

1. Волошин А.И., Пономарёв Б.В., Кордюк О.Л. Кинематика столкновения частиц сыпучего материала при пневмотранспортировании. // Сб. «Геотехническая механика», 2001, вып. 30, с. 182-190.
2. Волошин А.И., Пономарёв Б.В., Кордюк О.Л. Движение частиц сыпучего материала по нижней стенке и с ударами об обе стенки в потоке сжатого воздуха по горизонтальному трубопроводу // Сб. «Геотехническая механика», 2003, вып. 47, с. 130-140.
3. Лойцянский Л.Г. Механика жидкости и газа. – М.: Наука, 1973. – 847 с.
4. Хеерман Д.В. Методы компьютерного эксперимента в теоретической физике. М.: Наука, 1980. – 170 с.
5. Хокни Р., Иствуд Дж. Численное моделирование методом частиц. М.: Мир, 1987
6. Цибаров В.А. Кинетический аналог ячеечной схемы // Вестн. Ленингр. ун-та. Математика, механика, астрономия. – 1982. – С. 35.
7. Поттер Д. Вычислительные методы в физике. М.: Мир, 1975. – 392 с.
8. Tanaka T., Tsuji Y. Numerical simulation of gas-solid two-phase flow in a vertical pipe: on the effect of inter-particle collision // The American Society of Mechanical Engineers, 1991, v. 21, p. 123-128.

УДК 624. 131

Д-р техн. наук, проф. О.М. Пшінько (ДІТ),
 М.Д. Костюк (ЗАТ "Укрзалізниця"),
 д-р техн. наук, проф. В.Д. Петренко,
 с.н.с. С.В. Цепак, д-р техн. наук С.В. Мямлін (ДІТ)

ОСНОВИ УПРАВЛІННЯ ЗЕМЛЯНИМ ТРАНСПОРТНИМ ПОЛОТНОМ

Приведена возможность применения теории управления к анализу грунтов и расчетам земляного транспортного полотна, выявлены закономерности появления места изменения напряжений внутри земполотна.

THE FUNDAMENTALS OF CONTROLS EARTHEN RAIL TRANSPORT

In article has been given the possibility employment of the controls theory in analysis of soils and calculation of railway bed has been established the law of the appearance place change in its middle.

Аналіз впровадження швидкісного руху на перегоні Дніпропетровськ-П'ятихатки довів складність урахування усіх факторів, які виникають при оцінці надійності земполотна, що обумовлює спрощені підходи до нормативної документації для проектування. Однак розгляд цього напрямку в науково-практичній роботі є необхідним, оскільки збільшення швидкості рухомого складу залізниць може зрости однозначно з розвитком пропускнуої спроможності. При цьому також слід врахувати, що всі наукові дослідження земляного полотна-споруди проводились без урахування розвитку та формування напрямків на основі не достатньо розробленої на даний термін теорії управління земполотном в нових умовах. В даному випадку перш за все необхідно розглядати його як систему, у якій під впливом статичного та динамічного навантаження високого рівня утворюються дефекти типу тріщин.

Розглядаючи проблему стійкості земполотна температура ґрунтів якого [1-5] різко не змінюється і використовуючи відкриття № 78 та № 151 [4,5], можливо зробити висновок, що при руйнуванні твердого земляного полотна як суцільного твердого тіла створення кожної тріщини приводить до виділення енергії W , накопиченої у навантаженому тілі. При $W > 0$ створення тріщини виступає

як форма релаксації нерівномірностей незамкнутої системи, якою являється навантажене тіло.

Поєднання поглядів науковців різних галузей [1-4] робить можливим розробити теорію управління земляними транспортними спорудами на основі використання теорії множин для оцінки фізико-механічних властивостей ґрунтів та визначення міжремонтних термінів самого земляного полотна.

