

КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ СТІЛЬНИКОВОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО АЕРОДРОМНОГО ПОКРИТТЯ З ПІДОГРІВНОЮ ОСНОВОЮ

Матченко Т.І.

Баклан Н.М.

УкрНДІпроектстальконструкція ім. Шимановського

Вступ. Вибір конструктивної схеми аеродромного покриття визначається класом аеродрому; кліматичними, ґрунтовими і гідрогеологічними умовами. Орієнтовне застосування аеродромного покриття в залежності від класу аеродрому наведена в таблиці 1.

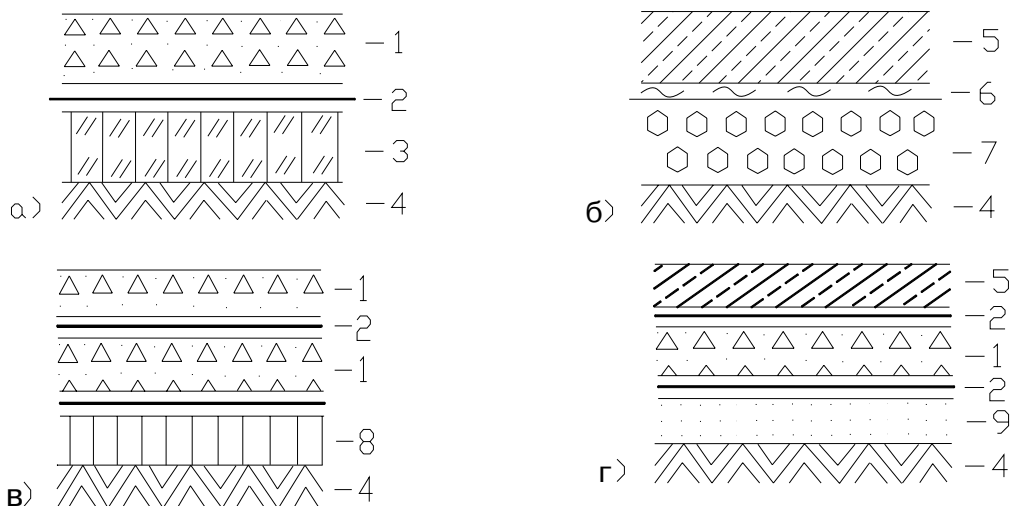
Матеріал жорстких покриттів спроможний сприймати розтягувальні напруження, завдяки чому ці покриття працюють на згин як плита, розподіляючи колесні навантаження на значну площу природної основи. В результаті компонентний тиск G під пневматиком зменшується в декілька разів до значення G_2 , яке прийнятне для природного ґрунту.

Приклади принципової конструкції жорстких покриттів приведено на рис. 1.

Товщину шарів жорсткого покриття добирають розрахунком, але не менше 16-18 см кожного шару з конструктивних і технологічних міркувань.

Таблиця 1

Вид покриття	Клас аеродрому
Попередньо напружене монолітне	А-В
Попередньо напружене збірне	Б-Д
Залізобетонне і армобетонне	А-Д
Бетонне	Д
Асфальтобетонне	В-Е
Щебневе	Г-Е



а – тонне; б – попередньо напружене збірне; в – бетонне з розділювальним прошарком; г – попередньо напружене монолітне.

1 – бетон; 2 – розділювальний прошарок з рулонного матеріалу; 3 – ґрунтоцемент; 4 – природна основа; 5 – армобетон; 6 – розділювальний прошарок з піскобітумної суміші; 7 – щебінь; 8 – ґрунтогравій, оброблений органічним в'язним; 9 – пісок.

Рис. 1. Приклади конструкції жорстких покриттів

Конструкції аеродромних покриттів повинні мати наступні властивості: високу жорсткість, високу міцність, високу термостійкість, стійкість до повзучості, стійкість до стирання, стійкість до агресивного середовища, малу густина, відносно малу вартість.

