

ОБГРУНТУВАННЯ МОДЕЛІ РОЗРАХУНКУ НЕЗВ'ЯЗНИХ ШАРІВ ДОРОЖНЬОЇ КОНСТРУКЦІЇ, ЩО СТАБІЛІЗОВАНІ ГЕОГРАТКОЮ

SUBSTANTIATION OF THE ROAD CONSTRUCTION UNBOUND MATERIALS CALCULATION MODEL WITH GEOGRIDS STABILIZATION



Смірнова Наталія Володимирівна, доктор технічних наук, професор, Харківський національний автомобільно-дорожній університет, професор кафедри будівництва та експлуатації автомобільних доріг, e-mail: NataliaVS.0105@gmail.com, тел. +3805727073780, +3809775099793. 61002, Україна, м. Харків, вул. Ярослава Мудрого, 25, к. 255.

orcid.org/0000-0001-8458-1954



Харін Павло Леонідович, ТОВ «Уніпром», завідувачий проектною групою, e-mail: kxarin@ukr.net, тел. +38 050 413 59 50, Україна, 03150, м. Київ, вул. Предславинська 37, оф 303.

<https://orcid.org/0000-0001-7858-0912>



Усиченко Олена Юріївна, кандидат технічних наук, доцент, професор кафедри будівництва та експлуатації доріг, Національний транспортний університет, e-mail: fbbk@ukr.net, тел. +380442803942, Україна, 01010, м. Київ, вул. М. Омеляновича-Павленка, 1, к. 138.

<https://orcid.org/0000-0002-7482-8420>



Кушнірова Оксана Миколаївна, Національний транспортний університет, старший викладач кафедри транспортного будівництва та управління майном, e-mail: kushnirovao@gmail.com, тел. +30506545522, Україна, 01010, м. Київ, вул. М. Омеляновича-Павленка, 1, каб. 218.

<https://orcid.org/0000-0001-6011-5609>

Анотація: В статті розглянуто особливості взаємодії незв'язного матеріалу з ґрунтовою основою при дії вертикального навантаження. Проаналізовано вертикальні та горизонтальні переміщення зерна сферичної (круглої) і кубовидної форми; вертикальні та горизонтальні переміщення зерна сферичної (круглої) і кубовидної форми; розрахунок прогину традиційної конструкції дорожнього одягу методом поширювального підсумовування. Досліджено вплив георатки, влаштованої в основі незв'язного шару конструкції дорожнього одягу, на його напружено-деформований стан.

Ключові слова: дорожня конструкція, геосинтетичні матеріали, вертикальні напруження, пружний прогин, навантаження, деформування, розрахункові моделі.

Вступ

Геосинтетичні матеріали являють собою клас будівельних матеріалів, що розрізняються за структурою, технології виробництва, показниками властивостей, складу сировини. Їх об'єднує зручна форма поставки, можливість забезпечення високої якості геосинтетичних матеріалів в умовах заводського виготовлення, мінімальні трудовитрати місці проведення робіт.

Найбільш поширена група матеріалів зі складу геосинтетичних - геотекстильні, перш за все, неткані, а також ткани та інші трикотажні (в'язані), плетені ниткопрошивні, біотекстільні з несинтетичного сировини.

Вперше неткані матеріали з'явилися в 1930-х роках в Європі. Це були полотна з віскозних волокон, скріплені між собою хімічними сполуками.

Пізніше з'явилися інші способи їх отримання, розрізняються по виду сировини і за способом скріплення. Неткані полотна практично відразу стали популярними - різноманітні властивості дозволили застосовувати їх в самих різних областях від медицини до будівництва будівель.

Властивості нетканних геотекстильних матеріалів, що представляють собою хаотичне переплетення коротких або довгих волокон, залежать від способу з'єднання волокон. Неткані геотекстильні матеріали зміцнюються механічним, термічним або хімічним способами. Механічно зміцнені (голкопробивні) неткані матеріали відрізняються достатньою міцністю, високою деформативністю, захисними властивостями, водонепроникністю в площині полотна і напрямку, їй нормальному. Їх основні функції - дренажування і захист, в окремих випадках при виникненні великих деформацій - армування.

У самому широкому аспекті області застосування геосинтетичних матеріалів в дорожній галузі, охоплюючи як конструктивні, так і технологічні рішення, включають два напрямки: ґрунтові споруди та дорожні одяги [1,5,6]. З безлічі основоположних функцій геосинтетичних матеріалів для досліджень, що проводяться по розробці типових дорожніх конструкцій на слабких ґрунтах відзначимо, перш за все, армування.

У загальному вигляді армування - функція суцільних тканих геосинтетичних матеріалів, геосіток і геореграток, яка використовується для армування ґрунтових споруд та їх основ при будівництві, реконструкції, ремонті, а також для асфальтобетонних покриттів.

Окремий інтерес представляє собою функція стабілізації зернистих матеріалів геосинтетичними матеріалами, зокрема - георатками.