На цій основі сформулюємо поняття: **земляне транспортне полотно** – це великопротяжна самоорганізуюча система або несуча земляна споруда, потенційна енергія термодинамічних перетворень поїзного навантаження у якій відповідає її об’єму та фізичним властивостям ґрунтів, а зміна внутрішнього стану відповідає ентропії поверхневих змін, експлуатація його має найвищу надійність за пружного стану. При цьому, ентропія системи відображує хаос поглинання та термодинамічних перетворень енергії руйнування, тріщиноутворення і пластичних деформацій внутрішньої структури земполотна, постійно зростає до переходу споруди, або її окремих ділянок у пластичний стан, а пружний стан ґрунтів складає першу 1/3 частину реологічної кривої при трьохвісному випробуванні і допускає визначення фізичних параметрів випробуванням на консолидовано-дренований зсув[3].

З урахуванням цього прийнята множина параметрів ґрунту адитивної системи має право на існування як модель фрактальної множини, і така постановка задачі робить можливим зробити наступні висновки:

1. Масив ґрунту під час руйнування має нерегулярну, складну будову.

2. Поблизу лінії ковзання поверхні відкосів завжди є як мінімум дві поверхні, які залежать від фракційного складу масиву, тобто картина не зводиться до розгляду однієї точки; таке припущення дозволяє визначати раніше невідомі деталі поведінки ґрунтів.

3. На лінії зміни напрямку поверхні ковзання можливий перехід напруг стиску на напруги розтягу, що робить ці ділянки масиву невизначеними для сучасної бази приладів, які можуть фіксувати тільки поверхні розриву, тобто присутній “холізм” системи.

4. З математичної точки зору, для того щоб описати таку неоднорідність ситуації необхідно виявити математичний універсум роздумів. Сполучення стійкості і лабільності необхідно для визначення подібності стану системи; при цьому її детермінізм і випадковість не приймаються роздільними, а “аргументи” і “функції” математичних моделей не роздільні і мають двоєке визначення.

Випередження локальної дії деяких видів навантаження на поверхневу споруду, аналіз діючих методів визначення стану споруди та удосконалення методології розрахунків, можливо виконати шляхом використання практично розвинутих методів управління гірським масивом, що у достатній мірі вписується в теорію В.В. Виноградова [2] і може бути виражене як:

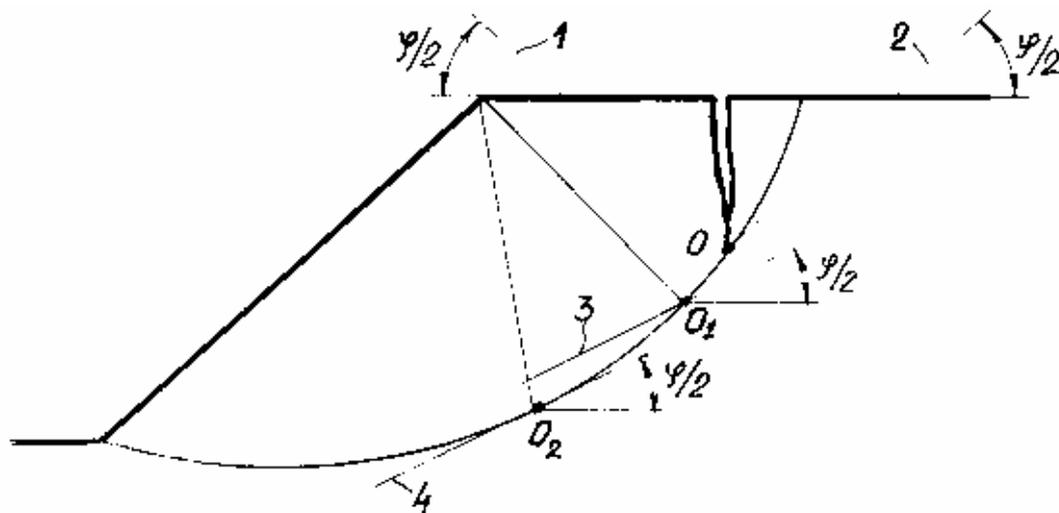
$$x' = f(C, u(t), t); \quad (1)$$

де: x' – параметр управління, який приймається за необхідністю експлуатаційників; $u(t)$ – форма вектора управління, яка забезпечується переводом вектора фазового складу або форми інженерними методами (наприклад армуванням основи земполотна) при фіксованому у часі t параметрі C , який є вектором, що описує параметри об'єкта.