Найбільш часто в практиці будівництва аеродромних покриттів застосовують струнобетонні покриття з натягуванням арматури в повздовжньому напрямку з внутрішнім обтисканням.

Розміри плит приймають по ширині захопу бетоноукладника, а довжину плит – 50-100 м. Шви влаштовують наскрізними при поперечному обтисненні та шпунтовими при відсутності поперечного обтиснення.

Товщина струнобетонних покриттів під нормативні навантаження I–III категорії дорівнює 18-25 см з витратою арматури 9-16 кг/м², в тому числі напруженої дротової – 3,5-6,0 кг/м².

Будівництво покриття здійснюють ділянками довжиною 500-1000 м. По кінцях ділянок влаштовують анкерні плити, які слугують упорами при натягненні арматури. Для збільшення міцності торцевих та кутових ділянок плит передбачають підшивні цементобетонні плити.

Існуючі залізобетонні конструкції можна розглядати як композиційний матеріал, в якому бетон виконує роль матриці, а армувальні елементи – це сталеві арматурні стержні, ґрати, каркаси, сталеві стійки та сталеві мати. Для підвищення жорсткості залізобетонних конструкцій деякі арматурні дроти та стержні можуть бути попередньо розтягнені, що дозволяє зменшити висоту перерізу та вагу конструкцій.

Разом з багатьма перевагами залізобетонні конструкції мають ряд недоліків: мала міцність на розтягнення, що призводить до появи тріщин; порівняно велика вага залізобетонних виробів; неефективність роботи бетону в розтягненій та малонавантаженої зонах; неможливість виготовлення залізобетонних конструкцій з тонкими стінками.

Сутність розробки. Пропонується конструктивна схема залізобетону у вигляді металевої стільникової структури з заповненням стільників бетоном, які склеєні між собою розплавленим цинком. Стінки стільників – це сталеві перфоровані листи неіржавкої сталі 0,2÷0,5 мм. Стільникова структура дозволяє застосовувати бетон різних марок, різної густини в межах стільників в залежності від характеру їх навантаження.

В залежності від вимог до тієї або іншої залізобетонної конструкції до матеріалу стільників можуть висуватися вимоги: підвищена жорсткість, підвищена міцність, низька густина бетону.

Конструктивні схеми стільників. В перерізі сталеві стільники можуть мати форму шестикутників, прямокутників і трикутників. Трикутні стільники мають більшу жорсткість та міцність. Шестикутникові стільники потребують менших витрат сталі, але мають меншу жорсткість.

Стиснення стільникового залізобетону. Пропонується в зонах залізобетонних конструкцій, що працюють на стиснення, використовувати високоміцні бетони, які при кристалізації розширюються. Властивість розширення бетону призводить до переднапруження бетону та готової структури, що підвищує жорсткість конструкції. Підвищення жорсткості дозволяє зменшувати висоту перерізу конструкції та її вагу.

В зонах стиснення з великим навантаженням можуть використовуватися бетони з кремнійвуглецевим наповнювачем дрібних фракцій або наповнювачем з інших карбідів.

Карбідні наповнювачі можуть мати форму тетраєдрів, покритих шаром цинку. Цинкове покриття захищає карбід від вологи та агресивних забруднень, які руйнують його структуру. В бетонах, що працюють на стиснення, в якості наповнювача замість піску з окису кремнію, якій має малу міцність, доцільно використовувати відсів кремнію.

Стільники, що працюють на зсув. Стільники, що працюють на зсув, в конструкції повинні мати орієнтацію, перпендикулярну можливому зсуву. Матеріал стільників повинен бути вибраний з матеріалів з високим модулем деформації на зсув та високою міцністю на переріз.

Ненавантажені стільники. В залізобетонних конструкціях, що працюють на згин, середній шар перерізу мало навантажений. Тому доцільно стільники середнього шару заповнювати легкими бетонами, наприклад ніздрюватим бетоном або пінобетоном малої густини та міцності. Також стільники середнього шару можуть бути заповнені полістиролом.