Основна частина

Особливості взаємодії незв'язного матеріалу з ґрунтовою основою при дії вертикального навантаження

При розрахунку посилення геораткою багатошарових основ дорожніх одягів повинні прийматися передумови, що пояснюють процес деформування матеріалу, що складається з окремих твердих частинок. При деформації зернистого шару відбувається зміна кінематичного стану зерен цього шару як твердих тіл. Деформація зернистого шару, тобто зміна його форми і об'єму відбувається за рахунок двох видів деформацій - структурних і пружних [3]. Структурні деформації зернистого шару полягають в переміщеннях зерен або їх агрегатів як окремих твердих тіл. Такі переміщення обумовлюються змінністю шару як системи тіл, в якій при деформації відбувається перекомпонування частинок. Зерна прагнуть зайняти стійке положення рівноваги. Структурні деформації носять дискретний і незворотний характер. Від пластичних деформацій структурні відрізняються тим, що перші можуть відбуватися при постійному об'ємі, а другі - змінюються в об'ємі. Пружні деформації виникають за рахунок деформації безпосередньо зерен шару. Такі деформації нерозривні в межах об'єму, займаного зерном, і в загальному випадку можуть бути нелінійними. Частка структурних і пружних деформацій в загальній деформації шару може бути різною і залежить від ступеню ущільнення шару.

Для визначення прогину багатошарової основи передбачається, що при достатньому ущільненні, вище розміщений шар є нестисливим, це значить, що переміщення на поверхні шару дорівнює переміщенню на підшві шару. Таким чином, прогин буде дорівнювати величині проникнення зерен розглянутого шару в нижче розташований шар.

Розглянемо двошарову схему, верхній шар якої є шар щебеню товщиною h (рисунк1), нижній шар - основа з піску. По поверхні шару щебеню на площу радіуса R діє розподілене навантаження, інтенсивність якого q визначається за формулою:

$$q = \frac{F}{\pi R^2} \quad (1)$$

де F - величина еквівалентної зосередженої сили.

Зернисті шари мають здатність до розподілу навантаження. Розсіювання вертикальних напружень (тисків) по глибині шару відбувається під деяким кутом α , який називають кутом розсіювання

напружень. Кут розсіювання напружень Б.С. Радовський [4] приймає рівним куту природного укосу. Наруження по глибині шару змінюються відповідно до припущення, що рівнодіючі навантаження не змінюються з глибиною, а площа, на якій вона діє, - збільшується. Таким чином, наруження по глибині зменшуються за величиною за рахунок розподілу на більшу площу. Для визначення їх інтенсивності скористаємося методом, запропонованим Б.С. Радовським [4].

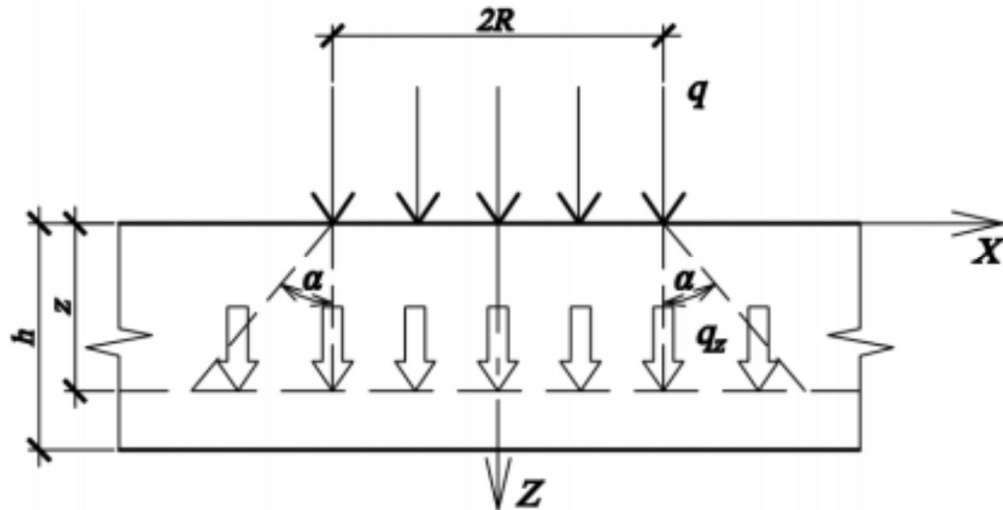


Рисунок 1 – Розрахункова схема

Figure 1 - Calculation scheme

Напруження на деякій глибині z визначаються виразом:

$$\sigma(z) = \frac{F}{\pi(R+z \cdot \operatorname{tg} \alpha)^2} \quad (2)$$

Тиск $q(z)$ на зерно щебеню приймемо рівним напруженню $\sigma(z)$ на рівні центру ваги зерна. Тиск на зерна нижнього ряду щебеню, який має контакт з основою, визначимо за формулою:

$$q(z) = \frac{F}{\pi(R+(h-0.5d) \cdot \operatorname{tg} \alpha)^2} \quad (3)$$

Розмір зерна d приймемо рівним середньому розміру зерна фракції 55 мм. Розподіл залишків на ситах в залежності від їх розміру наведено на рисунку 2. Кут напружень для щебеню приймаємо 35° . Кількість зерен, що вміщується в коло радіусом, обчисленим для $\alpha = 35^\circ$, становить 96 штук. Коефіцієнт заповнення це відношення суми площ окремих зерен, що вміщується в колі до площі цього кола. Для кола, показаного на рисунку 3, коефіцієнт заповнення становить 0,875.

