УДК 642:624.044:624.15 DOI 10.31649/2311-1429-2025-2-180-188

А. С. Моргун
І. М. Меть

СУЧАСНИЙ СТАН ПРОБЛЕМИ КОНТАКТНОЇ ВЗАЄМОДІЇ ГРУНТОВИХ ОСНОВ ТА ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ

Вінницький національний технічний університет

Проблема несучої здатності доріг та грунтових основ, яка до теперішнього часу продовжує залишатися актуальною у зв'язку з ростом об'ємів будівництва доріг, так і промислового та цивільного будівництва і необхідністю проектування надійних і економічних конструкцій доріг та споруд. Оцінка міцності основ, необхідність якої регламентується діючими нормативними документами, проводиться з різною ступінню достовірності на базі використання різних наближених методів, рішень задач теорії граничної рівноваги, а також пружних і пружно-пластичних задач.

В останній час спостерігається тенденція посилення ролі теоретичних досліджень у механіці грунтів. Сучасна методика проектування основ заснована на ідеї, що опір основи має перебільшувати напруження, які в них розвиваються без надмірних запасів міцності. В роботі використано методику для розрахунку контактної взаємодії жорсткого металевого аеродромного покриття з грунтовою основою, виконано порівняння з результатами експериментальних досліджень.

Методика заснована на методі граничних елементів (МГЕ) та дилатансійній моделі нелінійного деформування грунту І. П. Бойка , В. М. Ніколаєвського, (1,2), використано метод О. Іллюшина (3), який базується на використанні лінеарізованої системи розрахункових рівнянь.

Величина напружень визначалась не лише миттєвим значенням деформацій, як це має місце в суцільних середовищах, але і історією винекнення цих деформацій, що враховують нелінійні моделі пластичності. Пружно-пластичному середовищу грунту властива за формулюванням О. Іллюшина "довга" пам'ять, тобто, величина вкладу попередньої історії в даний момент. Прикладне значення математичної теорії пластичності для грунтової основи має бути вище, ніж класична теорія пружності, яка дійсна для грунтів при достатньо низьких рівнях навантажень.

Метою роботи є визначення напружено-деформованого стану дорожного покриття на всьому етапі навантаження. Числовий підхід проілюстровано розрахунками напружено-деформованого стану покриття на кожному кроці навантаження з урахуванням дилатансійних властивостей грунту та використанням пружно-пластичної моделі грунтової основи.

Порівняння результатів числового моделювання за МГЕ з даними експериментальних досліджень (9) свідчать про достатньо добру відповідність цих величин. Прогнозування напружено-деформованого стану дорожного покриття має суттєву практичну цінність.

Ключові слова: *дорожні покриття, пластичність ґрунту, числовий метод граничних елементів, дилатансія, несуча спроможність, напружено-деформований стан, нелінійна модель грунтової основи.*

Вступ

Задачі дорожніх покриттів та фундаментобудування призвели до появи і інтенсивного розвитку механіки грунтів. Традиційним об'єктом дослідження механіки твердого деформованого тіла були матеріали, щільність яких в процесі деформування не змінювалась, або змінювалась дуже мало. Тому матеріали, яким властива суттєва незворотня об'ємна деформація, досліджені порівняно менше. Але існують матеріали, при деформуванні яких допустимо прикладання класичних уявлень. До них відносяться випадки, коли стисливість незначно впливає на зміну силових і кінематичних параметрів. Це відноситься до тіл видовжених у просторі мас грунтів на початковій фазі їх завантаження , рис1.

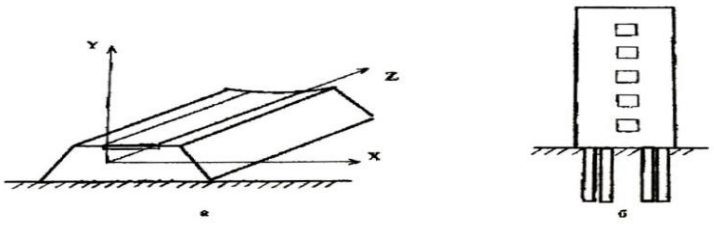


Рисунок 1 – Типові умови плоскої деформації:
а) – автомобільна дорога, б) – витянута в плані будівля

Ґрунт – це мінерально-дисперсне середовище, тверді частинки якого або не мають зв'язків між собою, або мають зв'язки, яким властива значно менша міцність, ніж міцність частинок. Руйнування дисперсних матеріалів проходить в результаті накопичення пластичних (залишкових) деформацій, що в граничному стані викликає розрив суцільності масиву в формі взаємних проковзувань. Вплив

© А. С. Моргун, І. М. Меть 2025

пластичності проявляється в розвитку переміщень, перерозподілі внутрішніх зусиль. По мірі розвитку деформацій зсуву частинки грунту повертаються в напрямку дії τ_{max} утворюючи ущільнене ядро.

Однією із особливостей поведінки грунту є те, що при досягненні окремими частинками грунту граничного стану не виникає значного зростання пластичних деформацій. Сусідні пружні елементи здійснюють обмежуючу дію завдяки перерозподілу зусиль та визначають кінцеве значення пластичних деформацій.