Розтягнені стільники. В залежності від характеру деформування залізобетонної конструкції форма стільників та характер їх наповнення можуть відрізнятися. Можуть бути поставлені задачі підвищеної жорсткості або підвищеної міцності конструкції аеродромного покриття. Так, для стільників, що працюють на розтягнення, як заповнювач можна використовувати фібробетон. Фібробетон має підвищену тріщиностійкість, міцність на розтяг, ударну в'язкість, опір на стирання.

Як фібри використовують тонкий дріт діаметром 0,1-0,5 мм і довжиною 10-50 мм. Сталеві фібри вводять в бетонну суміш звичайно в кількості 1- 2,5 % об'єму бетону, міцність бетону на розтяг зростає на 10-30 %.

Для конструкцій, що працюють на розтягнення, доцільно, щоб в перерізі стільники склалися з двох труб великого та малого діаметру, з'єднаних ребрами. Через труби малого діаметру пропускають високоміцні арматурні стержні для переднапруження конструкції. Порожнину між трубами можна заповнювати пінобетоном малої міцності з метою підвищення вогнестійкості конструкції.

Конструкції, що працюють на розтягнення з високим значенням напружень в металах стільників, доцільно заповнювати високоміцними бетонами, армованими сталевими вусами, припаяними до стінок стільників.

Стінки стільників. Стінки металевих стільників можуть мати рифовану або шиповану поверхню для спільної роботи сталевих стільників та їх бетонного наповнювача.

Конструювання нового ефективного залізобетону.

Наукова новизна. Для самонапруженого залізобетону пропонується використовувати такі матеріали: дротяну арматуру класу Вр – II діаметром 0,5 мм і 1 мм; в'язне, що розширюється, на основі СаО або MgO, розширення якого відбувається з утворення Са(ОН)₂ або Mg(ОН)₂; щебінь фракції 3 – 5 мм.

Армування залізобетону виконується нерівномірно: з боків використовується арматура $d = 0,5$ мм з більш інтенсивними витками, а в середині $d = 1$ мм – менш інтенсивно. Більш заармовані верх та низ будуть працювати подібно стержневій арматурі в стиснутій та розтягнутій зонах звичайного залізобетону, а інтенсивне бокове армування буде стримувати деформацію (розширення) залізобетону.

За допомогою напружувального цементу можна отримати самонапружені покриття. В таких покриттях об'ємне переднапруження створюють хімічні сили (енергія) розширення цементобетону, який твердіє.

Хімічна енергія напружувального цементу, яка викликає розширення цементобетону, і, як наслідок, його само напруження, може створити попереднє напруження 8–12 кгс/см² при цементах марки НЦ–20 (цифра 20 позначає величину нормативного самонапруження цементу в кгс/см²) і навіть 22-26 кгс/см² при цементах марки НЦ–40.

Як добавка, яка розширюється, використовується гіпсовапняна суміш такого хімічного складу: 67,55 % гіпсу; 23,61 % вапна. Лінійні деформації зразків з такого цементу у віці 28 діб при

вологих умовах зберігання з додаванням 5% добавки становить +8,9% (розширення). Механічна міцність зразка розмірами 2x2x2 см при цьому становить 500 кгс/см².

Замість піску пропонується використовувати щебінь фракцій 3-5 мм, який при щільному вкладанні дозволить зменшити використання цементу. При такому складі суміші, де марка цементу М500 і марка щебеню 200, можна досягти класу бетону В50. Пісок в такому випадку тільки б знизив клас бетону.

Сутність розробки. Розглядається бетонний куб з повздовжнім армуванням дротами малого діаметру розмірами $a \times b \times l$ (рис. 2). Тоді S_a – площа арматури, S_b – площа бетону, $S = a \cdot b$ – площа перерізу куба.

Межа гранично допустимої деформації арматури $\varepsilon_a = 0,2\% = 0,002$. Це значення взяте з графіка залежності σ - ε при значенні границі текучості (рис. 3).