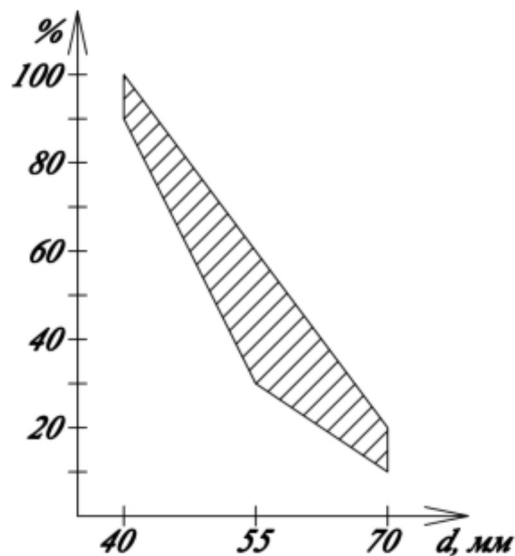


Рисунок 2 - Графік відносного вмісту зерен щебеню по крупності, що розміщені в зоні дії тисків

Figure 2 - Graph of the gravel grains relative content by the size in the zone of pressure

Навантаження на зерно нижнього ряду визначається як відношення загального еквівалентного навантаження на штамп і кількості зерен за формулою:

$$F_0 = \frac{F}{n} \quad (4)$$

F_0 - сила, що діє на одне зерно, n – кількість зерен.

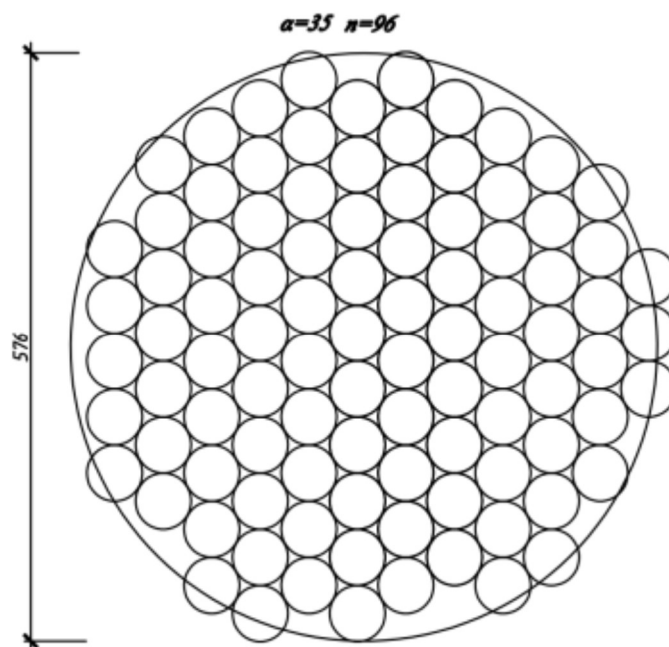


Рисунок 3 - Схема визначення кількості зерен нижнього ряду

Figure 3 - Scheme for determining the number of grains in the bottom row

Вертикальні та горизонтальні переміщення зерна сферичної (круглої) і кубовидної форми

Розглянемо три зерна щебеню, що розташовані впритул один до одного на нижній межі шару щебеню (рис. 4). Зерна щебеню будемо розглядати як сферичної, так і кубовидної форми. Прийmemo,

що зерна – це окремі тверді тіла. Для визначення сил взаємодії зерен пропонується модель деформування, в якій хорда, проведена в поперечному перерізі зерна через його центр, мала спільну точку з границею пружної основи і була перпендикулярна осі v , що з'єднує центри зерен. Навантаження F_0 прикладається на верхнє зерно вертикально. Після ущільнення шару щебеню, зерна нижнього ряду виявляються майже повністю втиснутими в основу [7]. Через точку контакту навантаження передається на нижні зерна і потім на пружну основу, викликаючи реакцію відповіді. Замінімо реальну форму кубовидних зерен щебеню розрахунковим сферичним зерном. Будемо вважати, що зерна мають сферичну форму і однаковий діаметр d . При цьому площа взаємодії з пружною основою приймається рівною площі кола, утвореного перетином сферичного зерна по хорді, що проходить через центр. Ця площа повинна дорівнювати площі поперечного перерізу зерна кубовидної форми, тим самим забезпечується рівність переміщень зерен.

