تعیین حد تحمل مخلوط‌های آسفالتی

محمود عامری، دانشیار، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران
علیرضا خاوندی، دانشجوی دکتری، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران
E-mail:ameri@iust.ac.ir

چکیده

حد تحمل، به بیشینه کرنش یا تنشي اطلاق می‌شود که مصالح می‌توانند در آن حد، تعداد بی نهایت سیکل بارگذاري- باربرداری را تحمل کنند. آگاهی از مقدار حد تحمل مخلوط‌های آسفالتی باعث می‌شود تا ضخامت لایه آسفالتی بیش طراحی نشود. این موضوع به ویژه در روسازی‌های با عمر بالا[1] (۴۰ سال) به دلیل طرح بهینه ضخامت لایه آسفالتي، اهمیت زیادي دارد. در چند سال اخیر مطالعات مختلفي توسط محققین براي تعیین حد تحمل مخلوط‌هاي آسفالتي انجام شده است. در این مقاله، با استفاده از آزمایش تیر خمشي چهار نقطه‌اي، حد تحمل انواع مخلوط‌هاي آسفالتي بر مبناي معیار کاهش سختي به میزان ۵۰ درصد و پارامتر "نسبت تغییر انرژي تلف شده" مورد بررسي قرار گرفته است. همچنین با استفاده از نتایج حاصل از این بررسي و بر اساس مشخصات مخلوط آسفالتي نمونه‌هاي آزمایش شده، رابطه‌اي براي پیشهیني حد تحمل خستگي این مخلوط‌ها پیشنهاد شده است.

واژه‌های کلیدی: ترک‌های خستگی، عمر خستگی، حد تحمل، تیر خمشی چهار نقطه‌ای، نسبت تغییر انرژی تلف شده

۱. مقدمه

هنگامی که یک روسازی آسفالتی تحت عبور بارهای ترافیکی قرار می‌گیرد، در زیر چرخ و در سطح روسازی تنش و کرنش فشاری و در کناره‌های چرخ در سطح روسازی و همچنین در زیر چرخ در پایین‌ترین سطح لایه آسفالتی، تنش‌ها و یا کرنش‌های کششی به وجود می‌آید. اگر با تکرار بار، مقادیر کرنش‌ها و یا تنش‌ها از مقاومت مخلوط آسفالتی بیشتر باشد، ترک‌هایی در سطح و کف لایه آسفالتی ایجاد می‌شوند. این ترک‌ها به تدریج و با افزایش تعداد دفعات بارگذاری توسعه پیدا می‌کنند و در جسم آسفالت پخش و منتشر می‌شوند. به ترک‌هایی که از پایین‌ترین سطح لایه آسفالتی شروع و به سطح روسازی منتقل و یا بالعکس از بالاترین سطح شروع و به زیر روسازی منتقل می‌شوند، ترک‌های خستگی اطلاق می‌شود[۱].

عملکرد خستگی مخلوط‌های آسفالتی از مهم ترین پارامترهای طرح اختلاط و طرح سازه‌ای روسازی‌های آسفالتی به شمار می‌آید. محققان متعددی به بررسی پدیده خستگی از دیدگاههای مختلف پرداخته‌اند. این پژوهشگران بر این باورند که کرنش‌های کششی ایجاد شده در پایین‌ترین سطح لایه رویه آسفالتی، باعث ایجاد ترک خستگی و گسترش آن به طرف بالا می‌شوند[۱].