Аналіз

Дисперсність середовища грунту приводить до того, що його стан і властивості в даний момент залежить від попередньої історії. Величина напружень визначаєься не лише миттєвим значенням деформацій, але і історією виникнення цих деформацій. Пружно-пластичному середовищу грунту властива за формулюванням О. Ільюшина "довга" пам'ять, тобто, величина вкладу попередньої історії в даний момент.

Прикладне значення математичної теорії пластичності для грунтової основи має бути вище, ніж класична теорія пружності, яка дійсна для грунтів при достатньо низьких рівнях навантажень, адже 95% деформацій грунтів є нелінійними.

При переході від одновимірного НДС грунту до складного НДС виникає проблема формулювання умов переходу до пластичного стану. Узагальнюючи поняття "границі текучості" для дев'ятивимірного простору тензору напружень T_σ, було введено поняття "поверхні текучості", яка має ту особливість, що при виході точки, яка зображує напружений стан в даній точці на цю поверхню, матеріал переходить в пластичний стан. Таким чином, поверхню текучості можна подати:

$$f(\sigma_{ij}) = 0, \text{ чи в трьох вимірах } f(\sigma_1\,\sigma_2\,\sigma_3) = 0. \quad (1)$$

Вид поверхні текучості інваріантний до вибору системи координат.

В роботі за умову переходу роботи грунту до пластичного стану прийнято умову Мізеса-Шлейхера-Боткіна:

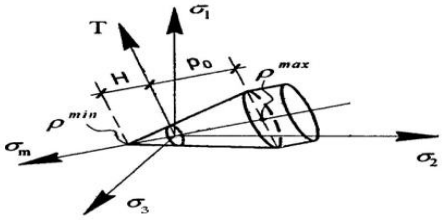


Рисунок 2 – Модифікований критерій текучості Мізеса-Шлейхера-Боткіна в координатах головних напружень

$$\begin{cases} f = T + \sigma_{окт} \cdot tg\psi - \tau_s = 0 \quad при \quad \sigma_{окт} \le p_0 \\ f = T + \rho_0 \cdot tg\psi - \tau_s = 0 \quad при \quad \sigma_{окт} > p_0 \end{cases}, \quad (2)$$

де f – поверхня текучості, вона дає співвідношення між гідростатичним тиском σокт (першим інваріантом тензора швидкостей напружень) та інтенсивністю напружень T (другим інваріантом девіатора напружень) на октаедричній площині (рівнонахиленій до головних осей) та разом з рівняннями рівноваги забезпечує кількість рівнянь і кількість невідомих для замикання моделі. Таким чином, зрушення середовища грунту вдовж поверхонь ковзання в роботі визначалось октаедричною теорією міцності.

В моделі в якості параметра зміцнення χ використано об'ємну пластичну деформацію $\dot{e^p}$, яка відповідає головному ефекту – залежності міцності грунту від щільності його упаковки.

Моделювання процесу деформування дилатуючого грунту пов'язане з необхідністю інтегрування співвідношень неасоційованого закону пластичної течії на кожному кроці навантаження.

При переході грунту в пластичний стан оцінку процесу накопичення залишкових пластичних об'ємних деформацій і деформацій зсуву в якості фізичного рівняння використано неасоційований закон пластичної течії (довільної неасоційованої дилатансії):

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}, \quad F \neq f \ . \quad (3)$$

Функція текучості F в просторі напружень визначає поверхню навантаження, яка обмежує область пружної поведінки середовища. Поверхня навантаження – це границя пружної області, f – функція, що виначає умову пластичності, це критерій переходу до граничного стану. F – (пластичний потенціал), дисипативна функція пористого грунту, який визначає дилатансійність середовища - зміну його об'єму при зсуві. F – це фіктивна функція історії дисипативного деформування грунту, вона не співпадає з любою поверхнею текучості.

Закон течії визначає пластичну течію після початку текучості. Вираз $dF/d\sigma_{ij}$ – вектор, який не перпендикулярний до поверхні текучості f.

В теорії пластичної течії фізична залежність між напруженнями та приростами деформацій приймається у вигляді диференційних залежностей між приростами деформацій і напруженнями. Такий підхід розширює можливість розрахунку, але одночасно і ускладнює його.

Грунтам властиві пружні (зворотні) і пластичні (незворотні) деформації, які можуть бути досягнені лише після деякого рівня напружень – досягнення критерія текучості f.

Загальні деформації визначались:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^{\ e} + \sum d\varepsilon_{ij}^{\ p}, \tag{4}$$

де $d\varepsilon_{ij}$ – загальні деформації грунту складаються із пружніх $d\varepsilon_{ij}^{e}$ – приріст пружніх деформацій визначався із закону Гука; $\sum d\varepsilon_{ij}^{p}$ – суми приростів пластичні деформацій на попередніх кроках навантаження (історія навантаження), визначались згідно з неасоційованим законом пластичної течії (3) та доповнювались для корегування напрямку вектора пластичних деформацій дилатансійними співвідношеннями В.М. Ніколаєвського, І.П. Бойка (2,1).

