

Дослідження активізації деформацій основи на зсувонебезпечних схилах при техногенній дії

Едуард Петренко¹

¹ Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
¹ ep2952@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-9792-4757

DOI: 10.32347/0475-1132.39.2019.41-55

Анотація. На прикладі забудови схилу розглянуто вплив техногенних факторів на формування зсувних деформацій. Показана роль техногенних факторів в активізації зсувних процесів. На основі методу скінченних елементів (МСЕ) зроблено аналіз напружено-деформованого стану (НДС) схилу та проведена прогнозна оцінка стійкості зсувонебезпечної території при влаштуванні споруд інженерного захисту. Проектування і будівництво на зсувонебезпечних територіях пов'язано як із забезпеченням стійкості ґрунтового масиву так і оцінкою можливого прояву та активізації природних і техногенних факторів. Найбільш раціональним для вирішення даного класу задач є метод скінченних елементів. Подальший розвиток розрахункових методів пов'язаний з розширенням використання математичних аналогів ґрунтових моделей на основі чисельних методів розрахунку. Для таких завдань і пропонується модель, що дозволяє врахувати як природні умови, так і змінні техногенні фактори на зсувонебезпечних територіях з урахуванням пластичного деформування ґрунтів в рамках системи «схил-підпірна споруда-будівля». В роботі розглядається напружено-деформований стан зсувонебезпечного схилу і вплив на цей процес техногенних факторів. Моделювання проводилося з використанням програмного комплексу SATER.SOIL.

Результати дали можливість визначити зони пластичного деформування ґрунту, що дозволило оцінити по схилу на всіх етапах навантаження з урахуванням природних і комплексу техногенних факторів ступінь наближення напруженого стану до граничного. Розглянуто зміну напружено-деформованого стану ґрунтового масиву при використанні різних конструк-



Едуард Петренко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.

цій інженерного захисту та їх ефективності в рамках системи «схил-підпірна споруда-будівля».

Ключові слова. Схил, зсувонебезпечна територія, метод скінченних елементів, чисельне моделювання, підпірна стінка, основа, напружено-деформований стан, техногенні фактори.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Будівельна галузь постійно потребує залучення все більшої кількості потенційних майданчиків для проектування та зведення споруд різного призначення. Така нагальна потреба вимагає використання територій, що в недалекому минулому або не розглядалися взагалі як майданчики будівництва, або розглядалися частково. До таких сильно еродованих територій відносяться і зсувонебезпечні ділянки. Раціональне і безпечне використання територій в межах впливу споруд на схилах потребує визначення їх напружено-деформованого стану (НДС) як від дії особистої ваги ґрунту, так і при додатковому статичному навантаженні (наприклад вплив нового будівництва або надбудова існуючого будинку). Нормативні документи вимагають поряд із розглядом НДС схилу визначити і його коефіцієнт

стійкості K_{st} , значення якого залежить від багатьох природних та техногенних факторів. Граничні значення K_{st} для основних сполучень навантажень впливають на вибір протизсувних захисних споруд та їх розташування в плані [1]. Дійсне значення K_{st} можна отримати лише визначивши розташування потенційної поверхні сковзання (ППС), що в більшості випадків має складну конфігурацію [2]. На практиці найбільш достовірну геометричну форму ППС можна отримати завдяки використанню інструментального обладнання (наприклад, інклінометрів). Але ефективно, раціональне використання такої апаратури можливо лише при зануренні їх у потенційно ослаблені ділянки в межах інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) зсувного або зсувонебезпечного схилу. Тому вирішення такого складного, комплексного питання, як отримання дійсної картини зміни НДС зсувонебезпечного схилу при додатковому статичному навантаженні можливо лише в межах нелінійної механіки ґрунтів із застосуванням чисельних методів розрахунку [2–5].

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Забудова зсувонебезпечних схилів пов'язана не тільки із з'ясуванням стійкості такої території, але і можливістю прояву техногенних факторів. Вони можуть суттєво вплинути на саму можливість забудови та експлуатацію споруд на такій ділянці. Тому необхідно робити прогностичну оцінку стану схилу на всіх етапах як будівництва так і подальшої експлуатації споруд [2, 6].

В роботі розглянута роль цілого ряду техногенних причин, що комплексно спричинили зсувні деформації на схилі. Показано, що прогностична оцінка стану такої території є необхідною умовою її раціонального інженерного захисту.

Використання моделей ґрунтового середовища в межах лінійних рішень механіки ґрунтів не завжди дають адекватну оцінку стану зсувонебезпечних територій [2, 7]. Врахування деформацій тільки пружного характеру і нехтування їх практичною складовою призводять до того, що схили

стійки по лінійним розрахункам є нестійкими в реальних умовах. Використання в проектній практиці і будівництві на зсувонебезпечних територіях інженерних розрахунків досить часто призводить до необґрунтованого спрощення стану ґрунтового середовища. Ґрунт, як відомо, є складним, багатофазним, дисперсним середовищем. Тому зміна пористості ґрунту, залежить не тільки від суми головних напружень, але пов'язана і з розвитком пластичних деформацій зсуву вже на початковій стадії навантаження. А якщо враховувати ще й такі фактори як гідростатична та гідродинамічна сили, одночасну присутність в ґрунтовому середовищі зон пружного і пластичного станів, то стане зрозуміло, що за допомогою лінійних розрахунків неможливо адекватно оцінити взаємодію цих процесів [2, 8, 9]. Крім того, на рівень НДС впливають і техногенні фактори (будівництво різних споруд, підрізка схилів, водонасичення ґрунтів схилу, бараж і т. д.). Важливо, що взаємодія підпірних споруд, будівель на схилі з ґрунтовою основою є нелінійним процесом. В роботах [4, 10, 11] відмічається необхідність використання рішень нелінійної механіки ґрунтів для визначення НДС ґрунтових масивів в межах зсувонебезпечних схилів. Подальший розвиток розрахункових методів буде пов'язаний з розширенням використання математичних аналогів ґрунтових моделей на основі чисельних методів розрахунку. Для таких задач і пропонується методика, що дозволяє врахувати як природні умови, так і змінні техногенні фактори на зсувонебезпечних територіях з врахуванням пластичного деформування ґрунтів в рамках системи «схил-підпірна споруда-будівля» [9, 10].

МЕТА РОБОТИ

Дослідити поведінку зсувонебезпечного схилу при комплексному техногенному навантаженні.

Для досягнення зазначеної мети необхідно вирішити наступні задачі:

- розробити та реалізувати комплексну модель взаємодії системи «схил-підпірна

споруда-будівля» при нелінійній деформації ґрунтів;

- виконати чисельне моделювання поведінки системи «схил-підпірна споруда-будівля» в нелінійній постановці та змінних техногенних факторах;
- розглянути стійкість схилу та його напружено-деформований стан з урахуванням роботи системи «схил-підпірна споруда-будівля». Дати оцінку можливості інженерного захисту такої території;
- з'ясувати особливості роботи системи «схил-підпірна споруда-будівля» при комплексному техногенному навантаженні в умовах нелінійної поведінки ґрунтової основи.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Вплив техногенних факторів на стійкість схилів є одним з основних чинників порушення рівноваги зсувонебезпечної території. Дія такого впливу може бути нетривалою, але наслідки носити незворотній, прогресуючий характер. На прикладі забудови схилу на правому березі р. Дніпро в районі м. Ржищева показані наслідки впливу техногенних факторів.

Ця територія була забудована понад 80 років тому. Раніше на цій ділянці було розташовано до 12 будинків приватного сектору. В 2006 році на цьому місці було зведено 3 індивідуальні будинки.

