-X$ і $Force-Y$) - це сили, що діють на дугу, яка стягує кут в 1 радіан. Тому для визначення повного значення сил при осесиметричному розрахунку варто помножити розрахункові значення на коефіцієнт 2π . Всі інші вихідні величини в осесиметричних задачах задаються з розрахунку на одиницю ширини, а не на радіан.

Система координат і правило знаків.

Створення двомірної скінчено-елементної системи в PLAXIS базується на геометричній моделі. Ця геометрична модель створюється в площині $X - Y$ в системі координат (рис. 2.1), тоді як Z – напрямок, який перебуває поза площиною. У системі координат напрямок Z відображається в напрямку до користувача.

Напруження, що розраховуються програмою PLAXIS (версією 8), визначаються в 3-х мірній декартовій системі координат, показаній на рис. 2.1. У розрахунках плоскої деформації

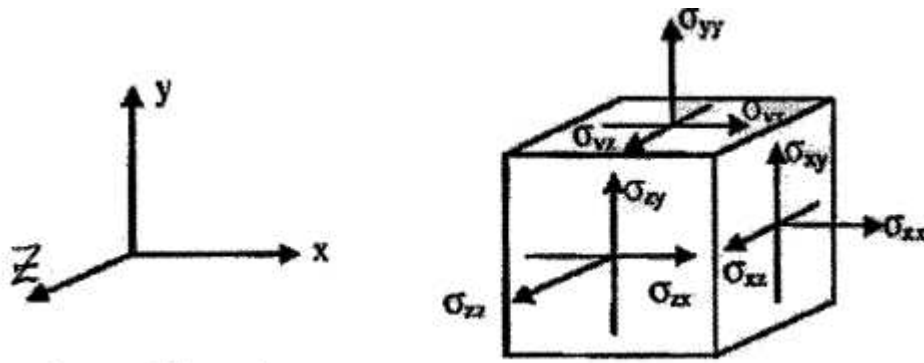


Рис. 2.1 Координатна система й компоненти позитивних напрямків напружень.

σ_{zz} - перебуває поза площиною. В осесиметричних задачах "X" є радіальною координатою, "Y" відповідає осьовому напрямку, а "Z" - тангенціальному напрямку. У цьому випадку σ_{xx} представляє радіальне напруження, σ_{zz} – кільцеве напруження.

У всіх випадках введення даних, вхідні стискаючі напруження й сили (включаючи поровий тиск) мають негативну величину, тоді як розтягуючі напруження й сили є позитивними. На рис. 2.1 показані напрямки позитивних напружень.

2.2 Коротка характеристика початкових навчальних задач-уроків

До початку проектування необхідно послідовно розглянути ряд прикладів рішення більш простих задач-уроків, що використовуються при розрахунку взаємодії навантаженої ґрунтової основи з оправою тунелю.

2.2.1 Осідання круглого фундаменту на піщаній основі (урок 1)

Передбачається, що до рішення цієї задачі студенти вже розглянули деякі загальні аспекти й основні властивості програми PLAXIS. На цьому уроці розглядається перший варіант її застосування, наведений докладний опис загальних методів по створенню геометричної моделі, скінчено-елементної

моделі, виконання розрахунків і оцінки остаточних результатів. Дані цієї задачі будуть використовуватися й на наступних уроках. Отже, перед тим, як перейти до наступних прикладів необхідно докладно засвоїти цей урок.

Отже, круглий фундамент радіусом 1,0 м розташовується на піщаному шарі товщиною 4,0 м. Під ним знаходиться шар скельної породи, що простирається на велику глибину. Метою цієї вправи є визначення зсувів та напружень у піщаному ґрунті від прикладених навантажень за допомогою ПК «PLAXIS». Розрахунки виконуються як для жорстких, так і для гнучких фундаментів.

Геометрія скінчено-елементної моделі для цих двох випадків однакова. Шар скельної породи в моделі не ураховується. Замість нього для основи з піщаного шару приймається відповідна гранична умова. Щоб уникнути будь-яких обмежень і можливого впливу зовнішньої границі ґрунту, загальний радіус моделі збільшується у горизонтальному напрямку до 5 метрів.

У першому випадку розглядається абсолютно жорсткий фундамент із шорсткою поверхнею. Для виконання цього розрахунку осідання фундаменту моделюється за допомогою процесу рівномірного вдавлювання у верхню частину піщаного шару. Такий підхід призводить до дуже простої моделі й, отже, розглядається як перший приклад. Але в нього також є свої недоліки. Наприклад, немає ніякої інформації про внутрішні зусилля у фундаменті.

У другій частині цього уроку розглядається вплив зовнішнього навантаження на гнучкий фундамент, що є найбільш адекватним підходом до моделювання фундаменту.

Запуск ПК «PLAXIS» здійснюється за допомогою подвійного клацання кнопкою *Input program (програма введення)*. Діалогове вікно з'явиться *Create/Open project* після клацання клавішею <ОК>, далі з'явиться вікно *General settings project*, у якому можна відкрити існуючий або створити новий проект. Варто вибрати *New project*. Після клацання клавішею <ОК> з'явиться вікно *General settings (Загальні параметри)*.

Першим етапом кожної задачі є установка основних параметрів скінчено-елементної моделі. Це виконується у вікні **General settings (Загальні параметри)**. До цих параметрів ставиться опис задачі, тип розрахунку, основний тип елементів, основні одиниці й розмір поля для рисунку.

Після завдання загальних параметрів з'явиться поле для рисунку з початком відліку й напрямком системи осей координат. Вісь X спрямована вправо, а вісь Y - нагору. Геометрична модель може бути задана в будь-якому місці, але в межах розміру поля для рисунку. Для створення об'єктів можна користуватися або кнопками панелі інструментів, або опціями меню **Geometry**. Для нового проекту кнопка **Geometry line (Геометрична лінія)** уже є активною.

Граничні умови можуть бути обрані із другого ряду кнопок панелі інструментів або із меню **Loads (Навантаження)**. Для вирішення проблем деформацій існують два типи граничних умов: задані переміщення або навантаження. У принципі, всі межі контуру повинні мати по одній граничній умові в кожному напрямку. Якщо для певної межі (вільної границі) не задана відповідна гранична умова, то застосовуються природні умови, тобто задане навантаження дорівнює нулю, а межа має вільне переміщення.

Завдання стандартних граничних умов задається клацанням на панелі інструментів кнопкою **Standard fixities (Стандартні закріплення)** або за допомогою меню **Loads (Навантаження)** опцією **Standard fixities**.

Для моделювання поведження ґрунту для даної геометричної моделі необхідно прийняти відповідну модель ґрунту і його параметри, скориставшись наборами даних за матеріалами, що зберігаються у відповідній базі даних. Набір даних з бази може бути привласнений одному або більше кластерам. Моделювання поведження таких конструкцій, як стіни, плити, анкери, георешітки та ін. здійснюється аналогічно. У ПК "PLAXIS" сформовані набори даних за матеріалами для **Soil & interfaces (Ґрунт і контактні поверхні)**, **Plates (Плити)**, **Anchors (Анкери)** і **Geogrids (Георешітки)**.

Набори даних за матеріалами створюються, в основному, після введення

граничних умов до створення скінчено-елементної сітки. Вони повинні бути встановлені по всіх матеріалах, а всі кластери й конструкції повинні мати відповідний їм набір даних. Набір даних за матеріалами може бути введений за допомогою кнопки ***Material Sets (Набори за матеріалами)***, розташованої на панелі інструментів або опцією з меню ***Materials Sets (Матеріалу)***.

Після завершення побудови геометричної моделі ПК "PLAXIS" дозволяє виконувати процедуру по створенню сітки повністю автоматично. Геометрична модель ділиться на елементи основного типу й сумісні конструктивні елементи, якщо такі є. При побудові сітки ураховується положення точок і ліній геометричної моделі. Тим самим ураховується розташування шарів, навантажень і конструкцій. В основі методу побудови лежить стійкий принцип тріангуляції, за допомогою якого знаходяться оптимальні розміри трикутників, які беруть участь у проектуванні неструктурованої сітки. (Відомо, що неструктуровані сітки не утворюються із правильно розташованих елементів). Такі сітки дають, як правило, більше точні результати у порівнянні зі структурованими сітками.

Крім побудови самої сітки на цьому етапі виконується перенесення початкових вихідних даних (характеристик, граничних умов, наборів даних за матеріалами й т.д.), із геометричної моделі (точки, лінії й кластери) на сітку скінчених елементів (елементи, вузли й точки напружень).

Для створення сітки на панелі інструментів варто клацнути кнопкою ***Generate mesh (Побудувати сітку)*** або вибрати з меню ***Mesh (Сітка)*** команду ***Generate (Створити)***. При необхідності сітка може бути оптимізована за рахунок глобального або локального подрібнення.

До початку розрахунків повинні бути визначені початкові умови. До початкових умов відносяться початкові умови по ґрунтових водах, початкова геометрична конфігурація й початковий стан ефективних напружень. У даному проекті фундаменту піщаний шар є сухим і немає необхідності введення умов ґрунтових вод, проте, необхідне визначення ефективних початкових напружень

за допомогою *K₀ - procedure*. Початкові умови вводяться в різних режимах програми введення за допомогою клацання кнопкою *Initial conditions (Початкові умови)* або з меню *Initial* вибором команди *Initial conditions*.

Опція «Початкові умови» складається із двох різних режимів: режиму тиску води й режиму геометричної конфігурації. Перехід від одного режиму до іншого здійснюється за допомогою перемикача (*switch*) на панелі інструментів. Оскільки в даному завданні не розглядається тиск води, те варто перейти до режиму геометричної конфігурації, клацнувши по правій стороні перемикача *switch (Initial stresses and geometry configuration - Початкові напруження й геометрична конфігурація)*.

Після побудови початкових напружень можна перейти до розрахунку, клацнувши кнопкою *"Calculate"*. При запуску *"Calculation program"* відразу ж після введення нового проекту включається перший розрахунковий етап. У нашому завданні для моделювання осідань фундаменту необхідно виконати пластичний (за термінологією навчального посібника з PLAXIS) розрахунок, при виконанні якого передбачена процедура для поетапного автоматичного нарощування навантаження, яка називається *Load Advancement*. При пластичному розрахунку задані переміщення активізуються для моделювання заглиблення фундаменту.

Після введення розрахункових параметрів до початку першого розрахунку рекомендується вибрати вузли або точки напружень для побудови згодом кривих залежностей переміщень від навантаження або діаграм напружень і деформацій. При завершенні обчислень перелік етапів обчислень змінюється й у полі *Lod info* з'являється повідомлення про успішне завершення обчислень *"No error" (Немає помилок)*, після чого рекомендується перевірити значення коефіцієнтів, отриманих наприкінці розрахунку, шляхом клацання закладкою *Multipliers* з вибором селективної кнопки *Reached values (Отримані значення)*.

Після завершення розрахунку результати можуть бути оцінені за

допомогою програми висновку (*Output program*). У вікні *Output* можна подивитися на переміщення й напруження в повній геометричній моделі, а також у поперечних перерізах і конструктивних елементах, якщо такі є. Результати обчислень також надані в табличній формі.

При *моделюванні фундаменту у вигляді гнучкої плити* в розрахунок необхідно внести зміни, які дозволять розрахувати зусилля у фундаменті. Геометрія в цьому прикладі залишається попередньою, за винятком додаткових елементів, що використовуються для моделювання фундаменту. Розрахунок базується на прикладанні навантажень, а не заданих переміщень. Створювати нову модель немає необхідності. За основу можна взяти попередню модель, якщо внести до неї зміни й зберегти під іншим ім'ям. При цьому, вносяться зміни в геометрію, граничні умови, додаються характеристики за матеріалами для фундаменту, здійснюється повторна генерація (при необхідності) значень тиску води й початкових напружень після повторної побудови сітки, обновляються початкові умови, заново виконуються розрахунки, перегляд результатів і побудова кривої залежності переміщень від навантаження.

2.2.2 Будівництво котловану, що підтоплюється (урок 2)

Даний урок ілюструє застосування ПК "PLAXIS" для аналізу робіт по улаштуванню котлованів, що підтоплюються. При цьому, будуть використатися багато програмних особливостей, що застосовуються в першому уроці. При рішенні цієї задачі будуть використатися також такі можливості програми, як можливості інтерфейсів і анкерних елементів, генерування тиску води й введення в розрахунок поетапного будівництва. При цьому, усе, що використалося в уроці 1, буде розглядатися як уже вивчене.

Отже, дана задача має відношення до виїмки ґрунту в безпосередній близькості від річки. Земляні роботи при будівництві тунелю виконуються з використанням збірних тубінгів. Ширина котловану становить 30 м, а кінцева глибина - 20 м. Котлован простирається на велику відстань у поздовжньому

напрямку, тому в розрахунках застосовна модель плоскої деформації. Котлован, підсилений огорожувальними стінками, висотою 30 м з горизонтальними розпірками у верхній частині, розташованими з інтервалом 5,0 м. Уздовж котловану на відстані 2 м від стінок прикладене смужчате зовнішнє навантаження шириною 5,0 м і величиною 5 кН/м/м.

Верхні 20 м ґрунту представлені в моделі шаром однорідної глини. Під глиною залягає більше щільний піщаний шар, що простирається вниз на значну глибину.

Нижня границя основи взята на глибині 40 м від поверхні землі. З урахуванням симетричності геометрії для аналізу береться тільки її одна (ліва) половина. Процес виймання ґрунту передбачається в три етапи. Огороджувальна стінка моделюється за допомогою плити (такої ж, як і та, що застосовувалася для моделювання фундаменту в уроці 1).

Взаємодія між стінкою й ґрунтом моделюється по обидва боки за допомогою інтерфейсів. Інтерфейси дозволяють задати менше поверхнєве тертя ґрунту об стінки, ніж те, що має місце в самому ґрунті. Розпірка моделюється як пружинний елемент, для якого обов'язковим вхідним параметром є нормальна жорсткість.

Першим вирішальним етапом цієї задачі є налаштування основних параметрів (*General settings*) за вже відомою з уроку 1 процедурою.

Поділ між двома шарами ґрунту здійснюється за допомогою кнопки ***Geometry line***.

Огороджувальна стінка створюється шляхом вибору кнопки ***Plate*** на панелі інструментів.

Поділ етапів земляних робіт здійснюється за допомогою кнопки ***Geometry line***. Для того, щоб скористатися інтерфейсом необхідно клацнути кнопкою ***Interface*** на панелі інструментів або вибрати опцію ***Interface*** з меню ***Geometry***.

Розпірка моделюється за допомогою кнопки ***Fixed - end anchor*** на панелі інструментів або шляхом вибору опції ***Fixed - end anchor*** в меню ***Geometry***.

Зовнішні навантаження моделюються за допомогою клацання кнопкою ***Distributed load - load system A***.

Для завдання граничних умов потрібно клацнути кнопкою ***Standard fixities*** на панелі інструментів. Програма згенерує повне затиснення (жорстке закріплення) елемента по дну й ковзне закріплення по бічних гранях. У нашому випадку такі граничні умови можуть бути використані для моделювання умов симетрії з правого від осі боку котловану.

Після введення граничних умов у набори даних вводяться відомості про властивості матеріалів у кластерах ґрунту й інших геометричних об'єктів. Властивості інтерфейсів включені в набори даних для ґрунтів (набори даних для ***Soil & interface***): один для шару глини й один - для шару піску. Набори даних типу ***Plate*** створюються для стінки й типу ***Anchor*** - для розпірки.

У даному уроці використовуються деякі процедури подрібнення сітки. На додаток до прямого глобального подрібнення передбачені можливості для локального подрібнення усередині кластера на лінії або навколо точки. Ці опції доступні в меню ***Mesh***.

Початкові умови цього проекту передбачають генерування тиску води, деактивації конструкцій та генерування початкових напружень. Тиск води (поровий тиск і тиск води на зовнішніх границях) може бути згенерований двома різними способами: прямим, шляхом введення даних за рівними і напорами ґрунтових вод або непрямим шляхом, ґрунтуючись на результатах розрахунку фільтрації ґрунтових вод. У даному прикладі розглядається тільки процедура прямої генерації тиску води. Другий метод (непряма генерація на основі розрахунку фільтрації ґрунтових вод) представлений у другій частині уроку 4.

При прямій генерації водний режим може бути заданий декількома способами. Найбільш простий з них полягає у встановленні рівня ґрунтових вод, нижче якого розподіл тиску води має гідростатичний закон, що базується на введенні опції питомої ваги води. Рівень ґрунтових вод використовується

для генерування зовнішнього тиску води. Він автоматично привласнюється всім кластерам при генерації порового тиску. Замість загального рівня ґрунтових вод окремі кластери можуть мати свій рівень або інтерпольований розподіл порового тиску. Остання, більш досконала опція, буде продемонстрована в першій частині уроку 3. У цьому прикладі заданий тільки загальний рівень ґрунтових вод на позначці, яка є на 2,0 м нижчою від поверхні землі.

Для генерування початкових умов варто клацнути кнопкою ***Initial conditions*** на панелі інструментів.

При розрахунку огороження котловану варто мати на увазі, що його будівництво є процесом, який може складатися із декількох стадій. Насамперед, установлюється стінка на потрібну глибину. Після цього виконується виїмка ґрунту для того, щоби забезпечити місце для установки анкера або розпірки. Після цього ґрунт поступово виймається до остаточної глибини котловану. За звичай, приймаються спеціальні заходи для того, щоби не допустити проникнення в котловані води. Можуть також установлюватися додаткові підпірки для зміцнення підпірної стінки.

У програмі ***PLAXIS*** ці процеси можуть бути змодельовані за допомогою опції розрахунку ***Staged construction***. Ця опція дозволяє активізувати або деактивувати вагу, жорсткість і міцність обраних компонентів скінчено-елементної моделі.

У прикладі, що розглядається, будівництво котловану відбувається в 5 етапів. Поділ між етапами був урахований при створенні геометричної моделі шляхом введення в потрібнім місці геометричної лінії. На 1 етапі моделюється зовнішнє навантаження, на 2 - перша виїмка ґрунту, на 3 - установка розпірки, на 4 - друга (затоплена) виїмка ґрунту, на 5 - третя виїмка ґрунту.

Перед початком розрахунку досліднику пропонується вибрати вузли або точки напружень для наступної побудови кривих залежностей переміщень від навантажень або побудови епюр напружень і деформацій. Для цього потрібно

клацнути кнопкою *Set points for curves* на панелі інструментів.

Після цього починається процес розрахунку. Програма знаходить перший намічений для виконання розрахунковий етап, яким є *<Phase 1>*.

При розрахунку в режимі *Staged construction* множник, позначений як $\Sigma Mstage$, збільшується з 0,0 до 1,0. У ході розрахунку цей параметр виводиться в інформаційному віконці. Як тільки він досягне величини 1,0, то будівельна фаза завершується й закінчується розрахунковий етап. Якщо розрахунок у режимі *Staged construction* закінчується до досягнення $\Sigma Mstage$ величини 1,0, програма видасть відповідне попередження. Найбільш імовірна причина неможливості закінчення будівельної фази складається в спрацьовуванні механізму руйнування.

Окрім визначення напружень і переміщень у ґрунті програма *Output* може бути використана для перегляду зусиль, що виникають у будівельних об'єктах. Для цього на останньому розрахунковому етапі у вікні *Calculations* варто клацнути відповідною кнопкою.

Для побудови епюр зсувних зусиль і згинальних моментів у стінці варто двічі клацнути на стінці. Відкриється нове вікно, що показує згинальні моменти в стінці із вказівкою величини максимального моменту. Для аналізу зсувних зусиль у стінці в меню *Forces* варто вибрати кнопку *Shear force*. Крива показує етапи будівництва. На кожному етапі параметр $\Sigma Mstage$ змінюється від 0,0 до 1,0. Зменшення нахилу кривої на останньому етапі вказує на зростання пластичної деформації. Проте, результати розрахунку ($\Sigma Mstage = 1,0$) показують, що стінки котловану залишаються стійкими й наприкінці будівництва.

2.2.3 Зведення річкової дамби в недренованих ґрунтах основ (урок 3)

Річкові дамби регулярно піддаються впливу змінного рівня води. На стійкість дамби такі зміни рівня води й порового тиску суттєво впливають. ПК "PLAXIS" дозволяє проаналізувати вплив змін порового тиску на деформацію й

стійкість геотехнічних споруд. Ця функція програми використовується тут для вивчення поведінки дамби при підйомі рівня води. Особливість цієї ситуації полягає в можливому випорі ґрунту низової ділянки території, що перебуває за дамбою. Це обумовлено тим, що шари легкого слабкого ґрунту не можуть витримати порового тиску, що виникає в шарі водонепроникного піску, який залягає під цим ґрунтом. У результаті цього ефекту стійкість дамби може бути знижена.

Дамба висотою 5 м побудована з відносно водонепроникної глини. Верхні 6 м ґрунтової основи представлені шарами слабкого ґрунту, із яких верхній 3-х метровий шар змодельований як глинистий, а нижній 3-х метровий шар - як торф'яний шар. Шари слабкого ґрунту є майже водонепроникними, тому короточасні зміни рівня води в річці майже не вплинуть на розподіл порового тиску в цих шарах. Нижче слабких ґрунтів залягає потужний шар водонепроникного піску, верхні 4 метри якого урахуються в скінчено-елементній моделі. Передбачається, що вода в піщаному шарі перебуває в контакті з річкою. Це означає, що гідростатичний напір у піщаному шарі безпосередньо залежить від коливань рівня води в річці.

Геометрична модель дамби відповідає умовам моделі плоскої деформації. Сітка скінчених елементів побудована з 15 – вузлових елементів. У цьому прикладі довжина зазначена в метрах, сила - у кілоньютонах, а час – у кількості діб. Геометрична модель має наступні розміри: 65 м - по горизонталі й 15 м - по вертикалі. Вся модель цілком може бути побудована за допомогою команди *Geometry line*. Команда *Standard fixities* застосовується для визначення граничних умов.

Набори даних за матеріалами представлені відповідно до представлених нашарувань ґрунтів основи й дамби.

При побудові скінчено-елементної сітки варто мати на увазі, що точність моделювання ситуації випору ґрунтів, що розглядається в даному прикладі, залежить від ступеня подрібнення сітки. Тому в поле *Global coarseness* меню

Mesh встановлюється крупність **Medium (Середня)**. Крім того, найбільші градієнти переміщень можна очікувати в підшві дамби з правого боку. Для більш точного моделювання цієї частини геометричної моделі варто вибрати геометричну точку підшви дамби, а в меню **Mesh - Refine around point**. У результаті розмір скінченного елемента навколо підшви дамби зміниться до половини середнього розміру елемента.

При формулюванні початкових умов треба ураховувати те, що поверхня ґрунту геометричної моделі є **не горизонтальною**. Тому для розрахунку поля початкових напружень не можна застосовувати метод **K_0 - procedure**. Замість нього початкові напруження можуть бути розраховані за допомогою методу **Gravity loading**. Тиск води активується разом з вагою ґрунту, проте генерація тиску води може бути виконана заздалегідь. Для генерування відповідного тиску води варто клацнути кнопкою **<Initial conditions>**.