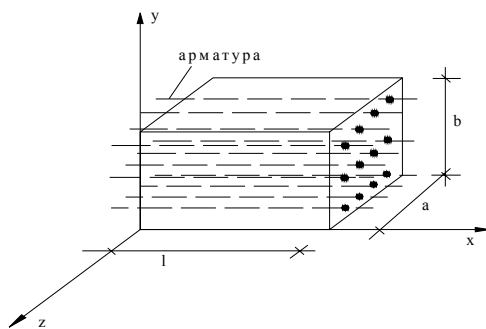


Рис. 2. Куб з повздовжньою арматурою

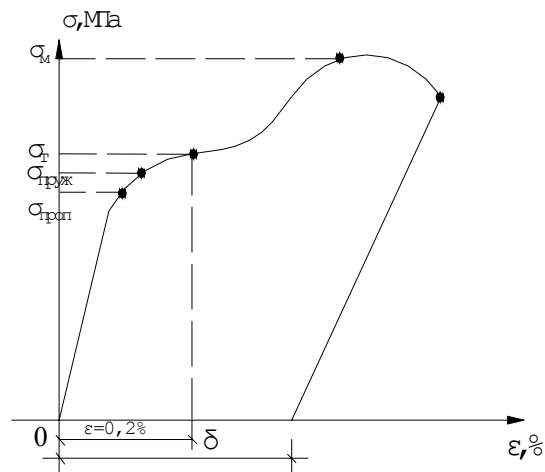


Рис. 3. Залежність σ - ε для арматурної сталі

На рис. 3. $\sigma_{пр}$ – межа пропорційності; $\sigma_{пруж}$ – межа пружності; σ_{τ} – межа текучості; σ_m – межа міцності (тимчасовий опір); δ – відносне подовження.

$$\sigma_a = E_a \cdot \varepsilon_a, \quad (1)$$

де $E_a = 2,0 \cdot 10^5$ МПа – модуль пружності: для арматури класу Вр-II

$$\sigma_a = 2,0 \cdot 10^5 \cdot 0,002 = 400 \text{ МПа} \leq [R_a].$$

Якщо бетон без арматури розширився при кристалізації вільно на 8,9%, то вважаємо, що в ньому немає попереднього напруження. Якщо потім бетон обтиснути так, що його деформація становила б 0,2%, то він витримує попереднє напруження стискування. Якщо обтискання бетону відбувається за рахунок закладеної в ньому дротяної арматури малого діаметру в процесі його розширення, то величина стискальних напружень визначається за формулою

$$\sigma_{ст} = E_b(\varepsilon) \cdot (\varepsilon_b - \varepsilon_a - \varepsilon_{ковз}) \leq [R_b], \quad (2)$$

де ε_b – кінцева деформація бетону ($\varepsilon_b = 8,9\%$);

ε_a – кінцева деформація арматури ($\varepsilon_a = 0,2\%$);

$\varepsilon_{ковз}$ – частина деформації бетону за рахунок його розширення при проковзуванні арматури ($E \approx 30 \cdot 10^3$ МПа).

На графіку (рис. 4) зображено зміну модуля Юнга першого роду E бетону в залежності від деформації бетону при його розширенні до 8,9% та до гранично допустимої 0,2%.

Умова рівноваги кубу, наведеного на рис.1, по осі X набуває вигляду:

$$N_a = N_b; \quad N_a - N_b = 0,$$

де N_a – сила, яку сприймає арматура, кН;

N_b – сила, яку сприймає бетон, кН.