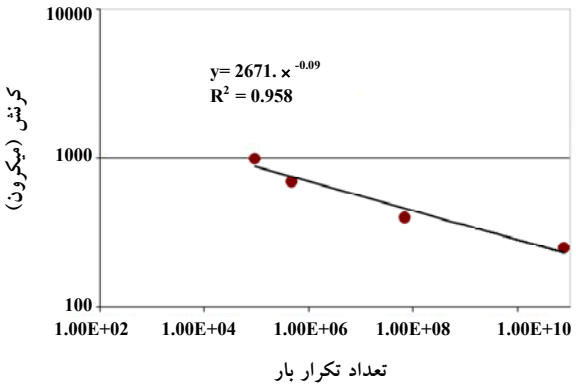
تا به امروز اکثر مطالعات خستگی به منظور تعیین منحنی‌ها و روابطی انجام شده که با استفاده از آنها بتوان کرنش کششی در آسفالت را بر حسب تعداد دفعات بارگذاری تا قبل از گسیختگی به‌دست آورد. این روابط را توابع انتقال می‌نامند[۲]. در شکل۱ نمونه‌ای از این محنی‌ها نشان داده شده است. این روابط برای استفاده در روش‌های طراحی نظری و تجربی- نظری بسیار با ارزش هستند.

این روابط، در آزمایشگاه با انجام آزمایش خستگی در سطوح کرنش مختلف برای تعیین عمر خستگی (تعداد تکرار بار) مخلوط‌های آسفالتی به‌دست می‌آیند و معمولاً در اشل تمام لگاریتمی ترسیم می‌شوند. نمونه‌ای از این منحنیها در شکل (۱) نشان داده شده است. روابط خستگی معمولاً بر مبنای نتایج

*تاریخ دریافت: ۸۶/۱۲/۱۰ - تاریخ پذیرش: ۸۷/۶/۲۰

Archive of SID
www.SID.ir

آزمایش‌هایی که در کرنش‌های بالاتر از ۲۵۰ میکرون انجام می‌شوند، به‌دست می‌آیند[۳و٤]. اما با گسترش روسازی‌های با عمر زیاد نیاز به بررسی رفتار مخلوط‌های آسفالتی در کرنش‌های پایین‌تر وجود دارد.



شکل ۱. منحنی خستگی[۱]

روسازی‌های با عمر بالا(٤۰ سال) یا روسازی‌های دایمی[۲] به روسازی‌هایی اطلاق می‌شود که دارای عمر ٤۰ سال باشند[٥]. این روسازی‌ها دارای سه لایه آسفالتی هستند. لایه رویه و لایه میانی باید دارای مقاومت شیارافتادگی بالا و لایه زیرین دارای مقاومت خستگی کافی باشد تا در دوره بهره‌برداری هیچگونه خرابی در آنها مشاهده نشود[٦]. با توجه به این ویژگی‌ها و نیز بالا بودن میزان ترافیک عبوری از روی آنها در دوره بهره‌برداری، این نوع روسازی‌ها نیاز به لایه آسفالتی ضخیم‌تر از روسازی‌های متداول دارند. این نیاز باعث شد طراحان روسازی به دنبال یافتن ضخامت بهینه‌ای باشند که هم از نظر اقتصادی مقرون به صرفه باشد و هم بتواند در طول عمر بهره‌برداری بدون نیاز به ترمیم، قابلیت خدمت‌دهی مناسب را داشته باشد. برای جلوگیری از خرابی ناشی از خستگی در لایه زیرین، یافتن سطح کرنش کششی که مخلوط آسفالتی بتواند در آن سطح، تعداد بارگذاری بی‌نهایتی را تحمل کند، بسیار اهمیت دارد، زیرا در این سطح از کرنش نیاز به افزایش ضخامت لایه آسفالتی نیست. این سطح کرنش را حد تحمل می‌نامند.

حد تحمل از نظر علم متالورژی عبارتست از "حداکثر کرنش یا تنشی که مصالح می‌توانند در آن سطح کرنش یا تنش تعداد سیکل بارگذاری بی‌نهایتی را تحمل کنند"[٤].

مفهوم حد تحمل ابتدا به وسیلهWohlerبرای مواد فلزی بیان شد. او به خوبی نشان داد که هر ماده‌ای یک حد تحمل دارد که در زیر آن حد، قادر به تحمل تعداد بی نهایت بارگذاری- باربرداری است[٤]. مفهوم حد تحمل برای مواد فلزی به طور گسترده‌ای مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته، اما در رابطه با مخلوط‌های آسفالتی (مصالح ویسکو الاستیک) مطالعات نسبتاً کمتری صورت گرفته است[٤].