Розрахунок складається із двох етапів. Насамперед, потрібно розрахувати поле початкових напружень, оскільки це не було зроблено при введенні початкових умов. Розрахунок початкових напружень може бути виконаний при пластичному розрахунку, де коефіцієнт ваги ґрунту зростає від 0,0 до 1,0. Такий розрахунок називається **Gravity loading**. Цей метод рекомендується для тих випадків, коли поверхня ґрунту, шари або рівень ґрунтових вод не горизонтальні. Результатом методу **Gravity loading** завжди є рівноважний напружений стан, у той час, як **K_0 - procedure** у випадку негоризонтальної шаруватої основи не дає такого результату. При розрахунку методом **Gravity loading** активуються як вага ґрунту, так і поровий тиск, що попередньо був згенерований.

На другому етапі розрахунку розглядається підвищення рівня води в річці й порового тиску в піщаному шарі. Цей розрахунок виконується в режимі **Staged construction (Поетапне будівництво)**. Для правильного визначення двох розрахункових етапів необхідно:

- на першому етапі розрахунку використовуються всі стандартні значення

вкладки **General** і здійснюється перехід до наступної вкладки в поле **Control parameter**, вибирається **Ignore undrained behavior** і виконуються наступні операції;

- другий етап розрахунку варто почати з клацання кнопкою **<Next>** і т.д.

Після виконання всіх операцій, що рекомендуються навчальним посібником з PLAXIS можна починати розрахунок шляхом клацання по кнопці **<Calculate>** у вікні **Calculations**.

Після завершення розрахунку для перегляду результатів другого етапу треба клацнути кнопкою **<Output>**. На екрані з'явиться деформація дамби, обумовлена зміною рівня води. На діаграмі буде чітко видний випор шарів слабого ґрунту за дамбою й переміщення самої дамби. Цю картину можна більш чітко побачити, якщо вибрати **Total increments (Повні збільшення)** з меню **Deformations**.

При виборі **Effective stresses (Ефективне напруження)** з меню **Stresses (напруження)** можна побачити, що ефективні напруження у верхній частині піщаного шару з правого боку геометричної моделі майже дорівнюють нулю. Це обумовлено збільшенням порового тиску в піщаному шарі.

2.2.4 Виймка ґрунту насухо при будівництві котловану з використанням анкерної стінки (урок 4)

Стінки котловану зміцнюють за допомогою стін у ґрунті, заанкерених попередньо напруженими ґрунтовими анкерами. ПК "PLAXIS" дозволяє детально змоделювати завдання такого типу. У цьому прикладі показане моделювання ґрунтових анкерів з урахуванням в них попередніх напружень. Виймка ґрунту насухо передбачає розрахунок фільтрації ґрунтових вод для побудови нового розподілу води, що також буде розглянуто нижче.

Котлован шириною 20 м і глибиною 10 м укріплений бетонними стінками висотою 15 м і товщиною 0,35 м, кожна з яких закріплена за допомогою ґрунтових анкерів, установлених у два ряди. Верхній анкер довжиною 14,5 м

має кут нахилу $33,7^\circ$ (2:3), а нижній анкер довжиною 10 м розташований під кутом 45° . Ліворуч від котловану прикладене розподілене навантаження 10 кН/м^2 , а праворуч від котловану - 5 кН/м^2 .

Розглянута ґрунтова основа представлена трьома чітко вираженими шарами. Від поверхні землі на глибину 3 м. залягає відносно пухкий дрібнозернистий насипний піщаний ґрунт, під яким до глибини 15 м простирається більш-менш однорідний шар щільного піску. Цей шар особливо підходить для установки ґрунтових анкерів.

З інженерно-геологічного розрізу видно, що на глибині 3 м від поверхні землі, тобто по підшві насипного шару ґрунту, розташовується рівень ґрунтових вод. Під піщаним шаром залягає суглинок, що простирається на більшу глибину.

Задача може бути представлена за допомогою геометричної моделі шириною 80 м і глибиною 20 м. Ґрунтовий анкер може бути змодельований за допомогою комбінації межвузлового анкера й георешітки (жовта лінія). Георешітка моделює область цементного розчину, а межвузловий анкер представляє анкерну тягу. У реальності навколо зони цементного розчину має місце складний тривимірний напружений стан.

Двовірна модель, що використовується, не дозволяє точно змодельувати напружений стан конструкції і її взаємодію із ґрунтом. Однак, з її допомогою можна оцінити розподіл напружень, деформацію й стійкість конструкції на загальному рівні, припустивши відсутність проковзування між цементним розчином і ґрунтом. При цьому, така модель не дозволяє визначати зусилля, необхідне для виймання ґрунтового анкера.

Стіни в ґрунті моделюються як плити, інтерфейси навколо яких використовуються для моделювання взаємодії між ґрунтом і спорудою. Інтерфейси продовжуються на глибину 10 м під стіною. Навколо георешітки, що представляє область цементного розчину, інтерфейсів не потрібно.

Виймка ґрунту здійснюється в три етапи, границі між якими моделюються

за допомогою геометричних ліній. Для правильного відтворення граничних умов можна скористатися функцією *Standard fixities* (**Стандартні закріплення**).

Набори даних по ґрунтах ураховують наявність трьох чітко виражених шарів.

Властивості бетонної стінки вводяться в набір даних для елемента типу *Plate* (**Плита**). Модуль Юнга бетону дорівнює 35 ГПа.

Для завдання властивостей ґрунтових анкерів, необхідні два набори даних: один для типу *Anchor* (**Анкер**), іншої для типу *Geogrid* (**Георешетка**). Набір даних *Anchor* задає властивості анкерної тяги, а *Geogrid* - властивості області цементного розчину.

Для побудови сітки бажано встановити параметр *Global coarseness* (**Глобальний параметр крупності**) на *Medium* (**Середня крупність**). Відомо, що напруження з концентруватися навколо двох областей цементного розчину й у нижній частині стінки, тому в цих місцях передбачається локально подрібнити сітку, а також одночасно виділити чотири геосітки за допомогою клавіші <*Shift*> і вибрати *Refine line* у меню *Mesh*. Цей процес дозволяє створити сітку з, приблизно, з 590 елементів.

У якості початкових умов вводиться питома вага води 10 кН/м^3 . Початкові тиски води з на основі загального горизонтального рівня ґрунтових вод на позначці $U = 17 \text{ м}$ (через точки $(0; 17,0)$ і $(80,0; 17,0)$).

Спочатку всі елементи конструкції є неактивними. Зовнішні навантаження також спочатку неактивні. Початкове поле напруг генерується за допомогою процедури *K₀ - procedure* з використанням у всіх кластерах стандартних значень *K₀*.

Розрахунок здійснюється в шість етапів. На першому етапі будуються стінки й активуються зовнішні навантаження. На другому етапі здійснюється виїмка ґрунту на перших 3 метрах без приєднання анкерів до стінки. На цій глибині котлован залишається сухим. На третьому етапі здійснюється

установка й попереднє напруження першого анкера. Четвертий етап складається з подальшої виїмки ґрунту до глибини 7 м і осушення котловану. Цей процес містить у собі розрахунок фільтрації ґрунтових вод для визначення нового розподілу порового тиску. На п'ятому етапі встановлюється й попередньо напружується другий анкер, а на шостому – здійснюється подальша виїмка з осушенням котловану до досягнення остаточної глибини 10 м.

Всі етапи розрахунку визначаються як пластичні розрахунки (*Plastic*) з використанням *Staged construction* як *loading input* (*Уведення навантаження*) і стандартних установок для всіх інших параметрів.

Після того, як будуть визначені всі етапи розрахунку необхідно вибрати кілька точок для побудови кривих залежностей переміщень від навантаження (наприклад, точки з'єднання ґрунтових анкерів з огорожувальною стінкою. Для початку розрахунку варто клацнути кнопкою *<Calculate>*.

У вихідних даних показані деформаційні сітки, отримані наприкінці етапів розрахунку із другого по шостий. В остаточної ситуації стінка переміститься вперед, приблизно, на 8 см за рахунок чого утвориться невелике осідання поверхні.

Щоб перевірити величину анкерних зусиль треба два рази клацнути по анкері. На третьому й п'ятому етапах розрахунку можна самим переконатися, що анкерне зусилля справді дорівнює заданій силі попереднього напруження анкера.

2.2.5 Будівництво дорожнього насипу (урок 5)

Будівництво насипу на слабких ґрунтах з високим рівнем ґрунтових вод призводить до підвищення порового тиску. У результаті такої недренованої поведінки ефективне напруження залишається низьким і для надійного будівництва насипу повинні бути прийняті періоди проміжного ущільнення. При ущільненні надлишковий поровий тиск розсіюється так, що ґрунт може одержати необхідну міцність на зсув, яка забезпечує продовження процесу

будівництва.

У цьому прикладі розглянуте питання будівництва дорожнього насипу з докладним аналізом описаного вище механізму. У задачі представлені три нових варіанти розрахунків, а саме: розрахунок консолідації, розрахунок по сітці, що змінюється, й розрахунок коефіцієнта безпеки методом зниження ϕ і C .

Дорожній насип має ширину 16,0 м і висоту 4,0 м. Закладення укосів становить 1:3.

Задача є симетричною, тому моделюється тільки одна половина (у цьому випадку обрана права половина). Сам насип зведений з пухкого піщаного ґрунту. Основа включає шар слабкого ґрунту товщиною 6,0 м. Верхні 3 м цього слабкого ґрунту представлені шаром торфу, а нижні 3 м - шаром глини. Рівень ґрунтових вод збігається із природною поверхнею основи. Під шарами слабкого ґрунту знаходиться шар щільного піску, який не включається в модель.

Розглянутий насип може бути розрахований в рамках моделі плоскої деформації. Для цього прикладу використовуються п'ятнадцятивузлові елементи. Для *Довжини*, *Сили* й *Часу* використовуються стандартні одиниці виміру (м., кН і доба). У геометричній моделі ураховується загальна довжина 40 м, починаючи від середини насипу. Повну геометрію об'єкта можна відобразити, використовуючи опцію ***Geometry line***. Передбачається, що деформація глибинного піщаного шару дорівнює нулю. Отже, цей шар не включається в модель і замість нього використовується нерухома основа. Для визначення граничних умов можна використати опцію ***Стандартні закріплення***.

Властивості трьох типів ґрунтів (пісок, торф, глина) представлені в трьох наборах даних матеріалів. При цьому, шари глини й торфу є недренованими, що веде до підвищення порового тиску під час будівництва насипу.

Після введення параметрів матеріалу може бути побудована проста сітка скінчених елементів з використанням середніх величин крупності Medium за

допомогою кнопки ***Generate mesh.***

У початкових умовах вага води встановлюється 10 кН/м^3 . Тиск води повністю гідростатичний й визначається загальним рівнем ґрунтових вод у точках $(0,0; 6,0)$ і $(40,0; 6,0)$.

Крім рівня ґрунтових вод варто звернути увагу на граничні умови для створення консолідації, що виконується при розрахунках. Без будь-яких додаткових початкових даних вважається, що всі границі є водопроникними, тобто такими, що вода може вільно проходити через них, а надлишковий поровий тиск може розсіюватися у всіх напрямках. Проте, у розглянутій ситуації ліва вертикальна границя повинна бути закрита, оскільки вона є віссю симетрії, тому горизонтальна фільтрація неможлива. Права вертикальна границя також повинна бути закритою, оскільки на цій границі немає вільного відтоку. Нижня границя відкрита тому, що під шарами слабого ґрунту поровий тиск, що виникає, може вільно проникати в глибинний і проникний піщаний шар (не включений у модель). Верхня границя також явно відкрита. Для створення відповідних граничних умов варто клацнути на панелі кнопкою ***(Жовта лінія) Closed consolidation boundary.***

Після створення тиску води варто клацнути перемикачем ***(Switch)*** для зміни початкової геометричної конфігурації. Насип у первісному стані не представлена. Тому для створення початкових напружень, насип спочатку потрібно деактивувати. Це можна зробити, клацнувши один раз у двох кластерах, що представляють насип точно так, як при розрахунку поетапного будівництва. Коли насип деактивований (відповідні кластери повинні бути білого кольору), активна геометрія, що залишилася, буде горизонтальною з горизонтальними шарами й для розрахунку початкових напружень можна використати K_0 – процедуру. Приблизні значення K_0 – глинистого й торф'яного шару можуть бути прийняті на основі формули ***Jaky: $k_0=1-\sin\phi$.*** Після створення початкових напружень введення даних вважається завершеним і можна приступитися до розрахунку.

У процесі розрахунку треба мати на увазі, що будівництво насипу складається із двох етапів, кожний з яких триває 5 діб. Після першого етапу будівництва вводиться період консолідації протягом 200 діб для того, щоб розсіявся надлишковий поровий тиск. Після другого етапу будівництва вводиться ще один період консолідації, з якого можна визначити остаточне осідання.

Аналіз консолідації вводить у розрахунки протяжність у часі. Для того, щоб правильно виконати розрахунок консолідації повинен бути обраний відповідний часовий крок.

Використання часових кроків, менших від критично мінімального значення, може призвести до коливань напружень. У програмі PLAXIS надається повністю автоматична покрокова процедура, що враховує цей критичний крок. Сама процедура має три можливості: або консолідація на попередньо визначений період, включаючи вплив активної геометрії ***Staged construction***, або консолідація доти, поки всі надлишкові порові напруження в області не знизяться до попередньо визначеного мінімального значення (***Minimum pore pressure***), або консолідація до певної кількості кроків з використанням коефіцієнтів збільшення для глобального збільшення навантаження в часі (***Incremental multiplier***). У цьому прикладі використовуються перші дві можливості.

Перший етап розрахунків - розрахунок консолідації ***Construction, Staged construction***.

Другий етап – це також розрахунок консолідації, поетапне будівництво. У вкладці ***Parameters*** вводиться значення 200 для часового інтервалу.

Третій етап розрахунків - також розрахунок консолідації, поетапне будівництво. Після вибору ***Staged construction*** у вкладці ***Parameters*** варто ввести значення 5 діб в поле ***Time interval***. Для активізації другої частини насипу необхідно клацнути кнопкою ***<Define>***.

На четвертому етапі виконання розрахунку консолідації мінімального

порового тиску необхідно вибрати у вкладці *Parameters Minimum pora pressure* у групі *Loading input* і прийняти значення за замовчуванням 1 кН/м^2 для мінімального тиску.

До початку розрахунків необхідно клацнути кнопкою *Select points for curves (виберіть точки для кривих)* і вибрати точку *A* підшви насипу. Друга точка (точка *B*) буде використовуватися для побудови збільшення (зниження) надлишкового порового тиску. Із цією метою вибирається точка де-небудь у середині шарів слабкого ґрунту біля лівої границі.

Під час розрахунку консолідації хід часу може відобразитися у верхній частині інформаційного вікна розрахунку.

При підготовці вихідних даних у вікні розрахунку необхідно вибрати одночасно третій і четвертий етапи і клацнути кнопкою *< Output >*.

На графіку можна бачити, що осідання природної поверхні ґрунту й насипу значно зростають на четвертому етапі. Це пов'язане з розсіюванням надлишкового порового тиску, який викликає ущільнення ґрунту.

На етапах недренованого зведення насипу надлишковий поровий тиск зростає на протязі малих проміжків часу, у той час, як у періоди консолідації надлишковий поровий тиск падає. Із кривої можна побачити, що необхідно витратити 700 діб для досягнення повного ущільнення.

У питаннях безпеки проектування насипу важливо враховувати не тільки остаточну стійкість, але також і стійкість під час будівництва. Із результатів обчислень видно, що механізм руйнування починає розвиватися після другого етапу будівництва.

При проектуванні будівель і споруд коефіцієнт безпеки, звичайно, визначається як відношення руйнуючого (граничного) навантаження до діючого навантаження. Проте, для ґрунтових споруд це визначення не завжди придатне. Наприклад, для насипів більша частина навантаження викликана вагою ґрунту, а збільшення ваги ґрунту не обов'язково веде до руйнування. Найбільш підходяще визначення коефіцієнта безпеки наступне: відношення

реальної міцності на зріз до обчисленої мінімальної міцності на зріз ґрунту. Ураховуючи стандартну умову міцності Ш.Кулона, одержуємо вираз для коефіцієнта безпеки:

$$\text{коефіцієнт безпеки } k = \frac{C + \sigma_n \tan \varphi}{C_r + \sigma_n \tan \varphi_r},$$

де C та φ – вхідні параметри міцності ґрунту, а

σ_n – фактичне нормальне напруження;

C_r и φ_r – параметри наведеної міцності, достатньої для підтримки рівноваги. Вищеописаний принцип є основою методу *Phi - C - reduction* (зниження φ , C) у ПК "PLAXIS". При такому підході зчеплення й кут тертя ґрунту знижуються в такій же пропорції:

$$\frac{C}{C_r} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_r} = \sum Msf$$

Зниження параметрів міцності контролюється загальним множником *Msf*. Цей параметр збільшується при покроковій процедурі доти, поки не відбудеться руйнування.

Розрахунок за методом зниження φ , C перебуває в програмі PLAXIS у списку *Calculation type* на вкладці *General*. Якщо обрано опцію *Phi - C - reduction*, то у вкладці *Parameters Incremental multipliers input* вона автоматично встановлюється в групі *Loading*.

Оцінка результатів. При розрахунках методом φ і C утворюються додаткові зсуви. Повні зсуви не мають фізичного змісту, але їхній ріст на кінцевому кроці (при руйнуванні) указує на ймовірний механізм руйнування. Для спостереження за механізмом руйнування на трьох різних етапах зведення насипу варто вибрати одночасно стадії 5, 6 і 7 (клавіша *Ctrl*) і клацнути кнопкою *< Output >*. Треба вибрати для всіх вікон *Total increments (Повні збільшення)* з меню *Deformations (Деформації)* і замінити подання з *Arrows (Стрілки)* на *Shadings (Затемнення)*.

Коефіцієнт безпеки може бути отриманий з опції *Calculation info* у меню

View. Вкладка *Multipliers* у вікні *Calculation information* представляє дійсні значення коефіцієнтів навантаження. Найкращим шляхом визначення коефіцієнта безпеки є відображення кривої, у якій ΣMsf визначається залежно від зсувів певного вузла. Хоча цей параметр (зсуви) є неправдоподібними, він указує на те, розвивається чи ні механізм руйнування.

З розрахунку по сітці, що змінюється *Mesh (Деформаційна сітка)* видно, що наприкінці консолідації (етап 4) переміщення насипу становлять більше 0,5 м з початку будівництва. Частина піщаного насипу, що була спочатку над рівнем ґрунтових вод, перемістилася нижче цього рівня. Як результат дії сил, що виштовхують, - ефективна вага ґрунту, що переміщується нижче рівня ґрунтових вод, буде змінюватися, що призведе до зниження ефективного довантаження в часі. Цей ефект може бути змодельований у ПК "PLAXIS", використовуючи *Updated mesh (Сітка, що змінюється)* і опції *Updated water pressuers (Тиск води, що змінюється)*.

Варто відкрити поточний проект (урок 5) у програмі *Input* і вибрати *Save as* з меню *File* зберегти проект під іншим ім'ям. Тепер треба клацнути кнопкою *Go to Calculation program* і відкрити новий проект і поміняти тип розрахунку на *Updated mesh*.

Як тільки розрахунок закінчиться варто відкрити програму *Curves* для порівняння переміщень за двома різними розрахунковими методами.

Для порівняння цих результатів з результатами розрахунків без зміни сітки варто додати криву з попереднього розрахунку.

Контрольні запитання

1. Яке призначення програми «PLAXIS»?
2. Зобразити координатну систему й компоненти позитивних напрямків напружень?
3. Які умови задачі «Уроку 1» осідання круглого фундаменту на пісчаній основі?
4. Чи можливо за умовами задачі «Уроку 1» виконати розрахунок осідання не тільки для жорсткого, але й для гнучкого фундаменту?
5. Чи можливо за умовами задачі «Уроку 1» розрахувати зусилля у фундаменті?
6. У чому полягає суть «Уроку 2» - будівництва котловану, що підтоплюється?
7. За умовами задачі «Уроку 3» передбачається зведення річкової дамби в недренованих ґрунтах основ. Чи може впливати зміна порового тиску на деформації і стійкість гідротехнічних споруд?
8. У чому полягає суть «Уроку 5» будівництва дорожнього насипу і чи можливе, при цьому, осідання природної поверхні ґрунту і насипу?

3. Визначення внутрішніх зусиль у кільцевій залізобетонній оправі тунелю й можливих деформацій навколишнього ґрунту

Будівництво тунелю ведеться щитовим методом у ґрунтах середньої міцності шляхом виїмки ґрунту прохідницьким комбайном і улаштуванням за ним оправы тунелю. Передбачається, що площа поперечного перерізу закінченої будівництвом оправы тунелю завжди є меншою від площі виїнятого ґрунту. І хоча будівельниками приймаються заходи, щоби заповнити цю щпарину, все ж неможливо уникнути перерозподілу напружень і деформацій ґрунту в ході його будівництва. З метою запобігання ушкоджень існуючих будинків та їхніх фундаментів необхідно мати можливість прогнозувати ці ефекти й взяти відповідних заходів. Такий аналіз можна виконати за допомогою точного або наближених аналітичних, методів, а також чисельними методами, у т.ч. методом скінчених елементів у програмі PLAXIS.

У проекті, що розглядається, тунелі мають номінальні діаметри 5, 10, 15 м (рис. 3.1) і розташовані, відповідно, на глибинах 20,0; 22,5 і 25,0 м. Розріз, характерний для південного регіону України ґрунтового масиву, свідчить про наявність чотирьох різних шарів. Верхній шар потужністю 13 м складається з лесового суглинку, жорсткість якого збільшується лінійно із глибиною. Під шаром суглинку залягає шар дрібнозернистого піску потужністю 2,0 м, що використаний у якості несучого шару для паль стародавнього будинку - пам'ятника архітектури й містобудування (вірогідно, дерев'яних з модрини). Осідання цих паль можуть викликати ушкодження будинку - пам'ятника, що є вкрай небажаним. Нижче піщаного шару залягає глибинний шар червоно-бурих суглинків і глин потужністю, відповідно, 5,0; 7,5 і 10,0 м. Це один із шарів, у якому споруджується частина тунелю. Інша частина тунелю розташовується в глибинному шарі вапняку - черепашнику понтичного ярусу із включеннями перекристалізованого вапняку - черепашнику в покрівлі. Цей нижній глибинний шар є дуже твердим, тому тільки 5 м цього шару включені у

скінчено-елементну модель. Нижня частина основи тунелю розглядається як абсолютно тверда й моделюється відповідними граничними умовами. Розподіл порового тиску води гідростатичний. Рівень ґрунтових вод може розташовуватися на 3, 9 і 15 м нижче від поверхні землі (на позначці $y = 0$, рис. 3.1).