Житлові будинки зведені за індивідуальними проектами. За своєю конструкцією вони характеризуються:

- будинки № 2 (середній) та № 1 - двоповерхові, монолітні житлові будинки з підвалами. Будинок № 2 на пальових фундаментах $\varnothing 150$ мм і довжиною паль до 5 м, а будинок № 1 влаштований на стрічкових фундаментах неглибокого закладання.
- будинок № 3 – одноповерховий дерев'яний житловий будинок з підвалом та мансардою, зведений на фундаментах неглибокого закладання.

На основі польових робіт і лабораторних досліджень, з врахуванням вишукувань минулих років, на майданчику виділені такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

ІГЕ-1 – рослинний шар – супісок темно-сірий, неоднорідний, від твердого до пластичного стану, підвищеної пористості та стисливості, слабо гумусований (органічної речовини до 1.8...3.8%), на ділянках рекультивациі гумусований, потужністю 0.1...0.3 м;

ІГЕ-2 – еолово-делювіальній супіски лесові, палево-жовті, карбонатні, тверді, просідаючі під дією додаткових навантажень;

ІГЕ-3 – еолово-делювіальні лесові суглинки, палево-жовті, карбонатні, тверді, просідаючі під дією додаткових навантажень;

ІГЕ-4 – водно-льодовикові суглинки, бурувато- та червонувато-жовті, від твердої до текучопластичної та текучої консистенції, з гніздами та прошарками пісків та супісків, гніздами конкрецій карбонатів. Потужність суглинків збільшується вгору по схилу. В нижній частині схилу вони частково перевідкладені делювіальними процесами;

ІГЕ-5 – водно-льодовикові супіски, сірувато-жовтого, жовтувато-сірого та зеленувато-сірого кольору, з прошарками пилуватих пісків, пластичної та текучої консистенції;

ІГЕ-6 - водно-льодовикові суглинки, від бурого до бурувато-жовтого кольору, тугопластичної консистенції, з гніздами та прошарками до 3...5 см дрібного піску, включенням карбонатних стяжок;

ІГЕ-7 – піски сірі, кварцеві, дрібні, середньої щільності, від малого ступеню водонасичення до насичених водою, з гніздами піску середньої крупності та м'якопластичного суглинка;

ІГЕ-8 – наглинок – суглинок зеленувато-сірий та сірий, слюдикий, тугопластичний, на окремих ділянках перевідкладений (перем'ятий);

ІГЕ-9а – київський мергель – глина спондилова, зеленувато-сіра, тугопластична,

сильно тріщинувата, слюдиста, місцями перем'ята;

ПГЕ-9 – київський мергель – глина спондилова, зеленувато-сіра, тверда, щільна, слюдиста;

ПГЕ-10 – пісок бучацького ярусу, кварцевий, зеленуватий, від дрібного до пилуватого, середньої щільності та щільний, насичений водою.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів майданчика наведені в табл. 1.

За час освоєння і будівництва в межах території було допущено цілий ряд помилок, що стали причинами активності зсувних деформацій:

1. Перекриття ґрунтом при плануванні території природних шляхів фільтрації і розвантаження на схилі підземних вод, потік яких в природних умовах формується з боку плато. Це значно збільшило гідродинамічний і гідростатичний тиск підземної води, привело до підвищення рівня підземних вод (до 1.0...1.5 м від поверхні) та пониження міцності ґрунтів в масиві і, як наслідок, зменшило рівновагу загальної системи зсувних і утримуючих сил, що діють на схилі;
2. Нагірна канава виконана без влаштування лотків;
3. Неорганізований полив газонів, влаштування вигрібних ям без відповідних водозахисних заходів;
4. Відсутність облаштування джерел виходу підземної води (каптаж), що розташовані вище будинків по схилу;
5. Повна вирубка дерев (акації та горіху), зняття рослинного шару на території, що оточує будинки;
6. Невірне переміщення ґрунтових мас по схилу та вертикальне планування в межах брівки схилу;
7. Влаштування штучних водоймищ-басейнів, що не мають достатньої гідроізоляції.

При вишукуваннях було з'ясовано, що на території майданчика забудови йдуть активні зсувні процеси, що носять техногенний характер. В несучих конструкціях

будинків з'явилися тріщини, пов'язані з впливом зсувних деформацій. Весь зсувний масив можна охарактеризувати як глибинний зсув фронтального характеру, спричинений техногенними факторами, що підтверджується наявністю декількох рядів майже паралельних тріщин заколів. Таким чином, упорядкування території і введення в експлуатацію будинків, що виконані з відхиленням від нормативних вимог забудови зсувонебезпечного схилу привели до перенасичення вологою ділянки і активізації зсувних деформацій, які зачепили і самі будинки. Для оцінки стану схилу і зведених будинків, були проведені вишукування на майданчику, які розкрили геологічну будову схилу по розрахунковим поперечникам, що проходили через кожен з будинків. Як приклад, в даній статті, розглянемо розрахунковий профіль А-А, що є характерним для всього схилу (рис. 1).

Найбільш поширений і універсальний чисельний метод для розв'язання такого класу задач є метод скінченних елементів (МСЕ) [4,5,12–15]. В рамках МСЕ для розгляду НДС використовується моментна схема методу скінченних елементів (МСМСЕ) [5]. Напружено-деформований стан ґрунтової основи в запропонованому програмному комплексі SATER.SOIL розглядається в термінах фізичних компонент тензорів напружень та деформацій [9, 10]. Це зумовлено необхідністю використання косокутних скінченних елементів (СЕ) для апроксимації складних інженерно-геологічних умов майданчика будівництва. З одного боку, урахування змінності компонент метричного тензору в площині поперечного перерізу елемента дозволяє отримати швидку збіжність результатів, з іншого, застосування елемента з інтегруванням в явному вигляді та осередненням характеристик в його центрі, веде до значного скорочення чисельних розрахунків [5, 6]. На цій базі і використовується скінченний елемент, що поєднує переваги означених вище підходів.

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів
Table 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils

Номер та назва ПГЕ (скорочений опис)	$c_1, \text{кПа}$	$\varphi_1, \text{град}$	$E, \text{МПа}$	$\rho, \text{г/см}^3$	Коеф. Пуассона, ν
ПГЕ-1 - насипний шар	—	—	—	1.50	—
ПГЕ-2 - супісок лесовий	$\frac{22}{16}$	$\frac{22}{19}$	$\frac{22}{7}$	$\frac{1.60}{1.91}$	0.30
ПГЕ-3 -суглинок лесовий	$\frac{18}{11}$	$\frac{19}{17}$	$\frac{14}{7}$	$\frac{1.78}{1.96}$	0.32
ПГЕ-4 - суглинок	$\frac{25}{20}$	$\frac{23}{18}$	$\frac{17}{12}$	$\frac{1.75}{1.98}$	0.35
ПГЕ-5 - супісок	12	24	$\frac{12}{9}$	$\frac{1.85}{1.99}$	0.32
ПГЕ-6 -суглинок	23	21	14	1.87	0.35
ПГЕ-7 - пісок дрібний	1	30	20	$\frac{1.68}{1.98}$	0.30
ПГЕ-8 - наглинок (суглинок)	24	20	15	1.91	0.35
ПГЕ-9 - глина спондилова, тугопластична	40	18	20	1.95	0.42
ПГЕ-9а - глина спондилова, тверда	82	21	20	1.84	0.42
ПГЕ-10 - пісок (бучак)	2	32	26	2.01	0.30