Аналіз робіт в області в механіки ґрунтів [1-5] дозволяє можливим розглядати навантаження призми земляного полотна з позиції управління і пошуку зони накопичення деформацій руйнування. При цьому слід передбачити, що форма вектора управління $u(t)$ може впливати на достовірність результатів визначення стану земполотна, якщо фізичні властивості ґрунтів на деякій стадії розрахунків стійкості будуть приймати вигляд інформаційних, тобто розрахунки робляться по таблицях визначення характеристик ґрунтів.

Приймаючи до уваги, що внутрішні зміни [4] не завжди викликають поверхневі прояви як інформацію про стан земполотна, а напруги σ неможливо прирівняти до нуля, так як не може бути виконана умова $\sigma \equiv 0$, то слід повернутися до розгляду графоаналітичних методів, як форми візуально-аналітичного обґрунтування. Для цього звертаємося до методу Горбунова-Посадова з доповнюванням вибраної моделі вертикальною тріщиною на поверхні земполотна.

Як видно із рис. 1 на межі тріщини виникають дві поверхні ковзання 1,2, зміна стану по яким при зміні вологості приводить до циклічного процесу. Лінії ковзання 3,4 проходять практично в межах радіусної лінії ковзання “перехідної і пасивної” зон $O_1 O_2$. Це підтверджує усі графоаналітичні методи, доводить гіпотезу Гука про лінійність рівняння поверхні ковзання на відміну від криволінійної, але не дає відповіді на питання за рахунок чого проходять термодинамічні перетворення в масиві відкосу, так як ентропія змін є результатом, а не причиною.



O, O_1, O_2 – перехідні точки; 1-4 – лінії ковзання.

Рис. 1 – Схема розташування елементів руйнування відкосу:

Для цього звернемося до відомого рівняння Кулона в інтерпретації [1]:

$$\tau - C = (\sigma - p_w) \operatorname{tg} \varphi + \Sigma_s \quad (2)$$

де: p_{ω} – поровий тиск води; Σ_e – в'язка складова зчеплення.

Така інтерпретація показує, що у незруйнованому пружно-пластичному масиві відкосу термодинамічні перетворення проходять за рахунок зміни порового тиску і в'язких переміщень в межах незмінності зчеплення, тобто – до лінії ковзання 2. Цей процес в природі займає значний період і помітним стає коли настає зміна рівноваги в лівій частині рівняння (2), тобто $\tau - C \leq 0$ при цьому межа руйнування – лінія ковзання 2. Тоді можливо сформулювати напрямки управління, враховуючи великі об'єми модернізації діючого земполотна у порівнянні із новозбудованим:

1. Аналіз ґрунтів повинен носити експлуатаційний достовірний характер і виключати інформаційну форму розрахунку міцності.

2. Виключення конвергенції баластного шару верхньої будови залізничного земляного полотна можливо за рахунок введення армуючого шару, наприклад, геотекстильного матеріалу із наступним розрахунком стійкості.

