

показана на рис.2.

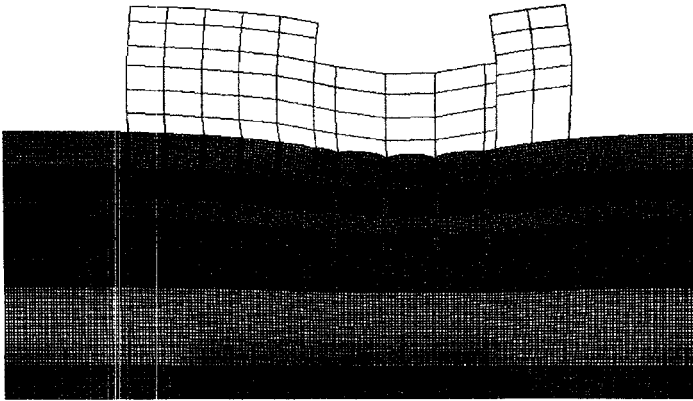


Рис.2 – Деформированная схема системы (коэффициент искажения 30)

В результате расчета получено, что наибольшие осадки при устройстве в основании силикатизированного массива составили 14,8 см, при устройстве буронабивных свай длиной 17 м, аналогично фундаменту под зданием склада, осадка составляет 10,8 см. Поэтому устройство свай под зданием пристройки является более оправданным по величинам прогнозируемых деформаций.

Получено 17.05.2002

УДК 625.72

В.В.ПЕТРОВИЧ, канд. техн. наук
Національний транспортний університет, м.Київ

РОЗРОБКА МАТЕМАТИЧНОЇ МОДЕЛІ РОЗРАХУНКУ АРМОВАНИХ ҐРУНТОВИХ ПІДПІРНИХ СТІНОК І УКОСІВ

Наведено схеми застосування армуючого матеріалу в ґрунтових підпірних стінках. Розглянуто доцільність вибору оптимального кроку між арматурою. Для забезпечення проектування стійких і міцних, а також економічно доцільних армованих ґрунтових підпірних стінок необхідно враховувати глибину закладання арматури в стійку частину ґрунтового масиву.

Актуальним питанням будівництва в умовах міської забудови, особливо в пересіченій місцевості, є спорудження підпірних стінок і укосів підвищеної крутості для влаштування площадок, автомобільних доріг та інших ґрунтових споруд. Одним із шляхів для підвищення їх міцності й стійкості, забезпечення відповідного ландшафту, досягнення економічності споруд є застосування армованого ґрунту.

Одним з ключових завдань розрахунку стійкості шаруватих укосів є вибір розрахункової схеми, що б якомога детальніше відповідала роботі конструкції в натурі як на статичні навантаження, так і на дію динамічних сил. Існуюча нормативна база не дозволяє виконувати розрахунки шаруватих укосів на стійкість з урахуванням дій тимчасового динамічного навантаження [1].

Армування є ефективним способом зміцнення сильно стискуваних, структурно-нестійких і неоднорідних ґрунтів. Впровадження армоґрунтів у будівельну практику стримує відсутність надійних методів розрахунку і практичних рекомендацій по конструюванню для різних ґрунтових умов і типів армування, тоді як неправильне застосування армування, пов'язане з незнанням поведінки армоґрунтів, може призвести до погіршення будівельних властивостей ґрунтів, збільшення деформацій і навіть руйнування споруд [2]. Ця проблема особливо актуальна щодо проектування армоґрунтових підпірних стінок.

Підпірні стінки служать для бокового огороження мас ґрунту і працюють у складних умовах, що залежать від різних факторів. Функціональне призначення підпірних стінок полягає в утриманні від обвалення ґрунту, який за ними розміщений.

Аналіз армоґрунтових підпірних стінок свідчить про їх перевагу над традиційними підпірними стінками за всіма розрахунковими показниками елементів підпірних стінок і економічним ефектом і вказує на їх велику перспективу як у дорожньому будівництві, так і в будівельній галузі в цілому.

Геотекстильний матеріал, або геосинтетик використовується для спорудження підпірних стінок (рис.1, а) або для укріплення засипки підпірної стінки з метою створення стійкої маси ґрунту (рис.1, б). В останньому випадку укріплення зменшує потенціальну можливість для бічного зсуву стінки під горизонтальним тиском маси ґрунту.