Високі вимоги до точності моделювання реальних процесів деформування ґрунтового середовища ведуть до необхідності розгляду систем рівнянь великих розмірностей. Тому значне розповсюдження отримали алгоритми, що комбінують прямі та ітераційні методи розв'язання систем лінійних та нелінійних рівнянь. Найбільш універсальним і економічним серед них є алгоритм заснований на поєднанні методу додаткових навантажень, ітераційної процедури Ньютона-Канторовича та блокового методу послідовної верхньої релаксації [5]:

$$\{U\}_{i+1}^n = \{U\}_i^n + \omega [K]^{-1} (\{Q\}^n - \{R_\sigma\}_i^n), \quad (1)$$

де, $\{R_\sigma\}_i^n$ вектор вузлових амплітудних реакцій на ітерації i кроку n по параметру, що враховує розвиток пластичних деформацій. Компоненти вектору $\{R_\sigma\}_i^n$ визначаються в результаті розгляду скінченно елементної області та поєднання компонент векторів окремих елементів [5]: (результати обходу скінченно елементної області та ансамблювання компонент векторів окремих елементів [6]):

$$\{r_\sigma\} = \left\{ \left\{ r_\sigma^{k'} \right\}_{(S_1, S_2)} \right\} = \left\{ \sum_{\beta=1}^2 [B_\beta]^T \{ \sigma_\beta \} + \frac{1}{12} \sum_{\alpha=1}^2 [B_\beta]^T [\sigma_\beta]_\alpha \right\} \sqrt{g}, \quad (2)$$

- напруження $\{ \sigma \}_i^n$ на ітерації i кроку n по параметру, що входять в (2), обчислюються за формулою $\{ \sigma \}_i^n = \{ \sigma \}_{i-1}^n + \{ \Delta \sigma \}_i^n$.

Приріст напружень $\{ \Delta \sigma \}_i^n$ визначається із приросту деформацій за допомогою закону Гука, а саме:

$$\{ \Delta \sigma \}_i^n = [D] \cdot \left(\begin{array}{l} [B] \{ \Delta U \}_i^n + \\ + [B] \{ \Delta U \}_{i-1}^n \end{array} \right), \quad (3)$$

Корекція напружень на кожній ітерації кроку по параметру здійснюється згідно з ділатансійною теорією, запропонованою В.Н. Ніколаєвським [5].

Деформування ґрунтового середовища характеризується одночасним протіканням великої кількості складних фізико-механічних процесів. Чимало сучасних не-

лінійних моделей ґрунтового середовища орієнтуються на розв'язання такого класу задач завдяки використанню або значної кількості вхідних параметрів або навпаки - невиправдано мінімізуючи їх кількість. Перевагами тієї чи іншої моделі є, насамперед, обґрунтована мінімальна кількість її вхідних параметрів, простота та достовірність їх визначення відповідно до діючої нормативної літератури. Використана в представленому програмному комплексі SATER.SOIL модифікована модель ґрунтового середовища, в основу якої покладена ділатансійна теорія В.Н. Ніколаєвського [5,9,10], має теоретичне та експериментальне обґрунтування, ясну фізичну інтерпретацію та обмежено необхідну кількість відомих вхідних параметрів основи. Критерієм граничного стану для даного комплексу є модифікована умова Мізеса-Шлейхера-Боткіна.

Для визначення коефіцієнта стійкості схилу K_{st} використовується методика проф. Ломбардо В.М. [3].

Крім K_{st} , для більш адекватної оцінки зміни НДС схилу на всіх етапах завантаження, включаючи її історію, використасмо ступінь наближення напруженого стану до граничного. Відомо, що руйнування ґрунту в деякій області ще не приводить до його глобального зміщення. Але якщо значна область ґрунтового масиву, що має вільну поверхню, переходить у граничний стан, тоді зсувні пластичні деформації будуть носити прогресуючий характер і, як наслідок, схил буде знаходитись в граничному стані. При використанні чисельних методів збільшення дискретизації розрахункової області призводить до локалізації зон зсувних пластичних деформацій. При чисельному рішенні задачі отримані значення нормальних і дотичних напружень інтерполюються в точки на кривій скозання, по якій і вираховується нормальна і дотична складові напружень. Цей параметр, який позначимо S_d , характеризує поточний напружений стан елементарного об'єму ґрунту по відношенню до його граничного стану, що визначається поверхнею наванта-

ження. Виходячи з цього в задачах нелінійної механіки ґрунтів параметр $S_d > 1$.

$$S_d = \frac{-S_0 \operatorname{tg} \psi + \tau_s}{T}, \text{ при } \sigma_0 < H \quad (4)$$

де, S_0 - параметр гідростатичного тиску:

$$S_0 = \sigma_0 \text{ при } H < \sigma_0 \leq p_0,$$

$$S_0 = p_0 \text{ при } \sigma_0 > p_0;$$

$$\sigma_0 = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \sigma^{ii}; \quad H = \tau_s / \operatorname{tg} \psi; \quad p_0 = -2 \text{ МПа};$$

$$\psi - \text{кут тертя}; \quad \operatorname{tg} \psi = \frac{6\sqrt{3} \sin \varphi}{9 - \sin^2 \varphi};$$

φ - кут внутрішнього тертя ґрунту;

$$\tau_s = \frac{6\sqrt{3} c \cos \varphi}{9 - \sin^2 \varphi} - \text{зчеплення на октаедрич-$$

ній площині;

c - зчеплення ґрунту;

$$T = \sqrt{\frac{1}{2} S_{ij} S_{ij}} - \text{інтенсивність дотичних на-$$

пружень;

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_0.$$

При $\sigma_0 \geq H$ ступінь наближення напруженого стану до граничного вважається рівним одиниці ($S_d=1$).

Також важливим чинником вивчення поверхневих і глибинних зсувних процесів є детальний аналіз гідродинамічної моделі поля швидкостей потоків ґрунтових вод. Рівняння нерозривності фільтраційного потоку у повністю водонасичених ґрунтах має вигляд:

$$\frac{\partial M}{\partial t} = - \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho_s V_f)_i + f, \quad (5)$$

де M - маса води в одиниці об'єму ґрунту виражається через коефіцієнт його пористості e і щільність ρ_s співвідношенням:

$$M = \rho_s e, \quad (6)$$

де V_f - вектор швидкості перенесення рід-

кої фази з компонентами, V_{f_i} ($i=1,2,3$), $f = f(x_i, t, q)$ - питома продуктивність джерел (стоків) маси, яка може залежати від інтенсивності транспірації вологи корінням рослин.

У рівнянні (5) функція зазвичай вибирається у вигляді:

$$f = \operatorname{div} q_p + q \rho_s + f_M, \quad (7)$$

де перший доданок визначає внесок маси за рахунок перенесення пари зі швидкістю q_p , другий - за рахунок транспірації вологи кореневою системою рослин, третій - за рахунок конденсації або випаровування.

Вектор швидкості фільтрації ґрунтових вод пропорційний величині напору:

$$V_f = -k' \operatorname{grad}(H), \quad (8)$$

Де k' збігається з коефіцієнтом вологопроникності k_a для зони аерації і коефіцієнтом фільтрації k_f для зони повного насичення.

Величина V_f є п'єзометричним напором, залежним не тільки від гідродинамічного тиску p , а й від геометричної висоти точки x_1 над площиною порівняння напорів.

$$H = \frac{1}{g} \int_0^p \frac{d\xi}{\rho_s(\xi)} + x_1, \quad (9)$$

Розглянемо плоский перетин, обмежений поверхнею S . Фільтраційні характеристики середовища змінюються довільним чином всередині області S . Досліджувана область перебуває в умовах вологообміну з навколишнім середовищем, задані напори і потоки рідини на кордонах області, початковий розподіл напорів.