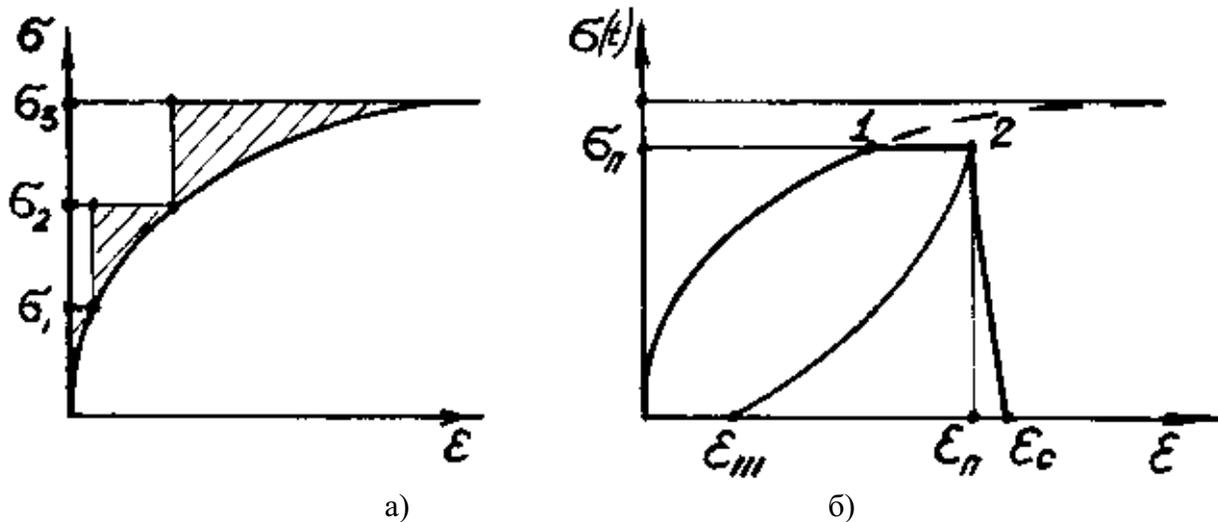
Наведені вимоги отримання інформації про фізичний стан ґрунтів потребують докорінної зміни бази приладів і методології визначення їх параметрів, так як для визначення міжремонтних термінів необхідні знання про ґрунти із реальним відображенням процесів у земполотні.

Для цього запропоновано новий спосіб випробування ґрунтів.

На рис.2 наведено стандартну методику проведення випробувань ґрунтів, де навантаження реально проводиться ступінчасто за допомогою гир, а при аналізі отриманих графіків (рис. 2,а і 2,б) можливо робити висновок, що заштриховані зони практично не потрібно враховувати, а переміщення реєструвати після стабілізації і зупинки ϵ на кожному етапі навантаження. Взагалі, дослідження ґрунтів носить інформаційний характер, так як реально визначається початок пластичних деформацій (які є межею пружності) із похибкою на величину останнього ступеня навантаження σ_3 .

Згідно з теорією управління (1), якщо параметр $u(t) = \sigma(t)$, тобто навантаження приладу необхідно зробити не ступінчастим, а плавним, наприклад за допомогою навантаження водою і, прирівнявши учасок 1–2 (рис. 2.б), величину навантаження якого σ_n приймати реальним від сумарної дії поїзного та глибини залягання зразка ґрунту, тоді розвантаження зразка до $\sigma(t) = 0$ дасть нам картину залишкових деформацій, які можливо вважати реальними експлуатаційними параметрами. Для приладу трьохвісних випробувань (рис. 2.б) вони будуть приймати значення ϵ_{III} , а для зрізного – ϵ_C .

Виключення конвергенції баластного шару-гравію верхньої будови залізничного земляного полотна за рахунок введення армуючого геотекстильного матеріалу вимагає на даному етапі удосконалення розрахунків стійкості. Для цього було використано метод скінчених елементів (МСЕ).



а) – стандартна методика; б) – по новій технології; σ – напруги; σ_{II} – напруги відповідного $\sigma(t)$ у часі навантаження; ϵ_n – деформації відповідного поїзного навантаження; ϵ_{III} – деформації розвантаження зразка при трьохвісному стиску; ϵ_c – деформації розвантаження зразка при зсувних випробуваннях

Рис. 2 – Схема пояснення технології випробувань ґрунтів.