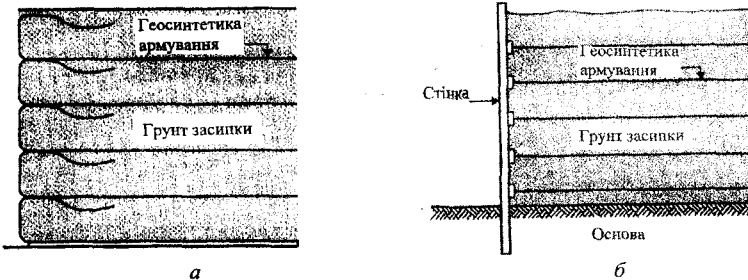


Рис.1 – Схеми застосування геотекстильного матеріалу або геосинтетики в армоґрунтових підпірних стінках:
 а – для спорудження підпірних стінок; б – для укріплення засипки підпірної стінки.

Як і в розрахунку стійкості крутих укосів, проварки арматури повинні перетнути всі критичні поверхні ковзання. Для зменшення кількості розрахунків поверхня ковзання може бути прийнятою у формі клину, як показано на рис.2, з площиною зсуву клину під кутом $45^{\circ} + \varphi/2$ до горизонталі.

Відстань між армуючими елементами по горизонталі визначається їх несучою здатністю, а по вертикалі – характером навантаження. При розташуванні армуючих елементів один від одного на значній відстані вони працюють як окремі стержні і ефекту армування засипки немає. При щільному розміщенні анкерів ґрунт між ними затискується і зсувається разом з анкерами як одне ціле. У цьому випадку виникає переармування, так званий кушовий ефект і робота підпірної стінки погіршується. Для певних конструкцій облицювань і засипки існують оптимальні відстані, що відповідають найбільш ефективному використанню анкерів і максимальній несучій здатності стінки.

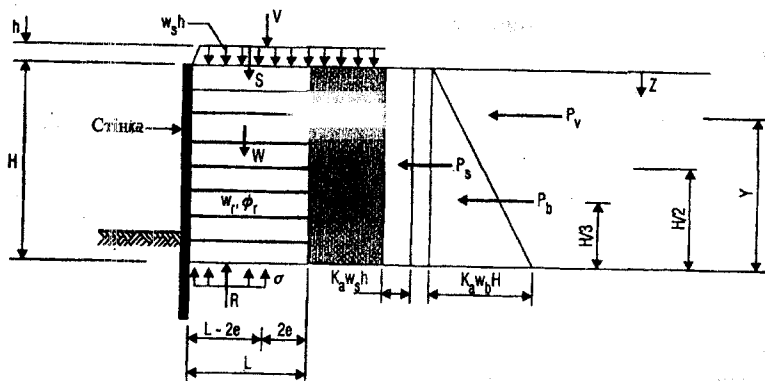


Рис.2 – Схема розрахунку армоґрунтової підпірної стінки при поверхні ковзання у формі клину

Аналогічний ефект спостерігається при дослідженні впливу кроку армування на роботу піщаного масиву армованого стержневою арматурою змінного профілю. Це підтверджується лабораторними дослідженнями, які провели Сміт в 1977 р. і Джуелл у 1980 р. Вони встановили, що зростання міцності армованого ґрунту не завжди прямо пропорційно числу армуючих елементів у системі (при збереженні всіх інших умов незмінними). При скороченні кроку нижче деякої межі виникає інтерференція, яка виражається в тому, що в міру зменшення віддалі проходить зниження приросту міцності на зсув армованого

грунту, що забезпечується кожною з арматур. Наприклад, інтерференція при армуванні піску залежить від відношення величини кроку S і ефективної довжини арматури L_1 [3]. Критичне співвідношення

$$\frac{S}{L_1} \geq 1, \quad (1)$$

де L_1 – довжина арматури за межами критичної площини в ґрунті (рис.3).

Процес проектування для незв'язних ґрунтів може бути спрощений за допомогою постійного вертикального зазору S_v для прошарків арматури. Цей зазор приблизно становить

$$S_v = \frac{T_a}{KK_a w H}, \quad (2)$$

де T_a – допустимий розтяг в арматурі; w – щільність арматури; H – середня висота насипу; K – запас міцності (мінімальний запас міцності K для армованого укосу: при ковзанні – 1,5, при глибокому заляганні (повна стабільність) – 1,3, при динамічному навантаженні – 1,1); K_a – коефіцієнт активного тиску ґрунту.

