

Забезпечення зчеплення асфальтобетонного покриття і жорсткої основи на етапі проєктування дорожнього одягу

Є. В. Дорожко, А. Г. Батракова, В. В. Тимошевський, Е. В. Захарова

Влаштування асфальтобетонних шарів на жорсткій основі у вигляді цементобетонних плит дозволяє значно підвищувати транспортно-експлуатаційні показники покриття. Таке конструктивне рішення є особливо актуальним у майже всіх країнах світу, оскільки цементобетонні плити достатньо довго зберігають високу міцність. Для попередження швидкого руйнування асфальтобетонного покриття на жорсткій основі необхідно забезпечити надійне зчеплення контакту шарів та на етапі проєктування виконати перевірку міцності зчеплення розрахунком.

Обґрунтовано критерій міцності зчеплення на контакті асфальтобетонного покриття та жорсткої основи. Розрахунок полягає у порівнянні активних дотичних напружень на контакті шарів від дії вертикальної і горизонтальної складової транспортного навантаження з величиною допустимих дотичних напружень на зсув на контакті шарів.

Встановлено параметри розрахункової моделі та проведено моделювання напружено-деформованого стану конструкції дорожнього одягу із залученням методу скінчених елементів. При моделюванні напружено-деформованого стану і розрахунках за критерієм міцності враховано різні умови руху транспортних засобів та вплив температури на міцнісні параметри асфальтобетонного шару і шару підґрунтовки. Враховані при проєктуванні умови руху транспортних засобів відповідають умовам руху на перегоні, на кривих у плані і профілі та умовам руху при екстремому гальмуванні автомобілів. Розроблено практичні рекомендації з призначення мінімально допустимої товщини асфальтобетонного шару на жорсткій основі, що необхідно передбачити на етапі проєктування з умови забезпечення надійного зчеплення контакту шарів. Мінімально допустима товщина коливається в межах від 2 см до 10 см в залежності від умов руху, температури і типу підґрунтовки.

Ключові слова: асфальтобетонний шар, модуль пружності, напружено-деформований стан, забезпечення зчеплення, цементобетонна плита.

1. Вступ

У більшості країн світу широко застосовується технологія будівництва автомобільних доріг із влаштуванням дорожнього одягу жорсткого типу у вигляді цементобетонних плит [1]. Цементобетонні плити мають більший строк експлуатації між капітальними ремонтами у порівнянні з асфальтобетонним покриттям, проте настає момент, коли цементобетонні плити потребують ремонту. У більшості випадків цементобетонні плити зберігають достатньо високу

міцність та потребують лише підвищення рівності, шорсткості та ремонту деформаційних швів між плитами [2].

Дорожній одяг у вигляді цементобетонних плит відрізняється важкістю виконання ремонтних робіт, тому досить часто застосовують конструктивні рішення, які передбачають перекриття плит тонким асфальтобетонним шаром [3]. Така технологія дозволяє швидко та якісно підвищувати транспортно-експлуатаційні показники цементобетонних плит. При цьому асфальтобетонний шар виконує функцію захисного шару або шару зносу на цементобетонних плитах. Отримана таким чином комбінована плита характеризується високою несучою здатністю завдяки цементобетонній плиті в основі, комфортними умовами руху і відносною легкістю виконання ремонтних робіт завдяки асфальтобетонному шару. Для таких конструкцій перш за все необхідно забезпечити міцність асфальтобетонного шару покриття, оскільки від нього залежить стан дорожнього одягу.

До найбільш розповсюджених деформацій і руйнувань притаманним комбінованим плитам належать зсув та відрив асфальтобетонного покриття від жорсткої основи, що викликані втратою зчеплення на контактні шари [4]. Зважаючи на це актуальними слід вважати дослідження, спрямовані на забезпечення надійного зчеплення контакту асфальтобетонного шару на жорсткій основі на етапі проектування дорожнього одягу.

2. Аналіз літературних даних та постановка проблеми

В роботі [3] наведено аналіз досвіду експлуатації асфальтобетонних шарів покриття на жорсткій основі за кордоном. В результаті спостережень за дослідними ділянками доріг встановлено найбільш розповсюджені деформації і руйнування асфальтобетонного покриття на жорсткій основі. Найбільш часто у асфальтобетонному покритті виникають руйнування у вигляді відображених тріщин над температурними швами цементобетонних плит та руйнування викликані втратою зчеплення між шарами. Представлені висновки співпадають з висновками, наведеними в роботі [4], де зазначено, що при умові незабезпеченого зчеплення між шарами відбувається швидке руйнування асфальтобетонного покриття на жорсткій основі від дії транспортного навантаження. Тому обов'язково необхідно вживати конструктивні заходи з метою попередження появи відображених тріщин в асфальтобетонному покритті над температурними швами цементобетонних плит та передбачити забезпечення надійного зчеплення між шарами.

Дослідження [5] підтверджує необхідність забезпечення надійного зчеплення між асфальтобетонним шаром та жорсткою основою у вигляді конструкції мосту та доцільність вживання заходів з попередження появи відображених тріщин. Згідно з роботою [6] одним з найбільш вдалих заходів боротьби з відображеним тріщиноутворенням є метод влаштування деформаційних швів в асфальтобетонному покритті над швами цементобетонних плит. Таким чином, конструкція дорожнього одягу розрізається на комбіновані плити, які працюють окремо одна від одної. Але в роботах [3–6] не розглядається порядок оцінки міцності зчеплення на контактні асфальтобетонного покриття та жорсткої ос-

нови. В роботі [6] також обґрунтовано необхідність врахування горизонтальної складової від транспортного навантаження, що виникає внаслідок тягового зусилля або екстреного гальмування.

В дослідженні [7] встановлено, що існуючі критерії міцності недостатньо відповідають найбільш розповсюдженим механізмам руйнувань асфальтобетонних покриттів на жорсткій основі. Жодним з існуючих методів розрахунку не передбачено перевірку за критерієм міцності контакту асфальтобетонного шару та цементобетонної плити на зчеплення. При розрахунках взагалі не враховується горизонтальна сила, що виникає від тягового зусилля або гальмування автомобіля. Аналогічні висновки наведено в роботі [8], присвяченій дослідженню умов роботи асфальтобетонних шарів на жорсткій основі та призначенню відповідних критеріїв міцності. Зазначено, що за умови незабезпеченого зчеплення шарів відбувається швидке руйнування асфальтобетонного покриття внаслідок дії горизонтальної сили. Тому при проектуванні асфальтобетонних шарів покриття на жорсткій основі доцільно виконувати перевірку забезпеченості зчеплення контакту шарів.

Дослідження [9] присвячено визначенню найбільш розповсюджених механізмів руйнування асфальтобетонних шарів покриття, встановленню їх причини. Окрім цього, проведено аналіз напружено-деформованого стану асфальтобетонних шарів покриття на жорсткій основі при різних варіантах розташування транспортного навантаження відносно країв цементобетонної плити. При моделюванні напружено-деформованого стану асфальтобетонного покриття в роботі [9] враховується лише вертикальний тиск від транспортних засобів і не враховується горизонтальна сила. В результатах роботи [9] відсутні рекомендації з розрахунку міцності асфальтобетонного покриття, спрямовані на попередження руйнувань.

Все це дає підстави стверджувати, що доцільним є проведення дослідження, присвяченого аналізу напружено-деформованого стану на контакті асфальтобетонного шару покриття і жорсткої основи та розробленню порядку перевірки забезпеченості надійного зчеплення контакту шарів. Це дозволить попередити передчасні руйнування асфальтобетонного покриття, подовжити термін служби дорожнього одягу та знизити витрати на передчасні ремонтні роботи.

3. Мета і завдання дослідження

Метою дослідження є виявлення закономірностей формування напружено-деформованого стану на контакті асфальтобетонного шару і жорсткої основи для різних умов руху, що дозволить розробити рекомендації з конструювання асфальтобетонних шарів покриття на жорсткій основі з умови забезпечення надійного зчеплення. Для досягнення мети були поставлені такі завдання:

- виконати чисельне моделювання напружено-деформованого стану конструкції дорожнього одягу методом скінчених елементів для різних умов руху;
- визначити мінімально допустиму товщину асфальтобетонного шару на жорсткій основі з умови забезпечення надійного зчеплення на контакті шарів для різних типів підґрунтовки та умов руху.

4. Матеріали та методи дослідження

4. 1. Обґрунтування критерію міцності зчеплення на контакті асфальтобетонного покриття та жорсткої основи

Порушення міцності матеріалу при будь-якому напруженому стані наступить тоді, коли величина найбільш небезпечного фактору досягне свого граничного значення [10]. При дії транспортного навантаження і температурного деформування можлива втрата міжшарового зчеплення асфальтобетонного покриття та цементобетонної плити, оскільки на контакті шарів діють дотичні напруження [5, 6, 11]. При влаштуванні та ущільненні асфальтобетонного шару на цементобетонній плиті не відбувається взаємопроникнення мінеральних каркасів асфальтобетонного шару та цементобетонної плити. Зчеплення між шарами виникає за рахунок плівки в'язучого. В цьому випадку сили зчеплення обумовлені адгезією – прилипанням в'язучого до поверхні шарів мінерального матеріалу, та когезією – міцністю в'язучого в тонких шарах [5, 6].

Умова міцності на контакті шарів може порушитись з низки конструктивних та технологічних причин. Конструктивними причинами можуть бути [11–13]:

- нераціонально підібрані конструктивні шари (модуль пружності асфальтобетону, тип підґрунтовки, товщини шарів). В результаті чого в площині контакту шарів виникають значні зсуваючі напруження;

- структура і склад асфальтобетону (мінеральний склад, марка бітуму) не забезпечують потрібну зсувостійкість на контакті шарів.

Технологічні причини [11–13]:

- використання для підґрунтовки малов'язких бітумів, що знижують зсувостійкість асфальтобетонного шару в зоні контакту шарів;

- засмічення нижнього шару, недостатнє очищення цементобетонного покриття перед влаштуванням асфальтобетонного шару;

В останньому випадку в покритті вже закладено послаблену зону, в якій зчеплення шарів забезпечено в основному лише за рахунок сил тертя.

Розглянуто роботу шаруватої системи з умовою, що в площині контакту шарів виникла зона в якій відсутнє зчеплення контакту шарів (зона KL) на рис. 1, згідно з дослідженнями [12, 13].

Коли транспортне навантаження q знаходиться на відстані від площадки KL , шари будуть вести себе як зчеплені. Це пояснюється тим, що дотичні напруження τ_{xz} в площині контакту не здатні подолати силу тертя, тобто виконується умова:

$$\tau_{xz} \leq K_m \cdot f \cdot \sigma_z, \quad (1)$$

де K_m – коефіцієнт, що враховує можливість збільшення опору зсуву у випадку, якщо зсув виникає не в зоні контакту шарів, а в асфальтобетонному шарі; f – коефіцієнт тертя; σ_z – нормальне напруження, МПа.

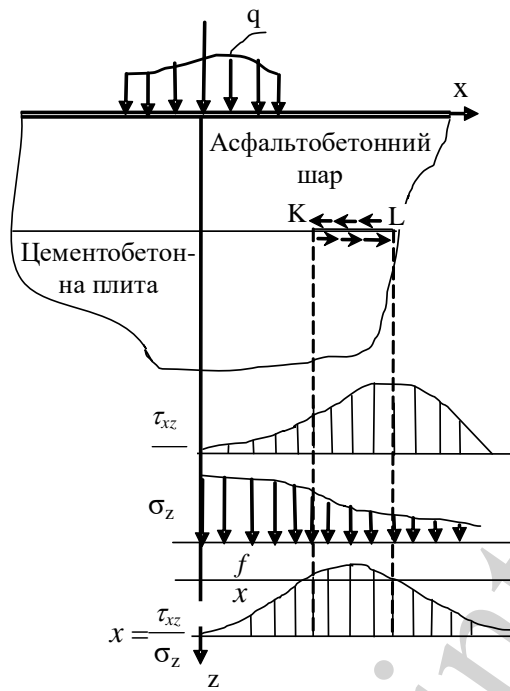


Рис. 1. Схема розвитку тріщини між асфальтобетонним шаром та цементобетонною плитою

Під час руху транспортне навантаження (q) почне наближуватись до зони KL з рис. 1. При цьому напруження τ_{xz} в зоні KL по максимуму не співпаде з напруженням σ_z і умова (1) може бути порушеною. Якщо втрата зчеплення в зоні тріщини KL виникла в результаті зсуву з руйнуванням пружних зв'язків (адгезія та когезія) та умова (1) не виконується, виникне відносний зсув двох країв тріщини. Одночасно з цим, напруження τ_{xz} знизяться до нуля на площадці KL , а в конструкції відбудеться перерозподіл напружень. З рішень теорії пружності [14] відомо, що в точках K та L дотичні напруження τ_{xz} різко зростуть. Виникне руйнування матеріалу і збільшиться розмір площадки KL . Повторне прикладання транспортного навантаження призведе до зростання розмірів площадки KL , поки не охопить всю зону контакту шарів [13]. Одночасно з розвитком тріщини відбуватиметься притирання поверхні цементобетонної плити та асфальтобетонного шару, що призведе до зниження коефіцієнту тертя (особливо в разі потрапляння води між шарами). Розрахунок за критерієм забезпечення зчеплення на контакті асфальтобетонного шару і цементобетонної плити полягає у порівнянні активних дотичних напружень на контакті шарів з міцністю контакту на зсув. Втрата міжшарового зчеплення асфальтобетонного шару та цементобетонної плити найбільш ймовірна при максимально великій температурі, оскільки в цей час зменшується міцність шару підґрунтовки [5, 8]. Критерій міцності на контакті шарів можна записати наступним чином:

$$\frac{\tau_{гр}}{\tau_{xz}} \geq K_{міц}, \quad (2)$$

де τ_{xz} – максимальні активні напруження зсуву на контакті шарів від дії транспортного навантаження, МПа; $\tau_{гр}$ – допустимі (граничні) дотичні напруження на зсув на контакті шарів, МПа; $K_{міц}$ – коефіцієнт запасу міцності на зсув на контакті шарів.

4. 2. Параметри розрахункової моделі

Розроблена розрахункова схема та вибір моделі матеріалів ґрунтується на загальних методах рішення задач механіки деформованого твердого тіла. Жорстка основа приймається у вигляді монолітної цементобетонної плити з температурними швами, для якої притаманно, що її модуль пружності і міцність не залежить від температури, вологості та тривалості дії навантаження. Матеріал цементобетону приймається як пружне, суцільне однорідне та ізотропне тіло [2, 15–17].