Пружний приріст деформацій розкладався на гідростатичну та девіаторну складові:

$$d\varepsilon_{ij}^{e} = \delta_{ij} \cdot d\sigma_{kk} \cdot (1-2\vartheta)/E + d\sigma_{ij}/2\mu \tag{5}$$

де E – модуль пружності, ϑ – коефіцієнт Пуассона, μ – постійна Ламе, δ_{ij} – символ Кронекера.

Приріст пластичних деформацій знаходився з неасоційованого закону пластичної течії (3), який визначає пластичну течію після початку текучості.

Приріст пластичних деформацій на конкретному кроці навантаження:

$$d\varepsilon^{p} = d\varepsilon^{p}{}_{шар} + d\varepsilon^{p}{}_{дев}, \tag{6}$$

де $d\varepsilon^{p}_{шар}$ – приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень; $d\varepsilon^{p}_{дев}$– приріст пластичних деформацій від девіатора напружень.

Приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень визначався дилатансійним співвідношенням В.М. Ніколаєвського, І. П. Бойка (2,1):

$$d\varepsilon^{p}{}_{шар} = \Lambda(\chi) d\gamma^{\rho}, \tag{7}$$

Приріст пластичних деформацій від девіатора напружень:

$$d\varepsilon^{\mathrm{p}}_{дев} = D_{ij} d\lambda \tag{8}$$

де D_{ij} – девіатор напружень;

- $d\lambda$ – коефіцієнт пропорційності,

– $d\gamma^{p}$ скалярний еквівалент приросту зсувної пластичної деформації на октаедричній площині;

$d\varepsilon_{ij}^{p}$ – приріст непружних змін об'єму, що супутні зсуву;

χ – параметр зміцнення ґрунтового середовища (прийнято щільність ґрунту ρ).

Λ – швидкість дилатансії (згідно з дилатансійною теорією В.М. Ніколаєвського, І.П. Бойка (2,1)). Швидкість дилатансії Λ залежить від щільності грунту ρ та приймає як позитивні (дилатансія) , так і від'ємні (контрактація) значення (1):

$$\Lambda(\rho) = -\sqrt{1 - (\rho/\rho*)^2} \quad \text{при } \rho < \rho*$$
$$\Lambda(\rho) = \sqrt{1 - (\rho*/\rho)^2} \quad \text{при } \rho > \rho* \tag{9}$$

де $\rho*$ – критична густина, яка є функцією гідростатичного напруження σ_m.

Критична щільність грунту $\Lambda = 0$ (по Казагранде) – коли процес зсуву не супроводжується зміною об'єму. Рихлим упаковкам грунту, тобто малому внутрішньому тертю відповідає $\Lambda < 0$, рихлий грунт при зсуві ущільнюється. Для щільних станів грунт після піка міцності характеризується умовою $\Lambda > 0$, при зсуві проходить розрихлення грунту та послаблення.

Для розв'язку нелінійної задачі в основу покладено найбільш ефективний алгоритм розв'язку еволюційних задач О.А. Іллюшина (3), який базується на кроковому методі продовження розв'язку, коли на кожному наступному кроці використовується розв'язок задачі із попереднього кроку.

На зміну складним інтегро-диференційним залежностям при розв'язанні задач суцільного середовища для розв'язання задачі взаємодії системи "основа - дорожнє покриття" взято числовий МГЕ.

Методика чисельного моделювання напружено – деформованого стану з урахуванням нелінійного деформування грунту побудована на застосуванні числового методу граничних елементів (МГЕ) та дилатансійної моделі нелінійного деформування грунтової основи (1,2). Для розв'язку пружно-пластичної задачі використано метод продовження по параметру, який базується на використанні лінеарізованої системи розрахункових рівнянь (3).

В МГЕ реалізується ідея апроксимації неперервної функції (тиск, переміщення) дискретною моделею, яка будується на множині кусочно-неперервних функцій. Визначення поля напружень пов'язано з числовим інтегруванням рівняння стану числового МГЕ (10), що приводить до системи лінійних алгебраїчних рівнянь, СЛАР.

Основним розрахунковим рівнянням запроектованої в роботі моделі роботи ґрунту і яке є аналогом системи 15 диференційних рівнянь (статичних рівнянь, геометричних, фізичних) є інтегральне рівняння, отримане К. Бреббія (10, 17). К. Бреббія (10) звів неголономну розрахункову систему диференційних рівнянь в частинних похідних теорії пружності до інтегрального рівняння (10), (неголономна – тобто її неможливо в загальному випадку проінтегрувати щоб отримати співвідношення між напруженнями та деформаціями).

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_{ij,j} + b_j = 0 \\ \varepsilon_{ij} = 0{,}5(u_{i,j} + u_{j,i}) \\ \sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \end{array}\right\} \Rightarrow C_{ij}(\xi)u_j(\xi) + \int_{\Gamma} p^*_{ij}(\xi,x)u_j(x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} u^*_{ij}(\xi,x)p_j(x)d\Gamma(x), \quad (10)$$

де зліва в позначеннях Ейнштейна записано:

$\sigma_{ij,j} + b_j = 0$ – статичні рівняння рівноваги; $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})$ – геометричні рівняння; $\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl}$ – фізичні рівняння середовища; *u, p* – шукані вектори переміщень та напружень на границі фундаментної конструкції; c_{ij} – постійна, визначається із умов руху тіла як цілого, з'являється при переводі краєвої задачі до інтегрального рівняння (10) для отримання єдиного рішення.; Г, Ω - відповідно гранична поверхня фундаментної конструкції та границя трикутних осередків активної зони ґрунту.