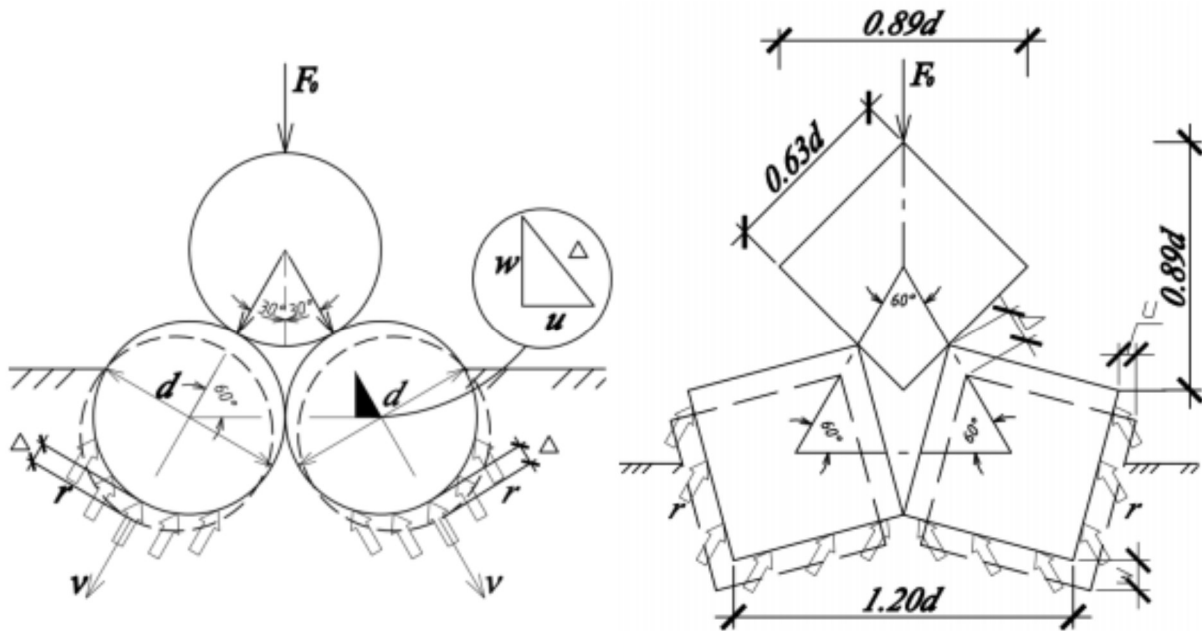


Рисунок 4 - Схема взаємодії зерен щебеню сферичної і кубовидної форми

Figure 4 - Scheme of gravel grains of spherical and cubic shape interaction

Визначимо значення сили, спрямованої вздовж осі v , що з'єднує центри зерен:

$$F_v = \frac{0.5F_0}{\cos 30^\circ} = \frac{F_0}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

Реакція основи r буде пропорційна коефіцієнту постелі C_z та переміщенню Δ :

$$r = C_z \cdot \Delta \quad (6)$$

Реакція основи, виражена через навантаження, визначається виразом:

$$r = \frac{F_v}{A} = \frac{4F_v}{\pi d^2} \quad (7)$$

Прирівнюючи праві частини виразів (6) та (7) отримаємо:

$$\Delta = \frac{4F_0}{\sqrt{3} \cdot \pi \cdot C_z \cdot d^2} \quad (8)$$

Горизонтальне і вертикальне переміщення (u та w відповідно) визначаються за такими залежностями:

$$\begin{aligned} &= \sin 30^\circ \cdot \Delta = \frac{1}{2} \Delta \\ &w = \cos 30^\circ \cdot \Delta = \frac{\sqrt{3}}{2} \Delta \end{aligned} \quad (9)$$

З урахуванням виразу (8) вертикальне переміщення w можна визначити за формулою:

$$w = \frac{2F_0}{\pi \cdot C \cdot d^2} \quad (10)$$

Формула (3.10) з урахуванням (3) і (2) буде мати вигляд:

$$w = \frac{F}{2\pi \cdot C_z \cdot K_3 \cdot (R + (h-d) \cdot \tan \alpha)^2} \quad (11)$$

де K_3 - коефіцієнт заповнення розрахункової площі.

Визначимо вертикальні переміщення по формулі (10), варіюючи значення коефіцієнта постелі в межах $0,01 \leq C_z \leq 0,10$ кН / см³, що відповідає піщаним ґрунтам.

Значення вертикальних переміщень, обчислених за даною методикою, збігаються з експериментальними значеннями вертикальних переміщень, відповідними коефіцієнтами постелі 0,07 - 0,10 кН / см³. Прогин, обчислений за формулою (10), позначимо $w(1)$, а прогин, обчислений за формулою (11) - $w(2)$. Результати розрахунків наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 - Залежність вертикального переміщення w від коефіцієнта підстилення
 Table 1 - Dependence of vertical displacement w on the underlying coefficient

C_z , кН/см ³	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	1,0
$W(1)$, мм	9,92	4,96	3,31	2,48	1,98	1,65	1,42	1,24	1,10	0,99
$W(2)$, мм	10,08	5,04	3,36	2,52	2,02	1,68	1,44	1,26	1,12	1,01

Осадка зернистого шару без геосинтетичного прошарку дорівнює вертикальному переміщенню w , обчисленому за формулами (10) і (11), так як шар вважаємо нестисливим. Структурні переміщення матимуть місце лише в межах нижнього ряду зерен.

Розрахунок прогину традиційної конструкції дорожнього одягу методом пошарового підсумовування

Для визначення напружень в ґрунтовій основі при дії на нього круглого штампа радіусом R , завантаженого зосередженим навантаженням F , розглянемо розрахункову схему, наведену на рисунку 5.

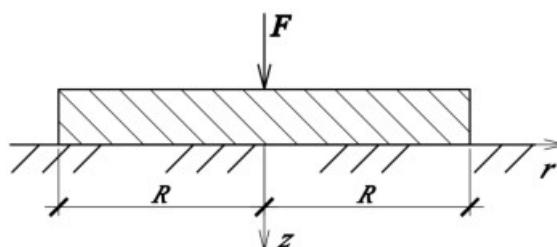


Рисунок 5- Розрахункова схема

Figure 5- Calculation scheme

Напруження в ґрунті будемо визначати методом експоненційної апроксимації, який широко використовується в дорожньому будівництві. Наприклад, експоненціальна залежність у вигляді

$$Q_z = 2q[\exp(v\{1 - \gamma_1 z\})] \quad (12)$$

де B - константа; γ - коефіцієнт загасання по глибині.

Такий спосіб апроксимації напружень дозволяє змінювати форму функції напружень за допомогою одного параметра γ . До недоліку такого методу належить неможливість зміни форми функції напружень при багатошарових конструкціях.

Пропонується замість виразу (12) використовувати таку залежність для визначення напружень в точках, розташованих на глибині z :

$$\sigma_z = 2q[\exp(v\{1 - \gamma_1 z\})]^{(1-v)} \quad (13)$$

де γ_1 - коефіцієнт загасання, що визначається за результатами експериментальних досліджень.

У таблиці 2 представлені значення γ_1 , що обчислені при різних значеннях коефіцієнта бокового тиску ν , що змінюється в межах від 0,2 до 0,8 [3].