Жорстка основа характеризується:

- розмірами цементобетонної плити в плані;
- товщиною;
- модулем пружності та коефіцієнтом Пуассону;
- загальним (еквівалентним) модулем пружності основи під цементобетонними плитами.

В якості асфальтобетонного шару приймається шар з властивостями щебеневомасикового асфальтобетону, влаштованого поверх цементобетонної плити. Згідно з [9, 10, 18, 19] асфальтобетонний шар приймається як пружне тіло, тобто деформується без залишкових деформацій. Для прийнятого в дослідженні пружного деформування повністю відкинуто таку властивість моделі тіла, як повзучість і в'язко-пружність [9–11]. Такий підхід можливий завдяки тому, що час дії транспортного навантаження менше 0,1 с, а за цей час в асфальтобетоні не встигають проявлятися в'язко-пружні або пластичні властивості матеріалу. Структурні елементи асфальтобетону розташовані в межах твердого тіла випадковим чином. Так само розподілені в об'ємі матеріалу макродефекти [9–11]. З досліджень [9, 10, 14, 20] відомо, що тіло, яке має макродефекти, можна розглядати як квазіоднорідну систему в межах її основи – матриці. При цьому ідеалізація реального середовища відносно її однорідності, суцільності ізотропії не призводить до принципових помилок у розрахунках за загальними рішеннями теорії пружності [9, 18, 20, 21]. Розрахункову модель, що використовується для моделювання напружено-деформованого стану конструкції дорожнього одягу, наведено на рис. 2.

При моделюванні прийнято умову забезпеченого зчеплення між асфальтобетонним шаром покриття та жорсткою основою. Для запобігання появи тріщин в асфальтобетонному шарі над швами цементобетонних плит передбачено в розрахунковій моделі влаштування деформаційних швів в асфальтобетонних шарах над швами цементобетонних плит. Таким чином, конструкція дорожнього одягу, що розглядається, являє собою комбіновані плити. Комбінована плита складається з цементобетонної плити на пружному півпросторі, поверх якої влаштований асфальтобетонний шар з умовою зчеплення між асфальтобетонним шаром та цементобетонною плитою. Розглядаємо напружено-деформований стан комбінованої плити, розміри якої обмежені температурними швами. Правомірність такого підходу обґрунтовано в роботах [8, 9].

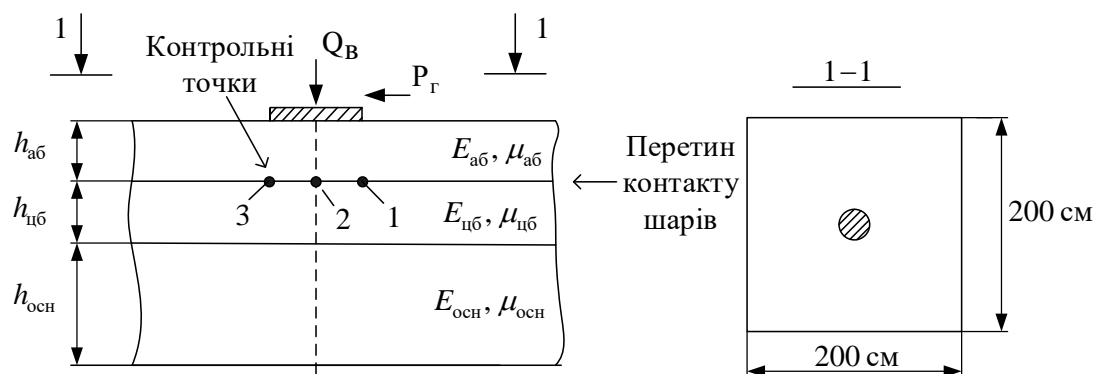


Рис. 2. Розрахункова модель асфальтобетонного шару на жорсткій основі: 1–1 – проекція моделі на горизонтальну площину

4. 3. Моделювання напружено-деформованого стану конструкції дорожнього одягу методом скінчених елементів

Моделювання напружено-деформованого стану виконано методом скінчених елементів в програмному комплексі ANSYS.

Сітка моделі будується з використанням елементів переважно гексагональної форми. Форма елементів вибрана відповідно до досліджень [5, 9, 20, 21]. Приклад розрахункової моделі представлено на рис. 3.

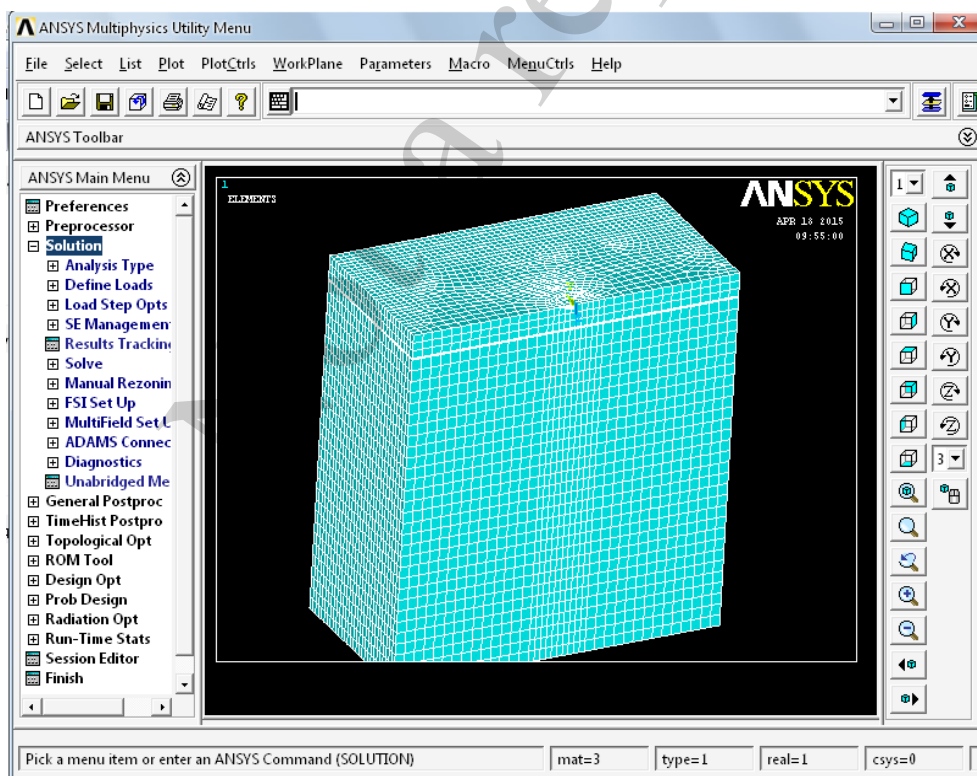


Рис. 3. Розрахункова модель для визначення напружено-деформованого стану конструкції дорожнього одягу

Статичне навантаження прикладається через круглий штамп, діаметр якого рівновеликий відбитку сліду колеса розрахункового автомобіля групи А₂ відповідно до ДБН В.2.3-4. Величина вертикального навантаження дорівнює 0,8 МПа, горизонтальна сила приймається в межах від 5 кН (для прямолінійних ділянок на перегоні) до 45 кН (для умов екстреного гальмування). Діаметр штампу 34,5 см. В моделях:

– модуль пружності і коефіцієнт Пуассона цементобетону прийняті постійними ($E_{цб}=27000$ МПа, $\mu_{цб}=0,15$);

– товщина цементобетонної основи варіювалася в діапазоні від 20 см до 28 см з кроком 4 см;

– товщина асфальтобетонного шару прийнята 2 см, 5 см, 7 см, 10 см;

– модуль пружності і коефіцієнт Пуассона асфальтобетону варіювався в межах від $E_{аб}=5000$ МПа і $\mu_{аб}=0,25$ до $E_{аб}=400$ МПа $\mu_{аб}=0,4$.

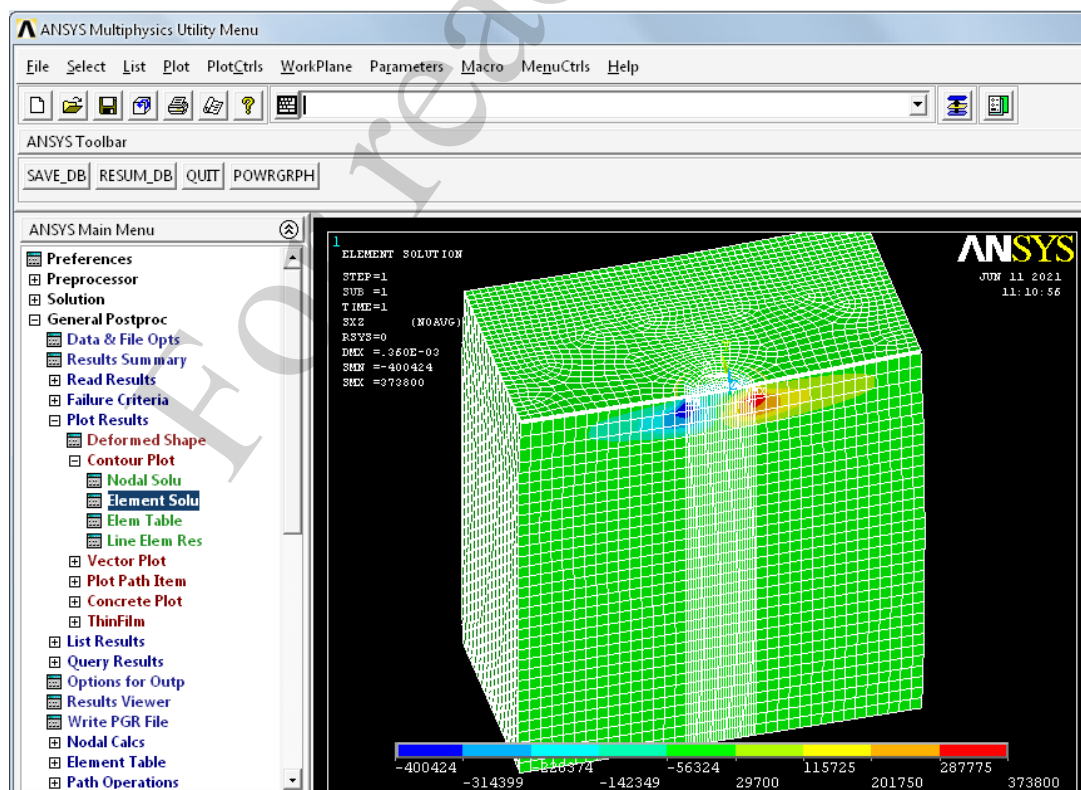
– загальний еквівалентний модуль пружності на поверхні основи 150 МПа, коефіцієнт Пуассона 0,3.

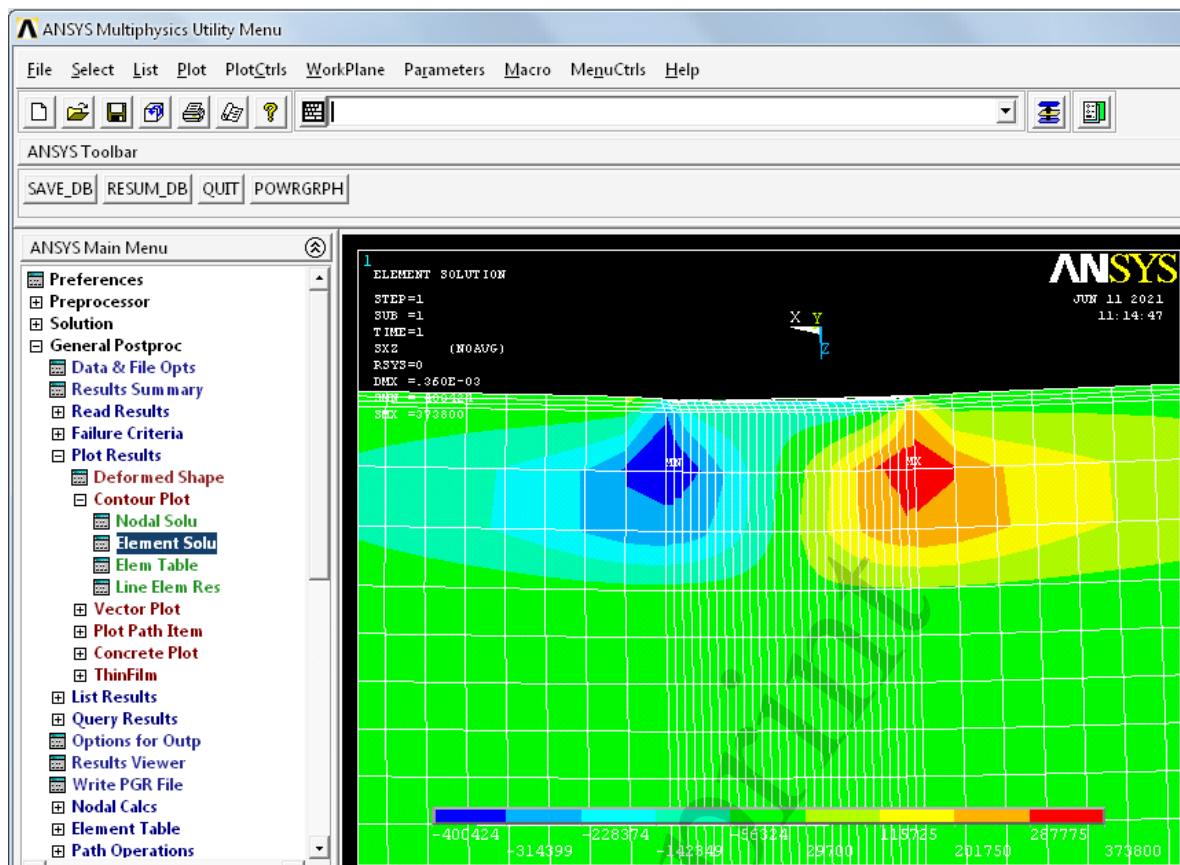
5. Результати дослідження міцності зчеплення асфальтобетонного покриття і жорсткої основи на етапі проєктування дорожнього одягу

5.1. Результати моделювання напружено-деформованого стану конструкції дорожнього одягу методом скінчених елементів

В результаті моделювання напружено-деформованого стану визначено дотичні напруження на контакті асфальтобетонного шару та цементобетонної плити для різних умов руху та кліматичних умов.