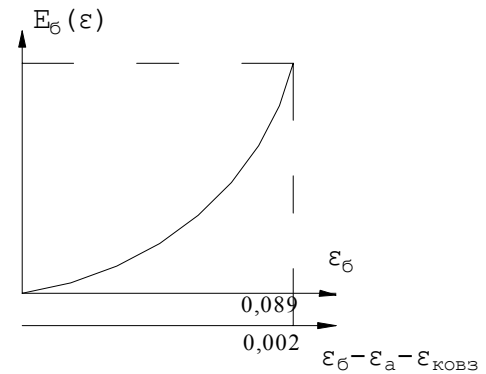


Рис. 4. Залежність $E_b(\varepsilon)$ для бетону

Цю силу можна визначити як:

$$N_a = \sigma_a \cdot S_a = \varepsilon_a \cdot E_a \cdot S_a; \quad (3)$$

$$N_b = \sigma_b \cdot S_b = E_b(\varepsilon) \cdot (\varepsilon_b - \varepsilon_a - \varepsilon_{ковз}) \cdot (S - S_a). \quad (4)$$

В загальному вигляді можна записати:

$$\varepsilon_a \cdot E_a \cdot S_a = E_b(\varepsilon) \cdot (\varepsilon_b - \varepsilon_a - \varepsilon_{ковз}) \cdot (a \cdot b - S_a). \quad (5)$$

Користуючись формулою (5), можна знайти необхідну площу арматури S_a або процент армування $\mu = S_a/S_b$, якщо вважати відомими: $\varepsilon_a = 0,002$; $E_a = 2,0 \cdot 10^5$ МПа; $E_{b(\varepsilon)}$ – з експерименту;

$\varepsilon_b = 8,9\%$; $\varepsilon_{ковз}$ – можна отримати на основі експериментів; a і b – розміри кубу.

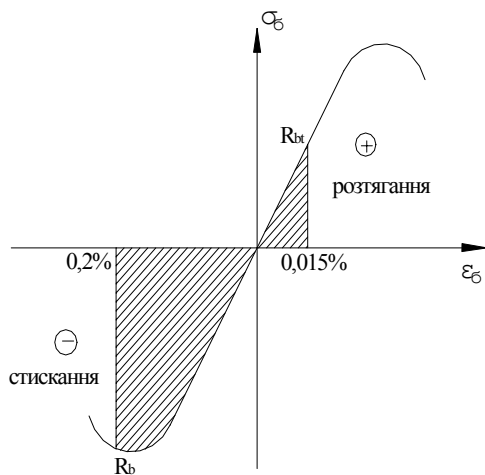


Рис. 5. Деформація важкого бетону

$$S_a = \frac{\varepsilon_a \cdot E_a + E_b(\varepsilon) \cdot (\varepsilon_b + \varepsilon_a + \varepsilon_{ковз})}{E_b(\varepsilon) \cdot (\varepsilon_b - \varepsilon_a - \varepsilon_{ковз})}. \quad (6)$$

Відомо, що допустима деформація на розтягання бетону $\varepsilon_{bt} = 0,015\%$, а допустима деформація на стискання становить $\varepsilon_{bp} = 0,2\%$. Застосування в'язного, яке розширюється, дозволяє збільшити допустиму деформацію попередньо стиснутого бетону на величину $\varepsilon_{bpt} = 0,2\% + 0,015\% = 0,215\%$, що можна побачити на графіку (рис. 5), де показано деформацію важкого бетону в осях σ - ε . Тобто, це збільшує допустиму деформативність в 14 разів.

З рис. 5 видно, що в попередньо напруженому бетоні можна збільшити границю міцності на розтяг R_{bt} на величину $R_{bt}+R_b=R_{bнапр}$. Для важкого бетону В30 отримаємо

$$R_{bнапр} = 17 + 1,2 = 18,2 (\text{МПа}),$$

тобто в 15 разів більше, ніж без напруження.

Запропонована схема армування на рис.1 не забезпечує об'ємне обтискання бетону. Якщо обтискання неосьове, то повинна виконуватись умова:

$$\varepsilon_{\sigma} \leq \varepsilon_i, \quad (7)$$

де ε_i – інтенсивність деформації, яка визначається за формулою:

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{2(1+\nu)} \times \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} \quad (8)$$

де ν – коефіцієнт Пуассона.