При розгляді нелінійної задачі:

$$c_{ij} \cdot u_j + \int_{\Gamma} p^*_{ij} u_j d\Gamma = \int_{\Gamma} u^*_{ij} p_j d\Gamma + \int_{\Omega} \dot{\sigma}^* \dot{\varepsilon}^p_{jk} d\Omega, \quad (11)$$

u^*, p^*, σ^* - ядра граничного рівняння (10,11) – рішення Р. Міндліна для переміщень, напружень та похідних від напружень, що відповідають одиничним взбурюючим впливам (Р=1) в півпросторі (10).

При обчисленні задачі про взаємодію дорожного покриття з пружним середовищем в якості фундаментального рішення (позначених зірочкою *) в роботі прийнято сингулярні рішення Р. Міндліна (12), отримані для півплощини. Використання розв'язків Р. Міндліна обумовлюється тим, що тиск від фундамента в грунті прикладається не до поверхні грунту, а на деякі глибині всередині масиву грунту, цьому положенню відповідає саме задача Р. Міндліна. Для отримання числового розв'язку інтегрального розрахункового рівняння (10) було проведено дискретизацію граничної поверхні

контакту дорожного полотна з грунтовою основою лінійними граничними елементами, активна зона навколопальового грунту дискретизувалась трикутними осередками, тобто, була реалізована ідея Пуассона – подання складного об'єкта його складовими.

Введення в (11) додаткових виразів $\sigma^*_{jk}, \varepsilon^*_{jk}$ дозволили задовільнити умову обернення в нуль напружень на поверхні півпростору грунту. При виведенні основного інтегрального співвідношення МГЕ (12) використано теорему Бетті про взаємність робіт двох станів деформованого тіла:

$$\int_{\Omega} \sigma_{jk} \cdot \varepsilon^*_{jk} d\Omega = \int_{\Omega} \sigma^*_{jk} \cdot \varepsilon_{jk} d\Omega \qquad (12)$$

c_{ij} – постійна, визначається із умов руху тіла як цілого, з'являється при переводі краєвої задачі до інтегрального рівняння (10) для отримання єдиного рішення.; Г, Ω - відповідно гранична поверхня фундаментної конструкції та границя трикутних осередків ґрунту.

В задачах геомеханіки умова плоскої деформації зустрічається доволі часто, рис.1. В цьому випадку один із розмірів (товщина) перпендикулярний до деякої площини, наприклад, площини XY, рис.1 є великий в порівнянні з розмірами в площині XY. Переміщення в напрямку осі Z нехтуючо малі, а переміщення u_x , u_y не залежать від u_z. На рис. 1 подано задачі для плоскої деформації.

В даній роботі розглядається плоска задача, тим більше, що числовий МГЕ переводить тривимірну задачу в двовимірну.

При проектуванні будівель та споруд основною задачею на період будівництва та під час експлуатації є забезпечення стійкості грунтового масиву та міцності наземних конструкцій. З метою запобігання розвитку зсувних процесів необхідно проводити аналіз напружено - деформованого стану грунтової основи. Для цього потрібно користуватись методами розв'язку нелінійних задач.

Основою геотехнічних розрахунків є, як відомо, фізичні, визначальні рівняння стану, які виражають в аналітичній формі закони деформування і руйнування грунту. Числові коефіцієнти, що входять в них, характеризують відповідні властивості конкретних грунтів.

При розрахунку конструкцій на пружній основі на теперішній час найбільш розповсюджені гіпотези роботи грунтової основи:

– гіпотеза пропорційності між прикладеним навантаженням і осіданням основ (гіпотеза Вінклера, 1867);

– гіпотеза пружного півпростору (30-ті роки XX століття), вона відображає розподільчу спроможність грунту і використовує формули теорії пружності.

Згідно моделі Вінклера осадка основи здійснюється лише в точці прикладання сили і величина осідання пропорційна інтенсивності реактивного тиску. Коефіцієнт постелі цієї моделі можна розглядати як характеристику контактної взаємодії жорсткого покритя дороги та грунтової основи. Та практика будівництва свідчить, що модель Вінклера не враховує розподільчі властивості основи.

Модель пружного півпростору передбачає, що деформації розвиваються і за межами діючого навантаження, а після зняття навантаження повністю відновлюються. Та грунти не є пружнім середовищем, крім того, ця модель сильно перебільшує розподільчі властивості основи. Кожна з цих гіпотез має свої переваги та недоліки. Тому були напрацьовані нові моделі грунтової основи, які мали проміжну розподільчу спроможність між двома вказаними вище гіпотезами.

П.Л. Пастернак (1954) запропонував модель основи з двома коефіцієнтами постелі.