Таблиця 2 - Значення ν і γ_1

Table 2 - Values of ν and γ_1

ν	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
γ_1	23	19,15	17,1	16,5	17,1	19,15	24

Залежності розподілу напружень σ_z по глибині представлені на рисунку 6.

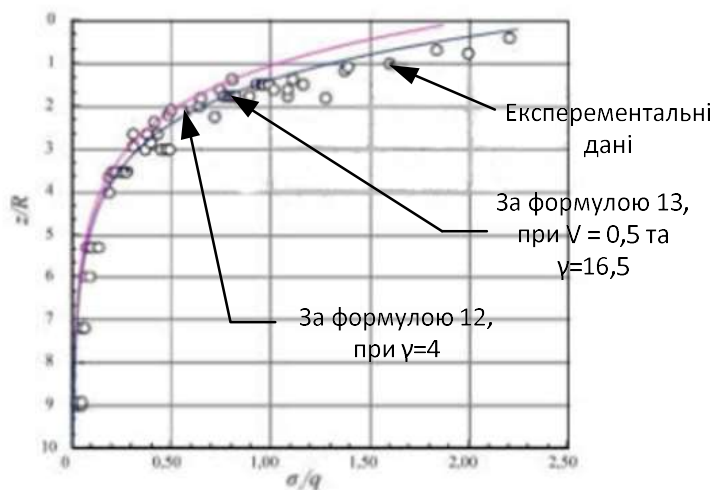


Рисунок 6 - Експериментальне і теоретичне розподілення напружень під штампом відповідно до формулами (12) і (13)

Figure 6 - Experimental and theoretical stress distribution under the stamp in accordance with formulas (12) and (13)

Таким чином, є кілька формул для визначення напружень по осі симетрії жорсткого штампа. Розрахунки за цими формулами наближаються до експериментальних даних, але все ж дають занижені значення напружень на певних глибинах. Експоненціальна апроксимація за формулою (12) також дає занижені значення напружень, тому епіюра напружень має недостатню опуклість на інтервалі $0 < z/R < 4$.

Найкращий збіг з результатами експерименту для піщаної основи демонструє експоненціальна залежність (13), в якій замість одного коефіцієнта загасання по глибині використані два постійні: коефіцієнт бокового тиску ґрунту $\nu = 0,5$ і експериментально встановлений для даного ґрунту коефіцієнт загасання $\gamma_1 = 16,5$.

Осадка в поверхні шару обмеженою потужності H при завантаженні навантаженням, розподіленої по площі обмежених розмірів, визначається виразом:

$$w = \int_0^H v \cdot \frac{\sigma_z}{E_z} \cdot dz \quad (14)$$

де E_z - модуль пружності ґрунтової основи; σ_z - вертикальні стискаючі напруження в шарі, що визначаються за формулою (10); v - коефіцієнт бокового тиску.

Для визначення осадки необхідно задати функцію розподілу наружень, близьких до діючих в дискретних середовищах. Вважаємо, що вертикальні стискальні напруження в шарі σ_z по глибині змінюються відповідно до експоненційної залежності:

$$\sigma_z = q \cdot B \cdot \exp(-\gamma z), \quad (15)$$

де q - інтенсивність діючої на поверхні шару навантаження.
 Горизонтальні нормальні напруження визначаємо за формулою:

$$\sigma_x = \sigma_y = v \cdot \sigma_z \quad (16)$$

де v - коефіцієнт бічного тиску [3]:

$$v = \frac{(1-2\mu) \cdot (1+\mu)}{(1-\mu)} \quad (17)$$

Вираз (16) встановлює зв'язок між коефіцієнтом бічного тиску v і коефіцієнтом Пуассона ґрунту μ в умовах компресійного стиснення.

З умови рівності теоретичного прогину експериментальному були підібрані значення коефіцієнтів $B = 1$ і $\gamma = 3,02$, підстановка яких у вираз (15) та (14) і подальше інтегрування призводять до наступної залежності для визначення осадки на поверхні дискретного шару:

$$w = -\frac{(1-2\mu) \cdot (1+\mu)}{(1-\mu)} \cdot \frac{q \cdot B}{\gamma \cdot E} \cdot (\exp(-\gamma H) - 1) \quad (18)$$

В якості альтернативної функції загасання наружень по глибині розглянемо функцію:

$$\sigma_z = B_1 \cdot q \{ \exp[v \cdot (1 - \gamma_1 \cdot z)] \}^{(1-v)} \quad (19)$$

інтегрування якої призводить до виразу:

$$w = \frac{q \cdot B_1}{\gamma_1 \cdot E \cdot (v-1)} \cdot (\exp[v(v-1) \cdot (\gamma_1 \cdot H - 1)] - \exp[-v(v-1)]) \quad (20)$$

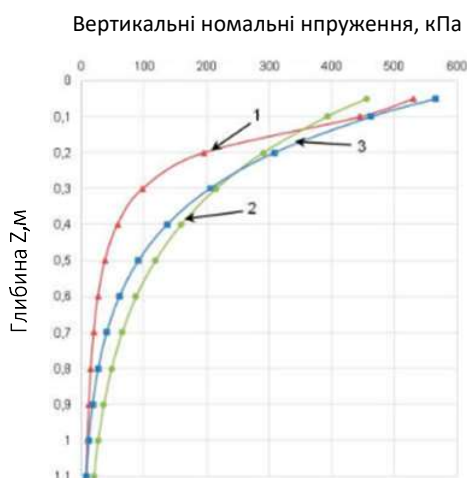


Рисунок 7 - Розподіл напружень по глибині

Figure 7 - Distribution of stresses by depth

На рисунку 7 крива 1 отримана за виразом (16), крива 2 отримана за виразом (13), крива 3 отримана за виразом (19).