Приклад результатів моделювання наведено на рис. 4, 5 та в табл. 1.





б

Рис. 4. Результат визначення дотичних напружень τ_{xz} для моделі з товщиною і модулем пружності асфальтобетонного шару – 2 см і 400 МПа відповідно, товщиною і модулем пружності цементобетонної плити – 24 см і 27000 МПа відповідно, вертикальним навантаженням 0,8 МПа, горизонтальною силою 5 кН: *a* – загальний вигляд моделі; *б* – збільшене зображення частини моделі під штампом

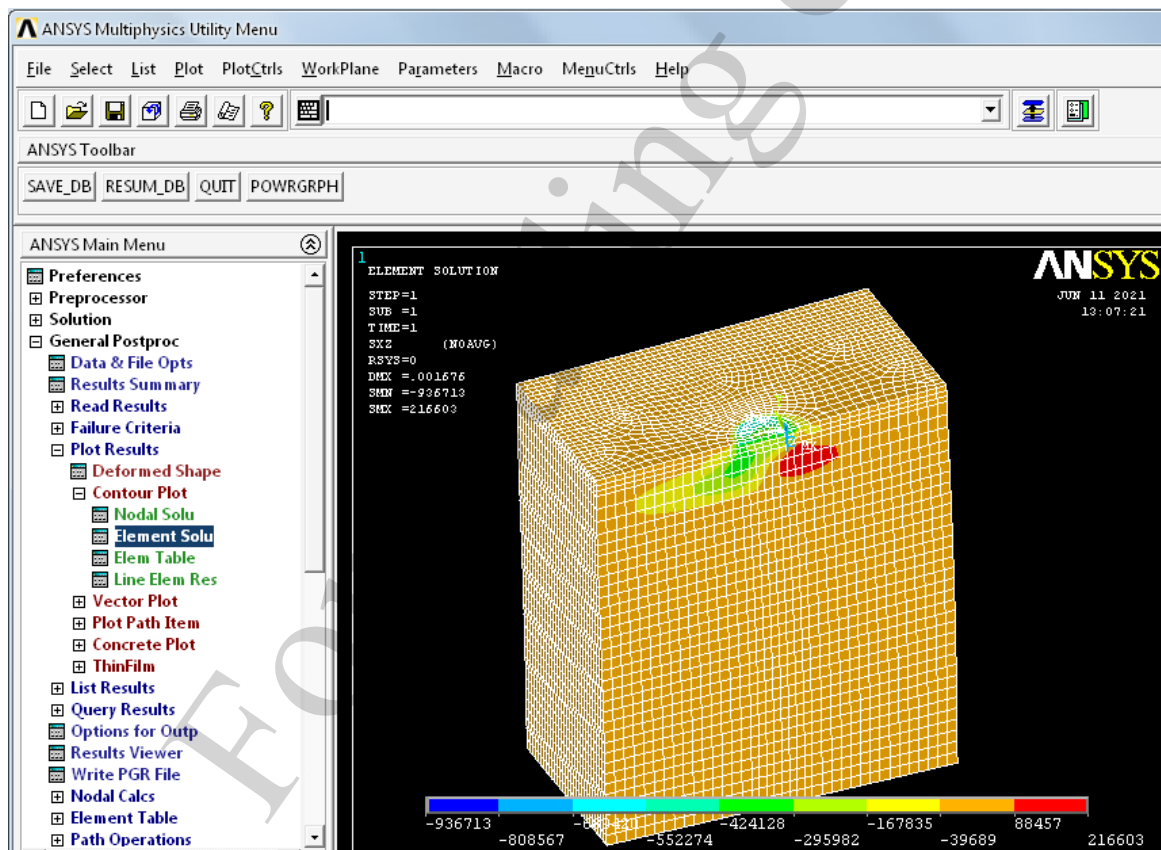
Таблиця 1

Приклад зведеної таблиці дотичних напружень τ_{xz} на контакті асфальтобетонного шару та цементобетонної плити, МПа

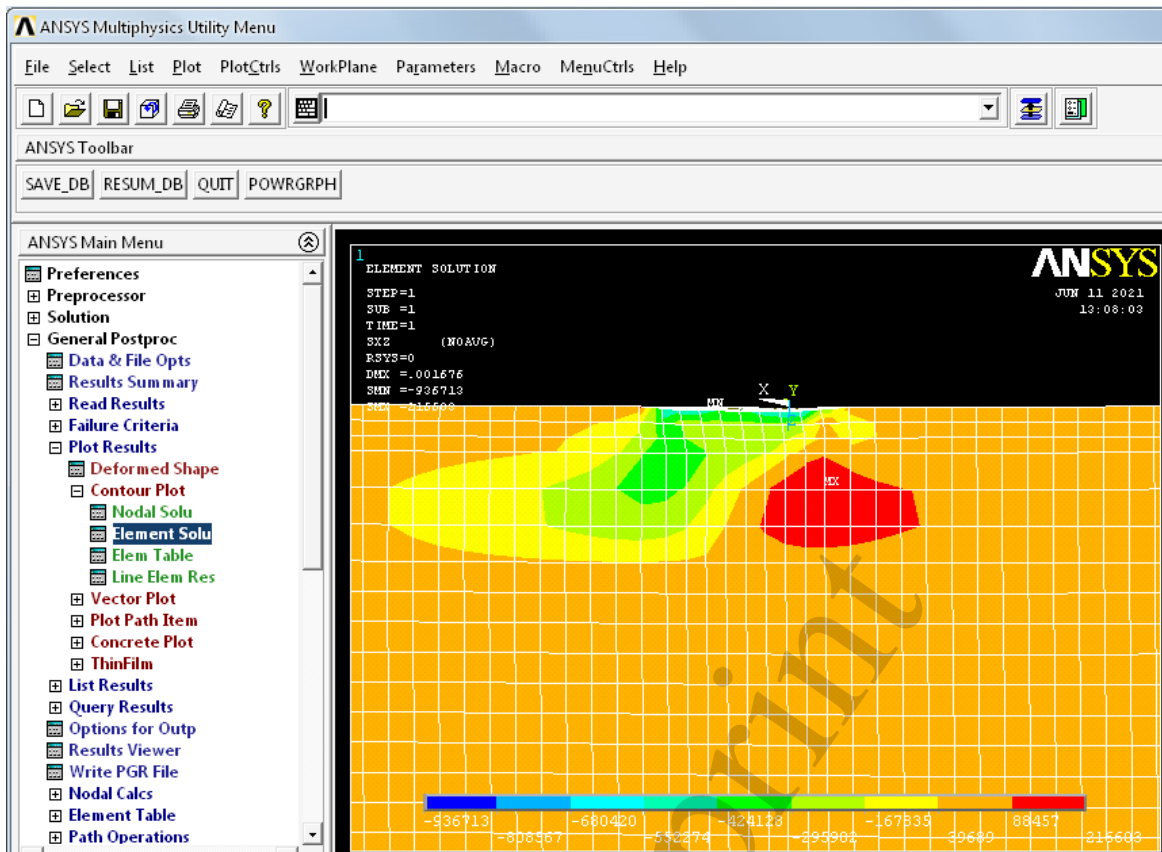
Вертикальне навантаження 0,8 МПа, діаметр штампа $d_{шт}=34,5$ см, горизонтальна сила 5 кН, $E_{аб}=400$ МПа, $\mu_{аб}=0,40$, $E_{цб}=27000$ МПа, $\mu_{цб}=0,15$, $E_{осн}=150$ МПа, $\mu_{осн}=0,3$

товщина цементобетонної плити ($h_{цб}$)	товщина асфальтобетонного шару ($h_{аб}$)				місце розташування точки відносно вісі штампу згідно з рис. 1
	2 см	5 см	7 см	10 см	
20 см	0,206	0,232	0,238	0,213	край штампу (точка 1)
	-0,095	-0,043	-0,033	-0,026	вісь штампу (точка 2)
	-0,284	-0,290	-0,277	-0,254	край штампу (точка 3)
24 см	0,204	0,228	0,229	0,209	край штампу (точка 1)
	-0,095	-0,043	-0,033	-0,025	вісь штампу (точка 2)
	-0,282	-0,287	-0,275	-0,250	край штампу (точка 3)
28 см	0,202	0,226	0,227	0,206	край штампу (точка 1)
	-0,095	-0,043	-0,033	-0,026	вісь штампу (точка 2)
	-0,278	-0,285	-0,272	-0,248	край штампу (точка 3)

За результатами моделювання визначено, що при зміні модуля пружності асфальтобетонного шару дотичні напруження на контакті шарів змінюються лінійно. Для виявлення даної залежності виконано пошукове моделювання. Товщина асфальтобетонного шару в моделях приймалась рівною 2 см, 5 см, 7 см та 10 см, товщина цементобетонної плити приймалась рівною 20 см, 24 см, 28 см з модулем пружності 27000 МПа. В моделях варіювалась лише значення модуля пружності асфальтобетонного шару і приймалось рівним 400 МПа, 1000 МПа, 1500 МПа, 2000 МПа, 2500 МПа, 3000 МПа, 3500 МПа, 4000 МПа, 4500 МПа та 5000 МПа. В усіх розрахованих моделях спостерігається лінійна залежність зміни величини дотичних напружень при зміні модуля пружності асфальтобетонного шару. Закономірність зміни дотичних напружень на контакті асфальтобетонного шару та цементобетонної плити від величини модуля пружності асфальтобетонного шару для однієї з моделей (товщина асфальтобетонного шару 2 см, товщина і модуль пружності цементобетонної плити 24 см і 27000 МПа відповідно, величина вертикального тиску 0,8 МПа, діаметр відбитку штампу 34,5 см), використаних при пошуковому моделюванні, наведено на рис. 6.



a



б

Рис. 5. Результат визначення дотичних напружень τ_{xz} для моделі з товщиною і модулем пружності асфальтобетонного шару – 10 см і 400 МПа відповідно, товщиною і модулем пружності цементобетонної плити – 24 см і 27000 МПа відповідно, вертикальним навантаженням 0,8 МПа, горизонтальною силою 45 кН: а – загальний вигляд моделі; б – збільшене зображення частини моделі під штампом

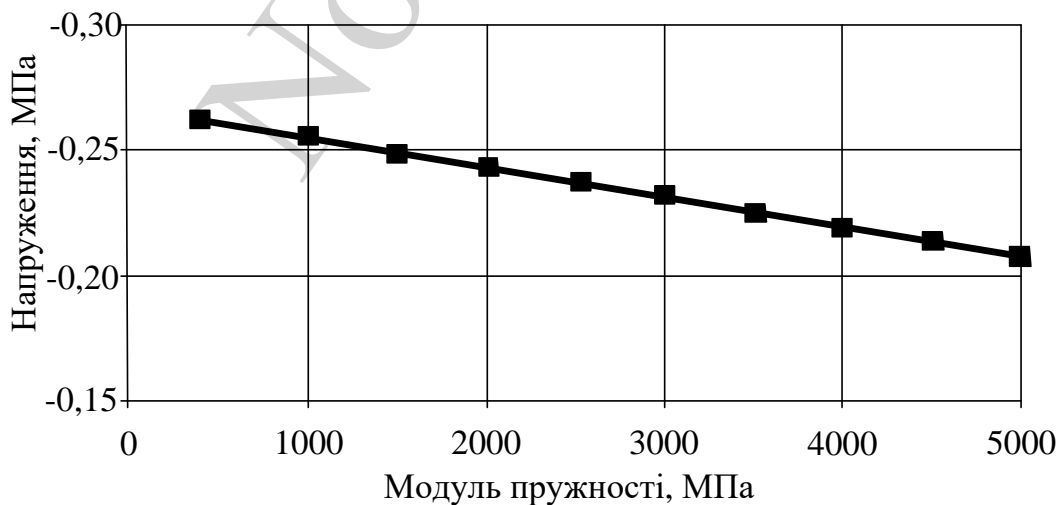


Рис. 6. Залежність величини дотичних напружень τ_{xz} на контакті шарів від величини модуля пружності асфальтобетонного шару

За результатами моделювання визначено, що при зміні величини горизонтальної сили в діапазоні від 5 кН до 45 кН дотичні напруження на контакті асфальтобетонного шару та цементобетонної плити змінюються лінійно. Товщина асфальтобетонного шару та модуль пружності в моделях приймалась рівними 2 см, 5 см, 7 см та 10 см та 400 МПа, 1500 МПа, 3000 МПа, 5000 МПа відповідно, товщина цементобетонної плити приймалась рівною 20 см, 24 см, 28 см з модулем пружності 27000 МПа. В моделях варіювались значення горизонтальної сили зі значеннями 5 кН, 10 кН, 20 кН, 30 кН, 40 кН та 45 кН. В усіх розрахованих моделях спостерігається лінійна залежність зміни величини дотичних напружень на контакті шарів при зміні величини горизонтальної сили, при інших рівних умовах. Закономірність зміни дотичних напружень на контакті асфальтобетонного шару та цементобетонної плити від величини горизонтальної сили для однієї з моделей (товщина і модуль пружності асфальтобетонного шару 5 см і 1500 МПа відповідно, товщина і модуль пружності цементобетонної плити 24 см і 27000 МПа відповідно, величина вертикального тиску 0,8 МПа, діаметр відбитку штампу 34,5 см), використаних при пошуковому моделюванні, наведено на рис. 7.