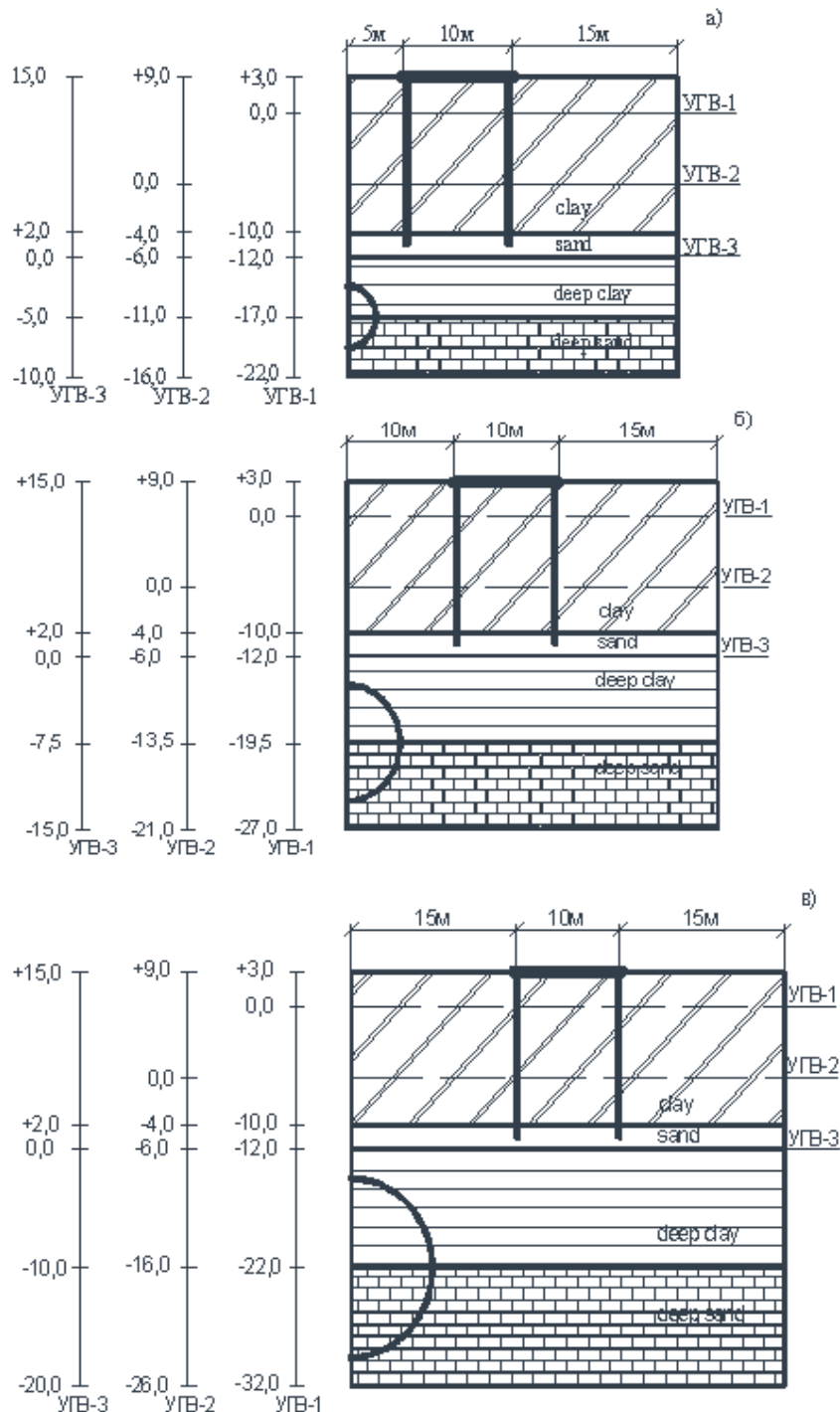


Рис. 3.1 Геометрія тунелів діаметрів 5 м (а), 10 м (б), 15 м (в) з характерним для півдня України нашаруванням ґрунтів та рівнів ґрунтових вод

Оскільки оправа тунелю й ґрунтових нашарувань є більш - менш симетричними щодо вертикальної осі тунелю, то в розглянутій моделі плоскої деформації будемо урахувати тільки одну (праву) половину оправи тунелю й ґрунтів основи. Від центру тунелю розрахункова модель ґрунту простирається на 33, 39 і 45 м у горизонтальному напрямку.

3.1 Геометричні характеристики розрахункової моделі

Основна геометрія, включаючи чотири шари ґрунту, розташування оправи тунелів різних діаметрів стосовно існуючого пальового поля показана на рис. 3.1 з окресленням поперечного перерізу тунелю, може створюватися з використанням варіанту геометричної лінії. Оскільки поверхня землі знаходиться на позн. 3,0 м; 9,0 м і 15,0 м над контрольним рівнем ґрунтових вод, параметр T_{op} приймається на позначках + 3,0; + 9,0 і + 15,0 м в **General settings (загальні параметри настроювання)**, а **Bottom (Дно)** - на позн. - 22,0... - 32,0 м; - 16,0... - 26,0 м і - 10,0... - 20,0 м залежно від заданих діаметрів оправи тунелю й рівнів ґрунтових вод. Для створення геометрії тунелю використаємо програму проектувальника тунелю, яка є спеціальним інструментом у програмі PLAXIS, який дозволяє застосовувати круглі сегменти для моделювання геометрії тунелю. При цьому, тунель розглядається як права половина круглого тунелю, яка складається із чотирьох секцій з виконанням відповідних операцій.

Палі під спорудою (ймовірно, дерев'яні) є несучими палями, для яких тільки невелика частина несучої здатності є результатом тертя ґрунту по їхній бічній поверхні. Для коректного моделювання такої поведінки палі повинні моделюватися з використанням комбінації плит і міжвузлових анкерів. А сам будинок представляється як тверда плита, обперта на міжвузлові анкери.

3.2 Граничні умови

Використання кнопки *Standard fixities (Стандартні закріплення)* дозволяє створити відповідні граничні умови. У доповненні до стандартних закріплень переміщень у верхній і нижній точках оправи вводяться фіксовані кути повороту її елементів.

3.3 Властивості матеріалів

Дані властивостей матеріалів приводяться в табл. 3.1. Для всіх шарів властивості ґрунту встановлюються як дреновані, оскільки інтерес представляють, насамперед, деформації, що відбуваються протягом тривалого періоду (сталі).

Для верхнього шару використовується опція збільшення жорсткості його із глибиною. Набори даних для двох нижніх шарів включають відповідні параметри для інтерфейсів тунелю. В інших наборах даних властивості інтерфейсів залишаються при своїх значеннях за замовчуванням.

Отже, для верхнього шару значення $E_{increment}$ (*приращение*) вводиться в *Advanced (доповнить.)* у вікні параметрів. Значення E_{ref} (*контр*) стає контрольним значенням на контрольному з $y_{reference}$ рівні. Фактичне значення E збільшується із глибиною згідно

$$E_{(y)} = E_{ref} + E_{increment} \times (y_{reference} - y).$$

У доповненні до чотирьох наборів даних для ґрунтів і інтерфейсів необхідно створити набори даних для трьох плит (оправи тунелю, пальової п'яти, будівлі). Ці характеристики перераховані в табл. 3.2 і 3.3. Ці набори даних привласнюються, відповідно, оправі тунелю й двом пальовим п'ятам. набір даних по будинку привласнюється фундаментній плиті. Питома вага цієї плити являє собою навантаження від цілого будинку. Дані по палях привласнюються двом міжвузловим анкерам.

Таблиця 3.1

Властивості ґрунтів у проекті тунелю

Параметр	Позначення	Лесовий суглинок			Дрібнозернистий пісок			Червоно-бурий суглинок			Вапняк-черепашник			Один. виміру
		Тип 1 (-)	Тип 2 (0)	Тип 3 (+)	Тип 1 (-)	Тип 2 (0)	Тип 3 (+)	Тип 1 (-)	Тип 2 (0)	Тип 3 (+)	Тип 1 (-)	Тип 2 (0)	Тип 3 (+)	
Модель матеріалу	Model	М-К	М-К	М-К	М-К	М-К	М-К	М-К	М-К	М-К	М-К	М-К	М-К	-
Тип поведінки	Type	дрено- ваний	дрено- ваний	дрено- ваний	дрено- ваний	дрено- ваний	дрено- ваний	дрено- ваний	дрено- ваний	дрено- ваний	дрено- ваний	дрено- ваний	дрено- ваний	-
Питома вага ґрунту	γ_{unsat}	15,0	15,5	16,0	16,0	16,5	17,0	16,0	17,0	18,0	14,0	15,0	16,0	кН/м ³
Питома вага насиченого ґрунту	γ_{sat}	19,0	19,5	20,0	19,5	20,0	20,5	19,5	20,5	21,5	18,0	19,5	21,0	кН/м ³
Горизонтальна проникність	k_x	0,1	0,08	0,06	1,6	1,3	1,0	$5 \cdot 10^{-2}$	$3 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-2}$	0,5	0,4	0,3	м/сут.
Вертикальна проникність	k_y	1,0	0,8	0,6	1,6	1,3	1,0	$5 \cdot 10^{-2}$	$3 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-2}$	0,5	0,4	0,3	м/сут.
Модуль Юнга	E_{ref}	1000	1200	1400	2800	3800	4800	1500	1800	2100	3000	4000	5000	кН/м ²
Збільшення E	E_{incr}	400	480	560	-	-	-	-	-	-	-	-	-	кН/м ²
Контрольний рівень УГВ	Y_{ref}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	м
		УГВ-1 или УГВ-2			УГВ-3									
Коефіцієнт Пуассона	ν	0,37	0,36	0,35	0,34	0,32	0,3	0,38	0,34	0,3	0,28	0,27	0,26	-
Зчеплення	C_{ref}	2,2	2,8	3,4	0,2	0,4	0,6	5,5	6,8	8,1	700	1050	1400	кН/м ²
Кут внутрішнього тертя	ϕ	15	16	17	32	35	38	19	20	21	36	38	40	°
Кут дилатансії	ψ	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,3	0,3	0,3	°
Міцність інтерфейсу	R_{inter}	Твердий	Твердий	Твердий	Твердий	Твердий	Твердий	0,65	0,65	0,65	0,70	0,70	0,70	-
Коефіцієнт пружного відпору	K	100	150	200	70	85	100	150	200	250	70	85	100	кН/м ²

Таблиця 3.2

Властивості матеріалів плит

Параметр	Позначення	Оправа			Пальова п'ята		Будівля		Одиниці вимірювання
		Ø5 м	Ø10 м	Ø15 м	Дерев'яна	Залізобетонна 300x300	Жорстка плита	Жорстка плита	
Тип поведінки	Material type	Пружний	Пружний	Пружний	Пружний	Пружний	Пружний	Пружний	-
Нормальна жорсткість	EA	$1,4 \cdot 10^7$	$4,3 \cdot 10^7$	$8,8 \cdot 10^7$	$3,2 \cdot 10^6$	$1,1 \cdot 10^7$	$1 \cdot 10^{10}$	$1 \cdot 10^{10}$	кН/м
Згинальна жорсткість	EI	$1,4 \cdot 10^5$	$1,1 \cdot 10^6$	$4,1 \cdot 10^6$	$1,3 \cdot 10^4$	$8,2 \cdot 10^4$	$1 \cdot 10^{10}$	$1 \cdot 10^{10}$	кН · м ² /м
Еквівалент. товщина	d	0,35	0,55	0,75	0,219	0,3	3,464	3,464	м
Вага	W	8,4	13,2	18,0	2,0	7,2	25,0	100,0	кН · м/м
Коефіцієнт Пуассона	ν	0,15	0,15	0,15	0,2	0,15	0,0	0,0	-

Таблиця 3.3

Властивості матеріалів анкерів

Параметр	Позначення	Паля		Одиниці виміру
		Дерев'яна	Залізобетонна	
Тип матеріалу	Material type	Пружний	Пружний	-
Нормальна жорсткість	EA	$3,2 \cdot 10^6$	$1,1 \cdot 10^7$	кН
Крок анкерів	$L_{spacing}$	1	1	м

3.4 Приклад розрахунку оправи тунелю в програмному комплексі PLAXIS

Розглянемо питання будівництва тунелю щитовим методом у ґрунтах середньої міцності. Будівництво тунелю здійснюється шляхом виїмки ґрунту прохідницьким комбайном і улаштування за ним оправи тунелю. При цьому, ґрунт, як правило, видаляється із запасом, а це означає, що площа поперечного перерізу тунелю при закінченій будівництвом його оправи завжди менше площі виїнятого ґрунту. Хоча приймаються заходи, щоби заповнити цю шпарину, все-таки не можна уникнути перерозподілу напружень і деформацій ґрунту в ході будівництва тунелю. З метою запобігання ушкоджень існуючих будинків і фундаментів на поверхні землі необхідно вмiти прогнозувати ці ефекти й вживати відповідних заходів.

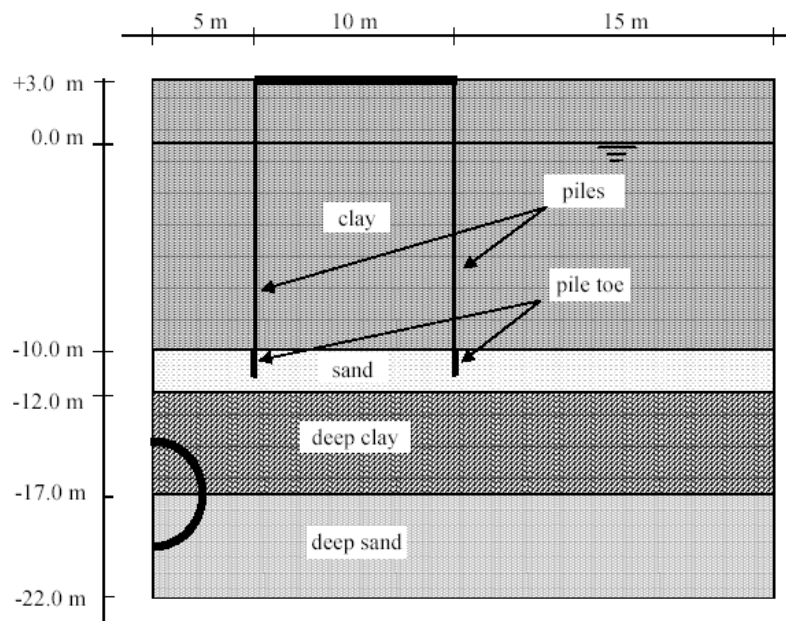


Рис. 3.2 Геометричні характеристики тунелю із вказівкою нашарування ґрунтів.

Тунель, розглянутий у даному урoці, має діаметр 5.0 м і розташований на глибині 20 м. Розріз ґрунтової основи свiдчить про наявність чотирьох різних шарів. Верхній шар потужністю 13 м складається із пластичної глини (лесу), жорсткість якої збільшується лінійно із глибиною. Під шаром глини залягає

шар дрібнозернистого піску потужністю 2.0 м. Цей шар використаний у якості несучого шару для старих дерев'яних паль, на яких раніше традиційно зводилися будинки. Нижче піщаного шару залягає глибинний шар суглинків потужністю 5.0 м. Цей шар можна розглядати як відносний водоупор.

Це один із шарів, у якому споруджується тунель. Інша частина тунелю споруджується в глибинному піщаному шарі, що складається з вапняку-черепашнику із включеннями перекристалізованого вапняку-черепашнику. Цей шар дуже твердий, тому тільки 5.0 м цього шару включені в скінчено-елементну модель; більш глибока частина ґрунту розглядається як абсолютно тверда й моделюється відповідними граничними умовами. Розподіл порового тиску види гідростатичний. Рівень ґрунтових вод розташований на 3 м нижче від поверхні землі (на позначці $y = 0$ м). Оскільки ґрунтове середовище є більш-менш симетричним, у моделі плоскої деформації враховувалася тільки одна його половина (права). Від центру тунелю модель простирається на 30 м у горизонтальному напрямку. У даному прикладі застосовуються 15-вузлові скінчені елементи для моделювання ґрунтового середовища.

3.4.1 Геометрична модель об'єкта

Основна геометрія, включаючи чотири шари ґрунту, як показано на рис. 3.1 (але, без тунелю), може створюватися з використанням варіанту геометричної лінії. У вікні *Create/Open project* вибрати *New project*.

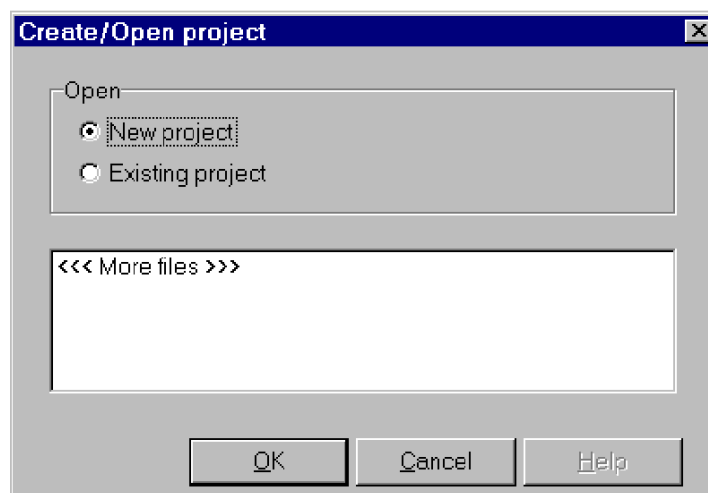


Рис. 3.3 Діалогове вікно *Create/Open project* (Створити/Відкрити проект)

У вікні *General settings* (загальні параметри настроювання) у вкладці *Project* задати ім'я проекту в рядку *Title*. Перейти до вкладки *Dimensions* (розміри: одиниці вимірів) та залишити їх без змін (довжина - м, навантаження - кН, час дні).

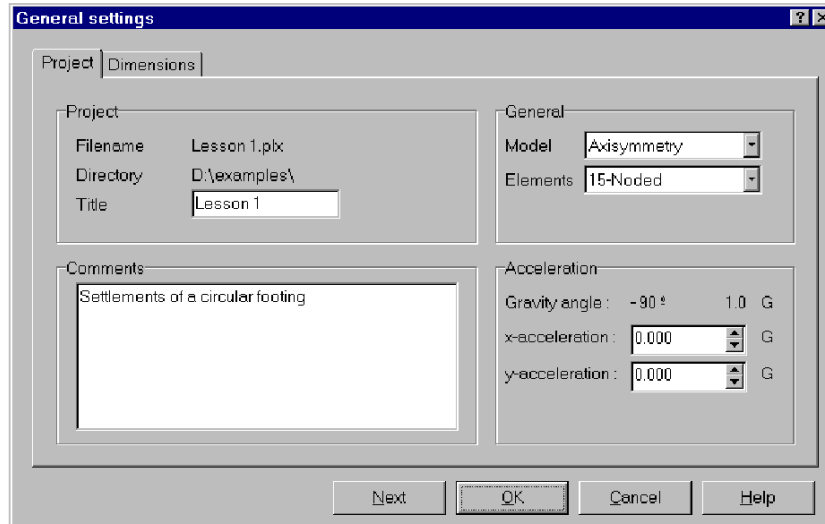


Рис. 3.4 Вкладка *Project* (Проект) вікна *General settings* (Загальні параметри)

В *Geometry dimensions* задаємо розміри ґрунтового масиву. Оскільки поверхня землі перебуває на позначці 3.0 м над контрольним рівнем, параметр *Top* приймається на оцінці: + 3.0 м, а *Bottom* (Дно) на позначці: - 22.0 м, позначку *Left* приймаємо рівною 0.0 м, а позначку *Right* – рівною 30.0 м. В *Grid* у рядку *Spasing* (крок) задаємо відстань між точками сітки (у нашому випадку - 1 м).

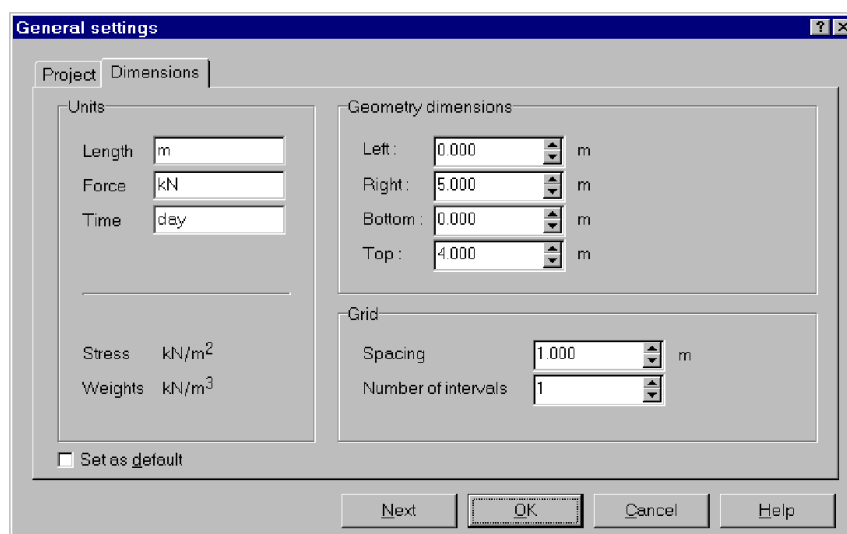


Рис. 3.5 Вкладка *Dimensions* (Розміри) вікна *General settings* (Загальні параметри)

Натискаємо кнопку **<OK>** для підтвердження уведення настановних параметрів.

На екрані з'явиться вікно із сіткою в 1 м, початком і напрямком координат (вісь X спрямована вправо, а вісь Y - нагору). За допомогою кнопки **Geometry line**, яка розташована на панелі інструментів, креслимо наш ґрунтовий масив. Наводимо на початок координат і клацаємо один раз лівою кнопкою миші. Переміщаємо курсор уздовж осі Y вниз до позначки - 22 м. і клацаємо ще раз лівою кнопкою миші. Аналогічно будуємо інші лінії масиву ґрунту. Для припинення операції креслення потрібно клацнути правою кнопкою миші.

Порада:

Неправильно розташовані точки і лінії можна змінити або видалити, вибравши спершу на панелі інструментів кнопку **Selection**. Для перенесення точки або лінії виберіть цю точку або лінію й тягніть її до необхідного положення. Для видалення точки або лінії, виберіть цю точку або лінію й натисніть кнопку **<Delete>** на панелі інструментів.



Небажані операції можуть бути скасовані за допомогою кнопки **Undo (Скасування)**, яка розташована на панелі інструментів або за допомогою опції **Undo** з меню **Edit (Редагування)**, а також за допомогою натискання клавіш **<Ctrl><Z>** на клавіатурі.



Для побудови строго горизонтальних або вертикальних ліній треба одночасно натиснути на кнопку **<Shift>** на клавіатурі й переміщати курсор.

Для створення тунелю ми будемо використовувати опцію проектувальника тунелю, яка є спеціальним інструментом у програмі PLAXIS, що дозволяє застосовувати круглі сегменти для моделювання геометрії тунелю. При цьому, тунель розглядається як права половина круглого тунелю, яка

складається із чотирьох секцій. Після створення основної геометрії для проектування круглого тунелю виконуються наступні операції:



Клацнути кнопкою **Tunnel** на панелі інструментів. З'являється вікно із трьома опціями для створення форми тунелю. Вибрати опцію **Half a tunnel – Right half (Половина тунелю – Права половина)** і натиснути кнопку **<OK>**.

З'являється проектувальник тунелю, що показує форму (половину) тунелю за замовчуванням, що складається із трьох секцій, з яких вибирається нижня (секція 1). Праворуч у вікні представлені деякі геометричні значення.

Залишіть тип тунелю (**Type of tunnel**) за замовчуванням **Bored tunnel (щитовий тунель)**. Переконайтесь, що обрано нижню секцію тунелю (у протилежному випадку виберіть її, клацнувши мишею по нижній секції).

Значення в таблиці представляють собою характеристики першої секції тунелю. Для круглого тунелю значення радіуса може бути уведене тут. Уведіть радіус 2.5.м. Результат цієї операції видно безпосередньо на кресленні.

Після введення значення радіуса необхідно ввести значення кута, під яким розташована секція. Уведіть кут 90 градусів (максимальний кут для однієї секції).

Локальні **X-** і **Y-** координати першої точки центра дуги завжди розташовані на початку координат (**X=0; Y=0**) для круглого тунелю.

Виберіть опції **Shell (Оправа тунелю)** і **Interface (Інтерфейс)**.