Процес фільтрації в пружному режимі в двовимірному тілі описується диференціальним рівнянням:

$$\frac{1}{\sqrt{g}} \frac{\partial}{\partial x^i} \left(k g^{ij} \sqrt{g} \frac{\partial H}{\partial x^j} \right) + f_0 - \lambda \frac{\partial H}{\partial t} = 0, \quad (10)$$

$i, j = 1, 2$

де, $H = H(z^i, t)$ невідома функція п'єзометричного напору; t - час; z^i - координати точок середовища в базисній системі координат; f_0 - питома продуктивність джерел (стоків) рідини; $k = k(z^1, H)$ - коефіцієнт фільтрації; λ - параметр, що визначає постановку задачі фільтрації і рівняння (10) моделює фільтрацію в пружному режимі в умовах статичного навантаження і рівняння стану $\gamma_s = \operatorname{const}$. У розглянутій постановці

$$\lambda = \gamma_s (m_0 \beta_0 + \beta_1),$$

m_0 - початкова пористість;

β_0 - коефіцієнт стисливості рідини;

β_1 - коефіцієнт стисливості шару ґрунту).

Результатом рішення задачі (10) є поле напорів в поперечному перерізі масиву ґрунту для даного інтервалу часу. Швидкість фільтрації ґрунтових вод представляється компонентами в глобальній системі координат V_{f_i} ($i=1, 2$), які визначаються виразами:

$$V_{f_i} = -k_f \frac{\partial H}{\partial x^i} c_{f_i}^j, \quad (11)$$

Завдання інтегрування рівняння нестационарної фільтрації (10) з початковими і граничними умовами еквівалентна задачі визначення функції напору H забезпечує стаціонарність відповідного функціоналу $\chi(H)$.

Необхідною і достатньою умовою стаціонарності функціоналу є:

$$\delta \chi(H) = \int_V \left[k \frac{\partial H}{\partial x^i} \frac{\partial (\delta H)}{\partial x^j} g^{ij} + \right] dV + \left[+ \lambda \frac{\partial H}{\partial t} \delta H \right] dV + \int_{S_2} q \delta H dS \quad (12)$$

Одним з найбільш важливих результатів рішення нестационарної задачі фільтрації

(12) є можливість визначення положення депресійної кривої і відповідного розподілу напорів H для подальшого обчислення повної системи гідродинамічних сил, що діють на зсувний схил.

Гідродинамічна сила є об'ємною силою і визначається з виразу:

$$P_w = -\gamma_w \text{grad } \bar{H}, \quad (13)$$

де γ_w - питома вага води.

Далі гідродинамічна сила використовується при вирішенні задачі нелінійного деформування ґрунтового середовища як зовнішнє навантаження.

Як вже відмічалось, прикладом практичного використання програмного комплексу SATER.SOIL є аналіз зміни НДС схилу при додатковому статичному навантаженні на одному із експериментальних майданчиків на правому березі р. Дніпро біля м. Ржищів Київської області.

При чисельній реалізації схил на основі інженерних вишукувань був представлений як скінчено-елементна дискретна модель із елементною сіткою, що має 11 фрагментів, кожен з яких є окремим інженерно-геологічним елементом. На першому етапі вирішувалась задача визначення НДС схилу від власної ваги ґрунту. Вирішення задач здійснювалось по розрахунковим профілям, що характеризують інженерно-геологічні, гідрогеологічні і геоморфологічні особливості ділянки в межах забудови та прилеглої території. Визначений НДС від власної ваги ґрунту по кожному розрахунковому профілю приймався як базовий для подальших розрахунків.

Розглянемо послідовно варіанти формування НДС схилу, починаючи з простого випадку (власної ваги, ґрунтів природної вологості) та закінчуючи складним прогностичним варіантом (з використанням проти-зсувних порід).

Для постановки задачі, як зазначалось раніше, є формування НДС стану схилу від дії власної ваги ґрунту по вибраному розрахунковому профілю А-А (рис. 1).

Перша постановка здійснювалась для

визначення НДС схилу від дії власної ваги ґрунту (рис. 2). Нижня і верхня частини схилу є зосередженням зон пластичних деформацій. Крім того, у верхній частині середини схилу спостерігаються також досить значні зони розвитку пластичних деформацій.

Ці фактори, а також складна геологічна будова майданчика обумовили конфігурацію і місцезнаходження потенційної поверхні ковзання для даного розрахункового профілю (рис. 2).

Потенційна поверхня ковзання проходить в межах пластичних супісків ПЕ-5. Для даного профілю характерна двоярусна зсувна система. Нижня частина схилу в профілі також нестійка – ця частина схилу має зсувне ложе по спондиловим глинам.

Коефіцієнт запасу Kst для верхньої і середньої частини схилу при природній вологості складає 1.48. Нижня частина схилу характеризується $Kst = 1.01$. Отже, до початку активного освоєння цієї території частина схилу знаходилась в стійкому стані. Зведення будинку дещо змінило НДС середньої частини схилу (рис. 3). Біля торцевої стінки утворилась зона пластичних деформацій. Горизонтальні переміщення будинку склали при цій постановці (при природній вологості) 1.5 см а осідання при забудові до 11 см.

Нижня частина схилу, де утворились виходи джерел підземної води по спондиловій глині, була нестійкою. Максимальні горизонтальні переміщення склали 13 см (табл. 3). При техногенному впливу на режим підземних вод і інтенсивному підйомі їх рівня середня частина схилу включилась в зсувний процес разом із верхньою частиною (рис. 4).

Для цієї постановки характерно збільшення зон пластичних деформацій і їх значень (рис. 4). При цьому горизонтальні переміщення будинку склали 4.8 см, а осідання до 20.9 см. Біля торцевої стіни будинку концентрація пластичних деформацій збільшилась і приводить до утворення тріщин-заколів (рис. 4). В самому будинку спостерігається розвиток тріщин в несучих конструкціях.

В нижній частині схилу максимальні горизонтальні переміщення збільшились до 27.1 см. Тут спостерігається накопичення прогресуючих пластичних деформацій.

За інженерно-геологічними умовами для майданчика запропоновані рішення з інженерного захисту, що перевірялись розрахунком. Першою постановкою в цьому напрямку було влаштування підпірної стінки ПС № 1 з буронабивних паль $\varnothing 1200$ мм, довжиною 25 м, заведених в спондилові глини нижче зони вивітрювання при при-

родній вологості ґрунтів (рис. 5). Для цієї задачі максимальне переміщення ПС № 1 склало 16.0 см, а будинку 14.1 см. Зсувний тиск на цю утримуючу споруду при природній вологості складе 155.3 т/м пог, а при водонасиченні 314.3 т/м пог. При цьому нижня частина схилу має максимальні переміщення до 40.5 см. Таким чином, навіть при природній вологості ґрунту утримуюча споруда не забезпечить нормальної експлуатації будинку.