Активний тиск або розпір – це граничний тиск ґрунту на споруду в умовах, коли ґрунт за спорудою (стілкою) перейшов у стан граничної рівноваги, тобто при нескінченно малому зростанні навантаження може відбутися обвал ґрунту за стіною. Пасивний тиск – це гранична реакція ґрунту при його русі в умовах, коли весь ґрунт за спорудою перейшов у стан граничної рівноваги [4].

Активний тиск має тенденцію переміщувати стінку в напрямку своєї дії. Пасивний тиск діє у протилежному напрямку.

Для пасивно вільнообпертих стінок, наприклад, клин піску (рис.4, а) має тенденцію зсуватися по площині АС. За Кулоном, відношення ковзаючого опору до ковзаючої сили буде мінімальним, коли АС буде під кутом $45^\circ + \varphi/2$ із горизонталлю, де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту, град.

Для трикутного розподілу тиску (рис.4, б), активний бічний тиск незв'язного ґрунту на глибині h буде

$$p = K_a \gamma h, \quad (3)$$

де K_a – коефіцієнт активного тиску ґрунту; γ – питома вага ґрунту.

Повний активний тиск

$$E_a = K_a \frac{\gamma h^2}{2} \quad (4)$$

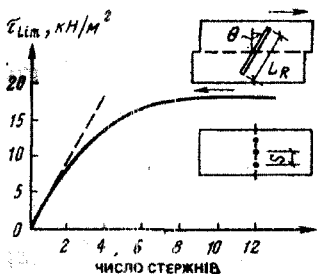


Рис.3 – Результати випробувань на зрізному приладі, що показують вплив кроку розташування стержневої арматури змінного профілю

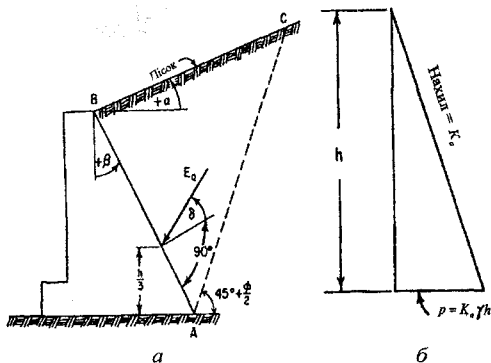


Рис. 4 – Схема дії сил на підпірну стінку:
а -- вільнообперта стінка з засипкою піском;
б – трикутник розподілу тиску

Через опір тертя-ковзання по стінці, E_a , буде діяти під кутом δ від нормалі до стінки, де δ – кут тертя по стінці (рис.4, а). Якщо стінка вертикальна, то горизонтальний активний тиск дорівнює $E_a \cos \delta$. Якщо стінка має деякий кут β до вертикалі (рис.4, а), тоді тиск складає $E_a \cos(\delta + \beta)$. Результируючий вектор сил діє на відстані $h/3$ вище основи стіни.

Якщо від вершини стінки укіс має нахил із горизонталлю вгору під кутом α , то для незв'язних ґрунтів

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (5)$$

Вплив тертя по стінці на K_a є невеликим і ним, як правило, нехтують. При $\delta = 0$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^3 \beta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \alpha)}{\cos \beta \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (6)$$

При $\alpha = 0$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^3 \beta \left(1 + \frac{\sin \varphi}{\cos \beta} \right)^2} \quad (7)$$

Якщо, крім того, $\beta = 0$,

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (8)$$

За Кулоном тригонометричний еквівалент

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (9)$$

або коли інформація щодо значення кута тертя по стінці невідома, для визначення горизонтальної компоненти E_a δ приймають $\varphi/2$.

Якщо запас міцності менший, ніж необхідний мінімальний запас міцності для запобігання руйнування неукріпленого ґрунту, або потрібно більш сильне укріплення, то число прошарків арматури повинно бути збільшене регулюванням S_v , або арматура має бути замінена іншою з більш високими фізико-механічними властивостями. Мінімальну довжину закладання арматури у стійку частину ґрунту L_1 можна обчислити за формулою

$$L_1 = \frac{KF_D}{2\sigma_0 \tan \varphi_{sr}}, \quad (10)$$

де F_D – величина висмикуючої сили; K – мінімальний запас міцності: 1,5 – для незв'язних ґрунтів; 2,0 – те саме для зв'язних ґрунтів; σ_0 – перевантаження вище армування, визначається як ρh ; ρ – щільність ґрунту; h – глибина перевантаження; φ_{sr} – кут взаємодії ґрунту з армуванням, визначається дослідним шляхом або за формулою, запропонованою Ю.В.Пудовим [5]

$$L_1 = \frac{E_i \sin \alpha}{E_{сн} (tg \varphi_1 + tg \varphi_2)}, \quad (11)$$