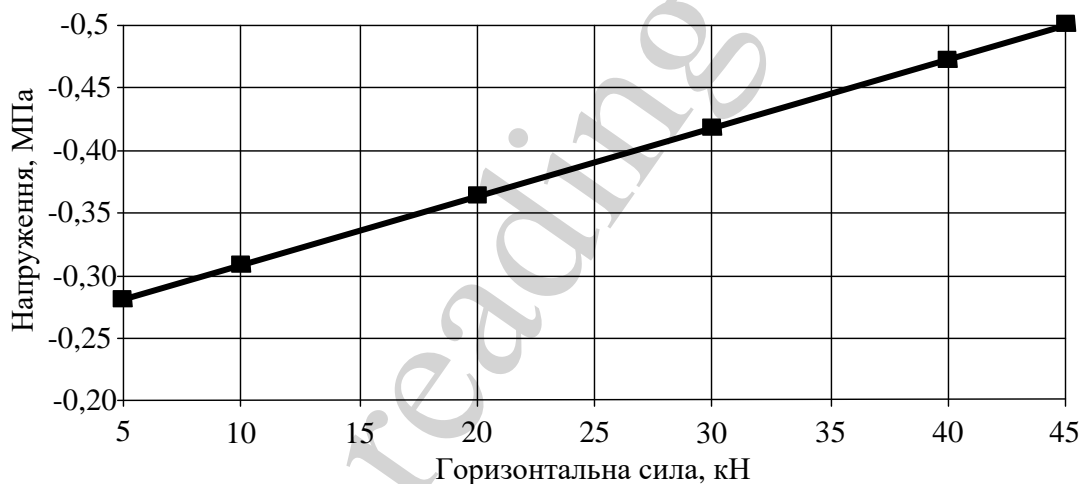


Рис. 7. Залежність величини дотичних напружень τ_{xz} на контакті шарів від величини горизонтальної сили

Ця залежність справедлива для усього обраного інтервалу значень модулів пружності асфальтобетонного шару та товщин конструктивних шарів. Тому для визначення напружень від дії горизонтальної сили в діапазоні значень від 5 кН до 45 кН можна скористатись лінійною інтерполяцією.

5. 2. Визначення мінімально допустимої товщини асфальтобетонного шару на жорсткій основі

Допустимі (граничні) дотичні напруження на зсув на контакті шарів, згідно з [22, 23], можна визначити за формулою:

$$\tau_{гр} = \tau_{лаб} \times (1 - \nu_{\tau} \times t), \quad (3)$$

де $\tau_{\text{лаб}}$ – міцність на зсув (максимальні дотичні напруження між асфальтобетонним шаром і цементобетонною плитою визначені експериментально згідно з методикою [22, 24]; ν_{τ} – коефіцієнт варіації міцності при зсуві; t – коефіцієнт варіативності відхилення, що залежить від рівня надійності конструкції).

Для практичної оцінки міцності на зсув на контакті шарів проаналізовано величини активних дотичних напружень та міцнісні параметри різних типів підґрунтовки. Для цього усі райони території України за умовами роботи асфальтобетону, відповідно до класифікації наведеної у ДБН В.2.3-4, розділено на три групи за схожими температурними інтервалами нагріву асфальтобетонного покриття:

- I група – райони A_1, A_2, A_3 з нагрівом до $53\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- II група – райони A_4, A_6 з нагрівом до $55\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- III група – райони A_5, A_7 з нагрівом до $57\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Гранична міцність зчеплення контакту шарів на зсув залежить від температури на контакті шарів [5, 8, 13].

Залежність температури на контакті шарів від товщини асфальтобетонного шару визначено за формулою (4), згідно з методикою, наведеною у [22]. Результати наведено на рис. 8.

$$t^h = t_{\text{см}} + \left(\frac{t_{\text{пов}}^{\text{сп. max}} - t_{\text{пов}}^{\text{сп. min}}}{2} + \frac{\rho \times I_{\text{сп. доб}}}{a_{\text{м}}} \times K_1 \times K_2 \times K_n \right) \times \exp \left[\left(-h_{\text{аб}} \times \sqrt{\frac{\omega}{2 \times a_{\text{аб}}}} \right) \times \cos \left(\omega \times \tau - h_{\text{аб}} \times \sqrt{\frac{\omega}{2 \times a_{\text{аб}}}} \right) \right], \quad (4)$$

де t^h – температура на контакті асфальтобетонного шару покриття та жорсткої основи, $^{\circ}\text{C}$;

$t_{\text{см}}$ – середньомісячна температура повітря, $^{\circ}\text{C}$;

$t_{\text{пов}}^{\text{сп. max}}$ – середньомісячна максимальна температура повітря, $^{\circ}\text{C}$;

$t_{\text{пов}}^{\text{сп. min}}$ – середньомісячна мінімальна температура повітря, $^{\circ}\text{C}$;

ρ – коефіцієнт поглинання сонячного випромінювання на поверхні покриття;

$I_{\text{сп. доб.}}$ – середньодобова інтенсивність сонячного випромінювання, $\text{ккал}/\text{м}^2 \times \text{год} \times \text{град}$;

$a_{\text{м}}$ – коефіцієнт теплопередачі, $\text{ккал}/\text{м}^2 \times \text{год} \times \text{град}$;

K_1 – коефіцієнт, що враховує послаблення сонячного випромінювання у будь-яку годину доби;

K_2 – коефіцієнт переходу від середньодобової інтенсивності сонячного випромінювання до інтенсивності на 12 годину;

K_n – коефіцієнт запилення (зниження інтенсивності сонячного випромінювання за рахунок пилоутворення);

$h_{аб}$ – товщина асфальтобетонного шару, м;

ω – кутова частота коливання температури, рад/год;

$a_{аб}$ – температуропровідність асфальтобетону, м²/год;

τ – момент часу від початку періоду коливання, год.

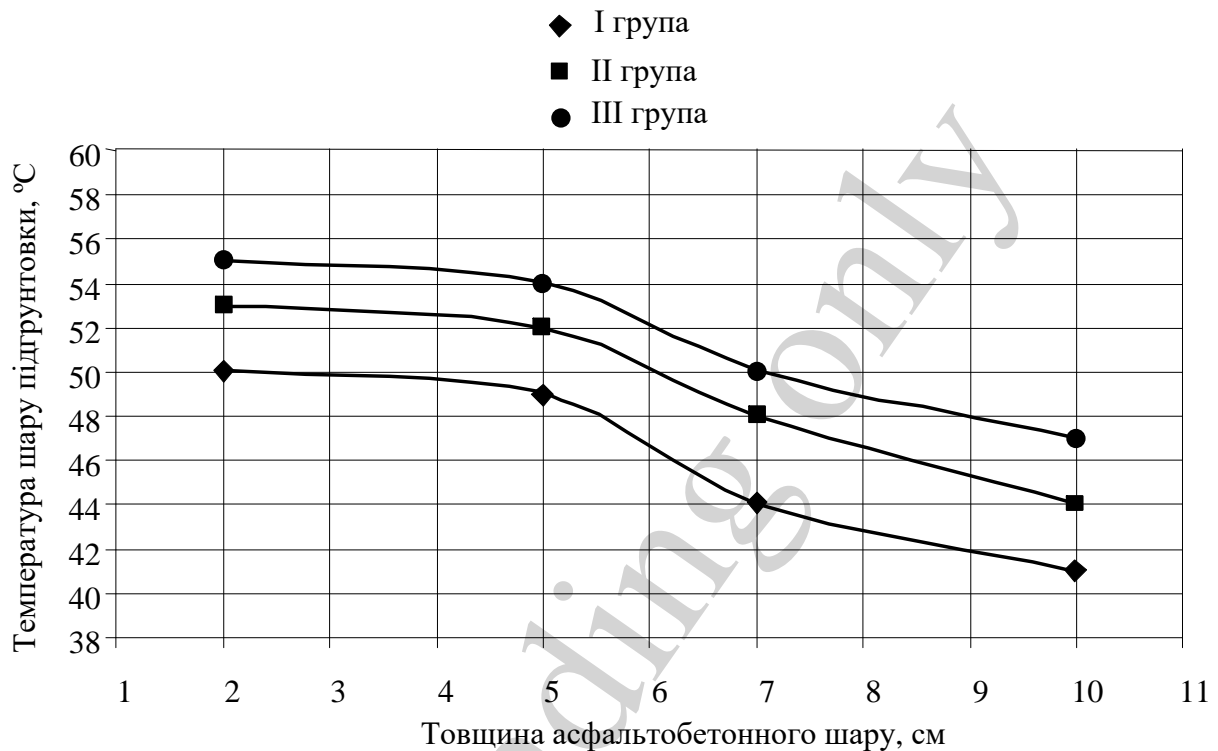


Рис. 8. Залежність температури на контактї шарів від товщини асфальтобетонного шару

На рис. 9 відображено залежність зміни максимальних активних напружень зсуву (що визначені методом скінчених елементів) та граничну міцність різних типів підґрунтовки (що залежить від температури та визначається згідно з даними рис. 8 за формулою 3) від товщини асфальтобетонного шару. В точці перетину кривої значень максимальних активних напружень зсуву з кривою граничної міцності підґрунтовки на зсув визначається мінімально допустима товщина асфальтобетонного шару.

В результаті аналізу розрахунків встановлено мінімально допустимі товщини асфальтобетонного шару на жорсткій основі, які необхідно передбачити при конструюванні, для забезпечення надійного зчеплення на контактї шарів.

Значення мінімально допустимої товщини асфальтобетонного шару визначено для різних типів підґрунтовки та різних температурних умов. При використанні в якості підґрунтовки бітумної емульсії мінімально допустима товщина асфальтобетонного шару становитиме:

– для умов руху на перегоні і кривих в плані у I, II та III групі за температурними інтервалами – 2 см;

– для умов руху на ділянках екстреного гальмування у I групі за температурними інтервалами – 4 см, для умов II групи за температурними інтервалами – 5 см, для умов III групи за температурними інтервалами – 6 см.

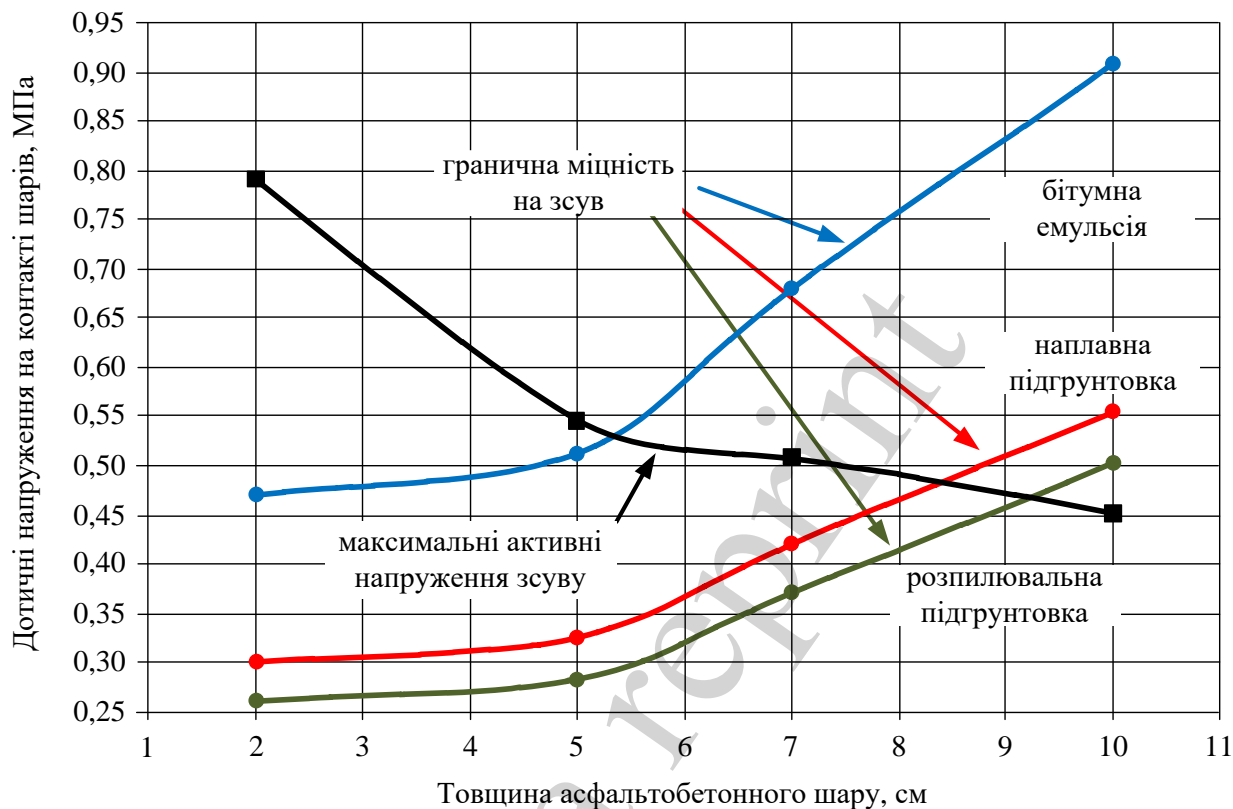


Рис. 9. Міцнісні параметри різних типів підґрунток для умов екстреного гальмування (горизонтальна сила 45 кН) в III групі районів

При використанні в якості підґрунтки наплавної гідроізоляції мінімально допустима товщина асфальтобетонного шару становитиме:

– для умов руху на перегоні у I та II групі за температурними інтервалами – 2 см, для умов III групи за температурними інтервалами – 5 см;

– для умов руху на кривих в плані у I групі за температурними інтервалами – 2 см, для умов II групи за температурними інтервалами – 5 см, для умов III групи за температурними інтервалами – 6 см;

– для умов руху на ділянках екстреного гальмування у I групі за температурними інтервалами – 7 см, для умов II групи за температурними інтервалами – 8 см, для умов III групи за температурними інтервалами – 9 см.

При використанні розпилювальної підґрунтки мінімально допустима товщина асфальтобетонного шару становитиме:

– для умов руху на перегоні у I групі за температурними інтервалами – 2 см, для умов II та III групи за температурними інтервалами – 6 см;

– для умов руху на кривих в плані у I групі за температурними інтервалами – 4 см, для умов II групи за температурними інтервалами – 6 см, для умов III групи за температурними інтервалами – 7 см;

– для умов руху на ділянках екстреного гальмування у I групі за температурними інтервалами – 8 см, для умов II групи за температурними інтервалами – 9 см, для умов III групи за температурними інтервалами – 10 см.

6. Обговорення результатів моделювання напружено-деформованого стану конструкції дорожнього одягу та розрахунків міцності зчеплення контакту шарів

Аналізуючи результати моделювання напружено-деформованого стану асфальтобетонного шару на жорсткій основі встановлено, що:

– збільшення товщини асфальтобетонного шару від 2 см до 10 см веде до зниження дотичних напружень τ_{xz} на контакті шарів;

– дотичні напруження τ_{xz} значно зростають при підвищенні значення горизонтальної сили.