در منحنی‌های خستگی متداول، برای تعیین عمر خستگی در کرنش‌های کمتر(معمولاً ۲۵۰ میکرون) از برونیابی استفاده می‌شود و به دلیل خطی بودن این منحنی‌ها، با افزایش عمر خستگی، کرنش کاهش پیدا می‌کند و امکان تعیین سطح کرنشی که عمر خستگی ثابت بماند، وجود ندارد. لذا برون یابی یک روش مناسب برای تعیین عمر خستگی در منحنیهای کرنش- تعداد تکرار بار نیست و نیاز به انجام آزمایش در سطوح کرنش پایین‌تر از حد نرمال (معمولاً ۲۵۰ میکرون) است تا شناخت دقیق‌تری از رفتار مخلوط‌های آسفالتی به دست آید.

در سال ۱۹۷۲ میلادی، مطالعات Monismith نشان داد که نمودارهای خستگی مخلوط‌های آسفالتی مختلف در سطح کرنش برابر با ۷۰ میکرون همگرا می‌شوند و با افزایش عمر خستگی(تعداد تکرار بار)، مقدار کرنش ثابت می‌ماند. به عبارت دیگر در کرنش‌های کمتر از ۷۰ میکرون بدون آنکه در لایه آسفالتی ترک ایجادشود، این لایه قادر به تحمل بی‌نهایت بارگذاری- باربرداری خواهد بود[۷].

در سال ۲۰۰۰ میلادی، Carpenter و همکارانش بر اساس نتایج آزمایش‌های خستگی در سطوح کرنش مختلف، مشاهده کردند که در عمر خستگی بیشتر از 1.1E+7 در رفتار مخلوط‌های آسفالتی تفاوت آشکاری رخ می‌دهد و روند کاهش کرنش، کندتر و روند افزایش عمر خستگی، بیشتر می‌شود[٤]. در شکل۲ این تغییر رفتار نشان داده شده است. به عقیده Carpenter و همکارانش، این مقطع نشان‌دهنده حد تحمل خستگی است.

Carpenter و همکارانش برای تعیین عمر خستگی، نسبت تغییر انرژی تلف شده (RDEC) را تعریف کردند که از رابطه (۱) به دست می‌آید:

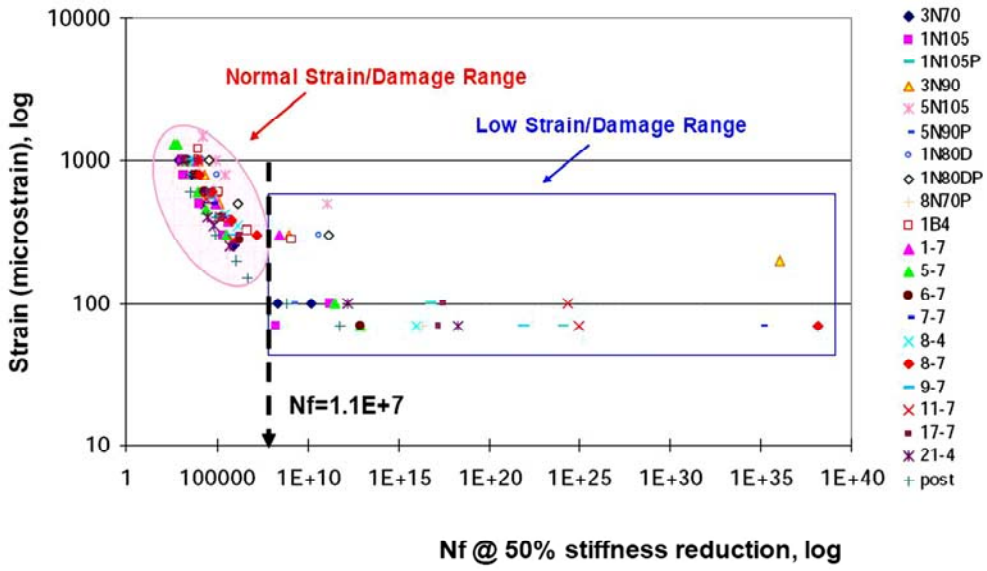
$$RDEC=[DE_a-DE_b]/(DE_a^* (a-b)) \qquad (۱)$$