Для раціонального вибору функції напружень, найбільш точно наближений закон загасання напружень в ґрунтовому масиві, необхідно отримати інформацію про діючі напруження всередині шару ґрунту.

Вплив георатки, що укладається в основу незв'язного шару конструкції дорожнього одягу, на його напружено-деформований стан

Для того щоб оцінити вплив георатки на напружено деформований стан зернистого шару розглянемо шар, що складається з дискретного матеріалу, як суцільний. В такому шарі напруження розтягу буде сприймати георатка, а стискаюче - зернистий матеріал. Таким чином, введення георатки перетворює дискретний шар з середовища з односторонніми зв'язками в матеріал, що працює як на розтяг, так і на стиснення - матеріал з двосторонніми зв'язками. Введення георатки в основу шару з зернистого матеріалу дозволяє об'єднати частинки шару в області до 25 см по висоті [8].

Розглянемо двошарову систему, в якій верхній шар представлений крупним зернистим матеріалом. Нижній шар виконаний з більш дрібного зернистого матеріалу - піску (рисунк 8).

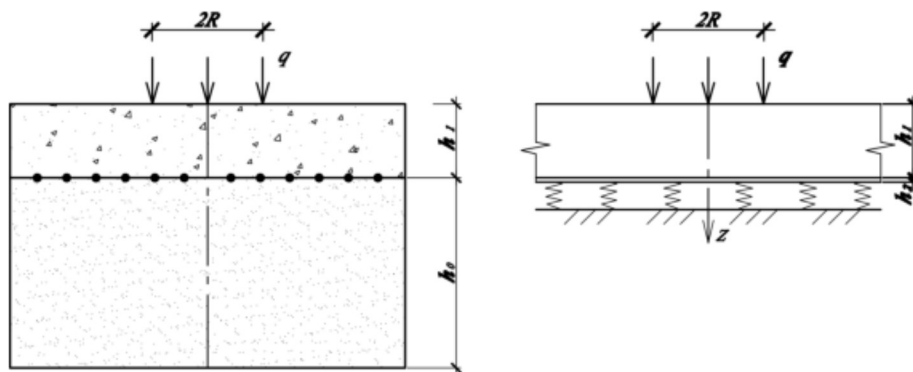


Рисунок 8 - Розрахункова схема армованої системи

Figure 8 - Calculation scheme of the reinforced system

При дії прикладеної до поверхні верхнього шару навантаження, на зерна передається не тільки вертикальний тиск, але і горизонтальний - розпір. Під дією цих сил зерна нижнього ряду мають вертикальні і горизонтальні переміщення. Характерною особливістю деформування зернистого середовища є наявність значних структурних деформацій. За рахунок цих деформацій відбувається втиснення зерен нижнього ряду деформованого зернистого шару в ґрунт основи. При цьому відбувається взаємне проникнення матеріалу одного шару в інший. За даними проф. В.Н. Шестакова [8] глибина вдавлення зерна щебеню приблизно відповідає характерному розміру зерна щебеню. Таким чином, фактична товщина верхнього шару зменшується. Щоб зберегти розрахункову товщину верхнього шару, доводиться робити перевитрату кам'яного матеріалу. При введенні стабілізуючого прошарку у вигляді тривісноорієнтованої георатки характер роботи зернистого шару змінюється (рисунк 9).

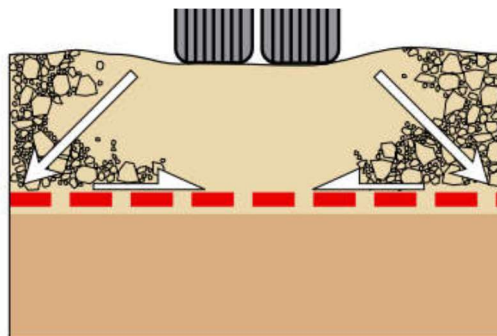


Рисунок 9 - Схема взаємодії зерен щебеню у механічно стабілізованій системі

Figure 9 - Scheme of gravel grains interaction in a mechanically stabilized system

Зерна щебеню розклинюються в комірці геогратки, при цьому геогратка перешкоджає проникненню зерен щебеню в нижній шар. Разом з тим, ребра геогратки сприймають розпір, що дозволяє механічно стабілізованому шару працювати по принципу як арка на розпір. Таким чином, введення тривісноорієнтованої геогратки в конструкцію дорожнього одягу, виключає проникнення зерен щебеню в основу, чи підстильний шар. При цьому висота шару щебеню залишається постійною, горизонтальним і вертикальним переміщенням зерен нижнього ряду перешкоджає геогратка, що виконує подвійну функцію: перешкоджає втиснення зерен нижнього ряду в ґрунт основи і забезпечує сприйняття розтягуючих напружень в шарі при його деформації. Будемо вважати, що стискаючі зусилля в шарі щебеню будуть передаватися безпосередньо від зерна до зерна через щільний контакт. Розтягуючі напруження буде сприймати геогратка. При цьому на нижній підстиляючий шар передаються тільки вертикальні напруження.

Горизонтальні напруження, що виникають на рівні нижнього ряду щебеню, сприймаються ребрами геогратки. На підставі цього припускаємо, що посилений шар із тривісноорієнтованої геогратки утворює механічно стабілізований шар, при цьому підстильний шар розглядається як пружна основа.