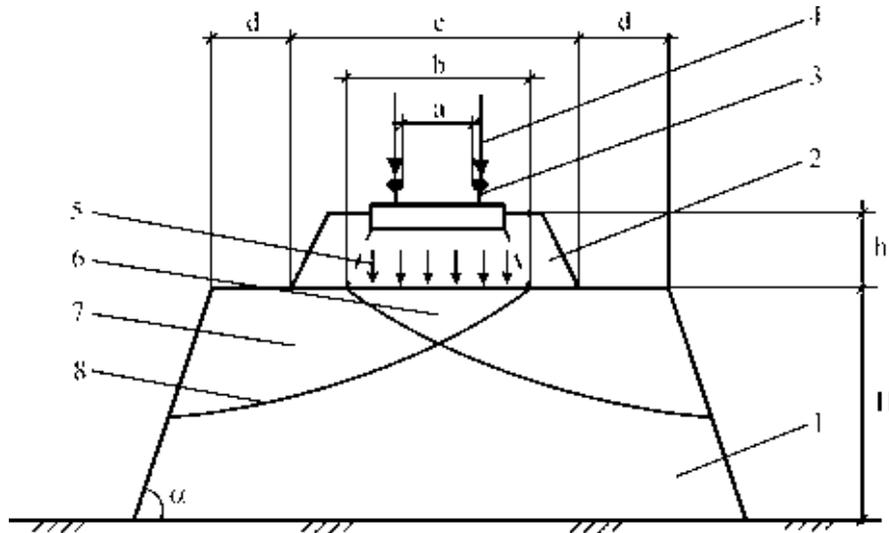
Особливістю цього методу є імітаційне моделювання та презентаційна графіка для представницько-візуального розуміння. Для цього практична реалізація моделювання виконувалась МСЕ на основі ліцензійного професійного комплексу Structure CAD for Windows, Version 7.29 R3 (SCAD). Деформаційні властивості скінчених елементів призначаємо за матеріалами реального земполотна пікету 113,5 км. швидкісної траси на перегоні Дніпропетровськ-П'ятихатки. Товщина скінченого елемента 1 м., розміри – від 0,5×1 м. до 1×1 м. За цими параметрами проводився розрахунок земполотна (рис. 3) для двох випадків: визначення зони, яка потребує армування – розрахунок без армування; визначення ефективності армування та розрахунок з армуючими матеріалами. Причому, ефективність визначали за допомогою коефіцієнту запасу, який вираховують як відношення енергії деформування у точках армованого земполотна до неармованого.

При цьому, ефективність визначається за допомогою коефіцієнту запасу, який вираховують як відношення енергії деформування у точках армованого земполотна до енергії деформування у неармованому (рис. 4).

Після першого розрахунку без армуючих матеріалів, проводиться пере-вірка напружено-деформованого стану насипу 1 за наведеними формулами, визначаючи енергію деформування скінченного елемента в певній точці:

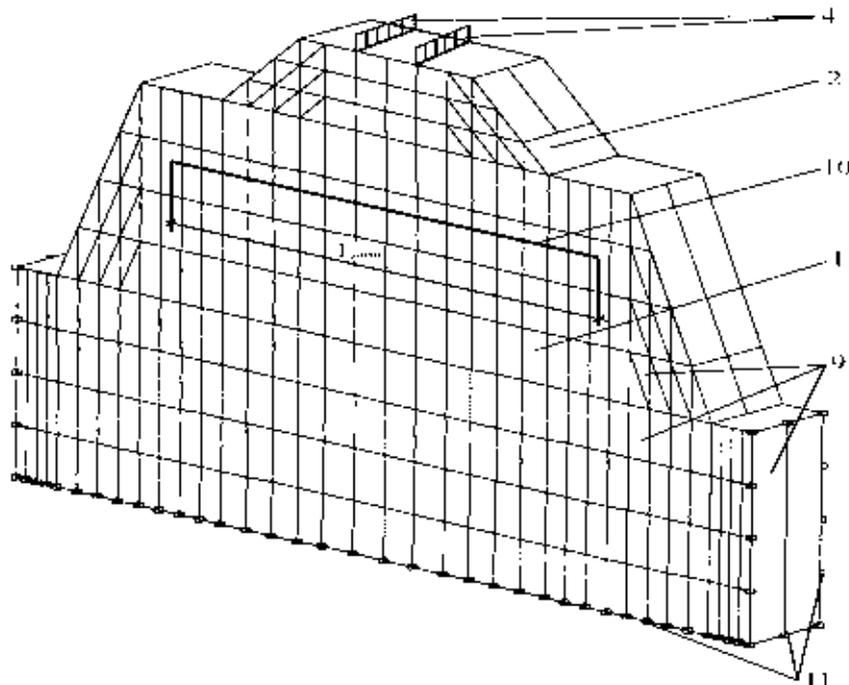
$$\left\{ \begin{array}{l} \leq E_{zp} \\ = E_{zp} \\ > E_{zp} \end{array} \right. \quad (3)$$