Об'ємне обтискання за рахунок незмінної опалубки не допускає проковзування арматури в бетоні $\varepsilon_{ковз}$ в процесі об'ємного розширення бетону, тоді умова рівноваги по осі X набуває вигляду:

$$\varepsilon_a \cdot E_a \cdot Sa = E_{\sigma}(\varepsilon) \cdot (\varepsilon_{\sigma} - \varepsilon_a) \cdot S_{\sigma}. \quad (9)$$

Якщо допустити, що при об'ємному обтисканні $(\varepsilon_{\sigma} - \varepsilon_a) = 0,08 - 0,002 = 0,078$; а $E_{\sigma}(\varepsilon) = 30 \cdot 10^3$ МПа, то $\sigma^{(-)} = E_{\sigma}(\varepsilon) \cdot (\varepsilon_{\sigma} - \varepsilon_a) = 0,078 \cdot 30 \cdot 10^3 = 2340$ МПа. Тобто, теоретично можна збільшити міцність стиснутого бетону в 130 разів ($R_{bнапр} = 18,2$ МПа).

Процес руйнування стиснутого зразка відбувається або в результаті зсуву шарів бетону (рис.6а), або за рахунок відриву по площині, перпендикулярній осі стискання (рис. 6, б).

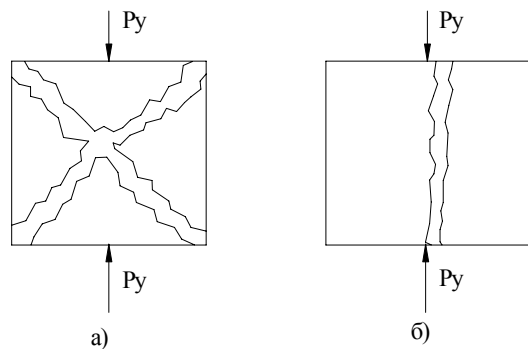


Рис. 6. Руйнування зразка

Процес кристалізації бетону та об'ємне розширення необтиснутого бетону відбувається одночасно, тобто з'являються короткі та довгі в'язі і внутрішнє попереднє напруження кристалів бетону.

Аналіз результатів. Отримані дані можна подати у вигляді діаграм, з яких впливають переваги самонапруженого залізобетону (рис. 7-8).

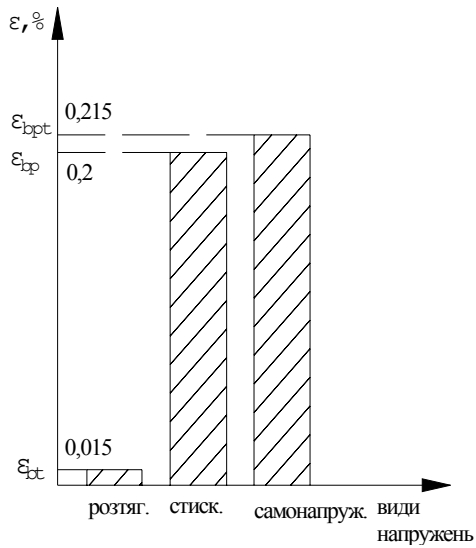


Рис. 7. Діаграма деформацій

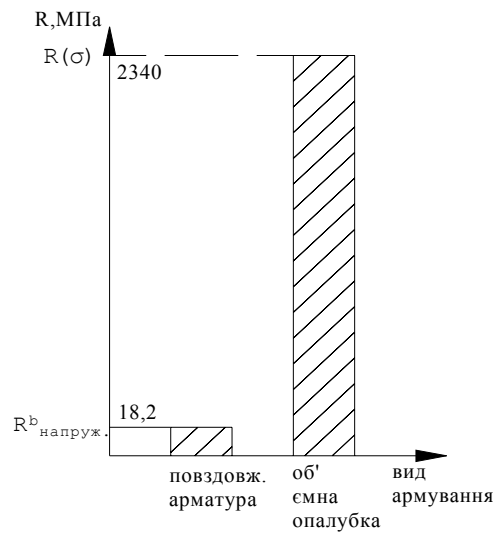


Рис. 8. Діаграма міцності

Відносний об'єм ґрунта внаслідок пучіння при змерзанні або ущільнення внаслідок відтавання визначається за формулою

$$V_{кр} = 1 / \left[1 + \frac{\lambda_{кр}}{\lambda_3} \left(\frac{1}{P_{кр}} - 1 \right) \right],$$