Найбільш небезпечними з умови забезпечення надійного зчеплення на контакті шарів є ділянки доріг з умовами екстреного гальмування, що є очевидним зі змісту рис. 7. Це пояснюється тим, що при умові екстреного гальмування виникає найбільше значення горизонтальної сили і як наслідок максимальне значення активних дотичних напружень на контакті шарів. Даний висновок підтверджується результатами спостережень за дослідними ділянками [3, 5, 8] з можливими випадками екстреного гальмування (перехідно-швидкісні смуги, підходи до перетинів в одному рівні тощо). На таких ділянках значно частіше спостерігається розшарування та швидке руйнування асфальтобетонного шару на жорсткій основі у порівнянні з ділянками автомобільних доріг на перегоні.

Збільшення товщини асфальтобетонного шару на жорсткій основі призводить до зниження ймовірності втрати зчеплення контакту шарів, оскільки:

– відбувається зменшення величини дотичних напружень на контакті шарів;

– відбувається зниження температури на контакті шарів, що в свою чергу призводить до збільшення граничної міцності на зсув матеріалу підґрунтовки.

Висновки даного дослідження можуть вважатися за доцільні, оскільки дозволяють обґрунтувати мінімально допустиму товщину асфальтобетонного шару на жорсткій основі. Наведені висновки розроблено для різних типів підґрунтовки, різних умов руху та різних регіонів за температурними умовами.

Однак не можливо не відмітити, що отримані висновки можливо застосовувати лише для конструкції дорожнього одягу без армування поперечних і поздовжніх швів та для групи розрахункового навантаження A_2 . Таке припущення накладає певні обмеження на використання отриманих результатів, що може трактуватися як недолік даного дослідження. Неможливість зняти зазначене припущення в рамках даного дослідження породжує потенційно цікавий напрям подальших досліджень. Розвитком даного дослідження може бути врахування армування штирями швів, що дозволить врахувати можливість часткової передачі навантаження з плити на плиту.

7. Висновки

1. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану конструкції дорожнього одягу виконано методом скінчених елементів для різних умов руху та різних регіонів за кліматичними умовами. За результатами моделювання визначено, що при зміні модуля пружності асфальтобетонного шару в діапазоні від 400 МПа до 5000 МПа дотичні напруження на контакті асфальтобетонного та цементобетонного шарів змінюються лінійно. При зміні горизонтальної сили в діапазоні від 5 кН до 45 кН дотичні напруження на контакті асфальтобетонного та цементобетонного шарів також змінюються лінійно. В результаті моделювання напружено-деформованого стану встановлено, що:

- збільшення товщини асфальтобетонного шару від 2 см до 10 см веде до зниження дотичних напружень τ_{xz} на контакті шарів;
- дотичні напруження τ_{xz} значно зростають при підвищенні значення горизонтальної сили.

2. Міцнісні параметри асфальтобетонного шару та шару підґрунтовки суттєво залежать від температури, тому для розробки практичних рекомендацій враховано різні групи за температурними інтервалами нагріву асфальтобетонного покриття:

- I група – з нагрівом до 53 °С (райони A_1, A_2, A_3 за умовою роботи асфальтобетонного покриття);
- II група – з нагрівом до 55 °С (райони A_4, A_6 за умовою роботи асфальтобетонного покриття);
- III група – з нагрівом до 57 °С (райони A_5, A_7 за умовою роботи асфальтобетонного покриття).

В результаті аналізу розрахунків встановлено мінімально допустимі товщини асфальтобетонного шару на жорсткій основі, які необхідно передбачити при конструюванні, для забезпечення надійного зчеплення на контакті шарів. Розроблені рекомендації для використання розпилювальної підґрунтовки, наплавної гідроізоляції та бітумної емульсії при умовах руху на перегоні, на кривих в плані і поздовжньому профілі та на ділянках з екстремим гальмуванням.

Література

1. Радовский, Б. С. (2009). Цементобетонные покрытия в США. Дорожная техника, 1, 50–58.
2. Pérez-Acebo, H., Gonzalo-Orden, H., Findley, D. J., Rojí, E. (2021). Modeling the international roughness index performance on semi-rigid pavements in single carriageway roads. Construction and Building Materials, 272, 121665. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121665>
3. Радовский, Б. С. (2010). Опыт использования старого цементобетона как основания под асфальтобетонное покрытие в США. Дорожная техника, 1, 20–32.
4. Корочкин, А. В., Ахметов, С. А. (2009). Зависимость состояния покрытия от толщины асфальтобетонных слоев жесткой дорожной одежды. Автомобильные дороги, 12, 27–29.

5. Onischenko, A., Aksenov, S., Nevynhlovskyy, V. (2016). Numerical Simulation of Stress-Strain State of Asphalt Concrete Pavement on the Carriageway of the South Bridge in Kiev. *Procedia Engineering*, 134, 322–329. doi: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.01.014>
6. Dorozhko, E., Ryapuhin, V., Makovyey, R. (2016). Design Procedure by Strength Criteria of Asphalt Layers on a Rigid Base Taking into Account the Simultaneous Action of External Loads and Thermal Stresses. *Procedia Engineering*, 134, 101–108. doi: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.01.045>
7. White, G. (2016). State of the art: interface shear resistance of asphalt surface layers. *International Journal of Pavement Engineering*, 18 (10), 887–901. doi: <https://doi.org/10.1080/10298436.2015.1126270>
8. Корочкин, А. В. (2017). Теория расчета жесткой дорожной одежды с асфальтобетонным покрытием. Москва: МАДИ, 148.
9. Dorozhko, Y., Arsenieva, N., Sarkisian, H., Synovets, O. (2019). Determining the most dangerous loading application point for asphalt-concrete layers on a rigid base. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 3 (7 (99)), 36–43. doi: <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2019.166490>
10. Lazăr, Ș. M., Răcănel, C. (2017). Flexible Pavement Design Criterion Based on Octahedral Shear Stresses. *Romanian Journal of Transport Infrastructure*, 6 (1), 54–65. doi: <https://doi.org/10.1515/rjti-2017-0054>
11. Невінгловський, В. Ф. (2013). Теоретичні аспекти розрахунку залишкового ресурсу асфальтобетонного покриття на залізобетонних автодорожніх мостах. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*, 89, 225–234.
12. Гладкий, А. В., Ряпухин, В. Н. (2006). Особенности расчетов на прочность многослойных покрытий и усиления нежестких дорожных одежд. *Дороги і мости*, 4, 232–247.
13. Гладкий, А. В. (2007). Напряженно-деформированное состояние многослойных покрытий дорожных одежд. *Вісник Східноукраїнського національного університету імені Володимира Даля*, 6 (112), 105–108.
14. Писаренко, Г. С. (1976). Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии. Киев, 415.
15. Li, S., Liu, X., Liu, Z. (2014). Interlaminar shear fatigue and damage characteristics of asphalt layer for asphalt overlay on rigid pavement. *Construction and Building Materials*, 68, 341–347. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.06.053>
16. Chen, X., Wu, S., Zhou, J. (2013). Analysis of mechanical properties of concrete cores using statistical approach. *Magazine of Concrete Research*, 65 (24), 1463–1471. doi: <https://doi.org/10.1680/macr.13.00113>
17. Wang, X., Zhong, Y. (2019). Influence of tack coat on reflective cracking propagation in semi-rigid base asphalt pavement. *Engineering Fracture Mechanics*, 213, 172–181. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.04.015>
18. Golchin, B., Hamzah, M. O., Hasan, M. R. M. (2017). Optimization in producing warm mix asphalt with polymer modified binder and surfactant-wax additive. *Construction and Building Materials*, 141, 578–588. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.123>

19. Assogba, O. C., Tan, Y., Sun, Z., Lushinga, N., Bin, Z. (2019). Effect of vehicle speed and overload on dynamic response of semi-rigid base asphalt pavement. *Road Materials and Pavement Design*, 22 (3), 572–602. doi: <https://doi.org/10.1080/14680629.2019.1614970>
20. Dong, Z., Ni, F. (2014). Dynamic model and criteria indices of semi-rigid base asphalt pavement. *International Journal of Pavement Engineering*, 15 (9), 854–866. doi: <https://doi.org/10.1080/10298436.2014.893322>
21. Мерзликин, А. Е., Капустников, Н. В. (2010). Погрешности, возникающие при расчёте дорожных одежд с помощью метода конечных элементов. *Жилищное строительство*, 10, 26–29.
22. М 02070915-750:2016. Методика проектування асфальтобетонного покриття залізобетонних автодорожніх мостів.
23. Різніченко, О. С. (2012). Аналіз існуючих методів проектування асфальтобетонного покриття на мостах за умовою зсувостійкості. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*, 86, 30–36.
24. Онищенко, А. М., Різніченко, О. С., Куртєв, В. С. (2016). Методика визначення міцності зчеплення між асфальтобетонним покриттям та залізобетонною основою мосту при зсуві. *Вісник НТУ. Серія: «Технічні науки»*, 1 (34), 319–327.

Arranging asphalt-concrete layers on a rigid base in the form of cement-concrete slabs can significantly improve the transporting and operational performance of the road surface. Such a structural solution is appropriate in almost all countries of the world since cement-concrete slabs retain high strength for a long time. To prevent the rapid destruction of an asphalt-concrete road surface on a rigid base, it is necessary to ensure reliable adhesion between the layers' contacts and, at the design stage, to test the adhesion strength by estimation.

This paper has substantiated a criterion of adhesion strength in the contact between an asphalt-concrete road surface and the rigid base. The calculation involves comparing the active tangent stresses in the contact between layers dependent on the effect of the vertical and horizontal components of the transport load with the magnitude of permissible tangent shear stresses in the contact of layers.

The parameters for an estimation model have been established; the stressed-strained state of the roadbed structure has been simulated using a finite element method. When modeling the stressed-strained state and calculating based on the strength criterion, different vehicle traffic conditions have been considered, as well as the effect of temperature on the strength parameters of the asphalt-concrete layer and the tar layer. The conditions for vehicle movement, taken into consideration when designing, correspond to the conditions of movement along the road, along the curves in the plan and profiles, and notion conditions at car emergency braking. Practical recommendations have been compiled for assigning the minimum permissible thickness of an asphalt-concrete layer on a rigid base, which must be followed at the design stage due to the condition for ensuring reliable adhesion between the layers' contacts. The minimum permissible thickness ranges from 2 cm to 10 cm, depending on the conditions of movement, temperature, and the type of tar

Keywords: asphalt-concrete layer, elasticity module, stressed-strained state, adhesion, cement-concrete slab

UDC 625.852

DOI: 10.15587/1729-4061.2021.235394

ENSURING ADHESION BETWEEN THE ASPHALT-CONCRETE ROAD SURFACE AND RIGID BASE AT THE ROADBED DESIGN STAGE

Yevhen Dorozhko

Corresponding author

PhD, Associate Professor*

E-mail: evgeniy.dorozhko@gmail.com

Angelika Batrakova

Doctor of Technical Sciences, Professor*

Vladislav Tymoshevskiy

PhD, Associate Professor*

Elina Zakharova

Assistant*

*Department of Road Design, Geodesy and Land Management

Kharkiv National Automobile and Highway University
Yaroslava Mudroho str., 25, Kharkiv, Ukraine, 61002

Received date 12.04.2021

Accepted date 20.05.2021

Published date 30.06.2021

How to Cite: Dorozhko, Y., Batrakova, A., Tymoshevskiy, V., Zakharova, E. (2021). Ensuring adhesion between the asphalt-concrete road surface and rigid base at the roadbed design stage. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 3 (7 (111)), 84–92. doi: <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2021.235394>

1. Introduction

In most countries of the world, a common technology for constructing motorways involves a roadbed of the rigid type in the form of cement-concrete slabs [1]. Cement-concrete slabs have a longer service life between major repairs compared to an asphalt-concrete road surface, however, there comes a time when cement-concrete slabs need repair. In most cases, cement-concrete slabs retain high enough strength and only require improvements in their evenness, roughness, as well as repair of deformation joints between the slabs [2].

Roadbed in the form of cement-concrete slabs presents difficulties when executing repair work, so quite often such structural solutions are used that involve covering slabs with a thin asphalt-concrete layer [3]. This technology makes it possible to quickly and efficiently improve the transporting and operational indicators of cement-concrete slabs. In this case, the asphalt-concrete layer acts as a protective layer or the wear layer on cement-concrete slabs. The combined slab made in this way is characterized by a high bearing capacity due to the cement-concrete slab at its base, comfortable driving conditions, and the

relative ease of repair work owing to the asphalt-concrete layer. For such structures, it is necessary to ensure the strength of the asphalt-concrete layer of the roadbed since the road surface state depends on it.

The most common deformations and destructions inherent in the combined slabs include the shear and detachment of an asphalt-concrete road surface from the rigid base, caused by the loss of adhesion at the contact of layers [4]. Given this, it is a relevant task to undertake a study aimed at ensuring the reliable adhesion of the contact of an asphalt-concrete layer on a rigid base at the stage of roadbed design.

2. Literature review and problem statement

Paper [3] reports an analysis of the practical operation of asphalt-concrete layers on a rigid base abroad. The results of observing the experimental sections of roads established the most common deformations and destruction of asphalt-concrete road surface on a rigid base. Most often, asphalt-concrete road surface undergoes destruction in the form of reflected cracks over the temperature seams of ce-

ment-concrete slabs, as well as destruction caused by loss of adhesion between layers. The reported conclusions coincide with the findings described in work [4], which states that under the condition of unsecured adhesion between the layers, there is the rapid destruction of asphalt-concrete road surface on a rigid basis due to the action of the transport load. Therefore, it is imperative to take structural measures to prevent the emergence of reflected cracks in the asphalt-concrete road surface above the temperature seams of cement-concrete slabs and provide for reliable adhesion between the layers.

Study [5] confirms the need to ensure reliable adhesion between the asphalt-concrete layer and a rigid base in the form of a bridge structure, as well as the feasibility of taking measures to prevent the emergence of reflected cracks. According to work [6], one of the most successful measures to eliminate the reflected crack formation is the method for arranging deformation joints in an asphalt-concrete coating over the seams of cement-concrete slabs. Thus, the design of the roadbed is cut into combined slabs that work separately from each other. However, works [3–6] do not consider the procedure for assessing the strength of the adhesion in contact between the asphalt-concrete road surface and rigid base. Paper [6] also substantiated the need to take into consideration the horizontal component induced by the transport load arising from traction force or emergency braking.