де: $E_m \leq E_{zp}$ – при пружній деформації; $E_m = E_{zp}$ – межа пружності; $E_m > E_{zp}$ – при пластичній деформації.



a, b, c, d, h, H – розміри земполотна і колії; 1, 2 – земполотно і баласт; 3 – колія; 4 – поїзне навантаження; 5, 6 – розподіл пластичної зони; 7, 8 – тіло і лінія ковзання

Рис. 3 – Поперечний перетин земляного транспортного полотна з лініями можливого сповзання та зонами неоднорідності деформацій



1, 2, 9- трикутно-прямокутна сітка скінчених елементів; 4 – поїзне навантаження; 10 - арматура із геотекстиля шириною L_{arm} із закріплюючими елементами;

Рис. 4 – Розрахункова схема методу скінчених елементів земполотна з розташованими у зонах небезпечних деформацій армуючими матеріалами

Енергія деформування у випадку розрахунку методом скінчених елементів для отриманих результатів вишукується як:

$$E_m = T_{\sigma-\tau} \cdot T_{\tau-\gamma} \quad (4)$$

де: $T_{\sigma-\tau}$ – тензор нормальних та дотичних напружень у точці скінченого елемента; $T_{\tau-\gamma}$ – тензор лінійних та кутових напружень у тій ж точці скінченого елемента.

Коефіцієнт запасу K_z знаходиться як:

$$K = E'_m / E''_m \quad (5)$$

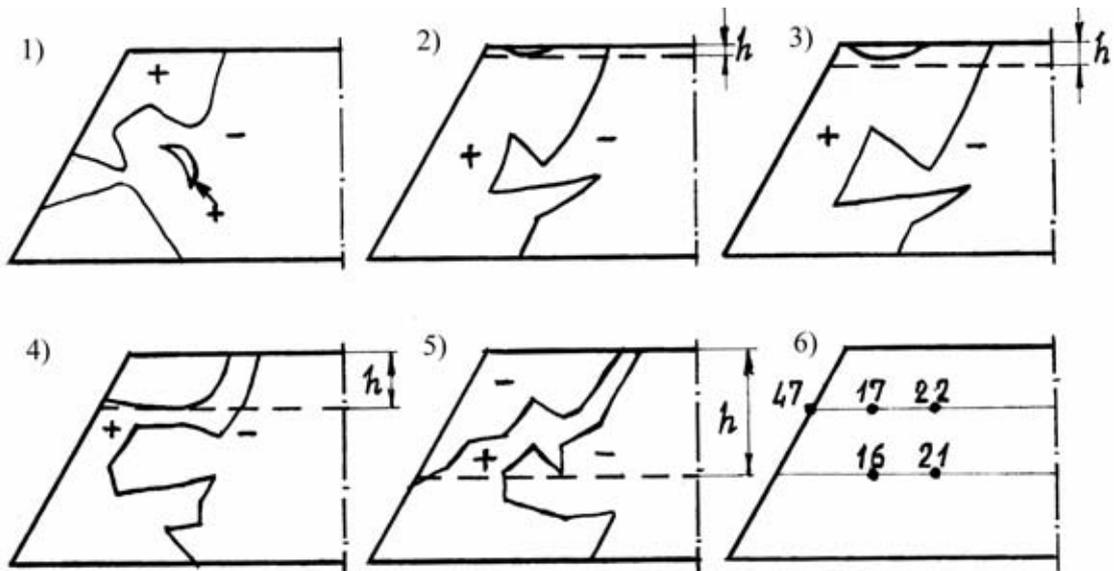
де: E'_m – енергія деформування у точці армованого земполотна; E''_m – енергія деформування у точці неармованого земполотна.