که در آن:

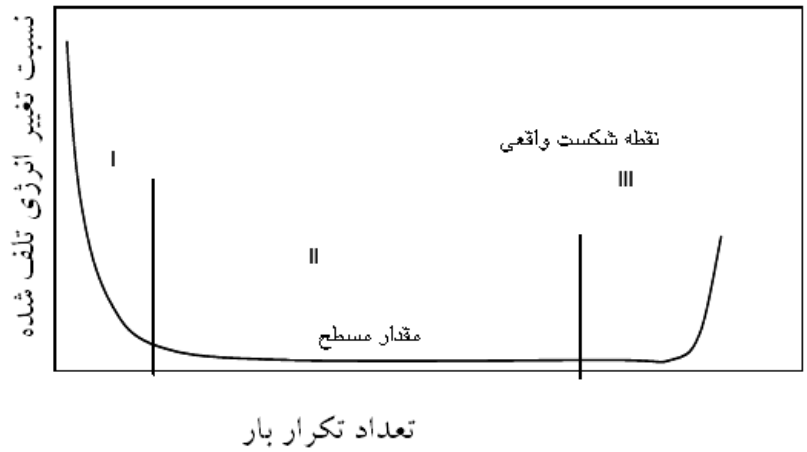
DE_a: انرژی تلف شده در سیکل **a**

DE_b: انرژی تلف شده در سیکل**b**

Archive of SID
www.SID.ir



شکل۲. نمودار خستگی و ناحیه تغییر رفتار مخلوطهای آسفالتی [٤]



شکل۳. روند تغییر "نسبت تغییر انرژی تلف شده" بر حسب تعداد تکرار[٤]

شکل ۳ روند تغییر "نسبت تغییر انرژی تلف شده" را بر حسب تعداد تکرار بار نشان می‌دهد.

با توجه به زمان بر بودن آزمایش‌های خستگی در کرنش‌های کم، Carpenter و همکارانش با استفاده از مفهوم "نسبت تغییر انرژی تلف شده"[۳] رابطه منحصر به فردی را بین "مقدار مسطح"[٤] و عمرخستگی بر اساس معیار کاهش سختی به میزان۵۰ درصد ارایه کردند که در شکل٤ نشان داده شده است. "مقدار مسطح" همان نسبت تغییر انرژی تلف شده است که در بخش عمده‌ای از آزمایش ثابت می‌ماند.

این رابطه برای تمامی مخلوطهای آسفالتی صادق است و هیچ‌گونه وابستگی به نوع و شرایط انجام آزمایش ندارد[٤]. "مقدار مسطح" متناظر با تعداد تکرار **بار** 1.1E+7 نیز به عنوان معیار تعیین حد تحمل تعریف شده است. با توجه به ثابت بودن "مقدار مسطح"، Carpenter و همکارانش پیشنهاد دادند با انجام آزمایش خستگی تا مرز ۵۰۰۰۰۰ مرتبه بارگذاری، رابطه بین "مقدار مسطح" و تعداد تکرار بار برای هر مخلوط آسفالتی تعیین و سپس محل تلاقی این رابطه با رابطه منحصر بفرد پیشنهادی کارپنتر مشخص شد. در شکل ٤، نحوه تعیین محل تلاقی

www.SID.ir

نشان داده شده است. این محل تلاقی، نشان‌دهنده عمر خستگی است. اگر تعداد تکرار بار بیشتر از1.1E+7 باشد، در آن سطح کرنش، مخلوط آسفالتی قادر به تحمل تعداد بی نهایت بارگذاری خواهد بود[٤].