Study [7] found that the existing strength criteria did not sufficiently meet the most common mechanisms of destruction of asphalt-concrete road surfaces on a rigid base. None existing estimation method provides for the verification, according to the strength criterion, of the contact between the asphalt-concrete layer and cement-concrete slab in terms of adhesion. The calculations do not take into consideration the horizontal force arising from traction force or braking of the car. Similar conclusions are drawn in paper [8], which reports a study into the working conditions for asphalt-concrete layers on a rigid base and determining appropriate strength criteria. It is noted that under the condition of unsecured adhesion of layers, there is the rapid destruction of the asphalt-concrete road surface due to the effect of a horizontal force. Therefore, when designing asphalt-concrete layers for road surfaces on a rigid base, it is advisable to check if the adhesion between layer contacts is ensured.

Study [9] tackles determining the most common mechanisms of destruction of the asphalt-concrete road surface layers and establishing their cause. In addition, the analysis of the stressed-strained state of the asphalt-concrete road surface layers on a rigid base was performed for different options in the location of the transport load relative to the edges of a cement-concrete slab. When modeling the stressed-strained state of asphalt-concrete road surface, work [9] considers only the vertical pressure from vehicles while the horizontal force is neglected. The results in the cited work lack recommendations on the strength of the asphalt-concrete road surface, which could prevent destruction.

The above gives reason to assert that it is advisable to conduct a study to analyze the stressed-strained state in the contact between the asphalt-concrete road surface layer and the rigid base and devise a procedure for checking if reliable adhesion between the layer contacts is ensured. That could prevent the premature destruction of an asphalt-concrete

road surface, extend the roadbed service life, and reduce the cost of non-scheduled repairs.

3. The aim and objectives of the study

The purpose of this study is to identify patterns in the formation of the stressed-strained state in the contact between an asphalt-concrete layer and a rigid base under different driving conditions, which would make it possible to devise recommendations for designing the road surface asphalt-concrete layers on a rigid base under the condition of ensuring reliable adhesion.

To accomplish the aim, the following tasks have been set:

- to model numerically the stressed-strained state of a roadbed structure by a finite element method for different traffic conditions;
- to determine the minimum permissible thickness of an asphalt-concrete layer on a rigid base under the condition of ensuring reliable adhesion at layer contacts for different types of tarring and traffic conditions.

4. The study materials and methods

4.1. Substantiating the criterion of adhesion strength in the contact between an asphalt-concrete road surface and the rigid base

The strength of the material under any strained state would be disrupted when the magnitude of the most dangerous factor reaches its limit value [10]. Under the action of transport load and temperature deformation, the loss of interlayer adhesion between the asphalt-concrete road surface and a cement-concrete slab is possible since tangent stresses act in the layer contacts [5, 6, 11]. When an asphalt-concrete layer is arranged and compacted on a cement-concrete slab, there is no overlapping of the mineral frames of the asphalt-concrete layer and the cement-concrete slab. The adhesion between layers occurs due to the binder film. In this case, the grip forces are due to adhesion – sticking the binder to the surface of layers of the mineral material, and cohesion – the strength of the binder in thin layers [5, 6].

The condition of strength in the layer contacts can be violated for several structural and technological reasons. The structural reasons include [11–13]:

- irrationally selected structural layers (the asphalt-concrete elasticity module, tarring type, layer thickness). As a result, significant shear stresses occur in the plane of the layers' contacts;
- the structure and composition of asphalt-concrete (mineral composition, bitumen grade) do not provide the necessary shear resistance in layer contacts.

The technological reasons include [11–13]:

- the use of low-binding bitumen for tarring, reducing the shear resistance of the asphalt-concrete layer in the contact area between layers;
- clogging of the lower layer, insufficient cleaning of the cement-concrete coating before the asphalt-concrete layer is arranged;

In the latter case, a weakened zone has already been laid in the coating, in which the adhesion of layers is provided mainly only due to friction forces.

We have considered the work of a layered system under the condition that in the plane of layer contacts there was a

zone in which there is no adhesion between layer contacts (zone *KL*) in Fig. 1, according to papers [12, 13].

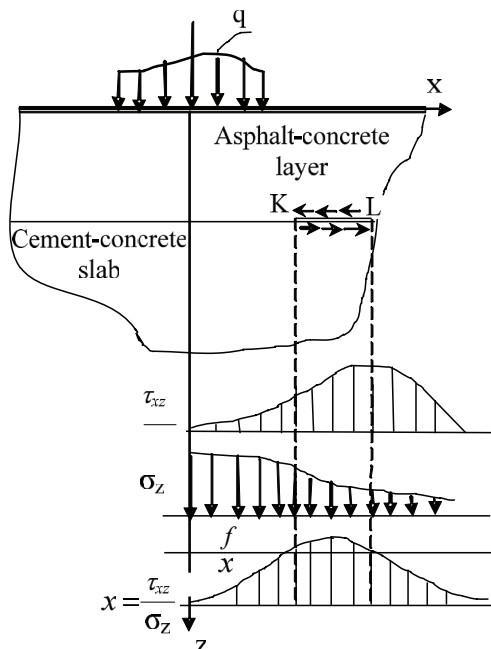


Fig. 1. Schematic crack evolution between an asphalt-concrete layer and a cement-concrete slab

When the transport load *q* is at a distance from the site *KL*, the layers would perform similar to connected ones. This is due to the fact that the tangent stresses τ_{xz} in the contact plane are not able to overcome the friction force, that is, the following condition is met:

$$\tau_{xz} \leq K_m \cdot f \cdot \sigma_z, \tag{1}$$

where K_m is the coefficient that takes into consideration the possibility of increasing the shear resistance in case the shear occurs not in the contact zone of the layers but in the asphalt-concrete layer; *f* is the friction coefficient; σ_z is the normal stress, MPa.

During movement, the transport load (*q*) would begin to approach the *KL* zone shown in Fig. 1. In this case, the stress τ_{xz} in the *KL* zone does not coincide in terms of its maximum with the stress σ_z , and condition (1) may be violated. If the loss of adhesion in the *KL* zone crack resulted from a shear with the destruction of elastic bonds (adhesion and cohesion), and condition (1) is not met, a relative shift of the two edges of the crack would occur. At the same time, the stresses τ_{xz} would decrease to zero on the *KL* site, and stresses would be redistributed in the structure. Given the solutions from elasticity theory [14], it is known that at points *K* and *L* the tangent stresses τ_{xz} would increase sharply. The destruction of the material would occur, and the size of the *KL* site would increase. Along with the development of cracks, the surface of the cement-concrete slab and the asphalt-concrete layer would be eventually mated, which could lead to a decrease in the friction coefficient (especially in the case of moisture ingress between the layers). The calculation according to the criterion for ensuring the adhesion in the contact between an asphalt-concrete layer and a cement-concrete slab implies comparing the active tangent stresses in the layer contacts with the shear strength of the contact. The loss of an interlayer adhesion between the

asphalt-concrete layer and cement-concrete slab is most likely at the highest possible temperature, since, at this time, the strength of the tarring layer decreases [5, 8]. The criterion of strength in the layer contacts can be recorded as follows:

$$\frac{\tau_{pt}}{\tau_{xz}} \geq K_m, \tag{2}$$

where τ_{xz} is the maximum active shear stresses in the layer contacts due to the action of transport load, MPa; τ_{pt} is the permissible (limit) tangent shear stresses in the layer contacts, MPa; K_m is the coefficient of margin of shear strength in the layer contacts.

4. 2. The estimation model parameters

The designed estimation scheme and the choice of a model of materials are based on the general methods for solving problems related to the mechanics of a deformed solid. The rigid base is adopted in the form of a monolithic cement-concrete slab with temperature seams, in which it is inherent that its module of elasticity and strength does not depend on the temperature, humidity, and duration of the load. The cement-concrete material is adopted as an elastic, solid homogeneous, and isotropic body [2, 15–17].

The rigid base is characterized by:

- the size of a cement-concrete slab in the plan;
- thickness;
- a module of elasticity and a Poisson coefficient;
- a general (equivalent) module of elasticity of the base under cement-concrete slabs.

An asphalt-concrete layer is considered to be a layer with the properties of crushed mastic asphalt concrete arranged atop a cement-concrete slab. According to [9, 10, 18, 19], an asphalt-concrete layer is adopted as an elastic body, that is, it is deformed without residual deformations. For the elastic deformation adopted in our study, such a property of the body model as creep and viscous elasticity [9–11] is completely rejected. This approach is possible because the duration of the transport load is less than 0.1 s, and, during this time, the asphalt concrete does not have time to manifest the viscous-elastic or plastic properties of the material. The structural elements of asphalt concrete are located within the solid at random. Macro defects [9–11] are also distributed in the volume of the material. It is known from [9, 10, 14, 20] that the body that has macro defects can be considered as a quasi-homogeneous system within its base – the matrix. In this case, the idealization of the real environment in relation to its homogeneity, the solidity of isotropy do not lead to fundamental errors in calculations based on general solutions in elasticity theory [9, 18, 20, 21]. The estimation model used to simulate the stressed-strained state of a roadbed structure is shown in Fig. 2.

When modeling, the condition of secured adhesion between the asphalt-concrete road surface layer and the rigid base is accepted. To prevent cracks in the asphalt-concrete layer above the seams of cement-concrete slabs, the estimation model accounts for arranging deformation joints in asphalt-concrete layers above the seams of cement-concrete slabs. Thus, the roadbed structure under consideration is the combined slabs. A combined slab is composed of a cement-concrete slab on an elastic semi-space, atop of which is an asphalt-concrete layer arranged under a condition of adhesion between the asphalt-concrete layer and the cement-concrete slab. We consider the stressed-strained state of the combined

plate whose dimensions are limited by temperature seams. The legitimacy of this approach is justified in works [8, 9].

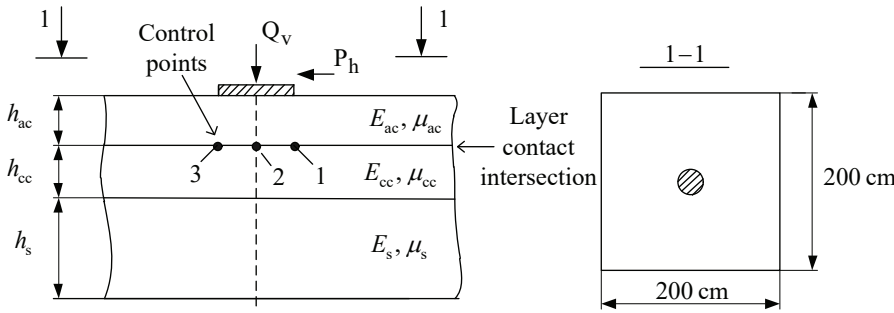


Fig. 2. Estimation model of an asphalt-concrete layer on a rigid base: 1-1 – projection of the model onto a horizontal plane

4. 3. Simulating the stressed-strained state of a roadbed structure by a finite element method

The stressed-strained simulation was performed by a finite element method in the ANSYS software package.

The model's grid is built using elements of a predominantly hexagonal shape. The elements' shape was selected on the basis of works [5, 9, 20, 21]. An example of the estimation model is shown in Fig. 3.

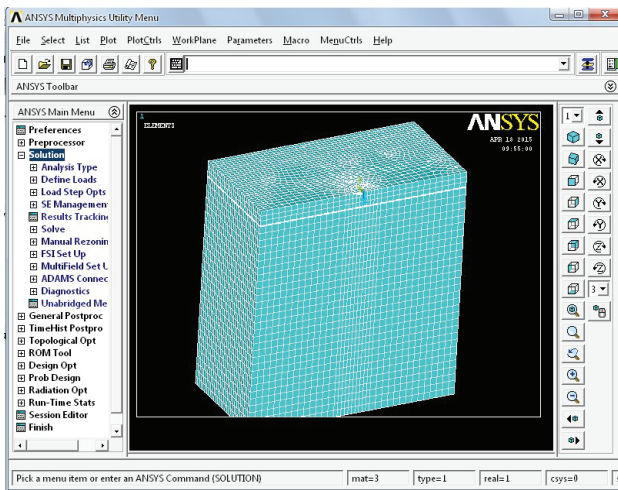


Fig. 3. Estimation model for determining the stressed-strained state of the roadbed structure

The static load is applied using a round press tool whose diameter is equivalent to the imprint of the wheel of an estimated vehicle of group A_2 in accordance with DBN V.2.3-4. The magnitude of the vertical load is 0.8 MPa, the horizontal force is taken in the range from 5 kN (for rectilinear sections along the road) to 45 kN (for emergency braking). The diameter of the press tool is 34.5 cm. In the models:

- the modulus of elasticity and the Poisson coefficient of cement-concrete are constant ($E_{cc}=27,000$ MPa, $\mu_{cc}=0.15$);
- the thickness of the cement-concrete base varied in the range from 20 cm to 28 cm in increments of 4 cm;
- the thickness of an asphalt-concrete layer is accepted to be 2 cm, 5 cm, 7 cm, 10 cm;
- the modulus of elasticity and the Poisson coefficient of asphalt-concrete varied from $E_{ac}=5,000$ MPa and $\mu_{ac}=0.25$ to $E_{ac}=400$ MPa and $\mu_{ac}=0.4$;

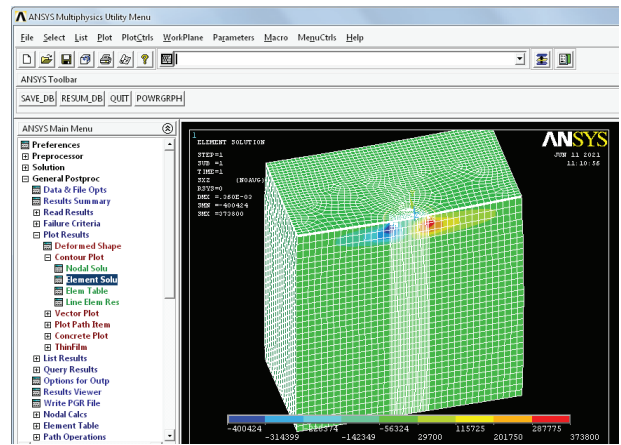
- the total equivalent modulus of elasticity at the surface of the base is 150 MPa, the Poisson coefficient is 0.3.