Енергію деформування у зразку знаходять за побудованими із лабораторних випробувань графіками “напруження-деформація” (3), які отримані на основі розрахунку методом скінчених елементів і порівняння з ентропією. Але звертаючись до (1) задача поєднання методів полягає у визначенні ефекту, що приносить нам оцінка $u(t)$ і “с” після порівняльного аналізу.

Аналізуючи найбільш привабливе теоретичне рішення проведене для сповзаючих відкосів А.Г. Дорфманом [6], слід відзначити, що всі теоретичні рішення відповідають закладеним обмеженням і не дають точної відповіді де накопичуються деформації руйнування. Тому розрахунки армованого земполотна МСЕ слід розглядати із умови використання їх аналізу у нормативній документації.

Із загального розгляду ізополів армованого земполотна (рис.5) можливо зробити висновок, що армування до глибини 0,5 м значно не змінює картину переміщень, які практично затухають на глибині 1,5 м. Картина збільшення виплеску напружень стиску відповідає збільшенню щільності шпальної решітки по Рибкіну-Патласову, що підтверджує гіпотезу про двояке використання армування ґрунтів: зменшення конвергенції на межі земполотна – ґрунт; розсів енергії руйнування за рахунок поглинання армуючими елементами.

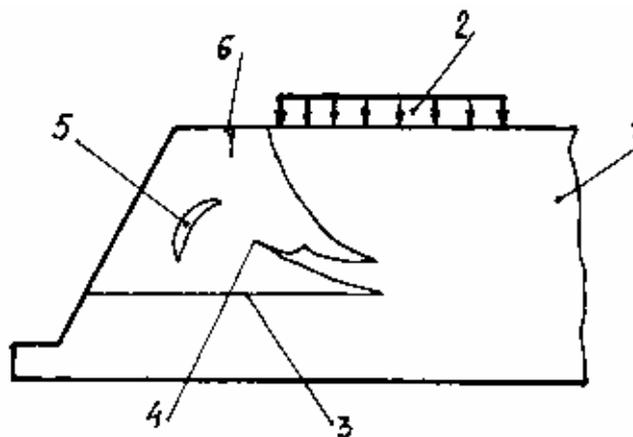
У випадку армування на глибині 1,5 м зона деформування збільшується, а напруження розтягнень явно виражені у основи полотна, що передбачає можливість появи язика випору. Це також пояснюється можливим виключенням арматури із деформативної картини ґрунтової розрахункової матриці (за її малої товщини при достатній жорсткості) тобто підвищення деформативної стійкості земполотна зменшується за рахунок того, що шар ґрунту вище армуючого елемента працює сам по собі і передає енергію деформування нижче, що приводить до збільшення вертикальних переміщень.



- 1) перевірна картина МСЕ по крупній сітці для визначення похибки розрахунків;
 2)– 5) армоване земполотно на висоту h - відповідно 0,15; 0,3; 0,5; 1,35 м;
 6) характерні точки розрахункової схеми.

Рис. 5 – Характерні картини розрахункових ізополів на межі напружень стиску (-) та розтягу (+) для армованого земполотна стандартного навантаження у $540 \text{ кН} / \text{м}^2$

Незважаючи на практично незмінні величини напружень у земляному полотні, які відзначені характерними точками на рис. 5, армування приводить до зміни характеру їх формування. Зони розтягнень всередині земполотна зникають, але виплески напружень стиску більш розширені, що з однієї сторони підтверджує сенс використання геотекстильних матеріалів армування, причому технічна суть процесу полягає у зменшенні вертикальних напружень за рахунок збільшення їх горизонтальної складової.