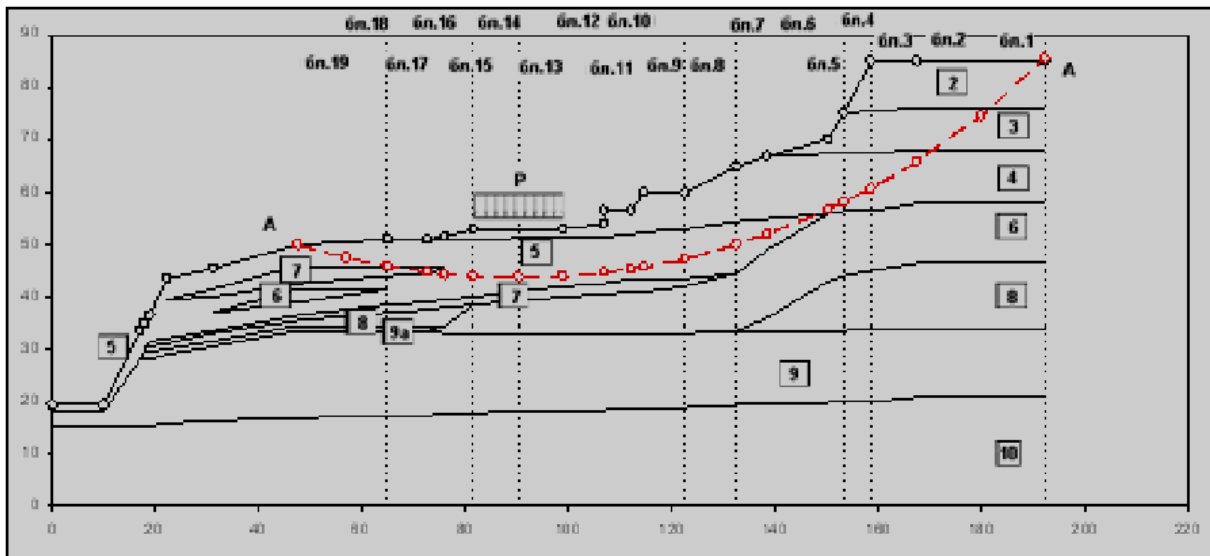


Рис.1. Інженерно-геологічна будова схилу ($P = 0.2$ МПа).
Fig.1. Engineering-geological structure of the slope ($P = 0.2$ MPa).

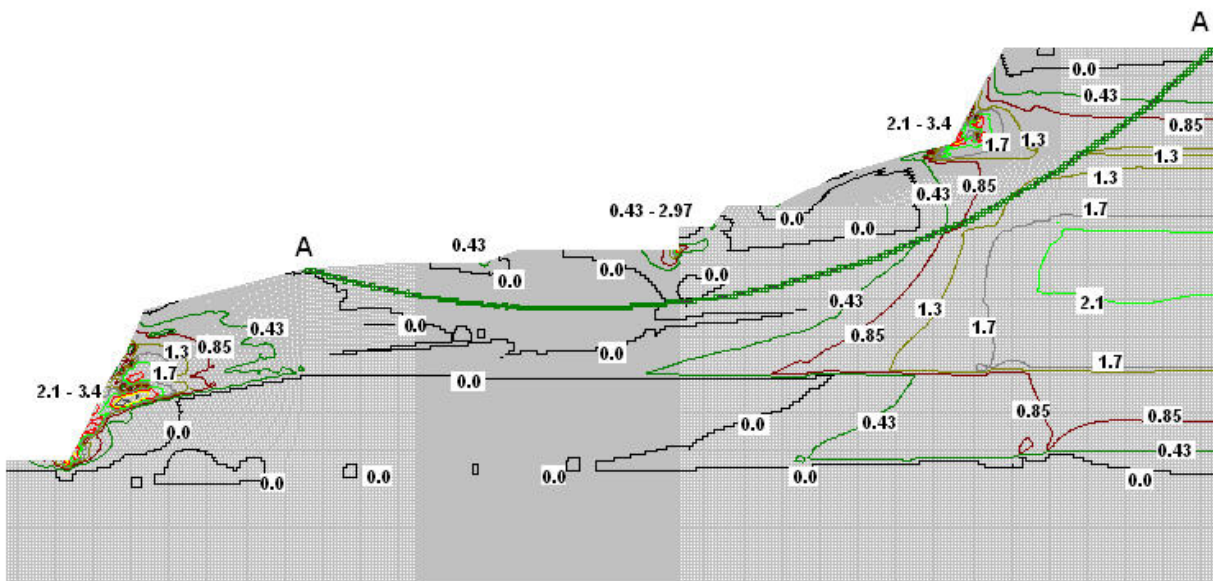


Рис.2. Ізолінії інтенсивності пластичних деформацій, %. Постановка: власна вага схилу при природній вологості ґрунтів.
Fig.2. Insulations of intensities of plastic deformations,%. Setting: own weight slope with natural soil moisture.

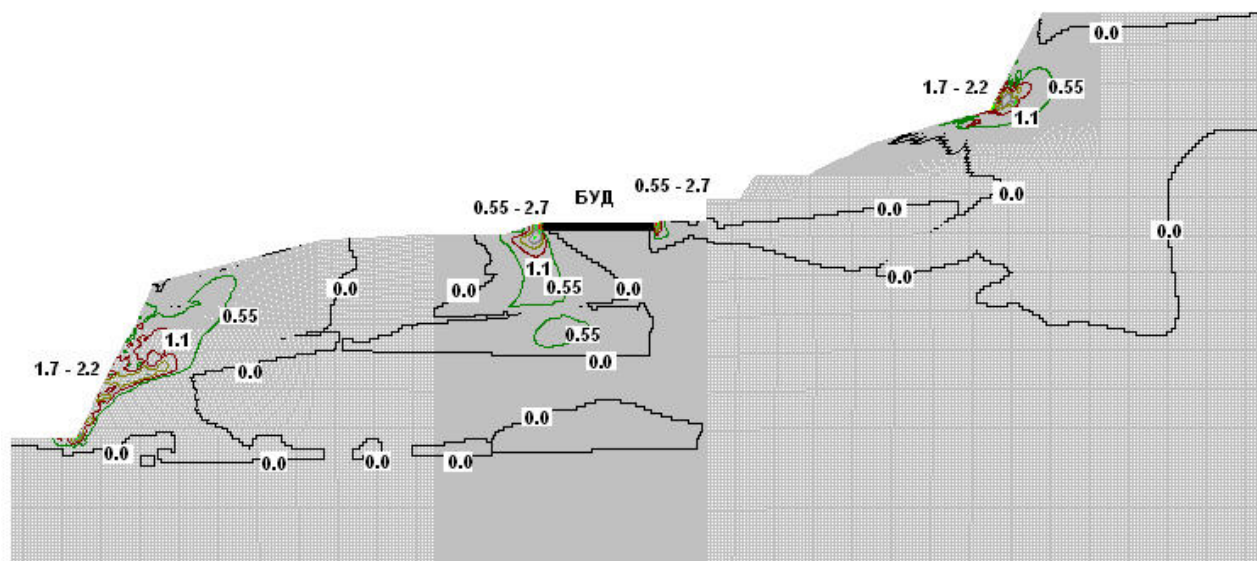


Рис.3. Ізолінії інтенсивності додаткових пластичних деформацій, %. Постановка: власна вага будинку при природній вологості ґрунтів.

Fig.3. Isolines of intensity of additional plastic deformations,%. Production: own weight of the house with natural soil moisture.