Переходьте до наступної секції (2), нажавши праву стрілку внизу вікна. Як варіант, ви можете клацнути по верхній секції тунелю.

Уведіть кут 90 градусів. Необов'язково вводити радіус другого сегмента тунелю, тому що це значення автоматично запозичиться від першого сегмента у випадку круглого тунелю.

Оберіть для секції 2 опції **Shell** и **Interface**.

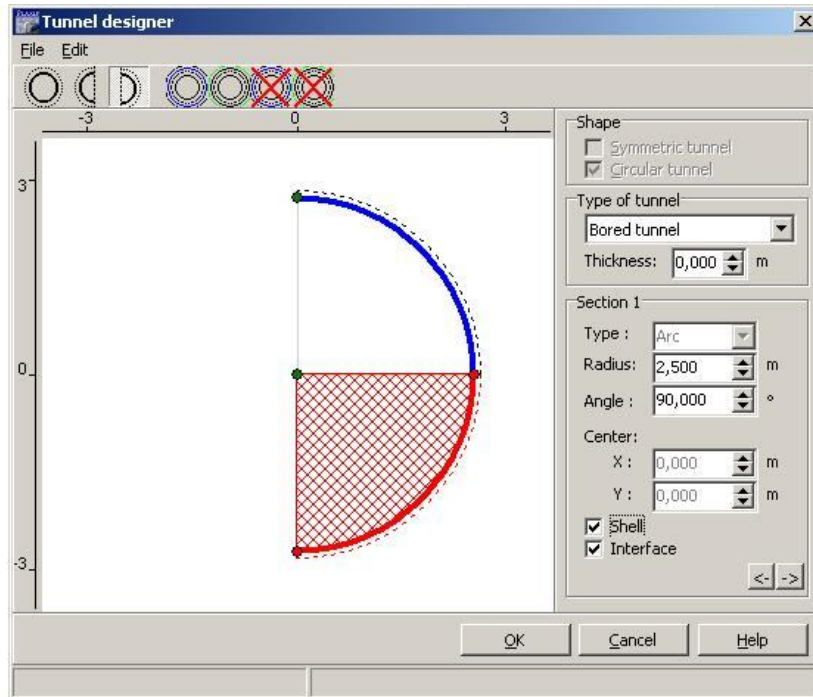


Рис. 3.6 Проектувальник тунелю з моделлю правої половини тунелю

В *Shape group* є два параметри. Параметр *Symmetric tunnel* (*Симетричний тунель*) завжди обирається для цілого тунелю. Параметр *Circular tunnel* (*Тунель круглого обрису*) автоматично обирається для тунелів, проходка яких здійснюється щитовим методом.

Тепер проектування тунелю остаточно завершено. Натисніть кнопку **<OK>**, щоб закрити опцію проектувальника тунелю.

Поверніться на поле креслення (рис. 3.1); тунель потрібно включити у геометричну модель. Це здійснюється шляхом введення загального положення початку локальних осей тунелю. Клацніть на існуючій точці в місці (0.0; -17.0) (5,0 м над нижньою границею геометричної моделі). Буде накреслений тунель із центром у цій точці.

Палі під спорудою - несучі конструкції. Тільки невелика частина їх повної несучої здатності є результатом бічного поверхневого тертя. Для коректного моделювання такої поведінки палі повинні моделюватися з використанням комбінації плит і міжвузлових анкерів. Сам будинок представляється у вигляді жорсткої плити, обпертої на міжвузлові анкери.



Використовуючи кнопку *Plate*, яка розташована на панелі

інструментів, накресліть три різних плити від (5.0;-10.0) до (5.0;-11.0), від (15.0;-10.0) до (15.0;-11.0) - для паль і від (5.0;3.0) до (15.0;3.0) - для будинку.



З'єднайте верх пальових п'ят з фундаментною плитою, використовуючи міжвузлові анкери за допомогою кнопки *Node-to-node anchor* на панелі інструментів.

3.4.2 Граничні умови



Клацніть кнопкою *Standard fixities* для того, щоби створити відповідні граничні умови. На додаток до стандартних закріплень переміщень у верхній і нижній точках оправи тунелю вводяться фіксовані кути повороту.

Порада: В опції *Standard fixities* плита, що досягає геометричної границі, фіксованої, принаймні, в одному напрямку, отримує фіксований кут повороту, тоді як плита на вільній границі має вільний кут повороту.

3.4.3 Властивості матеріалів

В Plaxis розрізняються набори даних за матеріалами для *Soil & Interfaces* (Грунт і контактні поверхні), *Plates* (Плити), *Anchors* (Анкери) і *Geogrids* (Георешітки).

Набори даних за матеріалами створюються, в основному, після уведення граничних умов. До створення сітки повинні бути встановлені набори даних по всіх матеріалах, а всі кластери й конструкції повинні мати відповідний їм набір даних.

Властивості матеріалу для всіх шарів ґрунту представлені в таблиці 3.1; для будинку, тунелю й паль - у таблицях 3.2 і 3.3.



Набір даних за матеріалами може бути уведений за допомогою кнопки *Material Sets* (Набори за матеріалами), розташованої на панелі інструментів або опцією з меню *Materials* (Матеріалу).

Для створення набору даних для піщаного шару виконайте наступне:

Виберіть на панелі інструментів кнопку **Material Sets**.

Клацніть кнопкою *<New>*, розташованою в нижній частині вікна **Material Sets**. З'явиться нове діалогове вікно з трьома вкладками: **General (Загальні дані)**, **Parameters (Параметри)** і **Interfaces (Контактні поверхні)** (див. рис. 3.7).

У полі **Identification** вікна **Material Set** вкладки **General** напишіть "**Clay**" ("глина").

Виберіть у комбінованому вікні **Material model (Модель матеріалу)** **Mohr-Coulomb (Мор-Кулон)** і **Drained (Дренований)** у вікні **Material type (Тип матеріалу) (параметри за замовчуванням)** (рис. 3.7).

Уведіть властивості шару глини у відповідні графи розділів **General** і **Parameters**. Для того, щоб жорсткість збільшувалася із глибиною натисніть кнопку **Advanced** (рис. 3.8) у вкладці **Parameters**. Уведіть E_{incr} з табл. 3.1.

Оскільки до геометричної моделі не входять контактні поверхні (інтерфейси), то третю вкладку можна пропустити. Для підтвердження введення набору даних за даним матеріалом клацніть кнопкою *<OK>*. Тепер у вікні **Material Sets (Параметри матеріалів)** з'явиться набір даних, створений у вигляді деревоподібної схеми.

Перетягніть набір даних "**Clay**" з вікна **Material Sets (Параметри матеріалів)** (виділіть обраний ґрунт, утримуючи ліву кнопку миші в натиснутому стані) у кластер ґрунту на полі креслення й опустіть його тут (відпустивши ліву кнопку мишки). Зверніть увагу на те, що курсор змінює свою форму, залежно від того є, чи ні можливість опускання набору даних. Правильність завдання набору даних для кластера обумовлена зміною його кольору.

Аналогічно введіть модельні параметри наступного шару ґрунту, клацнувши кнопкою *<Next>* у вікні **Material Sets**.

Для двох нижніх шарів додатково введіть дані в третю вкладку **Interfaces**. У вікні **Strength** обрати кнопку **Manual**. Задати R_{inter} з табл. 3.1.

Цей параметр зв'язує міцність ґрунту з опором в інтерфейсах. Для двох верхніх шарів $R_{inter} = rigid$.

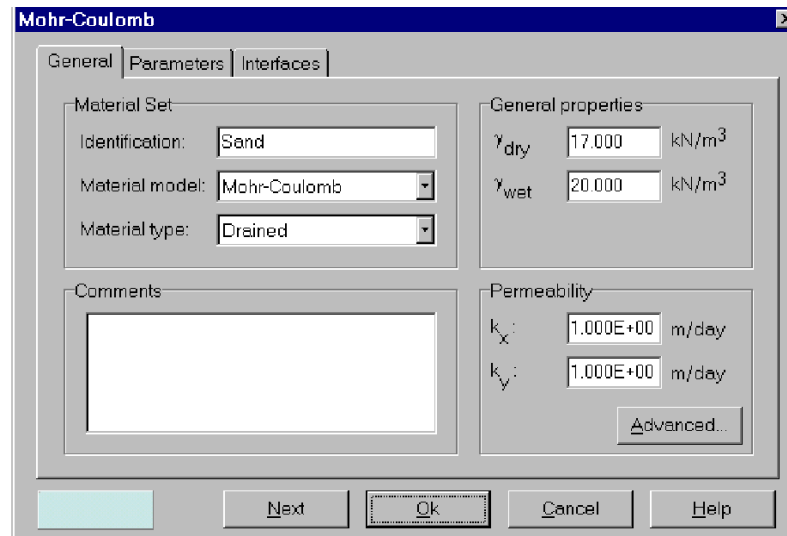


Рис. 3.7 Вкладка **General** вікна набору даних по ґрунту й контактних поверхнях

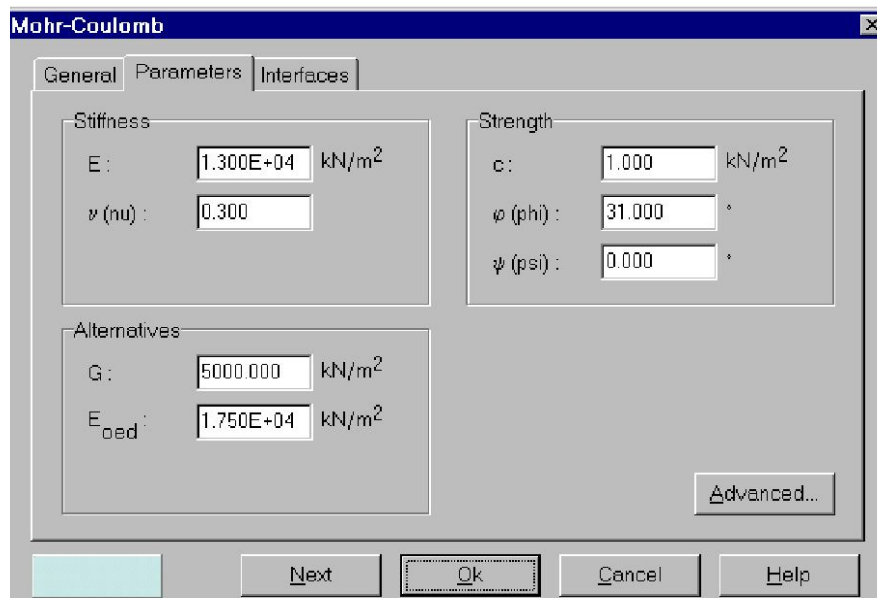


Рис. 3.8 Вкладка **Parameters (Параметри)** вікна набору даних по ґрунту й контактних поверхнях

На додаток до чотирьох наборів даних для ґрунту й інтерфейсів повинен бути створений набір даних для трьох плит і одного анкера. Ці характеристики перераховані в таблицях 3.2 і 3.3. Привласніть ці набори даних, відповідно, оправі тунелю й двом пальовим п'ятам. Набір даних по будинку привласнюється фундаментній плиті. Питома вага цієї плити представляє собою навантаження від цілого будинку. Для створення властивостей

матеріалів для плит налаштуйте параметр **Set type** у вікні **Material sets** на **Plates**. Привласніть дані по палях двом міжвузловим анкерам, вибравши у вікні **Material sets - Ancors**. Перетягніть мишкою всі набори даних на поле креслення.

Для закриття бази даних клацніть у вікні **Material Sets** кнопкою **<OK>**.

3.4.4 Генерування сітки із скінчених елементів

Після завершення побудови геометричної моделі може бути створена скінчено-елементна модель (сітка). ПК PLAXIS дозволяє виконувати процедуру по створенню сітки повністю автоматично. За допомогою цієї процедури геометрична модель ділиться на елементи основного типу й сумісні конструктивні елементи, якщо такі є. При побудові сітки враховується положення точок і ліній геометричної моделі. Тим самим, ураховується розташування шарів, навантажень і конструкцій. В основі методу побудови лежить стійкий принцип триангуляції, за допомогою якого знаходять оптимальні розміри трикутників, які беруть участь у побудові неструктурованої сітки. Неструктуровані сітки не утворюються із правильно розташованих елементів. Проте, числові результати для таких сіток, зазвичай, є кращими від числових результатів для структурованих сіток, які мають правильне розташування елементів. Окрім побудови самої сітки виконується переміщення вхідних даних (характеристик, граничних умов, наборів даних за матеріалами й т.п.) з геометричної моделі (точки, лінії й кластери) на сітку скінчених елементів (елементи, вузли й точки напружень і т.д.).

Для створення сітки виконайте наступне:



Клацніть на панелі інструментів кнопкою **Generate mesh (Побудувати сітку)** або виберіть із меню **Mesh (Сітка)** команду **Generate (Створити)**. Після побудови сітки відкриється нове вікно (Вихідне вікно), у якому з'явиться побудована сітка (рис. 3.9).

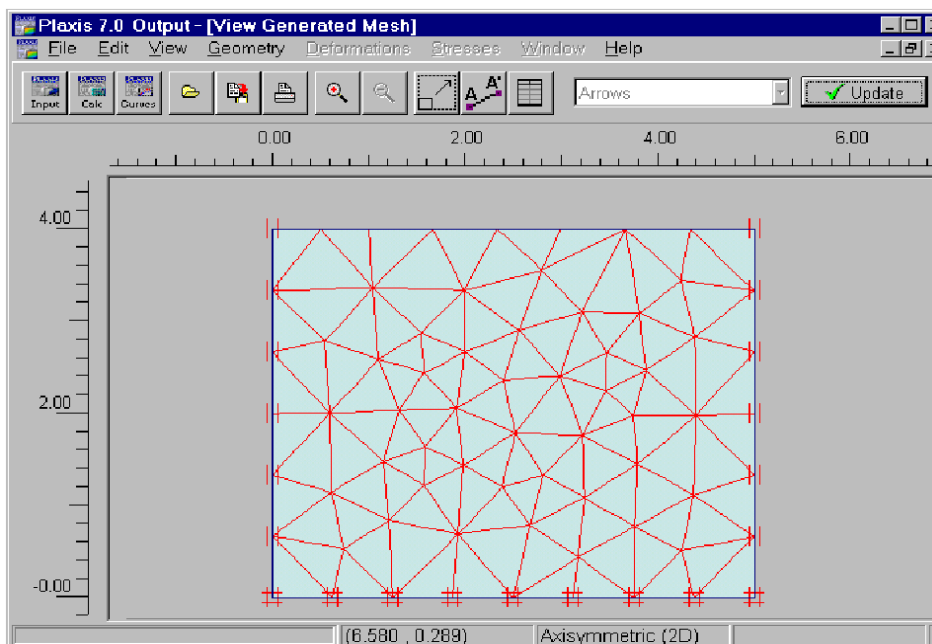


Рис. 3.9 Осесиметрична сітка скінчених елементів.

Для повернення в режим введення геометрії клацніть кнопкою *<Update>*.

У меню *Mesh* оберіть опцію *Global coarseness*. Комбіноване вікно *Element distribution* встановлене на *Coarse (велика)*, тобто значення параметру, що виставляється за замовчуванням. Для того, щоб зменшити загальну крупність, потрібно обрати наступний пункт у комбінованому вікні (**Medium**) і клацнути кнопкою *<Generate>*. Як варіант, замість цього можна обрати опцію *Refine global* у меню *Mesh*. У результаті зазначеної дії у вихідному вікні з'явиться більш дрібна сітка. Для виходу з режиму здрібнювання клацнути кнопкою *<Update>*

Очевидно, що навколо тунелю й пальових п'ят відбувається концентрація напружень. Отже, ці ділянки бажано розглядати в більш дрібній сітці в порівнянні з іншими частинами геометричної моделі. Клацнути один раз посередині тунелю. Обрані кластери тепер показані червоним кольором. У меню *Mesh* обрати опцію *Refine cluster*. У результаті цієї дії локальне подрібнення зазначеної області стає видимим на представленій сітці. Для виходу з режиму подрібнення потрібно клацнути кнопкою *<Update>*. Аналогічно можна подрібнити сітку біля п'ят паль. У меню *Mesh* треба обрати опцію *Refine line*.

3.4.5 Початкові умови

Початкові умови цього проекту вимагають генерування тиску води, деактивації конструкцій і генерування початкових напружень.

Тиск води (поровий тиск і тиск води на зовнішніх границях) згенеровано прямим способом. При прямій генерації водний режим полягає у встановленні рівня ґрунтових вод, нижче від якого розподіл тиску води має гідростатичний закон, що базується на уведенні питомої ваги води. Рівень ґрунтових вод використовується для генерування зовнішнього тиску води.

Вага води приймається 10 кН/м^3 . Тиск води може бути створений на підставі загального рівня підземних вод на позначці $y = 0.0 \text{ м}$.

До генерування початкових напружень переконайтеся, що оправа тунелю, споруда і палі деактивовані. Для створення початкових ефективних напружень може бути використана ***K_o-процедура*** з відповідними значеннями ***K_o***.

Для генерування початкових умов необхідно виконати наступні кроки:

→Initial
conditions

Клацнути кнопкою ***Initial conditions*** на панелі інструментів.

Порада: При першому завданні параметрів проекту питома вага води вводиться безпосередньо при вході в режим ***Groundwater mode***. При повторному заході в уже існуючий проект можна перевірити задане значення питомої ваги води, обравши опцію ***Water weight*** в меню ***Geometry*** режиму ***Groundwater mode***.



Потрібно клацнути кнопкою **<OK>**, щоб прийняти задану за замовчуванням величину питомої ваги води (10 кН/м^3). Система активує режим ***Groundwater conditions***, у якому вже обрана кнопка ***Phreatic level***. За замовчуванням, загальний рівень ґрунтових вод генерується на нижній границі геометричної моделі.

Перемістити курсор у позицію (0.0; 0.0) і клацнути лівою клавiшею миші. Перемістити його вправо на 30 м (30.0; 0.0) і знову клацнути. Для виходу з режиму креслення клацнути правою клавiшею миші. На моделі тепер буде

показаний новий **General (загальний)** рівень ґрунтових вод, що знаходиться на позначці 3.0 м нижче від поверхні землі.

Порада: Для зміни існуючого рівня ґрунтових вод потрібно клацнути кнопкою **Selection** на панелі інструментів. Після видалення загального (**General**) рівня ґрунтових вод (для того, щоб це зробити, треба виділити його й натиснути на кнопку **<Delete>** на клавіатурі), у нижній частині геометричної моделі знову з'явиться створюваний за замовчуванням загальний рівень ґрунтових вод. Графічне уведення або зміна рівнів ґрунтових вод не впливають на існуючу геометрію системи.



Далі потрібно клацнути кнопкою **Generate water pressure (суні хрестики)** на панелі інструментів. З'явиться вікно **Water pressure generation (генерування тиску води)**.

У вікні **Water pressure generation** обрати селекторну кнопку **Phreatic line** у віконці **Generate by** і натиснути на кнопку **<OK>**.

Після генерації тиску води, отримані результати виводяться у вихідному вікні. Потім слід клацнути кнопкою **<Update>** для повернення в режим **Groundwater conditions**. Після генерування тиску води й до того, як будуть згенеровані початкові ефективні напруження, необхідно деактивувати ті частини геометричної моделі, які не є активними на початковій стадії. Ця опція на початках використовується для деактивації тих геометричних частин (кластерів або елементів конструкції), які повинні бути побудовані на більш пізніх етапах розрахунку. PLAXIS автоматично деактивує навантаження й елементи конструкцій у початковій геометричній конфігурації.

У нашому випадку огорожувальна стінка і розпірка відсутні на початкових стадіях проекту й повинні бути деактивовані в початковій геометричній конфігурації. Процедура **K_0 -procedure** для генерування початкових напружень не буде враховувати деактивовані геометричні кластери.



Далі варто перейти в режим *Geometry configuration*, нажавши на "вимикач" на панелі інструментів

Перевірте, щоб стінка й розпірка в геометричній моделі були деактивовані. Деактивовані елементи мають сірий колір. Переконайтеся, що всі ґрунтові кластери залишилися активними.

Порада

Неактивні кластери мають білий колір (колір тла), у той час як активні кластери мають колір відповідного набору матеріалів. Неактивні конструктивні елементи мають сірий колір, а активні - той основний колір, що використовувався при створенні геометричної моделі.



Тепер необхідно клацнути кнопкою *Generate initial stresses* на панелі інструментів. З'явиться діалогове вікно *K₀-procedure*.

Далі треба залишити загальний множник для ваги ґрунту рівним 1.0, прийняти привласнені за замовчуванням величини для K_0 і натиснути кнопку **<OK>**.

Після генерації початкових ефективних напружень отриманий результат виводиться у вихідному вікні. Клацніть кнопкою **<Update>** для повернення в режим *Initial configuration*.

Клацніть кнопкою **<Calculate>**. Оберіть **<Yes>** у відповідь на задане Вам питання: чи треба зберегти дані, і ввести назву файлу.

3.4.6 Поетапний розрахунок

Очевидно, що для моделювання будівництва тунелю необхідний поетапний розрахунок, у якому активується його оправа, а кластери ґрунтів усередині тунелю деактивуються. Деактивування ґрунту усередині тунелю впливає тільки на жорсткість і міцність ґрунту, а також на ефективні напруження. Без додаткових вхідних даних тиск води зберігається. Для того, щоб видалити тиск води усередині тунелю, варто призначити двом кластерам

грунту в тунелі тип *dry (сухий)* і тиск води буде регеновано. Для створення цих вхідних даних варто виконати наступні кроки.

На першому етапі розрахунків активується будинок. Виберіть пластичний розрахунок, використовуючи *Staged construction* і клацніть кнопкою *<Define>*. Активуйте п'яти паль, анкери й фундаментну плиту. Клацніть *"Update"* для повернення у вікно розрахунків.

Другий етап розрахунку - пластичний розрахунок *Staged construction*. У вкладці *Параметри (Parameters)* оберіть *Reset displacements to zero (Обнулити переміщення)*. Клацніть кнопкою *<Define>* і активуйте оправу тунелю й деактивуйте два кластери всередині тунелю.

Клацніть кнопкою *"Switch"* для переходу в режим тиску води. Далі клацніть кнопкою *Selection*. Клацніть і виберіть одночасно обидва кластери в тунелі (використовуючи клавішу *Shift*). У вікні *Cluster pore pressure distribution* оберіть *Cluster dry (Сухий кластер)* і клацніть *<OK>*, щоб повернутися в режим тиску води.

Далі клацніть кнопкою *Generate water pressure* для створення тиску води. На отриманій у результаті картинці можна бачити, що усередині тунелю тиску води немає. Клацніть кнопкою *<Update>* для повернення в режим тиску води.

У режимі тиску води клацніть кнопкою *<Update>* для повернення у вікно розрахунків.

На додаток до установки даних оправи тунелю моделюються виїмка ґрунту, осушення тунелю й втрата об'єму при обтисненні оправи тунелю. Це обтиснення визначається на етапі послідовного будівництва:

Клацніть кнопкою *<Next>* для уведення наступного етапу розрахунку.

Оберіть пластичний розрахунок у режимі граничного рівня розвитку навантаження й оберіть *Staged construction*. Клацніть кнопкою *<Define>*.

Двічі клацніть у центрі тунелю, щоб відкрити вікно *Tunnel contraction (обтиснення тунелю)*. Уведіть 2% усадки й клацніть *<OK>* для повернення в режим геометрії й *<Update>*, щоб повернутися в розрахункове вікно.