بر اساس نتایج مطالعات Carpenter و همکارانش، حد تحمل خستگی برای انواع مختلفی از مخلوط‌های آسفالتی در محدوده‌ای بین ۷۰ تا ۵۰۰ میکرون است[٤].

در سال ۲۰۰٦، Brown و همکارانش، ابتدا با انجام مطالعات ترافیکی نشان دادند که یک روسازی با عمر بالا در طول دوره بهره برداری (٤۰ سال)، حداکثر ۵۰۰ میلیون مرتبه بارگذاری را تحمل می‌نماید و با توجه به نتایج حاصل از تحقیقات SHRP، ضریب انتقال بین نتایج میدانی و آزمایشگاهی در صورت وجود ۱۰ درصد ترک در مسیر عبور چرخ برابر با ۱۰ است. بنابراین با ملاحظه این ضریب انتقال، در آزمایشگاه تعداد تکرار بار۵۰ میلیون برابر با ۵۰۰ میلیون عبور بار در واقعیت است. با قبول این استدلال، حد تحمل برایر با کرنشی است که نمونه در آن سطح کرنش بتواند ۵۰ میلیون تکرار بار را تحمل کند[۵].

با توجه به زمان بر بودن انجام آزمایش خستگی تا ۵۰ میلیون بار(یک آزمایش حدود ۲ ماه طول می‌کشد)، Brown و همکارانش با بررسی انواع روش‌های برون‌یابی برای تعیین مقدار ۵۰ درصد کاهش سختی، رابطه (۲) را برای برون‌یابی مناسب تشخیص دادند و توصیه کردند که با انجام آزمایش تا حداکثر ۱۰ میلیون تعداد تکرار بار می‌توان از رابطه (۲) برای تعیین تعداد تکرار معادل با ۵۰ درصد کاهش سختی استفاده کرد[۵].

$$S = \alpha + \beta \times Ln(n) \qquad (۲)$$

که در آن:

S= سختی مخلوط آسفالتی

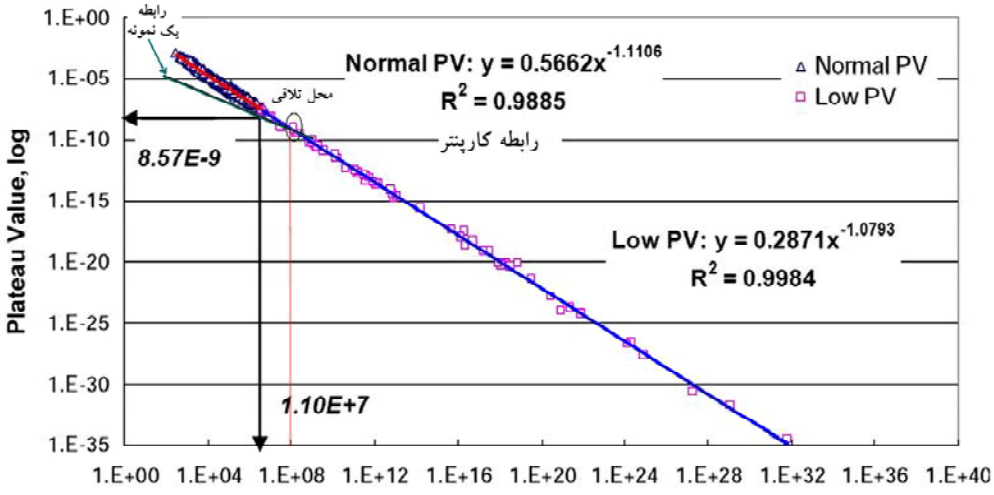
α,β= پارامترهای ثابت

n= تعداد تکرار بار

Brown و همکارانش نشان دادند که حد تحمل مخلوط آسفالتی با قیر PG 64-22 ، مصالح از جنس گرانیت با اندازه اسمی ۱۹ میلیمتر ، درصد قیر ٤/٦ درصد و درصد فضای خالی ۷ درصد، در حدود ۱۰۰ میکرون است[۵].