Наступною була розвинена теорія – лінійно деформований шар обмеженої товщини. Основна ідея моделі – з фундаментами взаємодіє деяка товщина грунтового масиву, нижче якої знаходиться недеформована область. Основна перевага цієї моделі – в умовах плоского завантаження осідання грунту мають кінцеве значення. Та глибина активної зони грунту в натурі не є постійною, вона залежить від навантаження, глибини закладання, розмірів фундаменту, властивостей грунту.

Ці моделі використовуються при проектуванні інженерних споруд. Та спорудження важких будівель та передача на дорожні покриття значних навантажень заставило перейти до більш складних моделей, що враховують нелінійну залежність між напруженнями та деформаціями – деформаційна теорія пластичності (Іллюшин О.А.) та теорія пластичної течії.

Деформаційна теорія пластичної течії Іллюшина О.А. (3) встановлює однозначну залежність між напруженнями та деформаціями, пов'язуючи кінцеві величини пластичних деформацій з кінцевими значеннями напружень. Ця теорія дійсна лише для простого навантаження.

Стабілометричні дослідження А.І. Боткіна (4) показали, що формозміна і об'ємна деформація грунту одночасово залежать від величини всебічного стиснення і девіатора напружень. Ця властивість грунту різнить його від металів та накладає вплив на описання деформування грунтів.

Теорія пластичної течії дозволяє враховувати складні траєкторії навантаження (історію навантаження масиву грунту). В ці теорії залежність "напруження – деформації " подаються у вигляді диференційних залежностей. В різниці від асоційованого закону неасоційований закон пластичної течії використовує потенціальну функцію, яка не співпадає з функцією текучості.

Відносно грунтів неасоційований закон пластичної течії напрацьований в тудах А.К. Бугрова (5), Ніколаєвського В.Н. (6).

Велике поширення за рубежем отримала пружно-пластична модель "Cam – Clay" (Кембрідж) , в основі якої лежить асоційований закон пластичної течії.

На теперішній час зформульовано два види задач теорії пластичності: задача пружно-пластичної рівноваги, та задача пластичної течії. В першому випадку в дослідному середовищі наявні зони пружної рівноваги та пластичної. Взадачах пластичної течії всі елементи тіла знаходяться в граничній рівновазі, пластична деформація може збільшуватись та привести до руйнування середовища.

Для розрахунку дорожного покриття використано пружно-пластичну модель. Теорія пластичної течії враховує можливість існування поверхні навантаження. Вперше до грунтів функція навантаження F була конкретизована Д. Друкером та В. Прагером (7). Неасоційований закон пластичної течії для грунтового середовища використовує потенціальну функцію F, що не співпадає з функцією текучості f.

Дорожне покриття – транспортна споруда, яка має відповідати своєму функціональному призначенню та мати рівень надійності, який гарантує безпечну експлуатацію протягом проектного терміну служби.

Статичну схему дорожного полотна необхідно вибирати так, щоб вона була мінімально чутливою до непередбачених змін у навантаженні. Розрахунковий термін служби покриття проїзжої частини автодоріг складає 7 років (8).

В роботі розраховано за числовим методом граничних елементів деформативність металевого аеродромного покриття, виготовленого з гофрованих стальних листків, які складаються із прямокутних в плані елементів – плит довжиною 3 м і шириною – 0.38 м (9). Глибина розвитку пластичних зон в гофрованій контактній поверхні значно менша, ніж під плитами без виступів по контактній площині підошви (9). Плити вкладаються в покриття поперечними по відношенню до напрямку руху рядами.

Аналіз експериментального дослідження одного із таких типів металевого покриття, покладеного на перезволожений суглинок (9), дав замірені в натурі переміщення 1.89 см при навантаженні 188 кН.

Напружено-деформований стан грунтової основи такого дорожного покриття в роботі обраховувався за допомогою основного визначального рівняння числового методу граничних елементів (11).

Призначення визначальних рівнянь є в тім, щоб встановити математичне співвідношення між статичними та кінематичними параметрами, що описують поведінку тіла при наявності механічних дій. Визначальні рівняння слугують для вводу ідеалізованих середовищ, наприклад, ідеально пружного тіла, ідеального пружно-пластичного тіла.

Достовірність прогнозу НДС дорожного полотна чи споруди визначається тим, що було враховано в розрахункові схемі, які були прийняті припущення.

Основною проблемою, яка виникає при прогнозі осідань дорожних покриттів та споруд і прогнозі допустимого навантаження на ґрунт є питання ущільнення та розущільнення грунтів під дією гравітаційних навантажень. Це потребує приділення значної уваги дилатансійній теорії грунтового середовища (1,14) та методам моделювання залишкових пластичних деформацій ґрунту з метою їх практичного прикладання, адже 95 % деформацій грунту є нелінійними (залишковими).

Міцність – проблема століття. Практично всі матеріали, в тім числі і грунт, руйнуються в результаті розвитку деформацій форми. Руйнування будь-якого твердого тіла – процес поступового розкриття спочатку найслабкіших місць, а потім все менш і менш небезпечних дефектів.

Характерною і найбільш яскравою особливістю грунту є переважно пластичне його деформування практично з моменту завантаження. Розвиток пластичних (залишкових) деформацій, які складають більшу частину повних деформацій, обумовлює нелінійну залежність $\sigma - \varepsilon$, що потребує врахування в геомеханіці цієї обставини.