5. The results of studying the strength of adhesion between an asphalt-concrete road surface and a rigid base at the stage of roadbed design

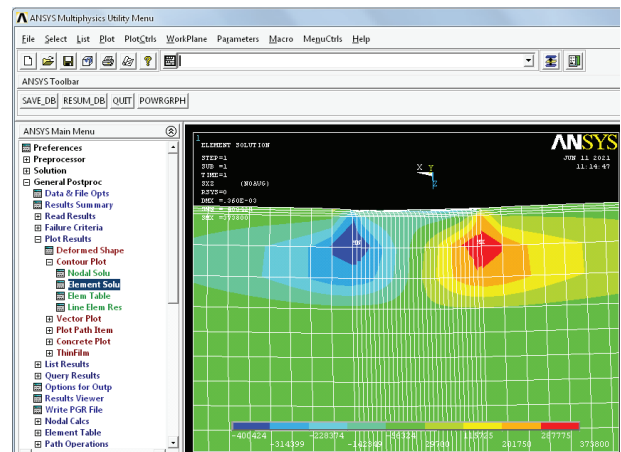
5. 1. The results of simulating the stressed-strained state of a roadbed structure by a finite element method

The result of simulating the stressed-strained state has established the tangent stresses in the contact between an asphalt-concrete layer and a cement-concrete slab for different conditions of movement and climatic conditions.

An example of the simulation results is shown in Fig. 4, 5, and in Table 1.



a



b

Fig. 4. The result of determining the tangent stresses τ_{zz} for a model with the thickness and modulus of elasticity of an asphalt-concrete layer of 2 cm and 400 MPa, respectively, the thickness and modulus of elasticity of a cement-concrete slab of 24 cm and 27,000 MPa, respectively, under a vertical load of 0.8 MPa, a horizontal force of 5 kN: a – under the overall form of the model; b – the enlarged image of a model's part under a press tool

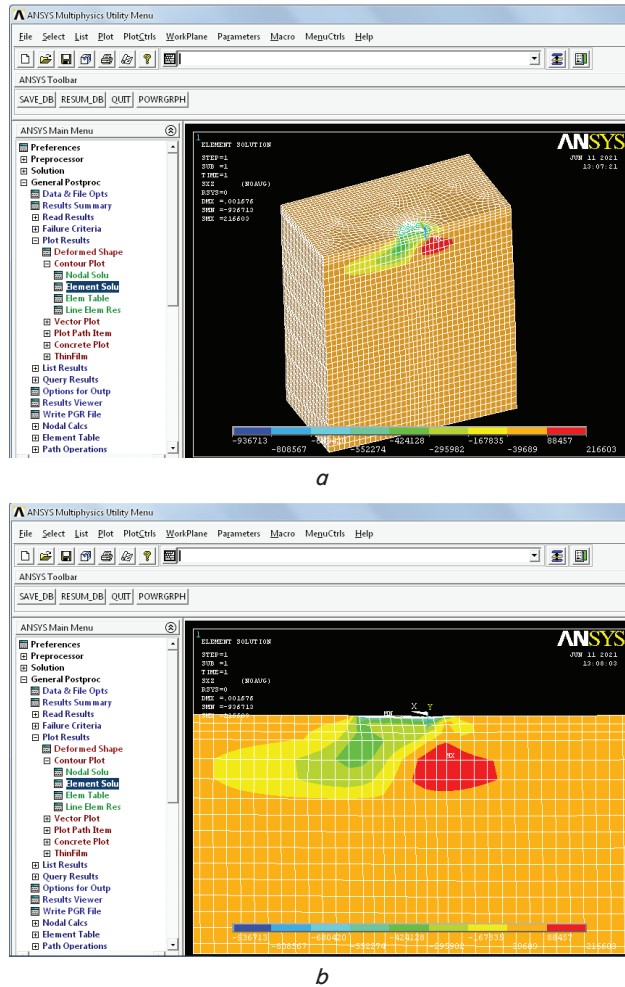


Fig. 5. The result of determining the tangent stresses τ_{xz} for a model with the thickness and modulus of elasticity of an asphalt-concrete layer of 10 cm and 400 MPa, respectively, the thickness and modulus of elasticity of a cement-concrete slab of 24 cm and 27,000 MPa, respectively, under a vertical load of 0.8 MPa, a horizontal force of 45 kN: *a* – the general form of the model; *b* – the enlarged image of a model’s part under a press tool

Based on the simulation results, it has been determined that when changing the module of elasticity of an asphalt-concrete layer, the tangential stresses in the layer contacts change linearly. To identify this dependence, a search simulation was performed. The thickness of an asphalt-concrete layer in the models was taken equal to 2 cm, 5 cm, 7 cm, and 10 cm; the thickness of a cement-concrete slab was taken equal to 20 cm, 24 cm, 28 cm, with an elasticity module of 27,000 MPa. The models varied only the value of the asphalt-concrete layer elasticity module, which was taken equal to 400 MPa, 1,000 MPa, 1,500 MPa, 2,000 MPa, 2,500 MPa, 3,000 MPa, 3,500 MPa, 4,000 MPa, 4,500 MPa, and 5,000 MPa. In all estimation models, there is a linear dependence of changes in the value of tangent stresses when changing the module of elasticity of the asphalt-concrete layer. The pattern of change in the tangent stresses in the contact between an asphalt-concrete layer and a cement-concrete slab depending on the size of the asphalt-concrete layer elasticity module for one of the models (the thickness of the asphalt-concrete layer is 2 cm, the thickness, and modulus of elasticity of the cement-con-

crete slab is 24 cm and 27,000 MPa, respectively, the vertical pressure value is 0.8 MPa, the diameter of the press tool imprint is 34.5 cm), used in the search simulation, is shown in Fig. 6.

Table 1

Example of a summary table of the tangent stresses τ_{xz} in the contact between an asphalt-concrete layer and a cement-concrete slab, MPa

Vertical load, 0.8 MPa; press tool diameter, $d_p=34.5$ cm; horizontal force, 5 kN; $E_{ac}=400$ MPa; $\mu_{ac}=0.40$; $E_{cc}=27,000$ MPa; $\mu_{cc}=0.15$; $E_s=150$ MPa, $\mu_s=0.3$

cement-concrete slab thickness (h_{cc})	asphalt-concrete layer thickness (h_{ac})				Point location relative to the press tool axis according to Fig. 1
	2 cm	5 cm	7 cm	10 cm	
20 cm	0.206	0.232	0.238	0.213	press tool edge (point 1)
	-0.095	-0.043	-0.033	-0.026	press tool axis (point 2)
	-0.284	-0.290	-0.277	-0.254	press tool edge (point 3)
24 cm	0.204	0.228	0.229	0.209	press tool edge (point 1)
	-0.095	-0.043	-0.033	-0.025	press tool axis (point 2)
	-0.282	-0.287	-0.275	-0.250	press tool edge (point 3)
28 cm	0.202	0.226	0.227	0.206	press tool edge (point 1)
	-0.095	-0.043	-0.033	-0.026	press tool axis (point 2)
	-0.278	-0.285	-0.272	-0.248	press tool edge (point 3)

Based on the simulation results, it has been determined that when the value of the horizontal force changes in the range from 5 kN to 45 kN, the tangential stresses in the contact between an asphalt-concrete layer and a cement-concrete slab change linearly. The thickness of the asphalt-concrete layer and the elasticity module in the models were accepted equal to 2 cm, 5 cm, 7 cm, and 10 cm, and 400 MPa, 1,500 MPa, 3,000 MPa, 5,000 MPa, respectively; the thickness of the cement-concrete slab was taken equal to 20 cm, 24 cm, 28 cm, with an elasticity module of 27,000 MPa. The values of the horizontal force of 5 kN, 10 kN, 20 kN, 30 kN, 40 kN, and 45 kN varied in the models. In all estimation models, there is a linear dependence of change in the value of tangent stresses in the layer contacts when changing the value of the horizontal force, other conditions being equal. The pattern of change in the tangent stresses in the contact between an asphalt-concrete layer and a cement-concrete slab depending on the value of the horizontal force for one of the models (the thickness and modulus of elasticity of the asphalt-concrete layer is 5 cm and 1,500 MPa, respectively, the thickness and modulus of elasticity of cement-concrete slab is 24 cm and 27,000 MPa, respectively, the vertical pressure is 0.8 MPa, the diameter of the press tool imprint is 34.5 cm), used in the search simulation, is shown in Fig. 7.

This dependence holds for the entire selected interval of values for the asphalt-concrete layer elasticity modules and the thicknesses of structural layers. Therefore, linear interpolation can be used to determine the stresses due to the action of the horizontal force in the range of values from 5 kN to 45 kN.

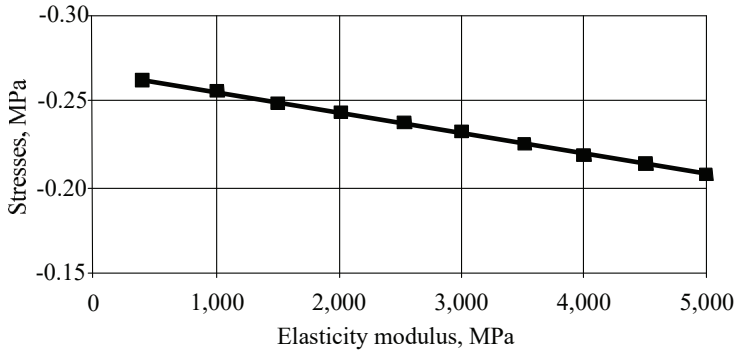


Fig. 6. Dependence of the magnitude of tangent stresses τ_{zz} in the layer contacts on the magnitude of the module of elasticity of an asphalt-concrete layer

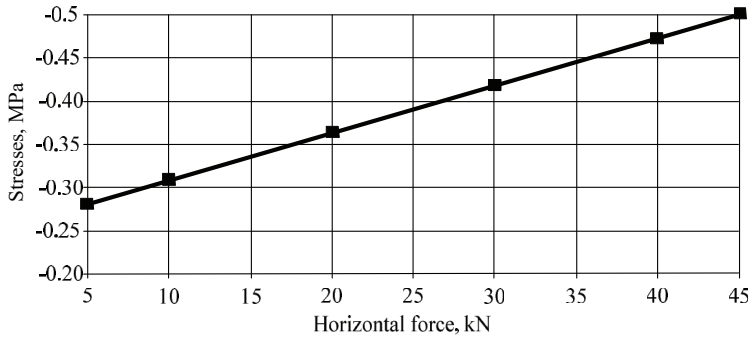


Fig. 7. Dependence of the value of the tangent stresses τ_{zz} in the layer contacts on the value of the horizontal force

5. 2. Determining the minimum permissible thickness of an asphalt-concrete layer on a rigid base

The permissible (limit) tangent shear stresses in the layer contacts, according to [22, 23], can be determined from the following formula:

$$\tau_{pt} = \tau_{ss} \times (1 - v_{\tau} \times t), \tag{3}$$

where τ_{ss} is the shear strength (the maximum tangent stresses between an asphalt-concrete layer and a cement-concrete slab, determined experimentally according to the procedure given in [22, 24]; v_{τ} is the coefficient of variation of shear strength; t is the coefficient of deviation variance, depending on the level of reliability of the structure).

For the practical assessment of shear strength in the layer contacts, the values of the active tangent stresses and strength parameters of different types of tarring have been analyzed. To this end, all regions in the territory of Ukraine, under the conditions of asphalt-concrete operation, in accordance with the classification set by DBN V.2.3-4, were divided into three groups according to similar temperature intervals of asphalt-concrete road surface heating:

- group I – regions A_1, A_2, A_3 heated to 53 °C;
- group II – regions A_4, A_6 heated to 55 °C;
- group III – regions A_5, A_7 heated to 57 °C.

The maximum shear strength of the adhesion between layer contacts depends on the temperature in the contact between the layers [5, 8, 13].

The dependence of temperature in the layer contacts on the thickness of an asphalt-concrete layer was determined from formula (4), according to the procedure given in [22]. The results are shown in Fig. 8.

$$t^h = t_{am} + \left(\frac{t_{air}^{am\ max} - t_{air}^{am\ mean}}{2} + \frac{\rho \times I_{sr}}{a_t} \times K_1 \times K_2 \times K_n \right) \times \exp \left(\left(-h_{ac} \times \sqrt{\frac{\omega}{2 \times a_{ac}}} \right) \times \cos \left(\omega \times \tau - h_{ac} \times \sqrt{\frac{\omega}{2 \times a_{ac}}} \right) \right), \tag{4}$$

where t^h is the temperature in the contact between an asphalt-concrete layer and a rigid base, °C; t_{am} is the average monthly air temperature, °C; $t_{air}^{am\ max}$ is the average monthly maximum air temperature, °C; $t_{air}^{am\ mean}$ is the mean monthly temperature of air, °C; ρ is the coefficient of solar radiation absorption at the surface of the coating; I_{sr} is the mean daily intensity of solar radiation, kcal/m²×hour×degree; a_t is the heat transfer coefficient, kcal/m²×hour×degree; K_1 is the coefficient that takes into consideration the weakening of solar radiation at any hour within 24 hours; K_2 is the coefficient of transition from the average daily intensity of solar radiation to the intensity at 12:00; K_n is the dust coefficient (a decrease in the intensity of solar radiation due to dust formation); h_{ac} is the thickness of an asphalt-concrete layer, m; ω is the angular frequency of temperature fluctuations, rad/h; a_{ac} is the thermal conductivity of asphalt-concrete, m²/h; τ is the point of time from the beginning of the fluctuation period, h.

Fig. 9 shows the dependence of change in the maximum active shear stresses (determined by a finite element method) and the maximum strength of different types of tarring (depending on the temperature and determined according to data in Fig. 8 according to formula (3)) on the thickness of an asphalt-concrete layer. At the intersection point of the curve of values for the maximum active shear stresses with the curve of the maximum strength of tarring, the minimum allowable thickness of the asphalt-concrete layer is determined.

The result of analyzing our calculations has established the minimum permissible thicknesses of an asphalt-concrete layer on a rigid base, which must be considered during the design, to ensure reliable adhesion in the layer contacts.

A value for the minimum permissible thickness of an asphalt-concrete layer has been determined for different types of tarring and different temperature conditions. When a bitumen emulsion is used for tarring, the minimum allowable thickness of an asphalt-concrete layer would be:

- for conditions of movement along the road and curves in the plan, for groups I, II, III, at temperature intervals, – 2 cm;
- for conditions of movement along the sections of emergency braking, for group I based on temperature intervals, – 4 cm; for the conditions of group II based on temperature intervals, – 5 cm; for the conditions of group III based on temperature intervals, – 6 cm.