Оберіть кілька характерних точок для кривої залежності переміщення від

навантаження (наприклад, кутова точка на поверхні землі над тунелем і кутові точки біля цоколів будинку).

Почніть розрахунки.

3.4.7 Вихідні дані за результатами розрахунку

Після виконання розрахунків виберіть останні два етапи розрахунків і клацніть кнопкою **<Output>**. Запуститься програма висновку й наприкінці етапів розрахунку появиться деформована сітка. Третій етап розрахунків показує результати моделювання втрати об'єму. Деформована сітка показує осідання поверхні землі, що виникає під впливом будівництва тунелю за наявності навантаження від будинку (рис. 3.10). Її потрібно скопіювати, натиснувши кнопку **Copy to clipboard**, і вставити у звіт, створений в Microsoft Word.

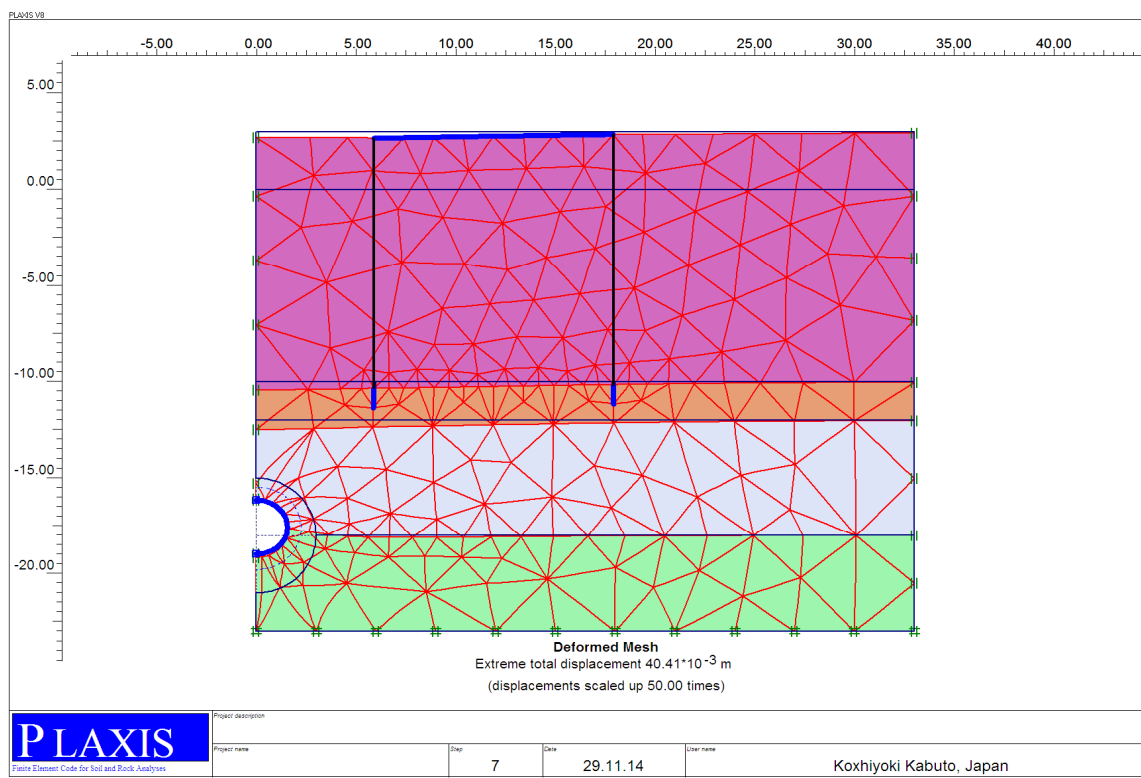


Рис. 3.10 Деформована геосітка після будівництва тунелю

Ефективні напруження показують, що навколо тунелю має місце утворення склепіння, яке знижує тиск на оправу тунелю. Рекомендується обрати **Total increments (Повні збільшення деформацій)** з меню **Deformations** (рис. 3.11, а), скопіювати, натиснувши кнопку **Copy to clipboard** і вставити в Microsoft Word,

замінити подання з *Arrows (Стрілки)* на *Shadings (Затінення)* (рис. 3.11, б), та скопіювати, натиснувши кнопку *Copy to clipboard* і вставити у звіт Microsoft Word.

Для того, щоб одержати напруження потрібно обрати вкладку *Total stresses* з меню *Stresses* (рис. 3.12), скопіювати, натиснувши кнопку *Copy to clipboard* і вставити у звіт Microsoft Word.

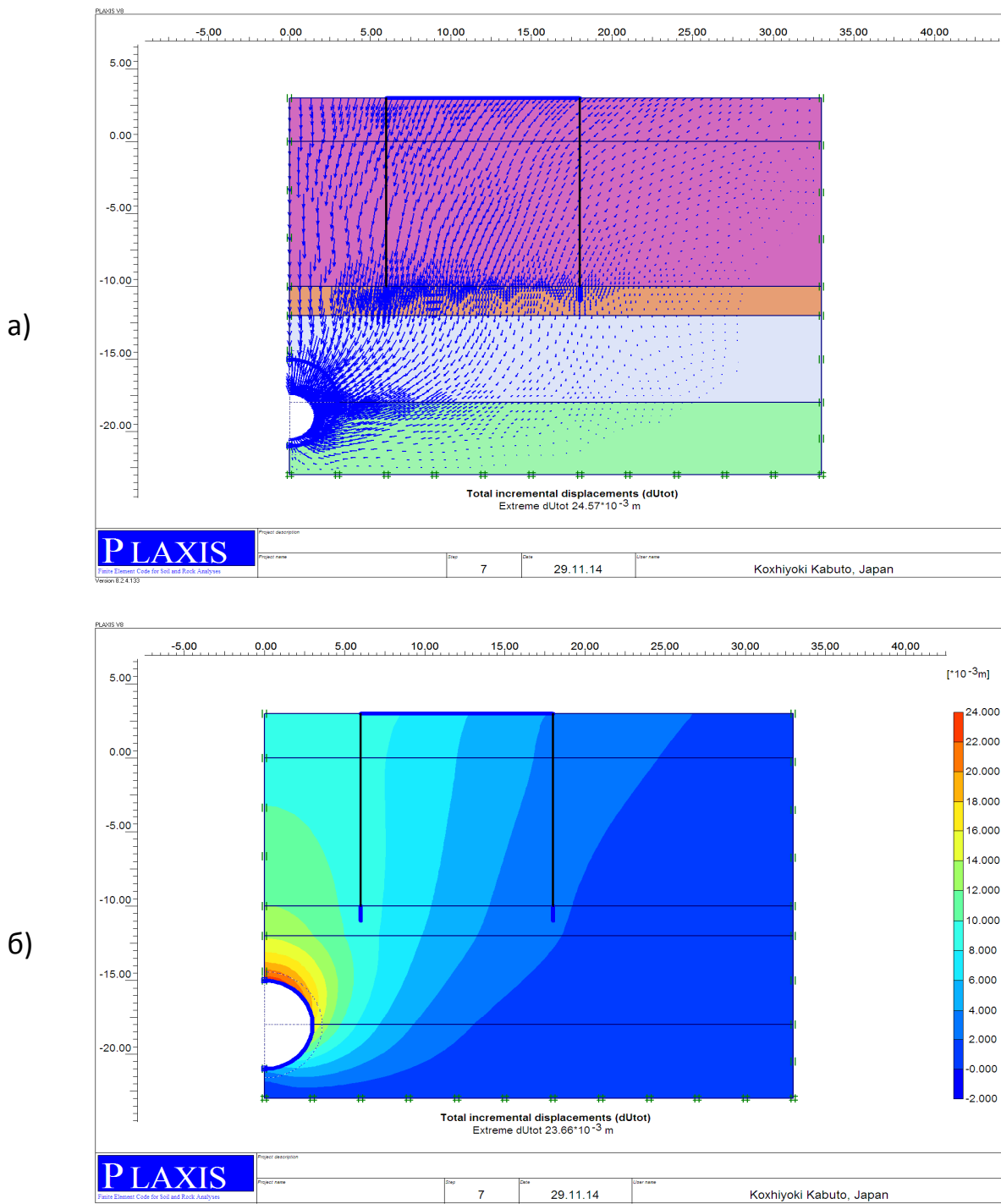


Рис. 3.11 Повні збільшення деформацій у вигляді *Arrows (Стрілки)* (а) і *Shadings (Затінення)* (б)

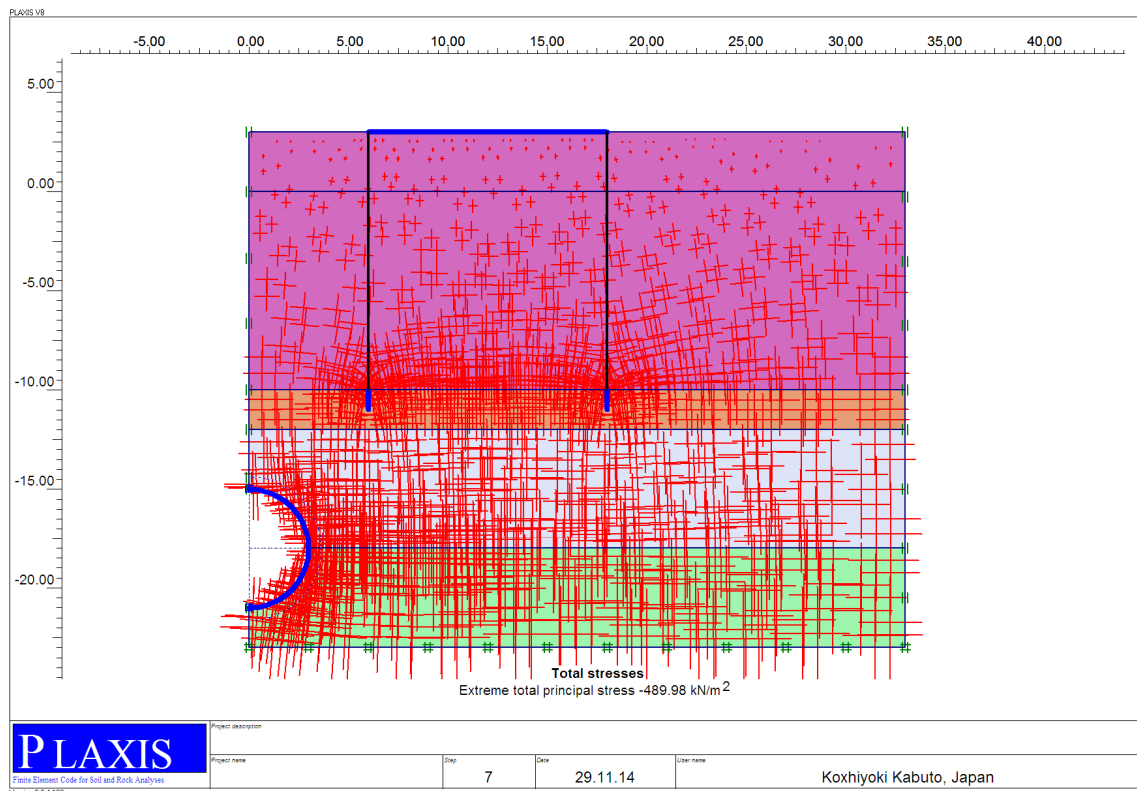


Рис. 3.12 Ефективні напруження (*Total stresses*) після будівництва тунелю

У процесі розрахунків (після видалення ґрунту й води з тунелю) появляється деяке осідання поверхні землі й деяка деформація оправи тунелю. Внутрішні сили, що виникають в оправі, можна побачити, клацнувши двічі на оправі й вибравши опцію з меню **Force** по черзі (рис. 3.13):

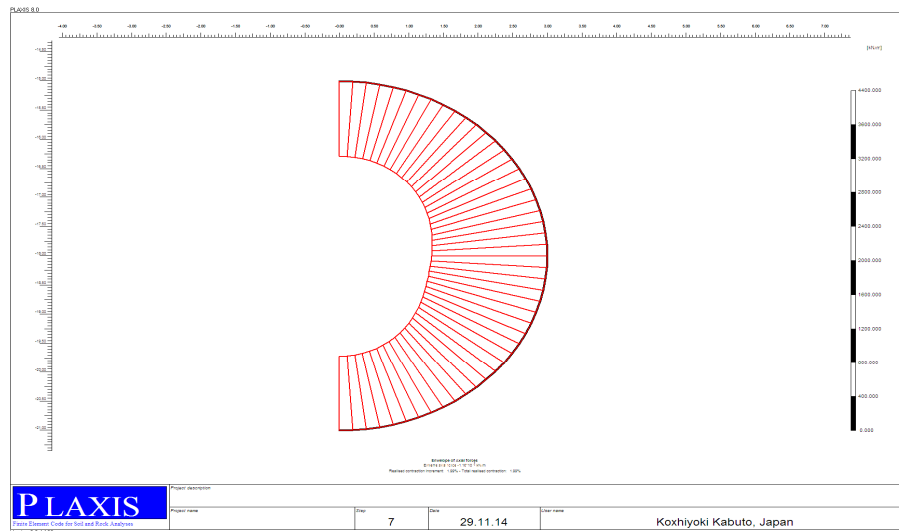
Axial forces (епюра осьових поздовжніх сил в оправі тунелю, N, рис. 3.13, а);

Shear forces (епюра поперечних сил в оправі тунелю, Q, рис. 3.13, б);

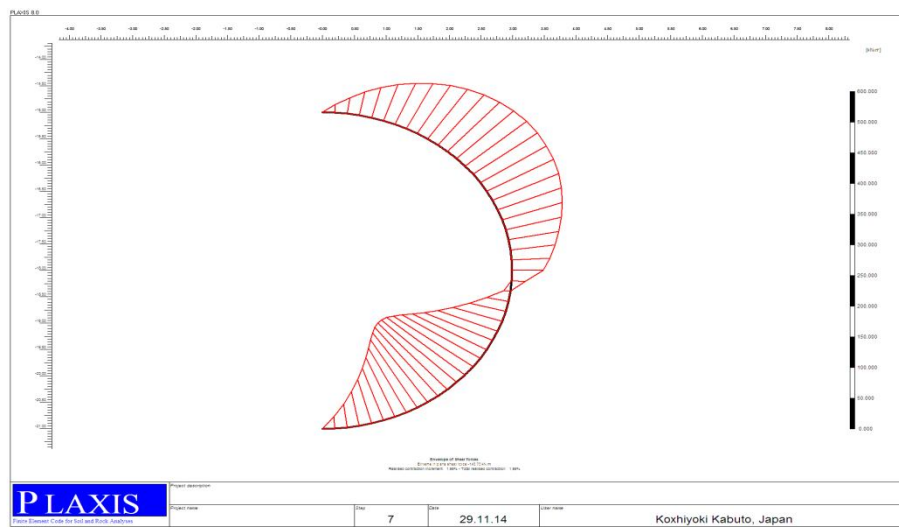
Bending moments (епюра згинальних моментів в оправі, M, рис. 3.13, в).

Ці опції також по черзі варто зберегти у звіті Microsoft Word.

a).



б).



в).

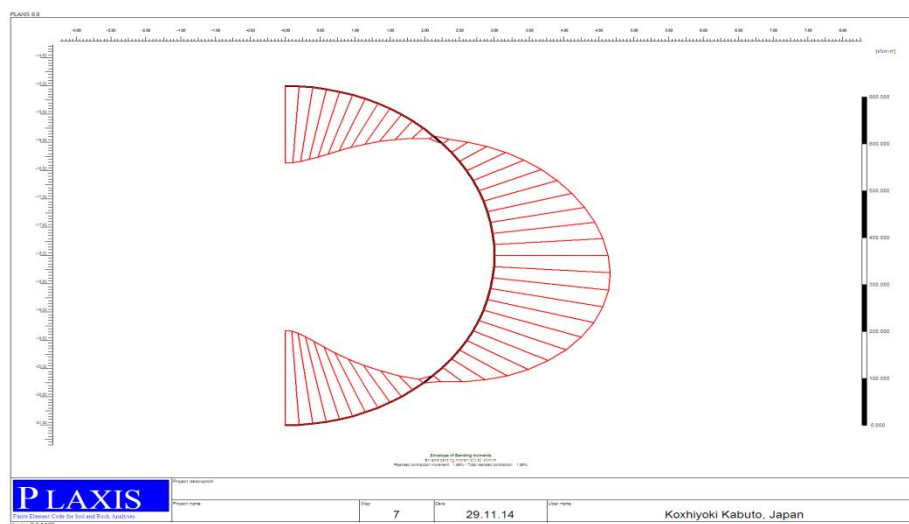


Рис. 3.13 Епюри внутрішніх зусиль в оправі тунелю осьових (повдовжніх) сил (а); поперечних сил (б); згинальних моментів (в)

Щоб зберегти числові значення сил, що діють в оправі, потрібно вибрати кнопку *Table* на панелі інструментів, потім у меню *Forces* вибрати вкладку *Plate forces envelop*, скопіювати за допомогою кнопки *Copy to clipboard* і вставити у звіт (табл. 3.4).

Таблиця 3.4

Значення внутрішніх зусиль у кільцевій залізобетонній
оправі тунелю Ø 6м

X	Y	N_min	Q_min	Q_max	M_min	M_max
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
1	2	3	4	5	6	7
0	-21	-884.952	-0.04645	0	0	201.2906
0.196209	-20.9936	-886.282	-19.112	0	0	199.4023
0.391579	-20.9743	-890.244	-37.9388	0	0	193.7965
0.585271	-20.9424	-896.759	-56.1287	0	0	184.5701
0.776457	-20.8978	-905.747	-73.2774	0	0	171.8396
0.776457	-20.8978	-905.718	-73.3478	0	0	171.8396
0.964318	-20.8408	-916.981	-89.2924	0	0	155.8372
1.14805	-20.7716	-930.3	-103.726	0	0	136.903
1.326866	-20.6906	-945.439	-116.335	0	0	115.3362
1.5	-20.5981	-962.159	-126.806	0	0	91.45094
1.5	-20.5981	-962.117	-126.806	0	0	91.45094
1.666711	-20.4944	-980.045	-134.988	0	0	65.73849
1.826284	-20.3801	-998.812	-140.616	0	0	38.75112
1.978037	-20.2555	-1018.07	-143.57	0	0	10.93392
2.12132	-20.1213	-1037.48	-143.732	0	-17.9997	0
2.12132	-20.1213	-1037.45	-143.703	0	-17.9997	0
2.255519	-19.978	-1056.54	-141.046	0	-46.039	0
2.38006	-19.8263	-1074.94	-135.491	0	-73.1968	0
2.494409	-19.6667	-1092.26	-127.146	0	-98.9932	0
2.598076	-19.5	-1108.15	-116.222	0	-122.954	0
2.598076	-19.5	-1108.14	-116.18	0	-122.954	0
2.690618	-19.3269	-1122.22	-102.987	0	-144.486	0
2.771639	-19.1481	-1134.17	-87.5039	0	-163.069	0
2.84079	-18.9643	-1143.72	-70.0605	0	-178.335	0
2.897778	-18.7765	-1150.61	-50.9851	0	-189.93	0
2.897778	-18.7765	-1150.64	-50.8909	0	-189.93	0
2.942356	-18.5853	-1154.66	-30.5163	0	-197.718	0
2.974335	-18.3916	-1155.73	-8.93487	0	-201.598	0

Продовження таблиці 3.4

1	2	3	4	5	6	7
2.993577	-18.1962	-1153.69	0	18.09999	-201.165	0
3	-18	-1148.42	0	42.00977	-196.262	0
3	-18	-1148.46	0	42.13831	-196.262	0
2.993577	-17.8038	-1142.04	0	51.5078	-187.937	0
2.974335	-17.6084	-1134.03	0	60.74298	-177.519	0
2.942356	-17.4147	-1124.5	0	69.62541	-165.084	0
2.897778	-17.2235	-1113.51	0	77.93665	-150.72	0
2.897778	-17.2235	-1113.56	0	77.95942	-150.72	0
2.84079	-17.0357	-1101.29	0	86.02209	-134.612	0
2.771639	-16.852	-1087.96	0	93.38668	-117.002	0
2.690618	-16.6731	-1073.68	0	99.57371	-98.0653	0
2.598076	-16.5	-1058.59	0	104.4024	-77.9908	0
2.598076	-16.5	-1058.65	0	104.4342	-77.9908	0
2.494409	-16.3333	-1043.02	0	107.8983	-57.0932	0
2.38006	-16.1737	-1027.11	0	109.8925	-35.7146	0
2.255519	-16.022	-1011.08	0	110.365	-14.0953	0
2.12132	-15.8787	-995.123	0	109.2641	0	8.996899
2.12132	-15.8787	-995.173	0	109.2933	0	8.996899
1.978037	-15.7445	-979.548	0	106.6494	0	29.58678
1.826284	-15.6199	-964.509	0	102.5225	0	49.45476
1.666711	-15.5056	-950.22	0	96.94654	0	68.88568
1.5	-15.4019	-936.845	0	89.9554	0	87.2843
1.5	-15.4019	-936.88	0	89.98292	0	87.2843
1.326866	-15.3094	-924.632	0	81.73182	0	104.1816
1.14805	-15.2284	-913.696	0	72.33346	0	119.3028
0.964318	-15.1592	-904.189	0	61.91341	0	132.4824
0.776457	-15.1022	-896.226	0	50.59725	0	143.56
0.776457	-15.1022	-896.24	0	50.61402	0	143.56
0.585271	-15.0576	-889.936	0	38.59337	0	152.3356
0.391579	-15.0257	-885.383	0	26.03693	0	158.6773
0.196209	-15.0064	-882.625	0	13.11381	0	162.5228
0	-15	-881.705	-0.0069	0	0	163.8174

Контрольні запитання

1. Чи впливає наявність різниці площі поперечного перерізу закінченої будівництвом оправи тунелю і площі виїнятого ґрунта на перерозподіл напружень і деформації ґрунту в ході його будівництва?
2. Яким чином може вплинути будівництво тунелю на існуючі будинки і фундаменти на поверхні землі?
3. Чи необхідно подрібнювати сітку скінчених елементів навколо тунелю і пальових п'ят?
4. Чи є необхідним поетапний розрахунок для моделювання будівництва тунелю?
5. Який характер деформацій ґрунту за результатами розрахунку?
6. В яких місцях ґрунту біля оправи тунелю спостерігається концентрація напружень?
7. Який вигляд мають епюри внутрішніх зусиль в оправі тунелю: осьових (повздожніх) сил; поперечних сил; згинальних моментів?

4. Приклад проектування транспортного тунелю глибокого закладення в ґрунтових умовах південного регіону України

З метою запобігання негативних наслідків, а також ушкоджень існуючих будинків і фундаментів на поверхні землі в ході будівництва тунелю внаслідок її (поверхні) нерівномірних осідань необхідно навчитися, з одного боку, прогнозувати ці ефекти й визначати внутрішні зусилля в оправі тунелів, а, з іншого боку, приймати відповідні ефективні заходи щодо ліквідації негативних наслідків. Такий аналіз може бути виконаний чисельними методами, зокрема за допомогою програмного комплексу PLAXIS-8 [1, 2, 3], тому що "точні" і наближені аналітичні методи носять поки-що досить умовний характер і їх потрібно удосконалювати.