- 1 – земляне полотно; 2 – поїзне навантаження; 3 – орієнтовна нижня межа поля напружень;
 4 – піковий виплеск напружень стиску; 5 – локальна зона поля напружень розтягу;
 6 – поверхнева зона поля розтягнень

Рис. 6 – Явище формування напруг розтягнень

Узагальнюючи схеми розташування ізополів напружень в середині масиву земполотна можливо відзначити появу скачкоподібної зміни напружень стиску (–) на розтягнення (+), що пояснюється вивільненням залишкових напруг (відкриття № 90) [7]. Скачкоподібний геомеханічний відгук ґрунтів пояснюється порушенням рівноваги діючих залишкових напружень земполотна. Це явище підтверджує можливість перегляду (5) використання класичних схем напружено - деформованого стану ґрунтів, з використанням узагальненого закону Гука, та необхідність критичного переосмислення відсутність важливого елементу – “самонапруженість ґрунтів”. Це підтверджується тим, що за досягненням напружень на межі міцносних характеристик геоматеріалів спостерігаємо появу ефекту дилатансії у вигляді клинових виплесків.

У загальному вигляді автори відзначають появу у земляному полотні нового елементу реакції геомеханічної структури – сегментної зони формування напруг розтягнення, відмінних по величині від напруг оточення і розташованих на вістрі клину дилатансії, подібно неармованому земполотну [8]. Це підтверджує висунуту гіпотезу про повторне скачкозмінне звільнення напружень стиску на вістрі клину дилатансії і розсів вільної енергії в залежності від форми відкосу, місця прикладання навантаження і критичної глибини розсіву енергії поїзного навантаження.

Таким чином, вирішивши питання про місце накопичення деформацій, значення напружень стиску і розтягнень ґрунтів у земляному залізничному полотні, стає можливим управління земполотном із застосуванням відомих методів на різних стадіях його експлуатації.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. – М.: Госстройиздат, 1971. – 367с.
2. Виноградов В.В. Геомеханика управления состоянием массива вблизи горных выработок / Отв. ред. Зорин А.Н.; АН УССР. Ин-т геотехн. механики. – Киев: Наук. думка, 1989. – 192 с.
3. Цепак С.В. Идеализация и обоснование модели грунтов на подработанных территориях //Строительство.Материаловедение. Машиностроение. Диагностика в строительстве: Сб. научн. тр. Вып.18. – Днепропетровськ, ПГАСА, 2002. –С.202 –205.
4. Мещанинов С.К. Исследование механизма поведения кровли с использованием пространственно-временного показателя устойчивости //Геотехнічна механіка: Міжвід. зб. наук. праць //Ін-т геотехнічної механіки НАН України. - Дніпропетровськ, 2003.- Вип. 41 – С. 119-126.
5. Малков В.П., Крамарев Л.Н. Закономерная связь удельной энергии деформирования твердого материала и скорости силового нагружения при однородном напряженно-деформированном состоянии. Открытие № 78 // Сб. научных открытий: М. – Н.Новгород. – 1999. – С. 49-50.
6. Дорфман А.Г. Точное аналитическое решение новых задач теории устойчивости откосов /Сб. “Вопросы геотехники” , № 187/26. –Днепропетровс, ДИИТ, 1977. –С.53-57.
7. Айтматов И.Т., Тажибаев К.Т. Явление скачкообразного освобождения остаточных напряжений в горных породах. Открытие № 90 // Сб. научных открытий: М. – Н.Новгород. – 1999. – С. 80-82.
8. Цепак С.В. Закономерности влияния динамической нагрузки на земляное транспортное сооружение //Геотехнічна механіка: Межвед. сб. научн. трудов //ин-т геотехнічної механіки НАН України. - Днепропетровск, 2003.- Вип. 47 – С. 152-158.