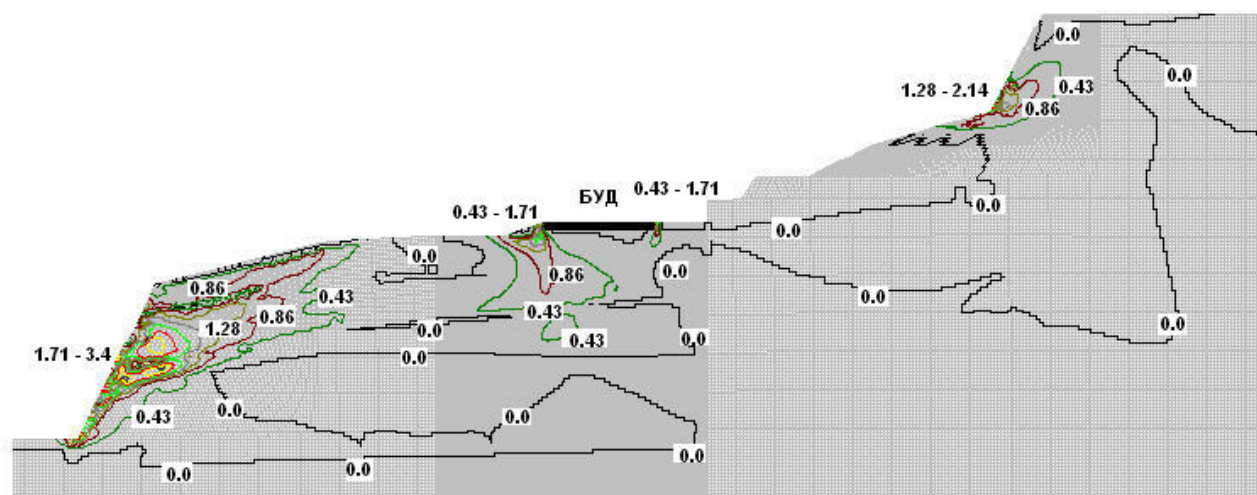


Рис.4. Ізолінії інтенсивності додаткових пластичних деформацій, %. Постановка: власна вага будинку при водонасиченні ґрунтів схилу.

Fig.4. Insulins of the intensity of additional plastic deformations,%. Statement: the own weight of the house at the water saturation of the slopes of the soil.

Наступною постановкою для розрахункового профілю А-А було влаштування сумісної підпірної стінки ПС-1 та ПС-2 у вигляді обойми (рис. 6). Результати розрахунку показують, що в межах середньої частини схилу не спостерігається додаткових пластичних деформацій. Максимальні горизонтальні переміщення системи «ПС-1–будинок–ПС-2» складає 2.4 см.

У верхній частині схилу спостерігається тенденція до зменшення величини пласти-

чних деформацій (рис. 6), а в нижній його частині – зниження максимальних горизонтальних переміщень з 40.5 см до 30.6 см. Зсувний тиск для даної утримуючої споруди складе: при природній вологості ґрунту – 173.6 т/м пог, а при водонасиченні – 329.5 т/м пог.

Наступною постановкою для розрахункового профілю А-А є влаштування ПС-2 з дворядної пальової конструкції (рис. 7). Для цієї задачі система «ПС-1–будинок–

ПС-2» має максимальні горизонтальні переміщення 1.34 см. Також спостерігається загальна тенденція до затухання пластичних деформацій.

Таким чином, стійкість середньої частини схилу буде забезпечена. Поверхня ков-

зання в нижній частині схилу формується на покрівлі спондилової глини і утворює єдину зсувну систему в межах розрахункового профілю (рис. 7).

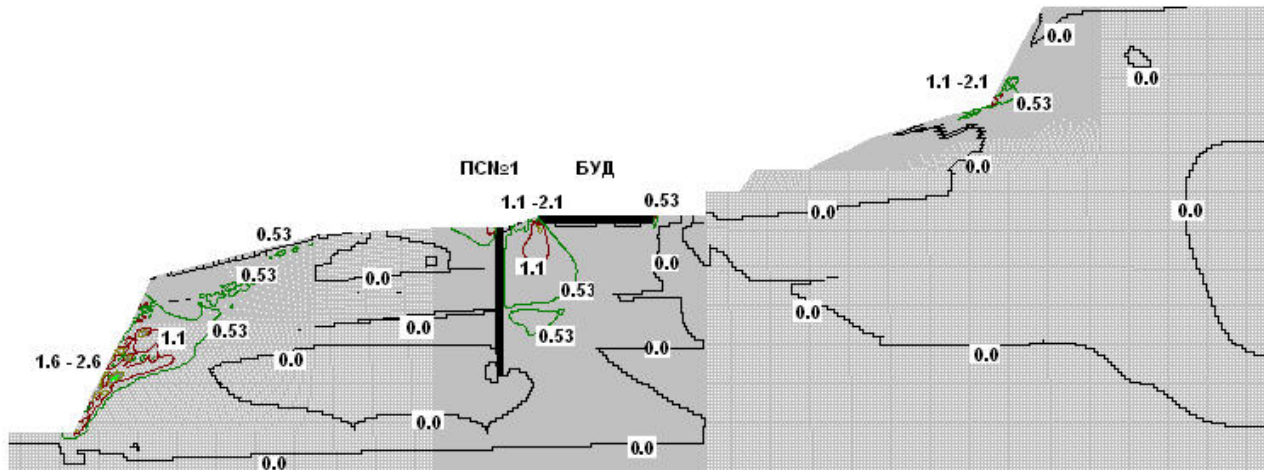


Рис.5. Ізолінії інтенсивності додаткових пластичних деформацій, %. Постановка: власна вага будинку при водонасиченні ґрунтів схилу, врахування дії захисної споруди ПС № 1 під дією розрахункових навантажень.

Fig.5. Insulins of the intensity of additional plastic deformations,%. Setting: the own weight of the house at the water saturation of the slopes, taking into account the effect of the protective structure PS # 1 under the action of the calculated loads.

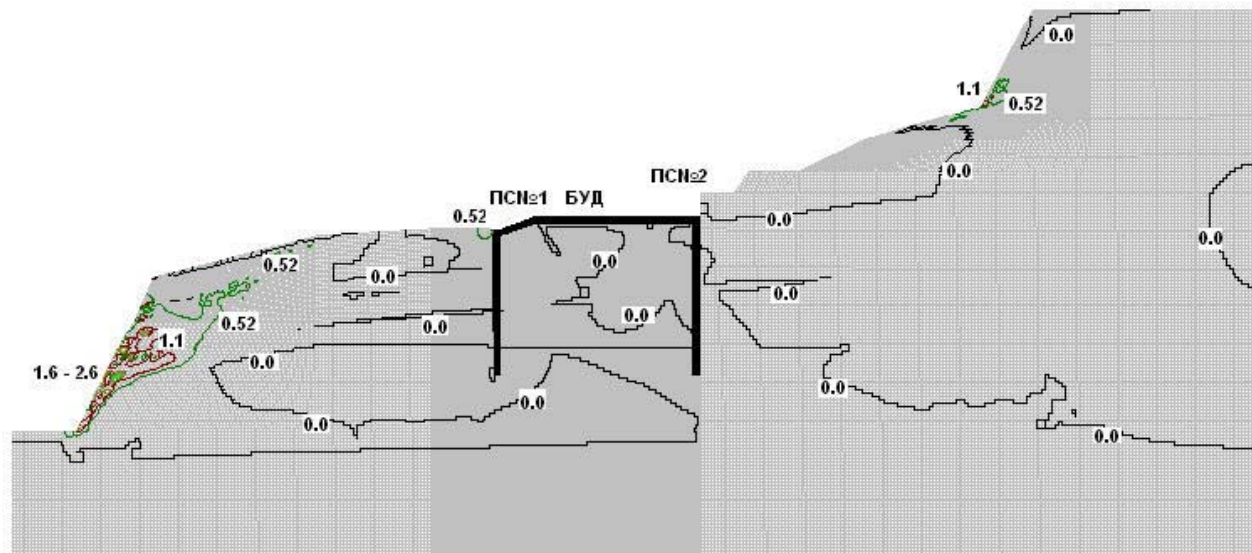


Рис.6. Ізолінії інтенсивності додаткових пластичних деформацій, %. Постановка: власна вага будинку при водонасиченні ґрунтів схилу, врахування дії блоку захисних споруд ПС № 1 та ПС № 2 під дією розрахункових навантажень.