بر مبنای آزمایش‌های مرکز ملی فناوری آسفالت (NCAT)[۶] در مسیرهای آزمایشی این مرکز، حد تحمل خستگی بین ۷۰ الی ۱۵۰ میکرون برآورد شده است. بررسی‌های این مرکز نشان می‌دهد که حد تحمل خستگی بستگی به مشخصات مخلوط آسفالتی دارد[۹]. آقای سلطانی و همکارانش با ارایه یک آزمایش نوین با نمونه‌های استوانه‌ای، نشان دادند که حد تحمل خستگی برای مخلوط‌های آسفالتی بین کرنش ۳۰ الی ۸۰ میکرون است[۹].

Nishizawa و همکارانش در مطالعات خود بر روی روسازی‌های تمام آسفالتی موجود در ژاپن نشان دادند که حد تحمل این روسازی‌ها در حدود ۲۰۰ میکرون است[۱۰].Wu و همکارانش در کانزاس با انجام محاسبات معکوس روی داده‌های حاصل از روسازی‌های با عمر بالا که با دستگاه FWD اندازه‌گیری شده بودند، نشان دادند که حد تحمل این نوع مخلوط‌های آسفالتی بین ۹٦ الی ۱۵۸ میکرون است[۱۱].



شکل٤. رابطه پیشنهادی آقای کارپنتر بین تعداد تکرار و "مقدار مسطح" و سطح تعیین شده برای حد تحمل[٤]

Archive of SID
www.SID.ir

علاوه بر موارد فوق، در حال حاضر پروژه‌ای در NCHRP [۶] آمریکا در زمینه تعیین حد تحمل مخلوط‌های آسفالتی در حال انجام است. البته نتایج این پروژه منتشر نشده است[۲].

بررسی مطالعات فوق نشان می‌دهد که حد تحمل به مشخصات مخلوط‌های آسفالتی بستگی دارد و ارایه یک کرنش ثابت مانند کرنش پیشنهادی Monismith نمی‌تواند برای انواع مخلوط‌های آسفالتی صادق باشد. نتایج حاصل از سایر مطالعات نیز موردی است که برای نمونه‌های خاصی ارایه شده است. فقط Carpenter و Brown، معیارهایی برای تعیین حد تحمل ارایه کردند که در این مقاله نیز این معیارها بررسی شدند.

در این مقاله، با انجام آزمایش‌هایی با استفاده از تیر خمشی ٤ نقطه‌ای بر روی نمونه‌های تیرچه‌ای شکل، با استفاده از روش‌های پیشنهادی Carpenter و Brown و همکارانشان، مقادیر حد تحمل نمونه‌های آسفالتی تعیین و با هم مقایسه شده است. همچنین با استفاده از نتایج حاصل از این روش‌ها و در نظر گرفتن خصوصیات و مشخصات مخلوط‌های آسفالتی آزمایش شده، رابطه‌ای برای پیش‌بینی حد تحمل خستگی انواع مخلوط‌های آسفالتی آزمایش شده، پیشنهاد شده است.

۲. تجربیات آزمایشگاهی

در این پژوهش، نمونه‌های لازم برای انجام آزمایش به دو روش تهیه شد: الف) نمونه‌برداری از محل، ب) تهیه نمونه در آزمایشگاه. برای تهیه نمونه‌های میدانی، قبل از پخش قشر آسفالتی، صفحه‌ای فلزی بر روی روسازی موجود قرار داده شد و پس از تراکم قشر آسفالتی و گذشت ٢٤ ساعت از زمان تراکم، صفحه فلزی به‌همراه دال آسفالتی روی آن با برش اطراف صفحه از سطح جدا شد. در آزمایشگاه، از دال آسفالتی با استفاده از دستگاه برش نمونه‌هایی با ابعاد ۵×٦×۳۸/۵ سانتیمتر تهیه شد. برای تهیه نمونه‌های آزمایشگاهی، یک دال آسفالتی به ضخامت ۵ سانتیمتر و ابعاد ٤۰×۳۰ سانتیمتر با استفاده از غلتک مالشی تهیه شده و سپس با همان ابعاد نمونه‌های میدانی برش داده شدند. از هر دال متراکم شده، ٤ نمونه آزمایشگاهی تهیه شد.