Фізична суть дилатансії грунтового середовища – руйнування зчеплення частинок грунту і повертання блоків, в результаті порушується структура, утворюються поверхні ковзання. Для

врахування дилатансійних ефектів грунтової основи при дії навантаження в роботі використано положення (1,11,14).

Реальні задачі геомеханіки моделюються диференційними рівняннями в частинних похідних і зводяться до класу крайових задач. Розв'язок задач теорії пластичності пов'язаний з розв'язком системи нелінійних диференціальних рівнянь в частинних похідних, що являє собою складну задачу. В аналітичному вигляді її можна розв'язати у виключних випадках.

На заміну складним інтегро-диференційним залежностям в якості методу аналізу поставленої задачі взаємодії системи "основа – аеродромне дорожнє покриття" використано числовий метод граничних елеменів.

При визначенні НДС дорожного полотна необхідне визначення реологічних параметрів грунтів, що залягають в основі, яке проводиться згідно діючих нормативів в компресійних та зсувних приборах для дослідних зразків, вирізаних із монолітів різних по глибині інженерно-геологічних шарів.

При розрахунку використано 8 вхідних параметрів моделі:

- модуль загальної деформації E;
- щільність грунту ρ ,
- щільність мінімальна ρ^{min} ,
- щільність максимальна ρ^{max};
- кут внутрішнього тертя φ;
- зчеплення грунту c;
- p_0 – межа переходу від пружного до пластичного стану в поверхні текучості Мізеса-Шлейхера-Боткіна.

Активна грунтова зону аеродромного дорожнього покриття при числовому розрахунку за МГЕ була дискретизована 118 трикутними дискретними елементами, контактну зону дискретезували 20 граничних постійних елементів.

До практичної цінності проведених досліджень слід віднести достовірну картину графіка "навантаження - осідання", рис. 3, отриману за МГЕ по наведеному в роботі методу аналізу для дисперсних грунтів будівельного майданчика.

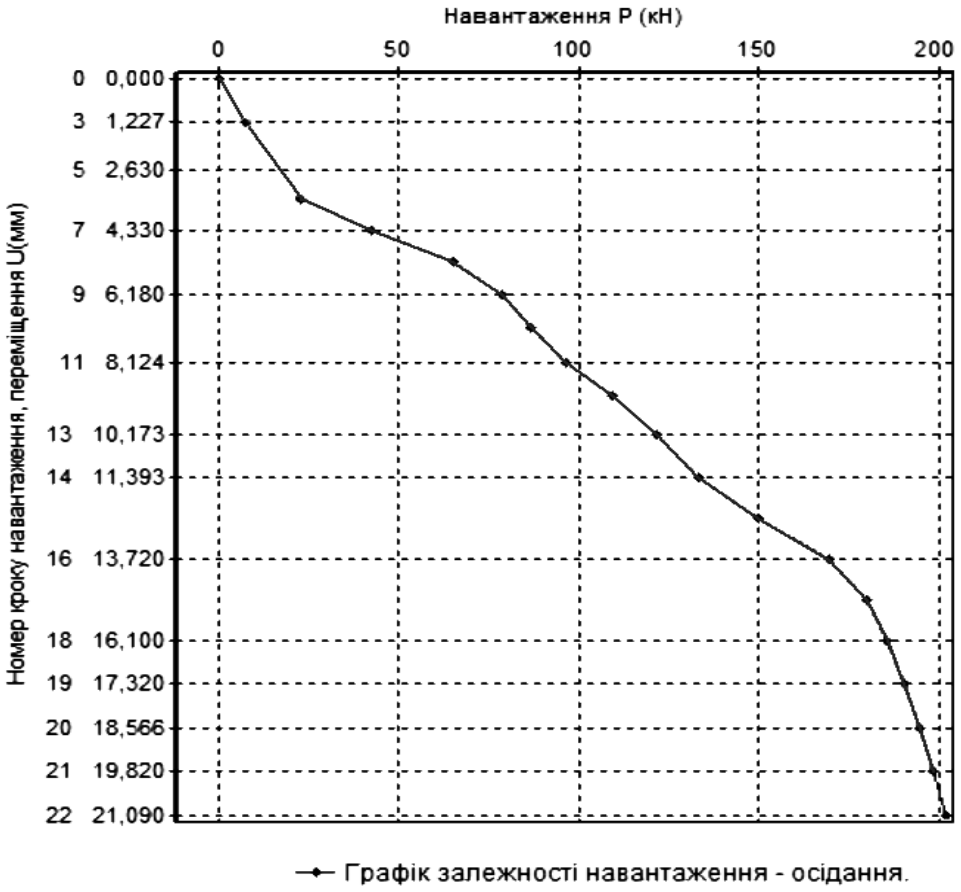


Рисунок 3 – Числові дослідження за МГЕ поведінки під навантаженням системи "основа - дорожне покриття" (9)

Згідно прогнозу за МГЕ при осіданні дорожного покриття s = 1.89 см величина навантаження склала 193 кН, дані експеримента (9) при цьому осіданні фіксують 188 кН., що є прийнятним для практичного використання.