де E_i – зсувне навантаження на ділянку кривої ковзання на відрізку від координати точки перетину горизонту розташування попереднього армуючого прошарку (або точки виходу поверхні ковзання на поверхню укосу для 1-го горизонту армування) X_n до оптимального місця розташування чергового горизонту армування укосу в точці X_k , при якому на ділянці (X_n, X_k) виконувалася б умова

$$E_i(X_n, X_k) = K_M P_1. \quad (12)$$

Тут K_M – коефіцієнт, що регулює рівень використання міцністних властивостей армуючого матеріалу; P_1 – розривне навантаження або навантаження, при якому досягається допустимий рівень подовження матеріалу; α – кут між дотичною до поверхні ковзання і нормаллю до площини прошарку в точці їхнього перетину; φ_1 і φ_2 – кут внутрішнього тертя ґрунту відповідно під і над прошарком; $E_{сн}$ – стискуюче навантаження в точці перетину прошарку з поверхнею зсуву;

$$E_{сн} = P + \gamma h, \quad (13)$$

де P – інтенсивність зовнішнього навантаження в точці X_k ; γ – питома вага ґрунту під прошарком; h – глибина розташування горизонту армування від поверхні насипу.

Хоч повна довжина кожного з прошарків арматури, обчислена у такий спосіб, може бути різною за величиною, прийнята постійна довжина арматури була б більш зручною з точки зору технології будівництва.

Коли ґрунт, що примикає до арматури - володіє більш низькими властивостями ніж арматура, він справляє горизонтальний тиск на арматурі, що передається на стінку (рис.2). Це може призвести до ковзання нестійкої зони ґрунту. Закріплення арматури в стійкій частині ґрунту повинно бути достатньо надійним, щоб запобігти цьому типу руйнування. Повна горизонтальна сила визначається (рис.2) як

$$P = P_b + P_s + P_v, \quad (14)$$

де $P_b = K_a w_b H^2 / 2$; w_b – щільність суміжних ґрунтових зон укріплення; $P_s = K_a w_s h H$; – вага рівнорозподіленого додаткового

навантаження; P_v – сила, що визначає через динамічне навантаження V горизонтальну силу опору.

Горизонтальна сила опору

$$F_H = [(w_s h + w_r H) \tan \varphi_{sr} + c] L, \quad (15)$$

де $w_r H$ – вага ґрунту в зоні укріплення; φ_{sr} – кут взаємодії з ґрунтовим укріпленням; c – межа міцності при зсуві; L – довжина арматури в зоні основи.

Тоді запас міцності опору ковзання

$$K_{sl} = \frac{F_H}{P} \quad (16)$$

повинен бути 1,5 або більший. Довжина арматури $0,8H$ має забезпечити опір основи і бути достатньою для забезпечення запасу міцності з коефіцієнтом приблизно 1,5.

Наведені методологічні твердження актуальні як при розрахунках армоґрунтових підпірних стінок, так і практичних задач по проектуванню високих насипів з кутими армованими геосинтетиками укосами [6].

1. Рубан О.А., Балашова Ю.Б. Методика розрахунку стійкості шаруватих укосів, що знаходяться в умовах деформування земної поверхні, з визначенням безпечної швидкості руху транспортних засобів // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. Вип.61. – К., 2001. – С.141-151.

2. Тимофеева Л.М. Армирование ґрунтов. Теория и практика применения. Ч.1. Армированные основания и армоґрунтовые подпорные стены. – Пермь: ППИ, 1991. – 47 с.

3. К.Д.Джоунс. Сооружения из армированного ґрунта. – М.: Стройиздат, 1989. – 281 с.

4. Иванов П.Л. Ґрунты и основания гидротехнических сооружений. Механика ґрунтов: Учеб. для гидротехн. спец. вузов. – М.: Высш. шк., 1991. – 447 с.

5. Семендяев Л.И. Проблема комплексной оценки земляного полотна автомобильных дорог при индивидуальном проектировании в сложных условиях пересеченной местности // Автомоб. дороги: Обзор. инф. Вип. 5 – М., 1995. – 77с.

6. Савенко В.Я., Петрович В.В., Каськів В.І., Рутковська І.А. Застосування геосинтетиків при реконструкції автомобільної дороги // Автошляховик України // Вісн. центрального наукового центру транспортної академії України. Вип. 3. – К., 2000. – С.60-62.

Отримано 17.05.2002