Системні чисельні дослідження взаємодії ґрунтів основи пальових фундаментів і плити будинку, а також тонкостінної круглоциліндричної оправі тунелю (рис. 3.1) виконані із застосуванням математичної теорії планування експерименту [4], що дозволяє теоретично обґрунтовано встановити мінімально необхідну кількість і склад числових експериментів для одержання досить повної інформації про якісний і кількісний вплив дослідних факторів на вихідні параметри як зокрема, так і при їхній взаємодії, чого не можна домогтися при використанні традиційної методики.

На підставі аналізу наявної апріорної інформації з літературних джерел і з урахуванням реальних нашарувань ґрунтів основи південного регіону України в якості дослідних пропонується вибрати такі фактори (табл. 4.1): номінальний (серединний) діаметр оправі тунелю (X_1), рівень підземних вод (початок координат (рис. 3.1) від денної поверхні ґрунту по осі Y , фактор X_2), наведений тип ґрунтових умов характерних для південного регіону нашарувань (X_3 , рис. 3.1), що інтегрально враховує вплив питомої ваги ґрунту (γ_{unsat} або γ_{sat}), коефіцієнтів горизонтальної (k_x) і вертикальної (k_y) фільтрації (проникності), модуля Юнга (деформацій, E_{ref}), коефіцієнта Пуассона (ν), зчеплення (c_{ref}), кута внутрішнього тертя (φ) і дилатансії ψ ґрунту, а також коефіцієнта його

пружного відпору (K). Він визначається за формулою (4.1):

$$T_{red,j} = \sum_{i=1}^n (\gamma_{sat,i} k_{x,i} k_{y,i} E_{ref,i} v_i c_{ref,i} \varphi_i \psi_i K_i) h_i / \sum_{i=1}^n h_i, \quad (4.1)$$

де $\gamma_{sat,i}$ - питома вага насиченого водою i -того шару ґрунту, що змінюється (табл. 3.1) у межах 18,0...21,5кН/м³;

$k_{x,i}$ - коефіцієнт горизонтальної проникності (фільтрації) i -того шару ґрунту, що змінюється в межах від 0,01 до 1,60м/добу;

$k_{y,i}$ - коефіцієнт вертикальної проникності i -того шару ґрунту, що змінюється в межах 0,01...1,60м/добу;

$E_{ref,i}$ - модуль Юнга (деформацій) i - шару ґрунту, що змінюється в межах від 1000 до 5000 кН/м²;

v_i - коефіцієнт Пуассона i -того шару ґрунту, що змінюється в межах 0,26...0,38;

$C_{ref,i}$ - зчеплення i -того шару ґрунту, що змінюється в межах від 0,2 до 1400 кН/м²;

φ_i - кут внутрішнього тертя i -того шару ґрунту, що змінюється в межах 15...40°;

ψ_i - кут дилатансії i -того шару ґрунту, що змінюється в межах від 0,01 (фактично, 0) до 0,30°;

K_i - коефіцієнт пружного відпору i -того шару ґрунту, що змінюється в межах від 70 до 250 кН/м²;

$j=1, 2, 3$. $T_{red,1}$; $T_{red,2}$; $T_{red,3}$ - наведені типи ґрунтових умов, відповідно, з мінімальними, середніх і максимальними (за літературними джерелами) наведеними вище показниками ґрунтів, представленого на рис. 3.1 нашарування.

Тунелі в числовому експерименті, що розглядається, мають номінальні (серединні) діаметри 5,10 і 15м, а центри їх розташовані, відповідно, на глибинах 20,0; 22,5 і 25,0 м від поверхні ґрунту (рис. 3.1).

Характерний для південного регіону України розріз ґрунтового масиву свідчить про наявність чотирьох різних шарів. Верхній шар потужністю 13м складається з лесового суглинку. Під ним залягає шар дрібнозернистого піску потужністю 2,0 м, що використаний як несучий шар для паль старого будинку - пам'ятника архітектури й містобудування. Зсуви цих паль можуть викликати ушкодження будинку - пам'ятника, що є вкрай небажаним. Нижче піщаного шару залягає глибинний шар червоно-бурих суглинків і глин потужністю, відповідно, 5,0; 7,5 і 10,0 м. Це один із шарів, у якому споруджується тунель. Інша частина тунелю розташовується в глибинному шарі вапняку-черепашнику понтичного ярусу із включеннями перекристалізованого вапняку черепашнику в покрівлі. Цей нижній глибинний шар є досить твердим. Тому тільки 5 м цього шару рекомендується включати в скінчено-елементну модель. А нижня частина основи тунелю розглядається як абсолютно жорстка й моделюється відповідними граничними умовами.

Таблиця 4.1

Дослідні фактори й рівні їхнього варіювання

Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
Натуральний вид	Кодований вид	«-1»	«0»	«+1»	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Діаметр оправи тунелю, D , м	X_1	5	10	15	5м
Рівень підземних вод (по-чаток координат від денної поверхні ґрунту), $T_{op,i}$, м	X_2	+15 ($T_{op,1}$; УПВ-3)	+9 ($T_{op,2}$; УПВ-2)	+3 ($T_{op,3}$; УПВ-1)	6м
Наведений тип ґрунтових умов, $T_{red,j}$, [кН ⁴ град ² /(М ⁷ діб ²)]	X_3	226000 ($T_{red,1}$)	435000 ($T_{red,2}$)	644000 ($T_{red,3}$)	209000 кН ⁴ град ² /(М ⁷ діб ²)

Розподіл порового тиску води приймається гідростатичним. Рівень підземних вод може розташовуватися на 3,9 і 15 м нижче поверхні землі (на позначці умовного нуля: $y=0$, рис. 3.1).

Оскільки оправа тунелю і ґрунтові нашарування є більш-менш симетричними щодо вертикальної осі тунелю, то в моделі плоскої деформації, що розглядається, враховуємо тільки одну (праву) половину оправи й ґрунтів основи. Від центру тунелю модель простирається на 30, 35 і 40 м у горизонтальному напрямку.

Параметр $T_{op,i}$ в розрахунковій моделі приймається на позначках +3,0 м; +9,0 м і +15,0 м в **General settings** (загальних параметрах настроювання), а **Bottom (дно)** - на позн. -10,0...-22,0 м; -15,0...-27,0 м; -20,0...-32,0 м залежно від заданих діаметрів оправи тунелю й рівнів підземних вод.

Для створення розрахункової схеми тунелю використовується програма проектувальника тунелю, що є спеціальним інструментом у програмі PLAXIS, яка дозволяє застосовувати круглі сегменти для моделювання геометрії тунелю.

Палі під будинком є несучими, для яких тільки невелика частина несучої здатності є результатом тертя ґрунту по їхній бічній поверхні. Для коректного моделювання такої поведінки палі моделюються з використанням комбінації плит і міжвузлових анкерів. А сам будинок представляється як жорстка плита, обперта на міжвузлові анкери.

Граничні умови поставленого завдання створюються використанням кнопки *Standard fixities* (стандартні закріплення). В доповнення до стандартних закріплень переміщень у верхній і нижній точках оправи вводяться фіксовані кути повороту її елементів.

Властивості ґрунтів інтегрально враховуються фактором X_3 . Для всіх представлених шарів вони вважаються як дреновані, оскільки інтерес представляють, насамперед, деформації, що відбуваються протягом тривалого періоду часу як сталі. Для верхнього шару використовується опція збільшення його жорсткості із глибиною. Набори даних по двох нижніх шарах включають відповідні параметри для інтерфейсів тунелю. В інших наборах дані

властивості інтерфейсів залишаються при своїх значеннях за замовчуванням. Отже, для верхнього шару значення $E_{increment}$ (збільшення) вводиться в *Advanced* (додатково) у вікні параметрів. Значення E_{ref} (контрольне) стає контрольним значенням на контрольному рівні $y_{reference}$. Фактичне значення E збільшується із глибиною згідно:

$$E_{(y)} = E_{ref} + E_{increment} (y_{reference} - y).$$

На додаток до чотирьох наборів даних для зазначених на рис. 3.1 типів ґрунтів і їхніх інтерфейсів були створені набори даних для трьох плит (оправи тунелю, пальових п'ят і будівель, табл. 3.2) у вигляді їх нормальної EA та згинальної EI жорсткостей, еквівалентної товщини d , ваги w , коефіцієнту Пуассона залізобетону ($\nu=0,15$). При цьому, набір даних по будівлі присвоюється фундаментній плиті, а питома вага цієї плити в програмному комплексі, що розглядається, являє собою навантаження від цілого будинку. Тип поведінки матеріалу плит розглядається як пружний.

Дані по палях привласнюються двом міжвузловим анкерам (табл. 3.3).

Відомо, що дослідні фактори можуть нелінійно впливати на дослідні параметри, тобто функцію виходу. Тому для побудови нелінійних залежностей між ними числові експерименти виконували за повним факторним, близьким за властивостями до Д - оптимального, трьохрівневого плану Боксу B_3 (табл. 4.2). До достоїнств цього плану варто віднести те, що рівняння регресії, отримані за його допомогою, забезпечують однакову точність прогнозу вихідного параметру в області, що описується радіусом, рівним 1 відносно нульової точки.

Таблиця 4.2

Трирівневий план і основні результати числового експерименту при будівництві віртуальної
підземної транспортної споруди

№ п/п	X_1, D, M	$X_2, T_{op.i}, M$	$X_3, T_{red.i}, z$ [кН ⁴ град ² / (М ⁷ сут ²)]	Внутрішні зусилля в оправі					Осідання поверхні землі (рис. 4)								
				$N_{min},$ кН/м	$Q_{min},$ кН/м	$Q_{max},$ кН/м	$M_{min},$ кНм м	$M_{max},$ кНм м	т.А (x=0м)			т.В (x=D)			т.С(x=D+10м)		
									y_A	Δy_A	Σy_A	y_B	Δy_B	Σy_B	y_C	Δy_C	Σy_C
1	+	+	+	-3263	-298	204	-1028	925	23	70	93	60	47	107	59	28	87
2	+	+	-	-3083	-209	145	-728	623	25	98	123	79	64	143	78	38	116
3	+	-	+	-2879	-443	318	-1528	1461	19	68	87	72	41	113	72	24	96
4	+	-	-	-2697	-339	244	-1178	1105	18	96	114	97	56	153	97	33	130
5	-	+	+	-977	-149	113	-171	176	36	7	43	42	3	45	50	7	57
6	-	+	-	-924	-120	92	-139	141	45	9	54	58	10	68	57	4	61
7	-	-	+	-856	-198	150	-226	236	41	7	48	58	7	65	52	2	54
8	-	-	-	-802	-165	126	-190	197	52	10	62	79	10	89	71	3	74
9	+	0	0	-2968	-318	221	-1102	1015	18	80	98	77	49	126	78	29	107
10	-	0	0	-887	-157	119	-181	187	43	8	51	62	9	71	55	3	58
11	0	+	0	-2062	-194	139	-517	466	33	35	68	61	29	90	57	15	72
12	0	-	0	-1754	-313	230	-717	729	31	35	66	74	26	100	71	13	84
13	0	0	+	-1934	-298	216	-683	691	30	30	60	61	24	85	51	11	62
14	0	0	-	-1819	-235	172	-542	542	35	43	78	81	33	114	79	17	96
15	0	0	0	-1877	-266	193	-611	615	32	35	67	68	27	95	56	13	69
16	0	0	0*	-1894	-297	214	-680	687	137	36	173	423	25	448	234	13	247

Примітка*: Питома вага плити, що імітує навантаження від розташованого на поверхні будинку, у досліді №16 збільшений з $w=25$ кН/м/м до 100 кН/м/м, а також дерев'яні палі (анкери) з нормальною жорсткістю $EA=3,2 \cdot 10^6$ кН замінені на залізобетонні з $EA=3,2 \cdot 10^6$ кН при незмінному кроці $L_{spacing} = 1$ м.

4.1 Аналіз математичних моделей експериментальних згинальних моментів, поперечних і поздовжніх сил в оправі споруд з метою їх мінімізації.

Відповідно до представленою в табл. 4.2 плану в програмному комплексі *PLAXI-8* був реалізований числовий експеримент в 15-ти основних дослідах (точках) і одному додатковому, 16-ому, зі збільшеним в 4 рази навантаженням від розташованої на поверхні будівлі та заміною в ньому дерев'яних паль на залізобетонні без зміни їхнього кроку. Результати розрахунків представлені в тій же табл. 4.2.

У процесі обробки отриманих числовим шляхом даних з використанням апробованого програмного комплексу *COMPEX*, розробленого під керівництвом проф. Вознесенського В.А., після видалення незначущих і перерахунку коефіцієнтів тих, що залишилися, рівнянь регресії отримали адекватні математичні моделі, що мають достатньою інформаційну корисність:

$$\hat{Y}_{(M_{min}^+)} = 604 + 419X_1 - 140X_2 + 88X_3 + 14X_3^2 - 113X_1X_2 + 73X_1X_3, \quad \frac{\text{кНм}}{\text{м.п.}}, \quad (4.2)$$

$$\hat{Y}_{(M_{min}^-)} = -(611 + 466X_1 - 126X_2 + 86X_3 + 31X_3 + 31X_1^2 + 6X_2^2 - 106X_1X_2 + 73X_1X_3), \quad \frac{\text{кНм}}{\text{м.п.}}, \quad (4.3)$$

$$\hat{Y}_{(Q_{min}^+)} = 187 + 53X_1 - 38X_2 + 22X_3 - 17X_1^2 + 7X_3^2 - 18X_1X_2 + 11X_1X_3, \quad \text{кН/м.п.} \quad (4.4)$$

$$\hat{Y}_{(Q_{min}^-)} = -(259 + 82X_1 - 49X_2 + 32X_3 - 21X_1^2 - 23X_1X_2 + 16X_1X_3), \quad \text{кН/м.п.} \quad (4.5)$$

$$\hat{Y}_{(N_{min}^-)} = -(1888 + 1044X_1 + 132X_2 + 58X_3 + 39X_1^2 + 20X_2^2 - 12X_3^2 + 66X_1X_2), \quad \text{кН/м.п.} \quad (4.6)$$

Аналіз представлених математичних моделей (4.2...4.6) показує, що найбільший вплив на величину екстремальних внутрішніх зусиль в оправі розглянутих тунелів має її номінальний діаметр (фактор X_1), потім - рівень підземних вод (фактор X_2) і, нарешті, наведений тип ґрунтових умов (фактор X_3). Істотно взаємодіють між собою всі розглянуті фактори. При цьому, залежність дослідних параметрів від розглянутих факторів носить нечітко виражений нелінійний характер.

Так, максимальний позитивний згинальний момент у нижньому (лотковому) вертикальному перерізі оправлення тунелю M_{max}^+ збільшується відносно свого середнього значення 604 кНм/м, а мінімальний негативний

згинальний момент у горизонтальному (меридіальному) перетині M_{-min} зменшується порівняно зі своїм середнім значенням -611 кНм/м для тунелю діаметром $D=10$ м при рівні підземних вод $T_{op,2}=9$ м від денної поверхні ґрунту із середнім наведеним типом ґрунтових умов $T_{red,2}=435000$ кН⁴град²/(м⁷ діб²) зі збільшенням діаметру тунелю D від 5 до 15 м, відповідно, на 139 % і 152 %, зниженням рівня ґрунтових вод T_{op} від 3 до 15 м від денної поверхні - на 46 % і 41 %, збільшенням наведеної характеристики (типу) ґрунтових умов T_{red} від 226000 до 644000 кН⁴град²/(М⁷сут²) - на 29 % і 28 %.

M_{+max} зростає, а M_{-min} , відповідно, зменшується при одночасному збільшенні діаметра тунелю й зниженні рівня підземних вод, одночасному збільшенні діаметра тунелю й величини наведеного типу ґрунтових умов.

Наявність позитивних квадратичних ефектів у математичних моделях (4.2) і (4.3) при факторах X_1^2 , X_2^2 і X_3^2 свідчить про те, що при подальшому збільшенні діаметра тунелю за межами розглянутого варіювання абсолютне значення негативного згинального моменту в горизонтальному перетині буде збільшуватися нелінійно, а при подальшому зниженні рівня підземних вод це зниження буде носити загасаючий характер, що фізично пояснюється зменшенням зважувальної дії води.

При подальшому збільшенні характеристик наведеного типу ґрунтових умов за межами варіювання максимальний згинальний момент у лотковому вертикальному перерізі нелінійно буде зростати, що фізично можна пояснити збільшенням вертикальної складової навантаження зі збільшенням щільності ґрунту.

Геометрична інтерпретація впливу дослідних факторів на екстремальні значення згинальних моментів в оправі тунелю представлена на рис. 4.1, а.

Мінімальне (негативне) значення поперечної (перерізної) сили в оправі тунелю спостерігається в горизонтальному, близькому до меридіального, перетину, а максимальна поперечна сила - у вертикальному лотковому перетині. Так, абсолютна величина їх збільшується (див (4.4), (4.5)) стосовно

середніх значень при збільшенні діаметра тунелю від 5 до 15 м, відповідно, на 63 і 57 %, зниженні рівня підземних вод від 3 до 15 м від денної поверхні - на 38 і 41 %, збільшенні значень типу ґрунтових умов T_{red} від 226000 до 644000 $\text{кН}^4\text{град}^2/(\text{М}^7 \text{діб}^2)$ - на 25 і 24 %, а також при одночасному збільшенні діаметра тунелю й зниженні рівня підземних вод, одночасному збільшенні діаметра тунелю й значень типу ґрунтових умов, тобто, головним чином, щільності ґрунту.

Негативні знаки при квадратичних ефектах X_1^2 в обох моделях показують, що при подальшому збільшенні діаметра тунелю за межами варіювання наростання абсолютних значень поперечної сили буде носити загасаючий характер, а позитивний знак при квадратичному ефекті X_3^2 у моделі (4.4) - що при подальшому збільшенні типу ґрунтових умов, навпаки, - слабовиражену тенденцію наростання позитивних значень поперечної сили в лотковому перетині.

Вплив кожного дослідного фактора, як зокрема, так і у взаємодії на величину екстремальних значень поперечної сили графічно представлене на рис. 4.1, б.

На відміну від попередніх екстремальних внутрішніх зусиль в оправі тунелю, негативний знак у моделі (4.6) показує, що по всьому контурі тунелю кільцевого перетину оправі виникають стискаючі напруження. Найбільша поздовжня стискаюча сила спостерігається в горизонтальному, близькому до меридіального, перетину. Вона може бути охарактеризована математичною моделлю (4.6), аналіз якої показує, що зі збільшенням всіх дослідних факторів це внутрішнє зусилля також буде збільшуватися (рис. 4.1, в) за абсолютною величиною.

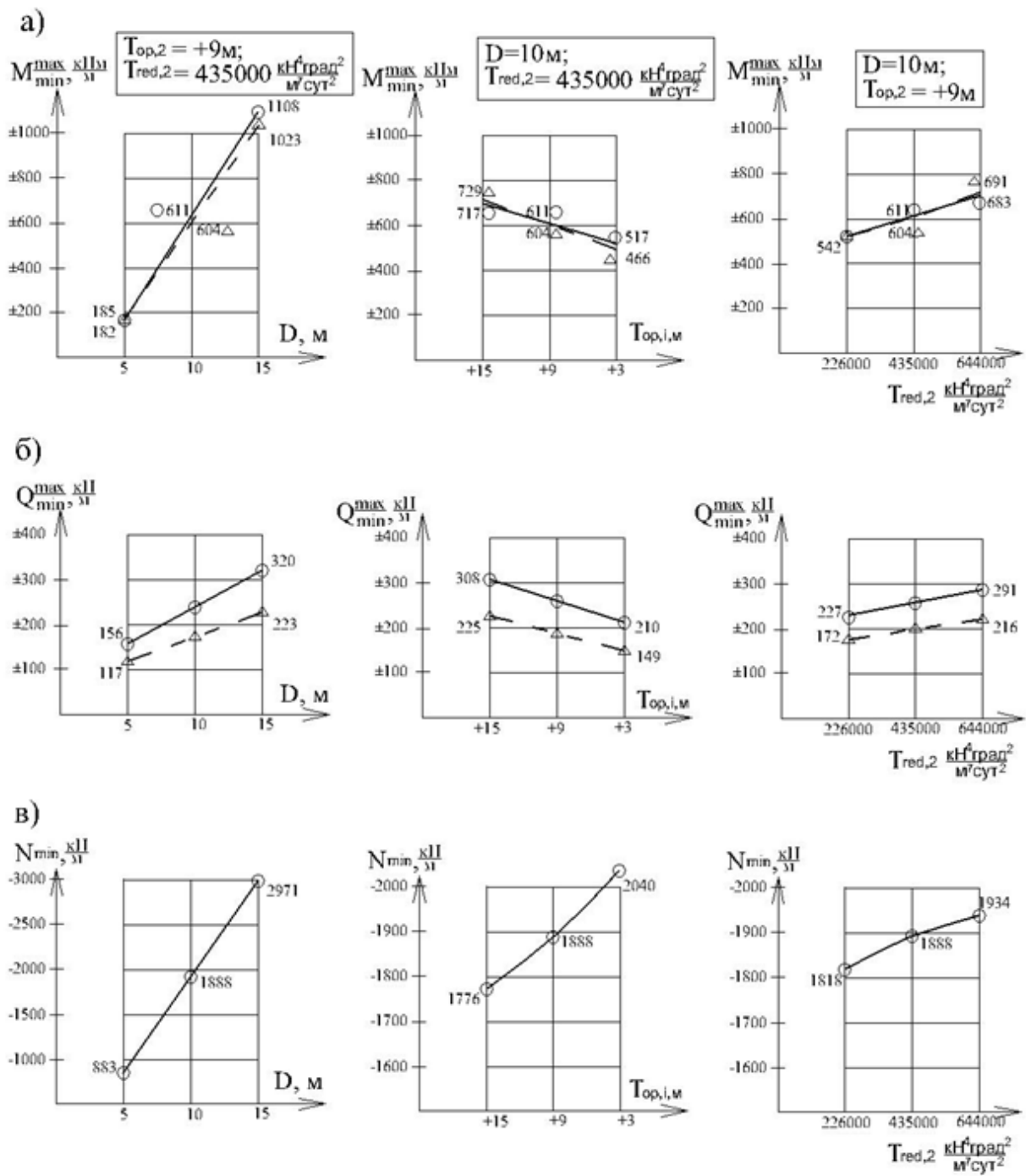


Рис. 4.1. Вплив діаметру тунелю, рівня підземних вод і типу ґрунтових умов на екстремальні значення згинальних моментів (а), поперечних (б), а також поздовжніх (в) сил в його оправі

При цьому, поздовжня стискаюча сила збільшується відносно середнього свого значення 1888 кН/м зі збільшенням діаметра тунелю від 5 до 15 м на 111%, підвищенням рівня підземних вод від 15 до 3 м від денної поверхні - на 14 %, збільшенні значень типу ґрунтових умов від 226000 до 644000 $\text{кН}^4\text{град}^2/(\text{М}^7 \text{діб}^2)$ - на 6 %, а також при одночасному збільшенні діаметра тунелю й підвищення рівня підземних вод.

При подальшому збільшенні значень перших двох факторів за межами їхнього варіювання абсолютна величина поздовжньої стискаючої сили нелінійно буде наростати, а третього фактора (T_{red}), навпаки, - зменшуватися.

Отже, проведений аналіз математичних моделей (4.2)...(4.6) показав, що збільшення діаметра тунелю й значень типу ґрунтових умов призводить до, нелінійного, як правило, збільшення всіх внутрішніх зусиль у його оправі в той час, як зниження рівня підземних вод - тільки згинальних внутрішніх зусиль, тобто екстремальних згинальних моментів і поперечних сил.