Fig.6. Insulins of the intensity of additional plastic deformations,%. Setting: the own weight of the house at the water saturation of the slopes, taking into account the action of the block of protective structures PS # 1 and PS # 2 under the influence of the calculated loads.

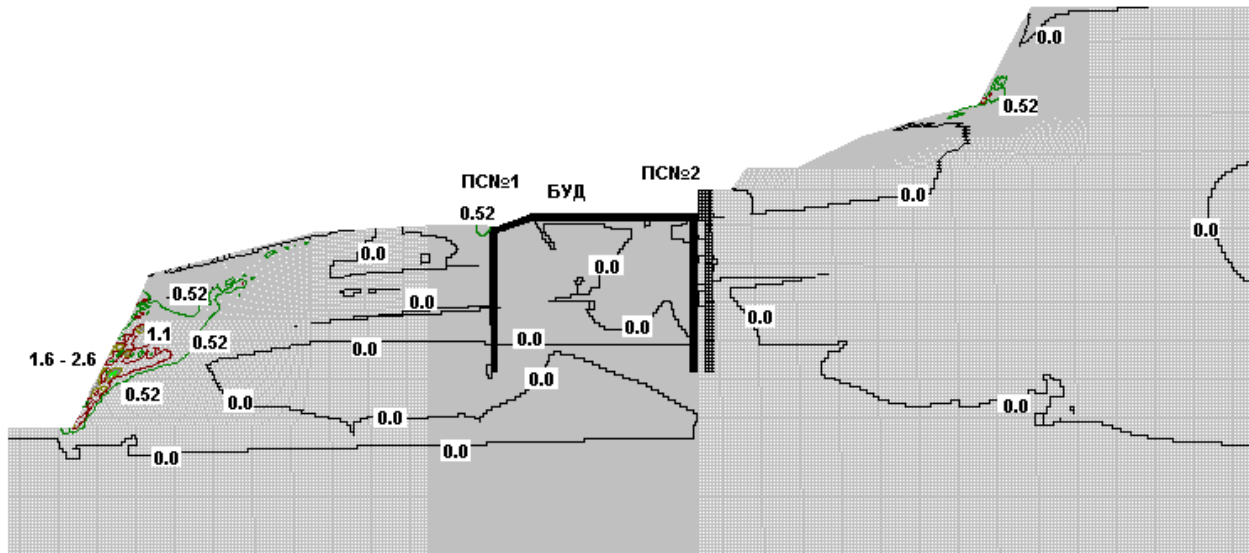


Рис.7. Ізолінії інтенсивності додаткових пластичних деформацій, %. Постановка: власна вага будинку при водонасиченні ґрунтів схилу, урахування дії блоку захисних споруд ПС № 1 та ПС № 2 під дією розрахункових навантажень. ПС № 2 – виконана із двох рядів паль.

Fig.7. Insulin's of the intensity of additional plastic deformations,%. Setting: the own weight of the house at the water saturation of the slopes, taking into account the action of the block of protective structures PS #1 and PS # 2 under the influence of the calculated loads. PS # 2 - made of two series of piles.

Зсувна поведінка нижньої частини схилу не змінюється. Коефіцієнт безпеки нижньої частини схилу складає 0.98, тобто схил знаходиться в нестійкому стані вже при природній вологості ґрунтів. При насиченні водою K_{st} зменшується до 0.89. Поверхня ковзання утворюється по спондиловій глині. Таким чином, утворюється двоярусний зсув, що може бути об'єднаним в єдину зсувну систему на схилі. Це вказує на необхідність проведення додаткових робіт по закріпленню берегу. Іншими словами, зберігаючи при даному проектному рішенні будинок, нижня частина схилу залишається в нестійкому стані і є каталізатором зсувних деформацій до ПС-1. Закріплення нижньої частини схилу необхідно здійснити за допомогою додаткової утримуючої споруди у вигляді підпірної стінки ПС-3 з буронабивних паль $\varnothing 800...1200$ мм довжиною не менше 20 м. Ця стінка влаштовується на 5 м вище підніжжя нижньої частини схилу. Для зменшення зсувного тиску між ПС-1 і новою ПС-3 в межах нижньої частини схилу необхідно здійснити терасування території. Ці заходи дадуть позитивний результат тільки в тому випадку, коли буде влаш-

тований контрфорсний дренаж (перпендикулярний до р. Дніпро). Такий дренаж у вигляді траншеї шириною до 1.0 м, що заповнюється гравійно-піщаною сумішшю, виконується методом «стіна в ґрунті». Виконання дренажу дозволить відвести поверхневі та підземні води, а також значно зменшити вологість самих ґрунтів по схилу. Очевидно, що в цьому випадку таке явище, як «баражний ефект» внаслідок влаштування пальових рядів не буде виникати.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Таким чином встановлено, що майданчик забудови індивідуальних житлових будинків розташований на території, де зсувні деформації утворились внаслідок комплексної дії техногенних факторів. Техногенно утворений глибинний зсув фронтального характеру обумовив появу численних тріщин заколу на поверхні схилу, розташованих паралельно одна одній практично в межах всього майданчика забудови. Зсувні деформації спричинили появу тріщин в несучих конструкціях будинків.

Для припинення подальших деформацій в конструктивних елементах будинків необхідно влаштування захисних споруд у вигляді підпірних стін із буронабивних паль, що утворюють обойми навколо існуючих будинків. При цьому верхня частина підпірної стіни має бути дворядною, а вся обойма з'єднана суцільним монолітним залізобетонним ростверком. Буронабивні палі можуть мати діаметр 1000...1200 мм та довжину 25 м. Враховуючи складний гідрогелогічний режим схилу, буронабивні палі необхідно влаштовувати під захистом обсадних труб. Нижня частина схилу нестійка як з техногенних, так і з природних причин (переробка берегової лінії, явища ерозії і т.ін.). Ця частина схилу без інженерного захисту буде постійним каталізатором утворення зсувних деформацій. Тому необхідно виконати закріплення нижньої частини схилу в межах робіт по закріпленню берегу за рахунок влаштування на 5 м вище підніжжя нижньої частини схилу буронабивних паль діаметром 800...1200 мм та довжиною 15...20 м. За підпірною стіною з боку схилу треба влаштувати привантажуючий контрбанкет (щебінь), а вище по схилу до ПС-1 – терасування схилу для зменшення його ваги і усунення можливості утворення повторних тріщин-заколів. Розглянуті протизсувні заходи з інженерного захисту території дадуть позитивний результат в тому випадку, якщо додатково буде виконаний «контрфорсний дренаж» (траншейний), перпендикулярний до берегової лінії. Цей дренаж відводить підземні води з території, а також зменшує вологість ґрунтів, що складають схил. Допоміжним заходом по упорядкуванню гідрогелогічної ситуації є влаштування валів-обвалування у верхній частині схилу. При цьому необхідно забезпечити нормальне водовідведення поверхневих вод. Тобто всі розглянуті протизсувні заходи по інженерному захисту території повинні носити комплексний характер. Тільки в цьому випадку буде досягнуто припинення зсувних деформацій і схил буде знаходитись в стабілізованому стані.

На основі проведених чисельних розра-

хунків зроблені наступні висновки:

1. Розроблена модель взаємодії системи «схил-підпірна споруда-будівля», що дозволяє враховувати НДС зсувонебезпечної території при пластичному деформуванні ґрунтового середовища.

2. Запропонована модель системи «схил-підпірна споруда-будівля» дозволяє отримати горизонтальні переміщення та осідання будівель в межах зсувонебезпечного схилу, а також дає можливість оцінити дійсну картину НДС ґрунтового середовища при комплексній техногенній дії.