Щоб підтвердити гіпотезу про роботу посиленого шару як механічно стабілізованого, визначимо відносне подовження на його нижній межі. Механічно стабілізований шар утворюється за допомогою тривісноорієнтованої геогратки з гексагональною формою отвору та вузлом який має ізометричну структуру, та має цілий ряд переваг, серед них - здатність рівномірно сприймати розтягуючі зусилля в усіх напрямках 360 °.

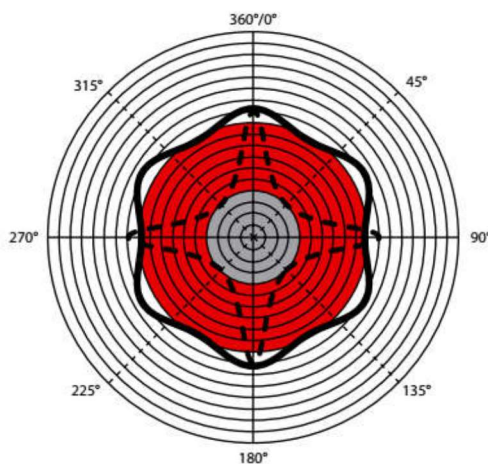


Рисунок 10 - Радіальна діаграма відображає залежність коефіцієнтів жорсткості двоосноорієнтованої геогратки Тенсар і тривісноорієнтованої геогратки Тенсар TriAx від напрямку прикладання навантаження (0°-360°).

Figure 10 - The radial diagram shows the dependence of the biaxially oriented Tensar geogrid and the triaxially oriented Tensar TriAx geogrid stiffness coefficients on the load application direction (0°-360°).

В такій формі отвору щебінь розклинюється і не вдавлюється у нижчевлаштований шар (рис. 9). Горизонтальне зусилля (розпір) визначається з рівнянь статки.

Механічно стабілізований шар – це механізм взаємної зчіпки, за допомогою якого взаємодіють геогратка тривісна і наповнювач; механізм утримання, при якому структура геогратки тривісної утримує частинки наповнювача, маючи додатковий ефект стабілізації і утримання наповнювача, який збільшує пружність зернистого шару, і пов'язане з цим зростання його еластичності.

$$H = \frac{F_0}{2\sqrt{3}} \quad (21)$$

де F_0 визначається відповідно до виразу (3).

Будемо вважати, що розпір сприймається тільки геограткою (опором ґрунту основи нехтуємо). Розглядаючи посилений шар як плиту на пружній основі, визначимо абсолютне подовження плити в нижній межі як переміщення при центральному розтягу стержня (ребра геогратки):

$$u = \frac{Ha_1}{EA} \quad (22)$$

де E - модуль пружності матеріалу геогратки; A - площа ребра геогратки.

Замінюючи зернистий шар суцільною однорідною плитою, відносно подовження плити на рівні нижніх розтягнутих волокон визначаємо за виразом:

$$\varepsilon_x = \frac{u}{a_1} = \frac{H}{EA} = \frac{F_0}{2 \cdot \sqrt{3} \cdot E \cdot A} \quad (23)$$

При використанні жорстких тривісноорієнтованих георешіток з високим модулем пружності відносні деформації плити, що визначаються відповідно вираження (23) матимуть малі значення. Такі деформації не дозволять зернам щебеню нижнього ряду втрачати контакт між собою, що дозволяє розглядати шар як матеріал з двосторонніми зв'язками.

На підставі викладеного приймаємо гіпотезу про те, що в якості розрахункової моделі посиленої основи дорожнього одягу може бути прийнята модель плити на пружній основі, а для її розрахунку використана технічна теорія вигину плит.

При цьому шар щебеню замінюється багатошаровою плитою з суцільного матеріалу, модуль пружності якого може змінюватися від шару до шару.

Нижній шар цієї багатошарової плити приймається стабілізованим.

Підстильний шар піску враховується як пружна основа. Таким чином, інтегральна характеристика жорсткості всієї конструкції складається з двох складових: жорсткості багатошарової плити і жорсткості пружної основи.

Пружний прогин визначається варіаційними методами теорії пружності.

Висновки

Питання підвищення несної здатності грантів залишаються найбільш актуальними при проектуванні транспортних споруд. Наявність різних природно-кліматичних, інженерно-геологічних і територіальних умов накладає певні обмеження на вибір того чи іншого заходу, спрямованого на збільшення фізико-механічних характеристик грантів, в тому числі і сипучих.

Практика використання геосинтетичних матеріалів в дорожньому будівництві показує, що їх застосування в різних областях будівництва зростає. З'являються нові види матеріалів, підприємствами освоєно технології по випуску геосинтетичних матеріалів для конструкцій дорожніх одягів для вирішення тих чи інших заходів. При цьому розвитку галузі нормативна база відстає від номенклатури матеріалів, що постійно оновлюється. Механізм роботи геосинтетичних матеріалів до кінця не вивчений, немає методу розрахунку дорожніх конструкцій із застосуванням різних за фізико-механічними властивостями стабілізуючих матеріалів.

Слід зазначити, що методика розрахунку стабілізованих геограткою незв'язних шарів дорожніх одягів, дає можливість проектувальнику оцінити вплив геогратки на напружено-деформований стан як всієї конструкції в цілому, так і її окремих частин – шарів дорожніх одягів та стабілізованих елементів. В результаті застосування методу може бути вибрано оптимальне поєднання параметрів і характеристик елементів стабілізованих та традиційних конструкцій.