When surfaced waterproofing insulation is used for tarring, the minimum permissible thickness of an asphalt-concrete layer would be:

- for the conditions of movement along the road, for groups I and II based on temperature intervals, – 2 cm; for the conditions of group III based on temperature intervals, – 5 cm;
- for the conditions of movement along curves in the plan, for group I based on temperature intervals, – 2 cm; for the conditions of group II based on temperature intervals, – 5 cm; for the conditions of group III based on temperature intervals, – 6 cm;
- for the conditions of movement along the sections of emergency braking, for group I based on temperature intervals, – 7 cm; for the conditions of group II based on temperature intervals, – 8 cm; for the conditions of group III based on temperature intervals, – 9 cm.

- for the conditions of movement along the curves in the plan, for group I based on temperature intervals, – 4 cm; for the conditions of group III based on temperature intervals, – 6 cm; for the conditions of group III based on temperature intervals, – 7 cm;
- for the conditions of movement along the sections of emergency braking, for I based on temperature intervals, – 8 cm; for the conditions of group II based on temperature intervals, – 9 cm; for the conditions of group III based on temperature intervals, – 10 cm.

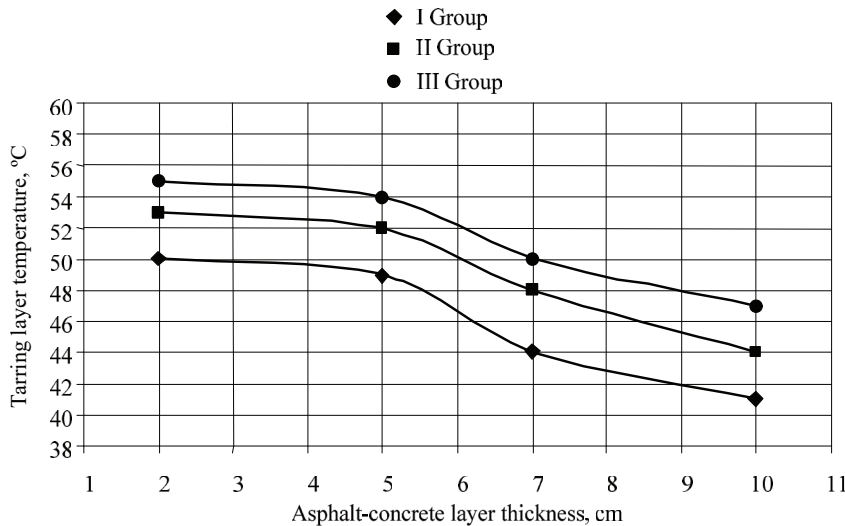


Fig. 8. Dependence of temperature in the layer contacts on the thickness of an asphalt-concrete layer

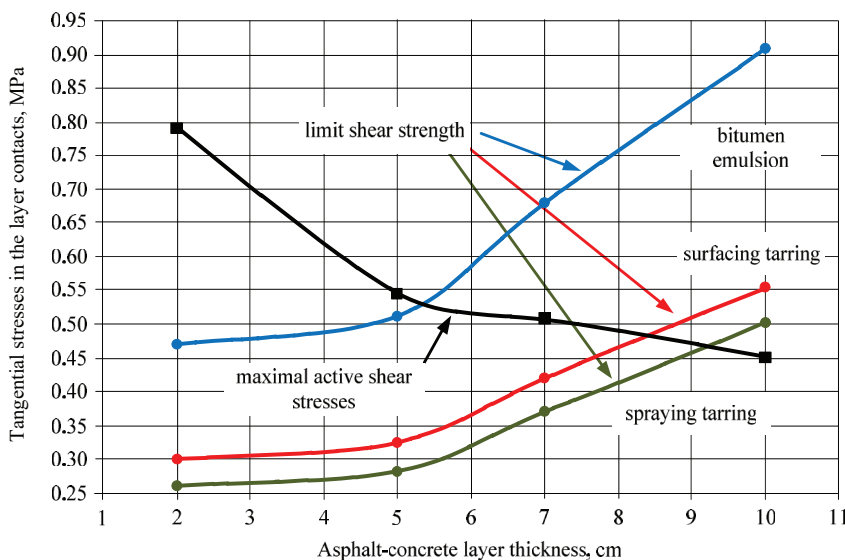


Fig. 9. Strength parameters for different types of tarring for emergency braking conditions (horizontal force, 45 kN) in group III of regions

When using spray tarring, the minimum permissible thickness of an asphalt-concrete layer would be:

- for the conditions of movement along the road, for group I based on temperature intervals, – 2 cm; for the conditions of groups II and III based on temperature intervals, – 6 cm;

- there is a decrease in temperature in the layer contacts, which, in turn, leads to an increase in the maximum shear strength of the tarring material.

The conclusions from our study could be considered appropriate since they make it possible to substantiate the minimum permissible thickness of an asphalt-concrete layer

6. Discussion of results of simulating the stressed-strained state of a roadbed structure and estimating the strength of adhesion between layer contacts

Based on the results from simulating the stressed-strained state of an asphalt-concrete layer on a rigid base, it was established that:

- an increase in the thickness of an asphalt-concrete layer from 2 cm to 10 cm leads to a decrease in the tangent stresses τ_{xz} in the layer contacts;
- the tangent stresses τ_{xz} increase significantly when the value of the horizontal force increases.

The most dangerous, in terms of the conditions for ensuring reliable adhesion in layer contacts, are the sections of roads with emergency braking conditions, which is obvious given the content in Fig. 7. This is explained by the fact that under the condition of emergency braking there is the greatest value of the horizontal force and, as a result, the maximum value of active tangent stresses in the layer contacts. This conclusion is confirmed by the results of observing the experimental sections in [3, 5, 8] with possible cases of emergency braking (transition-speed lanes, approaches to intersections at the same level, etc.). Along such sections, the delamination and rapid destruction of the asphalt-concrete layer on a rigid base are much more common compared to the sections along a road.

Increasing the thickness of an asphalt-concrete layer on a rigid base leads to a decrease in the likelihood of loss of adhesion in the layer contacts because of the following:

- there is a decrease in the amount of tangent stresses in the layer contacts;

on a rigid base. These conclusions are applicable for different types of tarring, different movement conditions, and different regions based on temperature conditions.

However, it is impossible not to note that the findings could be used only for the design of roadbed without reinforcement of the transverse and longitudinal seams and for a group of estimation load A_2 . This assumption imposes certain restrictions on the use of the reported results, which may be interpreted as a lack of this study. The inability to remove this assumption within the framework of the current study suggests a potentially interesting area of further research. This study could be advanced by taking into consideration the reinforcement of the seams with pins, which would account for the possibility of partial transfer of the load from a slab to a slab.

7. Conclusions

1. The numerical simulation of the stressed-strained state of a roadbed structure was performed by a finite element method for different movement conditions and different regions based on climatic conditions. According to the simulation results, it has been determined that when changing the module of elasticity of an asphalt-concrete layer in the range from 400 MPa to 5,000 MPa, the tangential stresses in the contact between an asphalt-concrete and a cement-concrete layer change linearly. When the horizontal force changes in the range from 5 kN to 45 kN, the tangential stresses in the

contact between the asphalt-concrete and cement-concrete layers also change linearly. The result of the simulation of the stressed-strained state has established the following:

- an increase in the thickness of an asphalt-concrete layer from 2 cm to 10 cm leads to a decrease in the tangent stresses τ_{xz} in the layer contacts;
- the tangent stresses τ_{xz} increase significantly when the value of the horizontal force increases.

2. The strength parameters of an asphalt-concrete layer and the tarring layer significantly depend on temperature; therefore, in order to devise practical recommendations, different groups have been taken into consideration based on the temperature intervals in the heating of an asphalt-concrete road surface:

- group I, heated to 53 °C (regions A_1, A_2, A_3 for the operational condition of an asphalt-concrete road surface);
- group II, heated to 55 °C (regions A_4, A_6 for the operational condition of an asphalt-concrete road surface);
- group III, heated to 57 °C (regions A_5, A_7 for the operational condition of an asphalt-concrete road surface).

Based on the analysis of our calculations, the minimum permissible thicknesses of an asphalt-concrete layer on a rigid base have been established, which must be provided for during the design, in order to ensure reliable adhesion between the layer contacts. We have devised recommendations for the use of spray tarring, surfacing waterproofing, and bitumen emulsion under conditions of movement along the road, along curves in the plan, and along the longitudinal profile, as well as along sections with emergency braking.

References

1. Radovskiy, B. S. (2009). Tsementobetonnye pokrytiya v SShA. *Dorozhnaya tekhnika*, 1, 50–58.
2. Pérez-Acebo, H., Gonzalo-Orden, H., Findley, D. J., Roj, E. (2021). Modeling the international roughness index performance on semi-rigid pavements in single carriageway roads. *Construction and Building Materials*, 272, 121665. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121665>
3. Radovskiy, B. S. (2010). Opyt ispol'zovaniya starogo tsementobetona kak osnovaniya pod asfal'tobetonnoe pokrytie v SShA. *Dorozhnaya tekhnika*, 1, 20–32.
4. Korochkin, A. V., Ahmetov, S. A. (2009). Zavisimost' sostoyaniya pokrytiya ot tolschiny asfal'tobetonnykh sloev zhestkoy dorozhnoy odezhdy. *Avtomobil'nye dorogi*, 12, 27–29.
5. Onischenko, A., Aksenov, S., Nevynhlovskyy, V. (2016). Numerical Simulation of Stress-Strain State of Asphalt Concrete Pavement on the Carriageway of the South Bridge in Kiev. *Procedia Engineering*, 134, 322–329. doi: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.01.014>
6. Dorozhko, E., Ryapuhin, V., Makovyey, R. (2016). Design Procedure by Strength Criteria of Asphalt Layers on a Rigid Base Taking into Account the Simultaneous Action of External Loads and Thermal Stresses. *Procedia Engineering*, 134, 101–108. doi: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.01.045>
7. White, G. (2016). State of the art: interface shear resistance of asphalt surface layers. *International Journal of Pavement Engineering*, 18 (10), 887–901. doi: <https://doi.org/10.1080/10298436.2015.1126270>
8. Korochkin, A. V. (2017). *Teoriya rascheta zhestkoy dorozhnoy odezhdy s asfal'tobetonnykh pokrytiem*. Moscow: MADI, 148.
9. Dorozhko, Y., Arsenieva, N., Sarkisian, H., Synovets, O. (2019). Determining the most dangerous loading application point for asphalt-concrete layers on a rigid base. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 3 (7 (99)), 36–43. doi: <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2019.166490>
10. Lazăr, Ș. M., Răcănel, C. (2017). Flexible Pavement Design Criterion Based on Octahedral Shear Stresses. *Romanian Journal of Transport Infrastructure*, 6 (1), 54–65. doi: <https://doi.org/10.1515/rjti-2017-0054>
11. Nevynhlovskiy, V. F. (2013). Teoretychni aspekty rozrakhunku zalyshkovoho resursu asfaltobetonnoho pokryttia na zalizobetonnykh avtodorozhnikh mostakh. *Avtomobilni dorohy i dorozhnie budivnytstvo*, 89, 225–234.
12. Gladkiy, A. V., Ryapuhin, V. N. (2006). Osobennosti raschetov na prochnost' mnogoslownykh pokrytyy i usileniya nezhestkiy dorozhnykh odezhd. *Dorohy i mosty*, 4, 232–247.

13. Gladkiy, A. V. (2007). Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie mnogoslownykh pokrytyy dorozhnykh odezhd. *Bicnyk Skhidnoukrainskoho natsionalnoho universytetu imeni Volodymyra Dalia*, 6 (112), 105–108.
14. Pisarenko, G. S. (1976). *Deformirovanie i prochnost' materialov pri slozhnom napryazhennom sostoyanii*. Kyiv, 415.
15. Li, S., Liu, X., Liu, Z. (2014). Interlaminar shear fatigue and damage characteristics of asphalt layer for asphalt overlay on rigid pavement. *Construction and Building Materials*, 68, 341–347. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.06.053>
16. Chen, X., Wu, S., Zhou, J. (2013). Analysis of mechanical properties of concrete cores using statistical approach. *Magazine of Concrete Research*, 65 (24), 1463–1471. doi: <https://doi.org/10.1680/mac.13.00113>
17. Wang, X., Zhong, Y. (2019). Influence of tack coat on reflective cracking propagation in semi-rigid base asphalt pavement. *Engineering Fracture Mechanics*, 213, 172–181. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.04.015>
18. Golchin, B., Hamzah, M. O., Hasan, M. R. M. (2017). Optimization in producing warm mix asphalt with polymer modified binder and surfactant-wax additive. *Construction and Building Materials*, 141, 578–588. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.123>
19. Assogba, O. C., Tan, Y., Sun, Z., Lushinga, N., Bin, Z. (2019). Effect of vehicle speed and overload on dynamic response of semi-rigid base asphalt pavement. *Road Materials and Pavement Design*, 22 (3), 572–602. doi: <https://doi.org/10.1080/14680629.2019.1614970>
20. Dong, Z., Ni, F. (2014). Dynamic model and criteria indices of semi-rigid base asphalt pavement. *International Journal of Pavement Engineering*, 15 (9), 854–866. doi: <https://doi.org/10.1080/10298436.2014.893322>
21. Merzlikin, A. E., Kapustnikov, N. V. (2010). Pogreshnosti, vznikayushchie pri raschete dorozhnykh odezhd s pomoshch'yu metoda konechnykh elementov. *Zhilischnoe stroitel'stvo*, 10, 26–29.
22. M 02070915-750:2016. *Metodyka proektuvannia asfaltobetonnoho pokryttia zalizobetonnykh avtodorozhnykh mostiv*.
23. Riznichenko, O. S. (2012). Analiz icnuiuchykh metodiv proektuvannia asfaltobetonnoho pokryttia na mostakh za umovoiu zsuvoistykyosti. *Avtomobilni dorohy i dorozhnie budivnytstvo*, 86, 30–36.
24. Onishchenko, A. M., Riznichenko, O. S., Kurtyev, V. S. (2016). The method of determination bond between asphalt pavement and composite steel and concrete bridge. *Visnyk NTU. Seriya: «Tekhnichni nauky»*, 1 (34), 319–327.