Висновки

- Використання в прогнозних розрахунках нових дилатансійних пружно-пластичних моделей дає можливість ще на стадії проектування прогнозувати НДС основ, варіювати вхідними параметрами для отримання найбільш економічного рішення, та отримання картини роботи фундаментів споруд, дорожніх покриттів і ґрунтової основи під тисками сучасних висотних будівель та автомобільних доріг.
- Прогнозування НДС системи "основа – дорожнє покриття" з урахуванням історії навантаження основи та його нелінійного деформування дозволяє отримати більш достовірні значення напружень та деформацій системи.
- В роботі наведено основне розрахункове рівняння МГЕ, вирази для числової реалізації пластичності при розв'язку краєвих задач геомеханіки.
- Викладено основи МГЕ, вирази для приросту напружень та деформацій з урахуванням історії навантаження в складних інженерно-геологічних умовах з метою їх наступної комп'ютерної реалізації

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

[1] Boyko I.P., Boyandin V.S., Delnik A.E., Kozak A.I., Sakharov A.S., Kiev. Frchiv of Applied Mechanics 62 (1992) s 16-328.
[2] Nikolaevski V.N., Rice I.R. Current topics on the nonelastic deformation of geological materials.– in: High – pressure reince and technoloogy.1979, vol. 2.
[3] Іллюшин О.А. Пластичність. Техвидат.1948. 367с.
[4] Боткін А.І. Дослідження напруженого стану в сипучих та зв'язних грунтах. 1939.
[5] Бугров А.К., Голубів Л.І. Анізотропні грунти і основи споруд. Надра. 1993, 245 с.
[6] Ніколаєвський В.Н. Механіка пористих і тріщиноватих середовищ. Недра. 1948. 232 с.
[7] Drucker D.C., Prager W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quarterly of Applied Mathematisc. 1952.10. №2.
[8] ДБН В.2.3-14: 2006 Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування.
[9] В.М. Бойко, І.О. Онопа . До питання про призначення коефіцієнта постелі при розрахунку жорстких аеродромних покриттів. ОФМГ № 4 ,1993.
[10] C.A. Brebbia, J.C. F. Telles, L.C. Wroubel. BOUNDARY ELEMENT TECHNIQUES, Theory and Applications in Engineering. New York. 1989.
[11] http://www.mymanual.ru/ebooks/texnicheskaia
[12] Моргун А.С., Меть І. М. , Ніцевич А.В. Компютерні технології розрахунку фундаментних конструкцій на основі методу граничних елементів. Монографія: ВНТУ, 2009. – 162 С.
[13] Mindlin R. D., Force at a point in the interior of a semi-infinite solid, Physics. 7, 195-202 (1936).
[14] Suklie L. Rheoloqical Aspects of Soil Mechanics / WILEY – INTERSCIENCE, A division of John Wiley & Sons Ltd London, 1945.
[15] Бойко І.П., Сахаров В.О. Напружено-деформований стан грунтового масиву при побудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково – технічний збірник. – К.: КНУБА. Випуск № 28, 2004. – С. 3-10.
[16] Suklie L. Rheoloqical Aspects of Soil Mechanics / WILEY – INTERSCIENCE, A division of John Wiley & Sons Ltd London, 1945.
[17] Моргун А.С. Нелінійні проблеми механіки ґрунтів /А.С. Моргун // Вінниця, ВНТУ, 2016. – 122 с.
[18] Brebbia C.A. Boundary element tecyniques / Springer - Verlag Nev York, 1984.
[19] Cruse. T.A. Mathematical foundations of the boundare integral eguation method in solid meechanics. Report No. AFOSR – TR-77 – 1002. Pratt and Whiney Aircraf Group. 1977.
[20] Brebbsa C. A. and Walker S. Boundary Tlement Techniques in Engineering. Butterworths. London. 1980.
[21] Telles I.C.F., On the application of the boundary element method to inelastic problems. Ph. D. Thesis , Universiny of Southfmpton, 1981.

REFERENCES

[1] Boyko I.P., Boyandin V.S., Delnik A.E., Kozak A.I., Sakharov A.S., Kiev. Frchiv of Applied Mechanics 62 (1992) s 16-328.
[2] Nikolaevski V.N., Rice I.R. Current topics on the nonelastic deformation of geological materials.– in: High – pressure reince and technology.1979, vol. 2.
[3] Ilyushin O.A. Plasticity. Technical Bulletin.1948. 367p.
[4] Botkin A.I. Investigation of the stress state in loose and cohesive soils. 1939.
[5] Bugrov A.K., Golubiv L.I. Anisotropic soils and foundations of structures. Subsoil. 1993, 245 p.
[6] Nikolaevsky V.N. Mechanics of porous and fractured media. Nedra. 1948. 232 p.
[7] Drucker D.C., Prager W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quarterly of Applied Mathematisc. 1952.10. №2.