де $\lambda_{кр}$ – теплопровідність крупних включень (>2мм);

λ_3 – теплопровідність заповнювача ґрунту;

$P_{кр}$ – маса крупних включень(>2мм);

Щільність заповнювача крупнообломкового ґрунту визначається за формулою

$$\gamma_3 = \gamma^b_0 \cdot \gamma_{кр} (1 - P_{кр}) / (\lambda_{кр} - \lambda^b_1) P_{кр},$$

де γ_3 – густина змерзлого крупнообломочного ґрунту.

Об'ємну теплоємність талого C_T і мерзлого C_M крупнообломкового ґрунту визначають за формулами:

$$C_T = \frac{\gamma_0}{1 + \nu_0} \left[C_{кр} \cdot P_{кр} + C_{ск} (1 - P_{кр}) + \nu \right],$$

$$C_M = \frac{\gamma^b}{1 + \nu_c} \left[C_{кр} \cdot P_{кр} + C_{ск} (1 - P_{кр}) + 2,1(\nu - \nu_H) \right],$$

де $C_{кр}$ – теплоємність крупних матеріалів, кДж/(кг · °С);

$C_{ск}$ – теплоємність мінеральних складових, кДж/(кг · °С);

ν_0 – сумарна вологість ґрунту;

ν_c – сумарна вологість крупнообломкового ґрунту;

ν_H – вологість за рахунок незмерзлої води.

Розрахунок температури на поверхні покриття визначається за формулою

$$t_n = t_B + \frac{R - (L \cdot E + B)}{k}$$

де t_B – температура повітря, $^{\circ}\text{C}$;

R – радіаційний баланс покриття, $\text{Вт}/\text{м}^2$;

$L \cdot E$ – складова випаровування, $\text{Вт}/\text{м}^2$;

B – тепловіддання в основу покриття, $\text{Вт}/\text{м}^2$;

α_k – коефіцієнт конвективного теплообміну, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$.

Визначення глибини відтавання аеродромних конструкцій.

Глибина сезонного відтавання H_T однорідного по глибині ґрунтового масиву визначається за формулою

$$H_T = \left[(2\lambda_T(t_n - t_{H.3})\tau_n) / q_1 + (Q_M / 2q_1)^2 \right]^{1/2} - Q_M / 2q_1$$

де Q_M – теплопровідність в мерзлу товщу, кДж ;

q_1 – середні витрати тепла в шарі відтаювання, $\text{кДж}/\text{м}^3$;

λ_T – коефіцієнт теплопровідності відтавання гранта в талому стані, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$;

t_n – абсолютна середня температура на поверхні покриття за період відтавання, $^{\circ}\text{C}$;

$t_{H.3}$ – температура змерзання ґрунта, $^{\circ}\text{C}$;

τ_n – довготривалість періоду відтавання.

Аеродромна конструкція складається з декількох шарів (рис.1) і глибина сезонного протаівання визначається за формулою

$$H_T = H_{T,H} + h_1 \left(1 - \frac{H_{T,n}}{H_{T,1}}\right) + h_2 \left(1 - \frac{H_{T,n}}{H_{T,2}}\right) + \dots + h_{n-1} \left(1 - \frac{H_{T,n}}{H_{T,n-1}}\right)$$

де h_1, h_2, \dots, h_{n-1} – глибина першого (верхнього), другого, n-го шару, м;

$H_{T,1}, H_{T,2}, \dots, H_{T,n-1}$ – глибина сезонного відтавання ґрунтів та матеріалів, відповідно першого, другого n-го шарів, визначених за формулою (1).