Перелік посилань

1. Березанцев, В.Г. Осесимметричная задача предельного равновесия сыпучей среды. М.: Гостехиздат, 1952. – 117 с.
2. Кандауров, И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. 2-е изд., испр. и перераб. Л.: Стройиздат, 1988. – 280 с.
3. Клейн, Г.К. Строительная механика сыпучих тел / Г.К. Клейн. – М.: Стройиздат, 1977. – 256с.
4. Радовский, Б.С. Первые представления о прочности и расчете дорожных одежд: дорожные одежды до XX века / Б.С. Радовский // Дорожная техника. 2012.– С. 120-133.
5. Цытович, Н.А. Механика грунтов (краткий курс): Учебник для строит. вузов. – М.: Высш. шк.. – 1983. – 288 с.
6. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М.: Гос. изд-во литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1963. – 636 с.
7. Шестаков, В. Н. О закономерностях взаимопроникновения щебня и песка при уплотнении оснований катками статического действия / В. Н. Шестаков, В. М. Гольцов, А. С. Нестеров, В. А. Гриценко. // Тезисы докладов международной научнопрактической конференции "Проблемы автомобильных дорог России и Казахстана". 15-19 октября 2001 года / СибАДИ. - Омск : СибАДИ, 2001. - С. 47-49.
8. Rakowski, Z. Tests of geo-grids reinforcement effectiveness in geo-mattresses integrated in the foundation of embankment on soft subsoil / Zikmund Rakowski. – Technical University of GYÖR. – 2007. – 15 p.

SUBSTANTIATION OF THE ROAD CONSTRUCTION UNBOUND MATERIALS CALCULATION MODEL WITH GEOGRIDS STABILIZATION

Smirnova Natalia, Dr.Sci.Tech., Professor, Kharkiv National Automobile and Road University, Professor of the Road Construction and Maintenance Department, e-mail: NataliaVS.0105@gmail.com, tel. +3805727073780, +3809775099793. 61002, Ukraine, Kharkiv, street Yaroslava Mudrogo, 25, room 255. orcid.org/0000-0001-8458-1954

Kharin Pavlo, Uniprom LLC, project team manager, e-mail: kxarin@ukr.net, tel. +38 050 413 59 50, Ukraine, 03150, Kyiv, street Predslavynska 37, office 303 orcid.org/0000-0001-7858-0912

Usychenko Olena, PhD, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Professor, Road Construction and Property Management Department of National Transport University, fbbk@ukr.net, тел. +380442803942, Ukraine, 01010, Kyiv, M. Omelianovycha-Pavlenka Str., 1, office 138, orcid.org/0000-0002-7482-8420

Kushnirova Oksana, National Transport University, Senior Lecturer, Road Construction and Property Management Department of National Transport University, e-mail: kushnirovao@gmail.com, tel. +380506545522, Ukraine, 01010, Kyiv, st. M. Omelyanovich-Pavlenko, 1, office 218. <https://orcid.org/0000-0001-6011-5609>

Abstract: The article considers the peculiarities of the unbound material interaction with the soil base under the vertical loading action. Vertical and horizontal grain movements of spherical (round) and cubic shape are analyzed; vertical and horizontal movements of spherical (round) and cubic shape grain; calculation of the traditional pavement construction deflection by the method of layer-by-layer summation. The influence of the geogrid arranged at the unbound layer base of the pavement structure on its stress-strain state has been studied.

Keywords: road construction, geosynthetic materials, vertical stresses, elastic deflection, loading, deformation, calculation models.

References

1. Berezantsev, V.H. Osesymmetrychnaia zadacha predelnogo ravnovesiia сыpучей среды. М.: Hostekhyzdat, 1952. – 117 s.
2. Kandaurov, Y.Y. Mekhanyka zernystykh sred y ee prymerenye v stroitelstve. 2-e yzd., yspr. y pererab. L.: Stroiizdat, 1988. – 280 s.
3. Klein, H.K. Stroytelnaia mekhanika сыpучыkh тел / H.K. Klein. – М.: Stroiizdat, 1977. – 256s.
4. Radovskyi, B.S. Первые predstavleniya o prochnosti y raschete dorozhnykh odezhd: dorozhnye odezhdы do KhKh veka / B.S. Radovskyi // Dorozhnaia tekhnika. 2012. – S. 120-133.
5. Тсытович, N.A. Mekhanyka hruntov (kratkyi kurs): Uchebnyk dlia stroyt. vuzov. – М.: Vyssh. shk.. – 1983. – 288 s.
6. Тсытович, N.A. Mekhanyka hruntov / N.A. Тсытович. – М.: Hos. yzd-vo lyteratury po stroitelstvu, arkhytekture y stroytelnykh materiyalam, 1963. – 636 s.
7. Shestakov, V. N. O zakonomernostiakh vzaymopronyknoveniya shchebnya y peska pry uplotnenyy osnovany katkamy statycheskogo deistviya / V. N. Shestakov, V. M. Holtsov, A. S. Nesterov, V. A. Hrytsenko. // Tezysy dokladov mezhdunarodnoi nauchnopraktycheskoi konferentsyy "Problemy avtomobylnykh dorog Rossyy y Kazakhstana". 15-19 oktiabria 2001 hoda / SybADY. - Omsk : SybADY, 2001. - S .47-49.
8. Rakowski, Z. Tests of geo-grids reinforcement effectiveness in geo-mattresses integrated in the foundation of embankment on soft subsoil / Zikmund Rakowski. – Technical University of GYÖR. – 2007. – 15 p.