[8] DBN V.2.3-14: 2006 Transport structures. Bridges and pipes. Rules for design.
[9] V.M. Boyko, I.O. Onopa. On the question of assigning the bed coefficient when calculating rigid airfield pavements. OFMG № 4,1993.
[10] C.A. Brebbia, J.C. F. Telles, L.C. Wroubel. BOUNDARY ELEMENT TECHNIQUES, Theory and Applications in Engineering. New York. 1989.
[11] http://www.mymanual.ru/ebooks/texnicheskaia
[12] Morgun A.S., Met' I. M. , Nitsevich A.V. Computer technologies for calculating foundation structures based on the boundary element method. Monograph: VNTU, 2009. – 162 p.
[13] Mindlin R. D., Force at a point in the interior of a semi-infinite solid, Physics. 7, 195-202 (1936).
[14] Suklie L. Rheoloqical Aspects of Soil Mechanics / WILEY – INTERSCIENCE, A division pf John Wiley & Sons Ltd London, 1945.
[15] Boyko I.P., Sakharov V.O. Stress-strain state of soil massif during construction of new foundations near existing buildings // Foundations and foundations: Interdepartmental scientific and technical collection. – K.: KNUBA. Issue No. 28, 2004. – P. 3-10.
[16] Suklie L. Rheoloqical Aspects of Soil Mechanics / WILEY – INTERSCIENCE, A division pf John Wiley & Sons Ltd London, 1945.
[17] Morgun A.S. Nonlinear problems of soil mechanics / A.S. Morgun // Vinnytsia, VNTU, 2016. – 122 p.
[18] Brebbia C.A. Boundary element tecyniques / Springer - Verlag Nev York, 1984.
[19] Cruse. T.A. Mathematical foundations of the boundary integral equation method in solid mechanics. Report No. AFOSR – TR- 77 – 1002. Pratt and Whiney Aircraft Group. 1977.
[20] Brebbsa C. A. and Walker S. Boundary Tlement Techniques in Engineering. Butterworths. London. 1980.
[21] Telles I.C.F., On the application of the boundary element method to inelastic problems. Ph. D. Thesis , University of Southampton, 1981.

Алла Серафимівна Моргун **–** д.т.н., професор кафедри будівництва, міського господарства та архітектури, Вінницький національний технічний університет, E-mail: morgunallaS@.qmail.com, ORCID: 0000-0002-4701-339X.
Іван Миколайович Метъ **–** к.т.н., декан Факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії, Вінницький національний технічний університет, E-mail: vanmet@ukr.net, ORCID: 0000-0003-0568-730X.

A. Morgun
I. Met

CURRENT STATE OF THE PROBLEM OF CONTACT INTERACTION OF SOIL BASE AND ROAD SURFACE IN DESIGNING MOTORWAYS

Vinnytsia National Technical University

The problem of the bearing capacity of roads and soil bases continues to be relevant to this day due to the growth in the volume of road construction, as well as industrial and civil construction, and the need to design reliable and economical road structures and structures. The assessment of the strength of the bases, the necessity of which is regulated by current regulatory documents, is carried out with varying degrees of reliability based on the use of various approximate methods, solutions to problems of the theory of limit equilibrium, as well as elastic and elastic-plastic problems.
Recently, there has been a tendency to increase the role of theoretical research in soil mechanics. The modern methodology for designing bases is based on the idea that the resistance of the base should exceed the stresses that develop in them without excessive safety margins. The paper uses a methodology for calculating the contact interaction of a rigid metal airfield pavement with a soil base, and a comparison with the results of experimental studies is made.
The methodology is based on the boundary element method (BEM) and the dilatancy model of nonlinear soil deformation by I. P. Boyko, V. M. Nikolaevsky, (1,2), the method of O. Ilyushin (3) was used, which is based on the use of a linearized system of computational equations.
The magnitude of the stresses was determined not only by the instantaneous value of the deformations, as is the case in continuous media, but also by the history of the occurrence of these deformations, which take into account nonlinear plasticity models. According to the formulation of O. Ilyushin, the elastic-plastic medium of the soil is characterized by a "long" memory, that is, the magnitude of the contribution of the previous history at the present moment. The applied value of the mathematical theory of plasticity for the soil base should be higher than the classical theory of elasticity, which is valid for soils at sufficiently low load levels.
The purpose of the work is to determine the stress-strain state of the road surface at the entire loading stage. The numerical approach is illustrated by calculations of the stress-strain state of the pavement at each loading step, taking into account the dilatancy properties of the soil and using an elastic-plastic model of the soil base.
Comparison of the results of numerical modeling using MGE with the data of experimental studies (9) indicates a fairly good correspondence of these values. Forecasting the stress-strain state of the road pavement has significant practical value.

Keywords: road pavements, soil plasticity, numerical boundary element method, dilatancy, bearing capacity, stress-strain state, nonlinear model of the soil base.

Alla Morgun – Doctor of Engineering, Professor, Department of Civil Engineering, Urban Management and Architecture, Vinnytsia National Technical University, Vinnytsia. E-mail: morgunallaS@.qmail.com, ORCID: 0000-0002-4701-339X.
Ivan Met – Candidate of Technical Sciences, Dean of the Faculty of Construction, Civil and Environmental Engineering, Vinnytsia National Technical University, Vinnytsia, E-mail: vanmet@ukr.net, ORCID: 0000-0003-0568-730X