Розрахунок теплопередачі підігрівної панелі приведеної на рис. 2

Загальна теплопередача панелі складається з теплового потоку з поверхні панелі, який направлений в напрямку ґрунту $Q_{\text{ґрун}}$ і теплового потоку, який направлений в напрямку бетону $Q_{\text{бетон}}$:

$$Q_{\text{пан}} = Q_{\text{ґрун}} + Q_{\text{бетон}}$$

Тепловіддача 1 м труби тепло передаючої панелі складає:

$$Q_{\text{грун}} = q_{\text{ср}} l_{\text{ср}} + q_{\text{кр}} l_{\text{кр}} + q_{\text{од}} l_{\text{од}},$$

де $q_{\text{ср}}$, $l_{\text{кр}}$, $l_{\text{од}}$ – довжина відповідних труб в панелі. Теплопередача 1 м труби $q_{\text{грун}}$

Вт/м [ккал/(чм)] визначається з урахування опору теплопровідності окремих шарів в конструкції панелі, що відокремлює теплоносій з температурою t_{T} від ґрунту за формулою:

$$q_{\text{грун}} = t_{\text{T}} - t_{\text{грун}} / R_{\text{грун}},$$

де $t_{\text{грун}}$ – температура ґрунту $^{\circ}\text{C}$;

$R_{\text{грун}} = R_{\text{в}} + R_{\text{ст}} + R_{\text{м}} + \sum R_i + R_{\text{н}}$ – загальний опір теплопередачі від теплоносія в ґрунт;

де $R_{\text{в}}$ – опір теплообміну у внутрішньої поверхні труби;

$R_{\text{ст}}$ – опір теплопровідності стінки труби;

$R_{\text{м}}$ – опір масиву бетону;

$R_{\text{н}}$ – опір зовнішньої поверхні панелі, віднесений до 1 м труби;

R_i – опір теплопровідності додаткових шарів панелі.

Визначення деформації основи внаслідок замерзання та відтавання ґрунту.

Пучіння та просадка основи аеродромного покриття відбуваються при його промерзанні та відтаванні внаслідок руйнування криогенної структури ґрунту при його розширенні при замерзанні та внаслідок наступного ущільнювання відталого ґрунту під впливом власної ваги, а також тиску пневматиків повітряних суден та транспортних засобів. Пучіння S_p та просадку S_c шарів ґрунту визначають за формулою

$$S_s = S_p - S_c = \sum_{i=1}^n \delta_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^m w_i \cdot h_i,$$

де δ_i – відносне розширення i -го шару ґрунту після змерзання;

w – відносне стиснення i -го шару ґрунту після відтавання;

h_i – товщина i -го шару ґрунту;

n – кількість шарів, на які розповсюджується глибина промерзання;

m – кількість шарів, на які розповсюджується відтавання;

S_s – сумарне пучіння після змерзання-відтавання ґрунту під аеродромним покриттям;

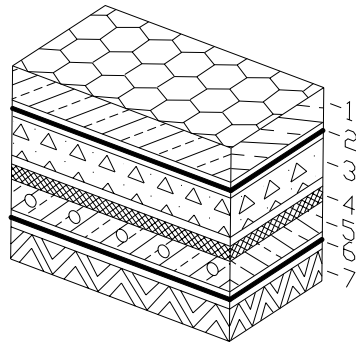
Визначення товщини шару теплової ізоляції виконується за формулою

$$\delta_{\text{уз}} = R_{\text{уз}} \cdot \lambda \cdot S,$$

де $R_{\text{уз}}$ – опір теплопровідності додаткового шару теплової ізоляції для зменшення теплової витрати;

λ – теплопровідність ізолювального шару, Вт/(м² · К);

S – крок між трубами підігрівної панелі.



1 – стільниковий армобетон; 2 – розділювальний прошарок; 3 – другий шар бетону;
4 – міцний термоізолювальний шар; 5 – опалювальна панель; 6 – захисний шар з металевих сіток; 7 – ґрунт, який захищають від промерзання.

Рис. 9. Схема жорсткого аеродромного покриття з опалювальною панеллю