Наведені математичні моделі (4.2)...(4.6) зручно використовувати не тільки для оцінки впливу того або іншого фактора як окремо, так і у взаємодії один з одним, а також для вирішення оптимізаційних задач, у яких використовуються нехай і стохастичні, але все - ж математично обґрунтовані залежності розглянутих вихідних параметрів від дослідних факторів.

Збільшення рівномірно розподіленого навантаження від розташованого праворуч від майбутньої підземної споруди будинку в чотири рази (від $=25 \frac{\text{кНм}}{\text{м}}$ до $100 \frac{\text{кНм}}{\text{м}}$, дослід №*16) призведе до збільшення внутрішніх зусиль в оправі до 12% при середніх значеннях дослідних факторів.

Запропонована методика дозволяє досить швидко визначати внутрішні зусилля в оправі тунелю без виконання громіздких розрахунків у ґрунтових умовах південного регіону України, а також спрогнозувати можливі наслідки в процесі його прокладки, вирішувати оптимізаційні завдання.

4.2 Природні й додаткові осідання поверхні землі

Реалізація числового експерименту дозволила також за допомогою ПК "PLAXI-8" визначати природні й додаткові осідання характерних точок поверхні землі (рис. 4.2): т. А, розташованої над поздовжньою віссю оправи; т. В, що знаходиться біля ближнього кута будинку на відстані D від поздовжньої осі тунелю й т. С, розташованої біля дальнього кута будинку на відстані D+10 м від тієї ж осі, з урахуванням власної ваги ґрунтів основи, навантаження від будинку й утворення в них підземної виробки. Ці осідання зручно було розділити на природні осідання поверхні землі з урахуванням навантажень від розташованого поруч будинку й власної ваги ґрунтів основи, які можуть бути виражені за допомогою адекватних математичних моделей (4.7)...(4.9), які мають достатню інформаційну корисність, і загальних осідань тих же точок поверхні землі з урахуванням дії крім названих факторів ще й утворенням гірської виробки на деякій віддалі й заглибленні від будинку (рис. 4.2), які зручно представити математичними моделями (4.10)...(4.12).

Математичні моделі, що характеризують природні осідання поверхні землі з урахуванням навантаження від будинку:

$$\hat{Y}(Y_A, X = 0_M) = 31 - 11X_1 - 3X_3 + 3X_1X_2 + 2X_1X_3, \text{ мм, } v = 5,2\%; \quad (4.7)$$

$$\hat{Y}(Y_B, X = D) = 70 + 9X_1 - 8X_2 - 10X_3, \text{ мм, } v = 5,5\%; \quad (4.8)$$

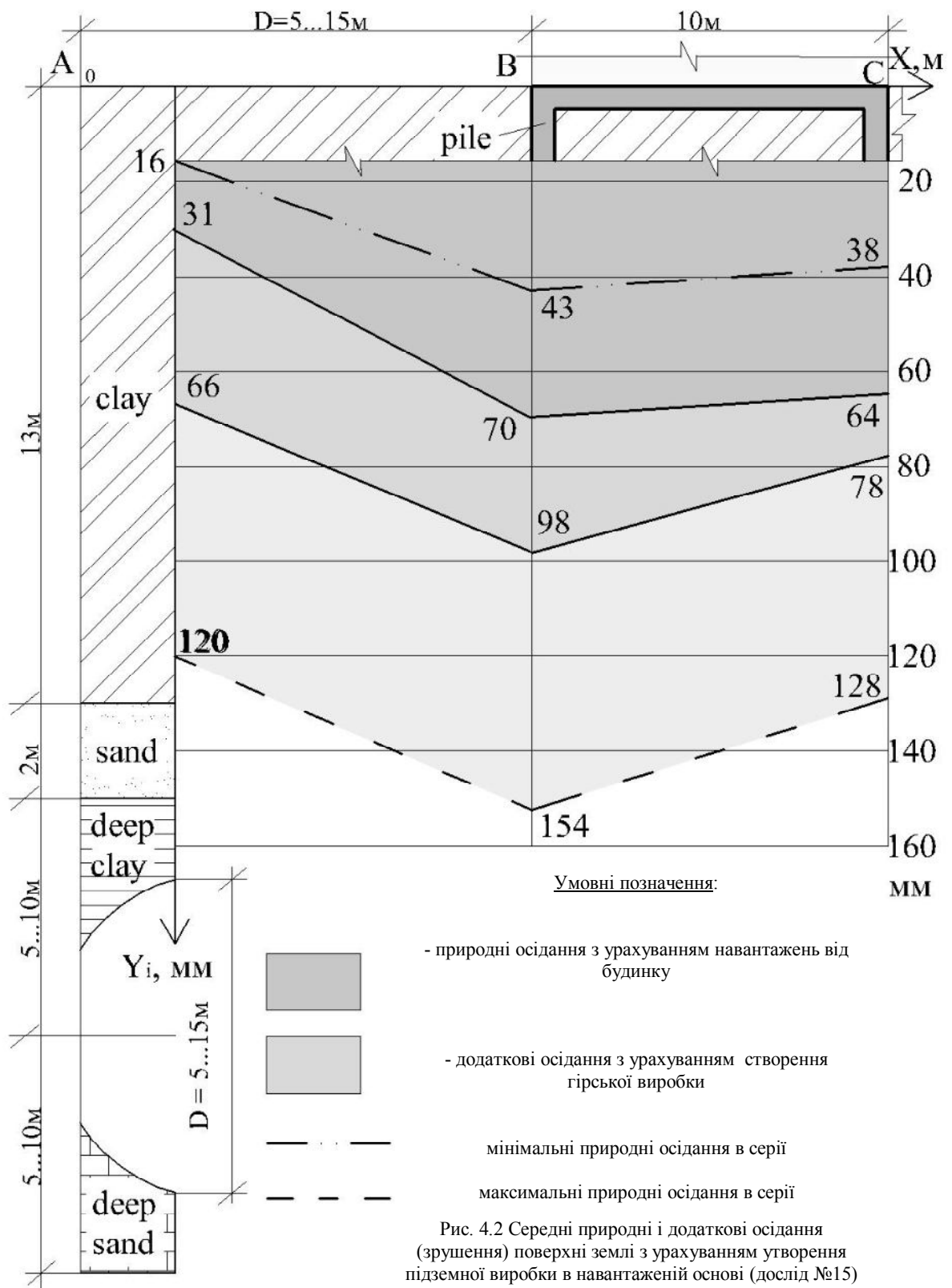
$$\hat{Y}(Y_C, X = D + 10_M) = 64 + 10X_1 - 6X_2 + 10X_3, \text{ мм, } v = 7,5\%. \quad (4.9)$$

Моделі, що описують природні й додаткові осідання поверхні землі з урахуванням завантаження від будинку й утворення підземної виробки в ґрунтах основи:

$$\hat{Y}(\sum Y_A, X = 0_M) = 66 + 26X_1 - 10X_3 + 8X_1^2 + 3X_3^2 + 4X_1X_2 - 3X_1X_3, \text{ мм, } v = 5\%; \quad (4.10)$$

$$\hat{Y}(\sum Y_B, X = D) = 98 + 30X_1 - 7X_2 - 15X_3 - 4X_1X_3, \text{ мм, } v = 5,4\%; \quad (4.11)$$

$$\hat{Y}(\sum Y_C, X = D + 10_M) = 78 + 23X_1 - 5X_2 - 12X_3 + 5X_1^2 - 5X_1X_3, \text{ мм, } v = 5,6\% \quad (4.12)$$



Певний практичний інтерес можуть викликати у фахівців додаткові осідання (зрушення) тих же точок землі, обумовлені тільки утворенням згаданої гірської виробки і їхнє відношення до загальних осідань, які можна також виразити через відповідні математичні моделі (4.13)...(4.15) і (4.16)...(4.18).

Математичні моделі, що характеризують додаткові осідання (зрушення) поверхні землі, обумовлені утворенням гірської виробки в ґрунтах основи:

$$\hat{Y}(\Delta u_A, X = \mathbf{0}_M) = 35 + 37X_1 - 7X_3 + 9X_2^2 - 6X_1X_3, \text{ мм, } v = 5,7\% ; \quad (4.13)$$

$$\hat{Y}(\Delta u_B, X = \mathbf{D}) = 28 + 22X_1 - 5X_3 + 1X_1^2 + 2X_1X_2 - 3X_1X_3, \text{ мм, } v = 6,5; \quad (4.14)$$

$$\hat{Y}(\Delta u_C, X = \mathbf{D} + \mathbf{10}_M) = 13 + 13X_1 + 2X_2 - 2X_3 + 3X_1^2 - 3X_1X_3, \text{ мм, } v = 11,4\%. \quad (4.15)$$

Моделі, що описують відносні додаткові осідання поверхні землі, викликаних утворенням гірської виробки в навантажених ґрунтах основи, до загальних осідань:

$$\hat{Y}(\Delta u_A / \Sigma u_A, X = \mathbf{0}_M) = 0,53 + 0,32X_1 - 0,03X_1^2, v = 5,2\%; \quad (4.16)$$

$$\hat{Y}\left(\frac{\Delta u_B}{\Sigma u_B}, X = \mathbf{D}\right) = 0,29 + 0,14X_1 + 0,02X_2 - 0,01X_3 - 0,03X_1^2 + 0,02X_1X_2, v = 5,2\%; \quad (4.17)$$

$$\hat{Y}(\Delta u_C / \Sigma u_C, X = \mathbf{C}) = 0,17 + 0,11X_1 + 0,03X_2 - 0,01X_1^2, v = 9,9\%. \quad (4.18)$$

Аналіз представлених моделей показує, що природні осідання поверхні землі з урахуванням навантажень від будинку досягають найбільших значень саме в точках В і С (рис. 4.2), однаковою мірою лінійно залежать від дослідних факторів і, у середньому, більш, ніж у два рази перевищують аналогічні осідання в т. А, розташованій на віддалі 5...15м (у середньому 10м), тобто рівній, в середньому, ширині будинку. Так, природні осідання поверхні землі по осі майбутньої виробки (т. А) і під будинком (т. В і т. С) з урахуванням навантаження від нього збільшаться (рис. 4.3) стосовно їхніх середніх значень 31 і 67 мм, відповідно, з погіршенням типу ґрунтових умов з T_{red} від

$$644 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}^4 \text{град}^2}{\text{м}^7 \text{діб}^2} \quad \text{до} \quad 226 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}^4 \text{град}^2}{\text{м}^7 \text{діб}^2} \quad \text{на } 19 \text{ і } 30\%, \text{ підвищенням рівня}$$

підземних вод від 15 до 3м від поверхні землі - на 21%, збільшенням потужності шарів ґрунтів, що втягнуті у зону деформацій, у межах яких передбачається облаштування виробки, - на 28%.

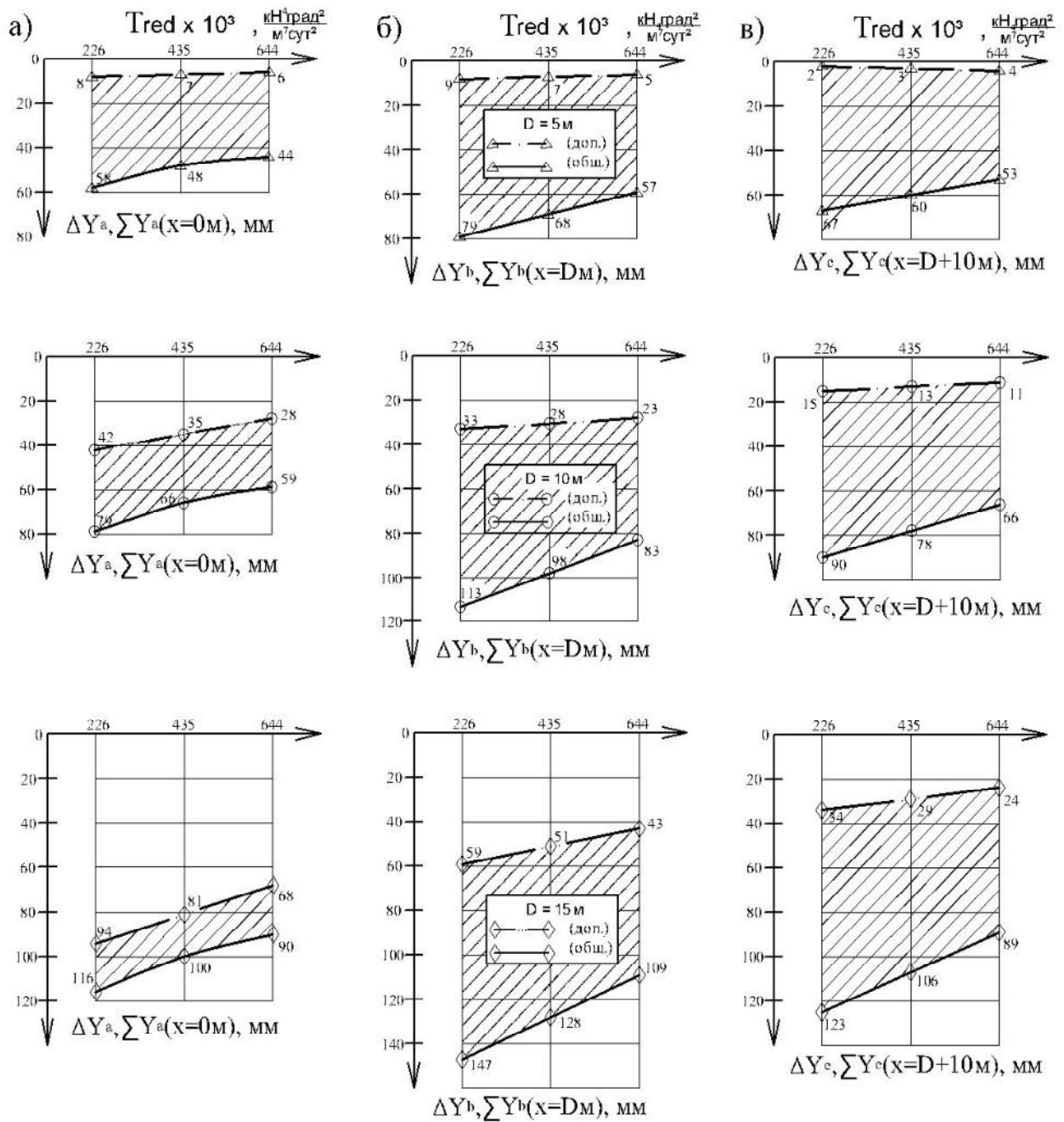


Рис. 4.3 Залежність додаткових і загальних осідань поверхні землі (зрушень) у перетинах над гірською виробкою (а), біля ближнього кута будинку (б), біля дальнього кута будинку (в) від типу ґрунтових умов $Tred$ і номінального діаметру оправи гірської виробки D

Максимальні додаткові осідання (зрушення) поверхні землі (рис. 4.2), обумовлені утворенням гірської виробки в ґрунтах основи, спостерігаються на рівні поздовжньої осі цієї виробки (т. А) і поступово зменшуються по мірі віддалення від неї на відстань D (т. В), у середньому, на 20%, а на відстань D+10м (т.С) - на 63%.

Найбільший вплив на додаткові осідання поверхні землі має діаметр виробки. З його збільшенням від 5 до 15м додаткові осідання т. А збільшуються на 211%, т. В – на 157% , а т. С – на 200% відносно своїх середніх значень 35,28 і 13 мм. Наявність квадратичних ефектів при цьому факторі в математичних моделях (4.12), (4.14) свідчить про те, що при подальшому збільшенні діаметра виробки за зазначеними межами додаткові осідання поверхні землі в розглянутих точках будуть зростати нелінійно.

Наступним по ступені впливу на додаткові осідання поверхні землі є тип ґрунтових умов. З його погіршенням від T_{red} від $644 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}^4 \text{град}^2}{\text{м}^7 \text{діб}^2}$ до

$226 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}^4 \text{град}^2}{\text{м}^7 \text{діб}^2}$ в т. А, В, С вони збільшуються, відповідно, на 40%, 36% і 31%.

Істотно взаємодіють між собою обидва зазначених фактори. Так, при одночасному збільшенні діаметру виробки й погіршенні типу ґрунтових умов додаткові осідання поверхні землі збільшуються до 20%.

Загальні осідання поверхні землі, що складаються із природних осідань з урахуванням навантаження від будинку й додаткових осідань, обумовлених облаштуванням виробки, зростають відносно своїх середніх значень 66 мм (т. А), 98 мм (т. В) і 78 мм (т. С): зі збільшенням діаметру виробки від 5 до 15м, відповідно, на 79%, 61% і 59%; погіршенням типу ґрунтових умов від T_{red} від $T_{red} = 644 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}^4 \text{град}^2}{\text{м}^7 \text{діб}^2}$ до $226 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}^4 \text{град}^2}{\text{м}^7 \text{діб}^2}$ - на 30%, 31% і 32%; зниженням рівня підземних вод від $T_{op,3}=3\text{м}$ до $T_{op,1}=15\text{м}$ у т. В і С, відповідно, на 14% і 13%; одночасним збільшенням діаметру виробки й погіршенням типу ґрунтових умов.

Позитивний знак при квадратичному ефекті X_1 , показує, що при подальшому збільшенні діаметра за межами варіювання загальні осідання нелінійно будуть зростати.

Збільшення рівномірно розподіленого навантаження від розташованого праворуч від майбутньої виробки будинку в чотири рази (від $W=25\text{кН/м/м}$ до 100кН/м/м) призведе до збільшення природних осідань поверхні землі в т. А, В и С відповідно, до 137 мм, 423 мм і 234 мм, тобто в 4,4; 6,0 і 3,7 разів при "нульових" (середніх) значеннях дослідних факторів.

Наведені математичні моделі (4.7)...(4.15) зручно використовувати не тільки для оцінки впливу того або іншого фактора як зокрема, так і у взаємодії один з одним на осідання поверхні землі, а також для вирішення оптимізаційних задач, у яких використовуються нехай і стохастичні, але все ж таки математично обґрунтовані залежності розглянутих вихідних параметрів від дослідних факторів.

Збільшення рівномірно розподіленого навантаження від розташованого праворуч від майбутньої виробки будинку в чотири рази (від $W=25\text{кН}\cdot\text{м/м}$ до $W=100\text{кН}\cdot\text{м/м}$, дослід №16) призведе до збільшення сумарних осідань поверхні землі, обумовлених будівництвом тунелю, - в 4...6 разів, що може спровокувати пошкодження самого будинку, дорожнього полотна й рейкових шляхів, що прилягають до нього.

Запропонована методика дозволяє досить швидко визначати також і осідання поверхні землі без виконання громіздких розрахунків у ґрунтових умовах південного регіону України, а також спрогнозувати можливі наслідки в процесі його прокладки, вирішувати оптимізаційні завдання.

4.3 Розрахунок небезпечних перерізів монолітної залізобетонної оправи тунелю

Вихідні дані для цього розрахунку взяті з дослідів №14 (табл. 4.2).

Для оправи з номінальним діаметром 10 м, 2-им типом рівня ґрунтових вод (9 м, рис. 3.1 від поверхні ґрунту), 1-им типом ґрунтових умов за допомогою програмного комплексу PLAXIS знайдені наступні значення екстремальних внутрішніх зусиль (як правило, у вертикальних лоткових, замкових і горизонтальних меридіальних перетинах або близьких до них за розташуванням):

$$N_{min} = -1819,33 \text{ кН/м} \rightarrow (x=4,93\text{м}; y= -14,28\text{м});$$

$$Q_{min} = -235,22 \text{ кН/м} \rightarrow (x=3,54\text{м}; y= -17,04\text{м});$$

$$Q_{max} = +170,88 \text{ кН/м} \rightarrow (x=3,67\text{м}; y= -10,11\text{м});$$

$$M_{min} = -541,47 \text{ кНм/м} \rightarrow (x=4,97\text{м}; y= -14,09\text{м});$$

$$M_{max} = -542,38 \text{ кНм/м} \rightarrow (x=0\text{м}; y= -18,5\text{м}).$$

Для прийнятого класу бетону C25/30: $f_{ctd} = R_{bt} = 1,8 \text{ МПа}$;

$f_{cd} = R_b = 17,0 \text{ МПа}$; $E_{cd} = 25 \text{ ГПа}$; коеф. Пуассона $\nu_c = \mu_B = 0,15$.

Для арматур класів А240С (АІ), що використовується для поперечного армування, $f_{yd} = R_s = 225 \text{ МПа}$;

А400С (АІІ), що використовується у якості робочої арматури,

$f_{yd} = R_s = 365 \text{ МПа}$;

А500С, що також використовується у якості робочої арматури,

$f_{yd} = R_s = 450 \text{ МПа}$ при діаметрі арматури 8...22 мм і $f_{yd} = R_s = 435 \text{ МПа}$ при діаметрі арматури 25...32 мм.

Модулі пружності арматурної сталі:

для А240С $E_s = 210000 \text{ МПа}$;

А400С $E_s = 200000 \text{ МПа}$;

А500С $E_s = 190000 \text{ МПа}$.

4.3.1 Визначення товщини оправи та її армування з умови міцності нормальних перетинів

Найбільше за абсолютною величиною значення згинального моменту:

$$|M_{max}| = 542,38 \text{ кН}\cdot\text{м/м.}$$

Початкова товщина оправи була прийнята величиною 55 см для тунелю з його номінальним діаметром 10 м. При необхідній товщині захисного шару бетону 50 мм і орієнтовному діаметрі робочої арматури 22 мм робоча висота перетину:

$$h_0 = 550 - (50 + 22/2) = 489 \text{ мм.}$$

У припущенні одиночного армування коефіцієнт

$$A_0 = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{542,38 \cdot 10^4}{170 \cdot 100 \cdot 48,9^2} = 0,133$$

Звідки $\xi = 0,14$ і необхідна площа робочих арматур на 1 м.п. оправи

$$A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0,14 \cdot 100 \cdot 48,9 \cdot 170 / 3650 = 31,88 \text{ см}^2, \text{ що відповідає } 9\phi 22$$

A400С, з $A_s = 34,21 \text{ см}^2$ з кроком $1000/8 = 125 \text{ мм}$

або $A_s = 0,14 \cdot 100 \cdot 48,9 \cdot 170 / 4350 = 25,42 \text{ см}^2$, що відповідає $7\phi 22$ A500С з

$$A_s = 26,61 \text{ см}^2$$

За рекомендаціями проф. Лопатто А.Е.

$$h_0 \geq \sqrt{\frac{M}{A_0 \cdot f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{542,38 \cdot 10^4}{0,133 \cdot 170 \cdot 100}} = 48,94 \text{ см}$$

При подвійному армуванні оправи висота стислої зони бетону

$$X = \frac{f_{yd} \cdot A_s - f_{yd} \cdot A'_s}{f_{cd} \cdot b} = \frac{365,0 \cdot (34,21 - 26,61)}{170 \cdot 100} = 1,63 \text{ см}$$

Несуча здатність вертикального лоткового перетину:

$$f_{cd} \cdot b \cdot X \cdot (h_0 - 0,5X) + f_{yd} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) =$$

$$170 \cdot 100 \cdot 1,63 \cdot (48,9 - 0,5 \cdot 1,63) + 3650 \cdot 26,61 \cdot (48,9 - 6,1) =$$

$$= 5489449,6 \frac{\text{кгс}\cdot\text{см}}{\text{м}} = 548,94 \frac{\text{кгс}\cdot\text{см}}{\text{м}}, \text{ що більше, ніж } |M_{max}| = 542,38 \text{ кН}\cdot\text{м/м.}$$

При $A_s = A'_s$ одержимо $X = 0$. Тоді несуча здатність перетину

$$f_{yd} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) = 3650 \cdot 34,21(48,9-6,1) = 5444286,2 \frac{\text{кгс} \cdot \text{см}}{\text{м}} = 544,43 \frac{\text{кНм}}{\text{м}} .$$

У припущенні одиночного армування розтягнутої зони горизонтального (меридіального) перетину

$$A_0 = \frac{541,47 \cdot 10^4}{170 \cdot 100 \cdot 48,9^2} = 0,133, \rightarrow \xi = 0,14$$

$$A_s = 0,14 \cdot 100 \cdot 48,94 \cdot 170 / 3650 = 31,91 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $9\phi 22$ А400С з кроком 125 мм $A_s = 34,2 \text{ см}^2$.