3. Виявлено суттєву зміну НДС при природному навантаженні (від дії масових сил) та техногенному впливі. Показано зміну НДС схилу при використанні різних конструкцій інженерного захисту та їх ефективність.

4. Представлена ґрунтова модель, що дає можливість комплексної оцінки роботи системи «схил-підпірна споруда-будівля» при техногенному навантаженні з врахуванням нелінійної поведінки ґрунту та оцінити внесок гідростатичної і гідродинамічної складових в загальну систему сил, що взаємодіють на схилі.

ЛІТЕРАТУРА

1. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. ДБН В.1.1-3-1997.– К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 1998. – 41 с.
2. Билеуш А.И. Оползни и противооползневые мероприятия [Текст] / А.И. Билеуш. – Киев,: Наукова думка, 2009. – 560 с.
3. Ломбардо В.Н., Грошев М.Е., Олимпиев Д.И. Учёт напряжённо-деформированного состояния при расчётах устойчивости откосов ґрунтовых плотин // Гидротехническое строительство.- 1986.-№7.-с.16-18.
4. Бате К. Численные методы анализа и метод конечных элементов [Текст] / К. Бате, Е. Вилсон; пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1982. – 448 с.
5. Сахаров А.С., Кислокий В.Н., Киричевский В.В. и др. Метод конечных элементов в механике твердых тел.- Киев: Вища школа, 1982.- 479с.

6. Cheng Y.M., Li L., Chi S.C. Studies on six heuristic global optimization methods in the location of critical slip surface for soil slopes // *Comput Geotech.* – 2007. 34: – P.462-484.
7. Griffiths D.V., Lane P.A. Slope stability analysis by finite elements // *Geotechnique.* – 1999. – 49(3). – P.387-403.
8. Gasmó J.M, Rahardjo H, Leong E.C. Infiltration effects on stability of a residual soil slope // *Computers and Geotechnics.* – 2000. – 26, N2. – P.145-165.
9. Петренко Е.Ю., Солодей І.І., М.Махді Гараханлу Математична модель ерозії в зоні глобальної техногенної дії // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий наук.-техн. збірник.* – К.:КНУБА, Вип.35, 2014.– с. 125 -139.
10. Петренко Е.Ю., Солодей І.І. Чисельні дослідження НДС схилу та проектування захисних споруд // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий наук.-техн. збірник.* –К.:КНУБА, Вип.29, 2005.– с.109-116.
11. Chen J. Slope stability analysis using rigid element. – PhD thesis, Hong Kong Polytechnic University. – 2004.
12. Duncan J.M. State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analyses of Slopes // *J. of Geotechnical Engineering, ASCE.* – 1996. – Vol.122. – N.7. – May. – P.577-596.
13. Song E. Finite element analysis of safety factor for soil structure // *Chinese J Geotech Eng.* – 1997. –19(2). – P.1-7.
14. Steele D.P., MacNeil D.J., Barker D., McMahon W. The use of live willow poles for stabilising highway slopes // *TRL Report TRL619.* Crowthorne: TRL Limited. – 2004.
15. Tiande M., Chongwu M., Shengzhi W. Evolution Model of Progressive Failure of Landslides // *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.* – 1999. – Vol.125. – N.10. – Oct. – P.827-831.
16. sostoyannya pry raschetakh ustoychyvosty otkosov hruntovikh plotyn. (1986). *Hydrotekhnicheskoe stroitel'stvo.* No 7. 16-18.
4. Bate K. Chyslennyye metody analiza y metod konechnykh elementov. (1982). M.: Stroyizdat, 448.
5. Sakharov A.S., Kyslookyy V.N., Kyrychevskyy V.V. y dr. (1982). *Metod konechnykh elementov v mekhanike tverdykh tel.* Kyev: Vyscha shkola. 479.
6. Cheng Y.M., Li L., Chi S.C. (2007). Studies on six heuristic global optimization methods in the location of critical slip surface for soil slopes // *Comput Geotech.* 34. 462-484.
7. Griffiths D.V., Lane P.A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique.* 49(3). 387-403.
8. Gasmó J.M, Rahardjo H, Leong E.C. (2000). Infiltration effects on stability of a residual soil slope. *Computers and Geotechnics.* 26, N2. 145-165.
9. Petrenko E.Yu., Solodey I.I., M.Makhdi. Harakhanlu. (2014) *Matematychna model' eroziyi v zoni hlobal'noyi tekhnohennoyi diyi. Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyy nauk.-tekhn. zbirnyk.* K.:KNUBA, Vyp.35.– 125 -139.
10. Petrenko E.Yu., Solodey I.I. (2005). Chysel'ni doslidzhennya NDS skhyly ta proektuvannya zakhysnykh sporud. *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyy nauk.-tekhn. zbirnyk.* – K.:KNUBA, Vyp.29. 109-116.
11. Chen J. (2004). Slope stability analysis using rigid element. PhD thesis, Hong Kong Polytechnic University.
12. Duncan J.M. (1996). State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analyses of Slopes // *J. of Geotechnical Engineering, ASCE.* Vol.122. N.7. May. P.577-596.
13. Song E. (1997). Finite element analysis of safety factor for soil structure. *Chinese J Geotech Eng.* 19(2). P.1-7.
14. Steele D.P., MacNeil D.J., Barker D., McMahon W. (2004). The use of live willow poles for stabilising highway slopes. *TRL Report TRL619.* Crowthorne: TRL Limited.
15. Tiande M., Chongwu M., Shengzhi W. (1999). Evolution Model of Progressive Failure of Landslides. *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.* Vol.125. N.10. Oct. 827-831.

REFERENCES

1. Inzhenernyy zakhyst terytoriy, budynkiv i sporud vid zsuviv ta obvaliv. Osnovni polozhennya DBN V.1.1-3-1997. (1998) K.: Derzhavnyy komitet budivnytstva, arkhitektury ta zhytlovoyi polityky Ukrainy. 41.
2. Byleush A.Y. Opolzny u protyvoopolznevyye meropryyatyya [Tekst]. (2009). Kyev,: Naukova dumka. 560.
3. Lombardo V.N., Hroshev M.E., Olympyev D.Y. Uchet napryazhenno-deformirovannoho

**Investigation of activation of base deformations
on landslide hazardous slopes with
anthropogenic action***Eduard Petrenko*

Summary. The influence of anthropogenic factors on the formation of landslide deformations on the example of slope construction is considered. The role of technogenic factors in activation of landslides is shown. The analysis of the stress-strain state of the slope on the basis of the finite element method is made, as well as a predictive assessment of the stability of landslide-hazardous area in the arrangement of engineering protection structures. Design and construction in landslide areas is related to ensuring the stability of the soil massif, as well as assessing the possible manifestation and activation of natural and man-made factors. The finite element method is the most rational for solving this class of problems. Further development of calculation methods is associated with the expansion of the use of mathematical analogues of soil models based on numerical calculation methods. For such tasks, a model is proposed that allows to take into account both natural conditions and man-made factors in landslide-hazardous territories, taking into account plastic deformation of soils within the system «slope - retaining structure – building». The paper deals with the stress-strain state of the landslide slope and the influence of man-made factors on this process. The simulation was performed using the SATER.SOIL software package.

The results made it possible to determine the zones of plastic deformation of the soil, which made it possible to estimate the slope at all stages of loading, taking into account the natural and complex man-made factors, the degree of approach of the stress state to the limit. The change of the stress-strain state of the soil massif with the use of different structures of engineering protection and their effectiveness within the system «slope - retaining structure – building» is considered.

Key words. Slope, landslide territory, finite element method, numerical simulation, retaining wall, base, stress-strain state, man-made factors.