Таким чином, для сприйняття розрахункових моментів робоча арматура у вигляді кільця верхньої (зовнішньої) сітки оправи повинна складатися з $9 \phi 22$ А400С з кроком 125 мм, ($7\phi 22$ А500С також можна прийняти, проте не виключені помилки, пов'язані з маркуванням або відсутністю такого зазначеного класу арматури, а також зниженням її міцності при зварюванні, оскільки розподільна (уздовж тунелю) арматура має діаметр, не менший від 16 мм класу А240С.

Робоча арматура нижньої внутрішньої сітки оправи повинна складатися з $9 \phi 22$ А400С з кроком 125 м (по кільцю), а розподільна (уздовж тунелю) - $\phi 16$ А240С.

4.3.2 Перевірка умови міцності похилих перетинів оправи тунелю

Цю перевірку виконаємо двома методами.

Метод СНиП 2.03.01-84 і проф. Лопатто А.Е.*

Максимальна величина поперечної сили за абсолютною величиною (модулем):

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,08(1 - 0,01 \cdot 17) \cdot 17 \cdot 100(\text{см}) \cdot 48,94 =$$

$$= 22373,6 \text{ кН} \gg |-235,22| \text{ кН},$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5E_s/E_c \cdot A_{sw}/(b \cdot s) = 1 + 5 \cdot \frac{210000}{25000} \cdot \frac{6,03}{100 \cdot 30} = 1,08.$$

Міцність за похилою смугою між похилими тріщинами забезпечена, а розміри прийнятого перетину оправи достатні для сприйняття розрахункової поперечної сили.

Перевірка умови:

$$Q = 235,2 \text{ кН} < \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \cdot k_3 = \\ = 0,6 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 1,8 \cdot 100 \cdot 48,94 \cdot 1,2 = 6342,6 \text{ кН}$$

показала, що поперечна арматура в оправі не потрібна з розрахунку. Вона встановлюється з конструктивних міркувань: $\phi 16$ А240С, ($A_{sw} = 6,03 \text{ см}$) з кроком $3 \cdot 125 = 375$ мм – вдовж тунелю і $h_0/2 \cong 250$ мм – по кільцю, що не перевищує 400 мм із міркувань сприйняття усадочних деформацій.

Метод ДБН В.2.6.-98:2009 (Eurocode 2)

Мінімальна величина коефіцієнта поперечного армування

$$\rho_{wmin} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{22}}{400} = 0,00094; \\ \rho_{w,прин} = \frac{\Sigma A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{3 \cdot 2,01}{100 \cdot 37,5} = 0,0016 > \rho_{wmin};$$

Несуча здатність оправи без урахування роботи поперечної арматури забезпечена:

$$V_{ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot V \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 100 \cdot 48,94 \cdot 0,547 \cdot 170 = 227546,5 \text{ кгс}$$

$$V = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{22}{250} \right) = 0,547$$

$$V_{ed} = 2275,5 \text{ кН} \gg Q = 170,88 \text{ кН}$$

4.3.3 Розрахунок оправи тунелю на сприйняття поздовжньої сили

Розрахунок у ПК PLAXIS показав, що в тунелях глибокого закладення поздовжня сила є стискаючою й максимальне її значення виникає в близькому до горизонтального (меридіальному) перетині.

$$\text{Ексцентриситет сили } e_o^p = \frac{|M_{max}|}{|N_{min}|} = \frac{542,38}{1819,33} = 0,3 \text{ м};$$

Повний ексцентриситет

$$e_o = e_o^p + e_o^{cl} = 0,3 + \frac{0,489}{30} = 0,32\text{м} = 32 \text{ см};$$

$$X = \frac{N - f_{yd} \cdot A_s - f_{yd} \cdot A'_s}{f_{cd} \cdot b} = \frac{1819,33 \cdot 10^2 - 3650 \cdot (34,21 - 34,21)}{170 \cdot 100} = 10,7 \text{ см};$$

Має місце I випадок великих ексцентриситетів.

$$N \cdot e = 181933 \cdot 32 = 5821856 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 582,2 \text{ кНм}$$

$$\begin{aligned} &\leq f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + f_{yd} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) = \\ &= 170 \cdot 100 \cdot 10,7 \cdot (48,94 - 0,5 \cdot 10,7) + 3650 \cdot 34,21 \cdot (48,94 - 6,1) = \\ &= 13278125,3 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 1327,8 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Висновок: розміри й армування оправи достатні для сприйняття розрахункової максимальної стискаючої поздовжньої сили.

4.3.4 Конструювання армування оправи

Відповідно до рекомендацій ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування», п. 72.3 базова довжина анкерів окремих стрижнів.

$$l_{b,rgb} = \left(\frac{\emptyset}{4}\right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) = \left(\frac{22}{4}\right) \left(\frac{3650}{40,5}\right) = 496 \text{ мм}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 = 4,05 \text{ МПа}$$

Для зварних сіток базова довжина анкерів складає:

$$l_{b,rgb}^{зovн.сiт.} = 496 \cdot \sqrt{2} = 701 \text{ мм}$$

Розрахункова довжина анкерів зовнішніх сіток

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rgb} = 1 \cdot 0,81 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 701 = 357,7 > 220 = l_{b,min}^{позт.}$$

Приймаємо $l_{bd} = 400 \text{ мм}$;

$\alpha_1 = 1$, як для прямих стержнів;

$$\alpha_2 = 1 - \frac{0,15(50 - \emptyset)}{\emptyset} = 1 - \frac{0,15(50 - 22)}{22} = 0,81;$$

$$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda = 1 - 0,05 \cdot 1 = 0,9,$$

де $K = 0,05$ як для плит з розподіленою арматурою (в іншому напрямку), розташованою зсередини тіла оправи;

$$\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st \min}}{A_s} = \frac{8,04 - 0}{3,8} = 2,1$$

де $\sum A_{st}$ - площа поперечної арматури уздовж розрахункової довжини анкерівки: $4\phi 16 = 4 \cdot 2,01 = 8,04 \text{ см}^2$;

$\sum A_{st, \min} = 0,25 A_s$ для балок и 0 для плит;

A_s - площа одного стержня, що анкериться $A_s = 3,8 \text{ см}^2$;

$\alpha_4 = 0,7$ для всіх типів стержнів;

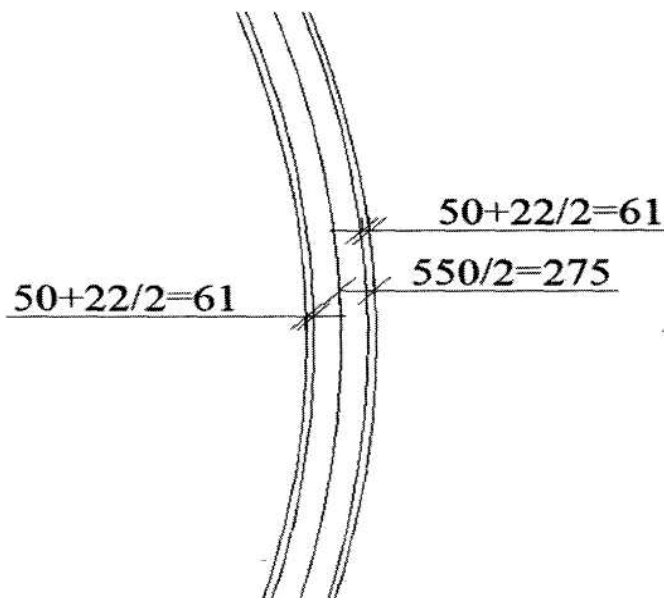
$\alpha_5 = 1,0 - 0,04 \cdot P \cong 1,0$,

де, P – поперечний тиск у граничному стані уздовж l_{bd} :

$$(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5) = 0,81 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 0,73 > 0,7$$

$$l_{b, \min}^{\text{розт.}} = \max(0,3 l_{b, rga}; 10\phi; 100) = \max 220 \text{ мм}$$

Захисні шари бетону для зовнішньої та внутрішньої сіток приймаються згідно з рис:



Діаметр оправи на рівні центра ваги зовнішньої розтягнутої арматури:

$$D_{\text{зовн.розт.арм.}} = 10000 + 2 \cdot 275 - 2 \cdot 61 = 10428 \text{ мм};$$

Довжина дуги кільця зовнішньої розтягнутої арматури:

$$l_{\text{зовн.розт.арм.}} = \pi D_{\text{зовн.розт.арм.}} = 3,1416 \cdot 10428 = 32760 \text{ мм};$$

Довжина однієї сітки С-1 дорівнює 6000 мм.

По довжині кільця зовнішньої розтягнутої арматури укладеться 5 сіток С-1 і додаткова сітка С-3, довжиною

$$l_{\text{с-3}} = 32760 - 30000 + 400(5+2) = 5560 \text{ приймаємо } 5600 \text{ мм.}$$

Внутрішня сітка Ø22

$$l_{b,rgb} = \left(\frac{\emptyset}{4}\right) \left(\frac{\sigma}{f_{bd}}\right) = \left(\frac{22}{4}\right) \left(\frac{3650}{40,5}\right) = 496 \text{ мм}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 = 4,05 \text{ МПа}$$

Для зварних сіток базова довжина анкеровки складає $l_{b,rgb} \sqrt{2}$. Звідси для внутрішньої сітки Ø22:

$$l_{b,rgb}^{\text{вн.сіт.}} = 496 \cdot \sqrt{2} = 701 \text{ мм}$$

Розрахункова довжина анкеровки внутрішніх сіток

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rgb} =$$

$$= 1 \cdot 0,81 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 701 = 357,7 \text{ мм} > 220 \text{ мм}$$

Приймаємо $l_{bd} = 400 \text{ мм}$

$$D_{\text{вн.розт.арм.}} = 10000 - 2 \cdot 275 + 2 \cdot 61 = 9572 \text{ мм};$$

Довжина дуги кільця внутрішньої розтягнутої арматури:

$$l_{\text{вн.розт.арм.}} = \pi D_{\text{внутр.розт.арм.}} = 9572 \cdot 3,1416 = 30071,4 \text{ мм};$$

Довжина однієї сітки С-2 дорівнює 6000 мм;

По довжині кільця внутрішньої розтягнутої арматури укладеться 5 сіток С-2 і додаткова сітка С-4 довжиною:

$$l_{\text{с-4}} = 30071,4 - 30000 + 400(5 + 2) = 2871,4 \rightarrow \text{приймаємо } l_{\text{с-4}} = 2900 \text{ мм.}$$

Контрольні запитання

1. Які негативні наслідки і ушкодження існуючих будинків на поверхні землі і їх фундаментів можуть виникати в ході будівництва тунелю внаслідок нерівномірних осідань поверхні землі?
2. Чи існують в даний час точні аналітичні методи розрахунку впливів будівництва тунелю на напружено-деформований стан ґрунтів?
3. Які переваги дає використання математичної теорії планування експерименту при використанні числових експериментів для отримання повної інформації про якісний і кількісний вплив дослідних факторів?
4. Яким є характерний для південного регіону України розріз ґрунтового масиву?
5. Чи є позитивним наявність шару вапняка-черепашника при будівництві тунелю?
6. Наведіть приклад вигляду математичної моделі, отриманої на основі теорії планування експерименту.
7. Як впливає діаметр тунелю на величину експериментальних внутрішніх зусиль в оправі?
8. На які внутрішні зусилля розраховують небезпечні перерізи монолітної залізобетонної оправы тунелю?
9. Які класи бетону рекомендуються нормами для виготовлення оправы тунелю?
10. Який захисний шар бетону є оптимальним для робочої арматури оправы тунелю?
11. В чому полягає особливість армування оправы тунелю сітками?
12. Із якої умови, як правило, визначають товщину залізобетонної оправы тунелю?
13. В чому полягає особливість розрахунку міцності залізобетонної оправы тунелю?

ДОДАТОК А

Співвідношення між деякими одиницями механічних величин і одиницями СІ

Найменування величин	Одиниця			Співвідношення одиниць	
	механічних величин	СІ			
	позначення	наймену- вання	позна- чення		
	кгс	Ньютон,	Н,	1 кгс	10 Н
Навантаження	тс	кіло-	кН	1тс	10 кН
Вага	тс	Ньютон		1 тс	1Г ² Н або 10 мН
Лінійне навантаження	кгс/м	Ньютон на метр	Н/м	1 кгс/м	10 Н/м
				1 тс/м	10 кН/м
Поверхнєве навантаження	кгс/м ²	Ньютон на квадр. метр	Н/м ²	1 кгс/м ²	10 Н/м ²
				1 тс/м ²	10 кН/м ²
Механічне напруження	кгс/см ²	Паскаль	Па	1кгс/см ²	0,1 МПа
Модуль пружності	кгс/мм ²	Паскаль	Па	1кгс/мм ²	10 МПа
Момент сили	кгс-м	Ньютон- метр	Нм	1 кгсм	10 Нм
Момент пари сил				1 тс-м	10 кН-м

Основні буквені позначення та індекси

Зусилля від зовнішніх навантажень і впливів у поперечному перерізі елемента:

M - згинальний момент; N - поздовжня сила; V або Q - поперечна сила.

Характеристики матеріалів

$f_{cd} (R_b, R_{b,ser})$ - розрахунковий опір бетону осьовому стиску, відповідно, для граничних станів першої і другої груп;

$f_{ctd} (R_{ct}, R_{ct,ser})$ - розрахунковий опір бетону осьовому розтягу, відповідно, для граничних станів першої і другої груп;

$f_{yd} (R_s, R_{s,ser})$ - розрахунковий опір арматури осьовому розтягу, відповідно, для граничних станів першої і другої груп;

$f_{ywd} (R_{sw})$ - розрахунковий опір поперечної арматури розтягу;

$f_{yc} (R_{sc})$ - розрахунковий опір арматури стиску для граничних станів першої групи;

$E_c (E_c)$ - початковий модуль пружності бетону при стиску і розтязі;

E_s - модуль пружності арматури;

a_s - відношення відповідних модулів пружності арматури і бетону

$(a_s = E_s / E_c)$.

Геометричні характеристики

b - ширина прямокутного перерізу, або ширина ребра таврового і двотаврового перерізів;

b_f, b'_f - ширина полицки таврового і двотаврового перерізів, відповідно, у розтягнутій та стиснутій зонах;

h - висота прямокутного, таврового і двотаврового перерізів;

h_f, h'_f - висота полиці таврового і двотаврового перерізів, відповідно, в розтягнутій і стиснутій зонах;

c, c' - відстань від рівнодіючої зусиль, відповідно, в арматурі s і s' до найближчої грані перерізу;

$d(h_0, h'_0)$ - робоча висота перерізу, що дорівнює, відповідно, $h-c$ і $h-c'$;

x - висота стиснутої зони бетону;

ξ - відносна висота стиснутої зони бетону, що дорівнює x/h_0 ;

S - відстань між хомутами по довжині елемента;

A_s - площа перерізу арматури;

A_{sw} - площа перерізу хомутів, розташованих в одній нормальній до поздовжньої осі елемента площині, яка перетинає похилий переріз;

a_s - площа перерізу одного стержня арматури;

a_{sw} - площа перерізу одного хомута (поперечного стержня);

A_c - площа перерізу стиснутої зони бетону;

A_{ct} - площа перерізу розтягнутої зони бетону;

A_{red} - площа приведенного перерізу елемента;

I_{red} - момент інерції приведенного перерізу елемента, відносно його центру ваги;

W_{red} - момент опору приведенного перерізу елемента для крайнього розтягнутого волокна, який визначається як для пружного матеріалу.

ЛІТЕРАТУРА

1. PLAXIS - інструмент інженера-геотехніка. Приклади розрахунків // *CADmaster*. - 2002. - № 3. - С. 62-65.
2. Щекудов Е.В. Реалізація сучасних розрахункових методів при удосконаленні конструктивно-технологічних рішень підземних споруд транспортної призначення / Е.В. Щекудов // *Технології світу* / - 2011. – 10 с.
3. Голубев А.И. Программний комплекс PLAXIS – ефективний інструмент для геотехнічних розрахунків транспортних споруд / А.И. Голубев, А.В. Селецький // *Дороги. Інновації в будівництві*. - 2011. - № 9, - С. 58-60.
4. Вознесенський В.А. Статистичні методи планування експерименту в техніко-економічних дослідженнях / В. А. Вознесенський [2-е вид. випр. і доп.]. – М.:Фінанси і статистика, 1981. – 215 с.
5. СНиП 11-44-78 Норми проектування. Тунелі залізничні та автомобільні. М.:Стройиздат, 1978. – 21 с.
6. Клейн Г.К., Черкасов Фундаменти транспортних споруд. - М.: Транспорт, 1985.-223 с
7. ДБН В.2.3.14-2006. Мости та труби. Правила проектування. - К.: Мінбуд, 2006.-217 с.
8. ДБН В.2.6 - 98: 2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ, 2011. - 71 с.
9. Маковський Л.В. Міські підземні транспортні споруди. - М.: Будвидав, 1985.-439 с.
10. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. - 127 с.
11. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ.: Мінрегіонбуд України, 2009.- 104 с.
12. ДБН В.2.3-7-2010. Споруди транспорту. Метрополітени. К.: Мінрегіонбуд України, 2011.- 195 с.

13. Сімвуді Н.А. Розрахунок інженерних конструкцій на пружній основі. М.: ВШ, 1978.-880с.
14. Міхельсон І.І. Цільносекційні оправи тунелів метрополітенів: Навчальний посібник. -М.: ВЗІТ, 1985. - 73с.
15. Айвазов Ю.М. Розрахунок тунельних оправ, обтиснутих в породу. - Київ: КАДІ, 1978.-107 с.
16. Файн Я.С., Дмитрієв О.Д. Прикладні проектування автодорожніх тунелів. М.: Автотрансвидав, 1957. - 188 с.
17. Кондюрін Ю.М. Розрахунок головної балки прогінної будови мосту. Методичні вказівки. Частина 2, -С: СІПІ, 1992.-22 с.
18. Дубровін Є.М. та ін.. Міські вулиці і дороги. М.: ВШ, 1981, - 408 с.
19. Філіпов В.В. Тунелі, які споруджуються щитовим і спеціальним способом. РГОТУПС. М.: 2004, - 235с.
20. Сперанський І.М. та ін. Приклади розрахунку залізобетонних конструкцій. - М.: ВШ, 1989. - 176 с.
21. Мондіков А.П. Приклади розрахунку залізобетонних конструкцій.- М.: ПБВ, 1989.-505 с.
22. Залізобетонні конструкції. Курсове і дипломне проектування. Під редакцією Барашикова А.Я., Київ, ВШ, 1987. - 416 с.
23. Клейн Г.К., Черкасов Т.І. Фундаменти міських транспортних споруд. - М.: Транспорт, 1985.- 223 с.
24. Методичні вказівки по проектуванню основ, фундаментів і конструкцій будинків і споруд для студентів спеціальності 1209 - водопостачання і каналізація. ОДАБА. Одеса, 1987.
25. Фомічов В.І. Вентиляція тунелів і підземних споруд - Л. Будвидав, 1985. -40 с.
26. Яременко О.Ф., Кваша В.Г., Яременко Н.О., Твардовський І.О., Яременко О.О., Чучмай О.М. Приклади розрахунку та проектування балкових прогонових будов залізничних мостів. Одеса. Астропрінт, 2011. - 312с.

ЗАВДАННЯ НА ПРОЕКТУВАННЯ ТРАНСПОРТНОГО ТУНЕЛЮ ГЛИБОКОГО РОЗТАШУВАННЯ

Студент _____ Група _____

1) Для характерного для південного регіону України нашарувань ґрунтів (рис. 3.1) з – приведеним типом (1, 2, 3) ґрунтових умов властивості ґрунтів (табл. 3.1) наступні:

Параметр	Позначення	Лесовий суглинок	Дрібнозерн. пісок	Червоно-бурий суглинок	Вапняк-черепашник	Одиниці виміру
Модель матеріалу	<i>Model</i>	Мора-Кулона	Мора-Кулона	Мора-Кулона	Мора-Кулона	-
Тип поведінки	<i>Type</i>	Дренований	Дренований	Дренований	Дренований	-
Питома вага ґрунту	γ_{unsat}					кН/м ³
Питома вага насиченого водою ґрунту	γ_{sat}					кН/м ³
Горизонтальна проникливість ґрунту	k_x					М/добу
Вертикальна проникливість ґрунту	k_y					М/добу
Модуль Юнга	E_{ref}					кН/м ²
Приріст модуля E	E_{incr}					кН/м ²
Контрольний рівень РВГ	Y_{ref}					м
Коефіцієнт Пуассона	ν					-
Зчеплення	C_{ref}					кН/м ²
K_{UT} внутрішнього тертя	φ					°
K_{UT} дилатансії	ψ					°
Міцність інтерфейсу	R_{inter}					-
Коефіцієнт пружного відпору	K					кН/м ²

2) Властивості матеріалів плит (табл. 3.2):

- оправи тунелю діаметром м (від 5 до 15 м);
- пальової п'яти (дерев'яної або залізобетонної);
- будівлі – жорсткої плити.

Параметр	Позначення	Оправа	Пальова п'ята	Будівля-жорстка плита	Одиниця виміру
Тип поведінки	Material type	Пружний	Пружний	Пружний	-
Нормальна жорсткість	EA			$1 \cdot 10^{10}$	кН/м
Згинальна жорсткість	EI			$1 \cdot 10^{10}$	$\frac{\text{кН} \cdot \text{м}^2}{\text{м}}$
Еквівалентна товщина	d			3,464	м
Вага	W			25	$\frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}}$
Коефіцієнт Пуассона	ν	0,15		0,0	-

3) Властивості матеріалів анкерів у вигляді _____ палів (дерев'яних або залізобетонних)

Параметр	Позначення	Паля	Одиниці виміру
Тип матеріалу	Material type	Пружний	-
Нормальна жорсткість	EA		кН
Крок анкерів	$L_{spacing}$	1	м

4) Рекомендовані матеріали:

- важкий бетон класу C25/30 (B30): $f_{cd} = R_b = 17,0$ МПа;

$$f_{ctk} = R_{bt} = 1,8 \text{ МПа}; \quad E_{cd} = E_b = 25 \text{ ГПа};$$

- арматура: - А 240С (AI): $f_{yd} = R_s = 225$ МПа, $E_s = 210000$ МПа;
- А 400С (AIII): $f_{yd} = R_s = 365$ МПа, $E_s = 200000$ МПа;
- А 500С (AIV): $f_{yd} = R_s = \begin{cases} 450 \text{ МПа при } \varnothing 8 \dots 22 \text{ мм} \\ 435 \text{ МПа при } \varnothing 25 \dots 32 \text{ мм} \end{cases}$,

$$E_s = 190000 \text{ МПа.}$$