در نمونه‌های میدانی از قیر ۸۵-۱۰۰ پالایشگاه تبریز و در نمونه‌های آزمایشگاهی از دو نوع قیر ٦۰-۷۰ پالایشگاه تهران و ۸۵-۱۰۰ اصفهان استفاده شد. مصالح تمامی نمونه‌ها از جنس آهک بودند که دانه‌بندی آنها در جدول ۱ نشان داده شده است.

درصد قیر بهینه برای طرح مخلوط‌های آسفالتی منطبق بر روش مارشال(ASTM D1559) بود. نمونه‌های آزمایشگاهی در درصد قیر بهینه و نیم درصد بالای درصد قیر بهینه تهیه شدند. در جدول ۲ مشخصات نمونه‌های آسفالتی آورده شده است.

۲-۱ روش آزمایش

برای انجام آزمایش خستگی از دستگاه خمش چهار نقطه‌ای ساخت شرکت IPC[۷] استفاده شد. کلیه آزمایش‌ها مطابق با استاندارد AASHTO TP-8-94 در دمای ۲۰ درجه سانتیگراد با بارگذاری نیمه سینوسی و در سطوح کرنش‌های ۷۰،۱۵۰،۲۰۰،۲۵۰،٤۰۰،۷۰۰ و ۱۰۰۰ میکرون انجام شد. در سطح کرنش ٤۰۰ میکرون و کمتر ، کلیه نمونه‌های آزمایشگاهی تا ۳ میلیون مرتبه بارگذاری شدند. برای آزمایش‌های انجام شده در کرنش ۱۰۰۰ میکرون، آزمایش‌ها تا توقف دستگاه به صورت خودکار ادامه یافت و برای کرنش ۷۰۰ میکرون، معیار خستگی کاهش سختی اولیه نمونه‌ها به میزان ۵۰ درصد بود.

جدول ۱. دانه‌بندی نمونه‌های آزمایش شده

اندازه الک (میلیمتر)	دانه‌بندی ۱	دانه‌بندی ۲	دانه‌بندی ۳ (نمونه‌میدانی)
	درصد عبوری		
۲۵	۱۰۰	–	-
۱۹	۹۵	۱۰۰	۱۰۰
۱۲/۵	–	۹۵	۹۸
۹/۵۲۵	٦۳	–	
٤/۷۵	٤۳	٦۰	۵۷
۲,۳۷۵	۳۱	٤۳	٤۵
۰/۳	۹	۱۳	۱۳
۰/۰۷۵	٤	۷	٦

جدول۲. مشخصات مخلوط آسفالتی

نام نمونه	نوع دانه‌بندی	نوع قیر	درصدوزنی قیر (W_b)	درصد فضای خالی(v_a)
۱	۱	٦۰-۷۰	٤/۳	۵/۱
۲	۱	٦۰-۷۰	٤/۸	٤
۳	۱	۸۵-۱۰۰	۳/۹	٦/۱
٤	۱	۸۵-۱۰۰	٤/٤	٤/٦
۵	۲	٦۰-۷۰	٤/۷	۵/۱
٦	۲	٦۰-۷۰	۵/۲	٤/٦
۷	۲	۸۵-۱۰۰	٤/۳	٦
۸	۲	۸۵-۱۰۰	٤/۸	٤/٤
۹	۳	۸۵-۱۰۰	۵/۲	٤/۷

Archive of SID
www.SID.ir

۳. تحلیل نتایج

نتایج حاصل از انجام آزمایش‌های خستگی بر روی نمونه‌های آسفالتی در جدول ۳ آورده شده است. در جدول ۳، عمر خستگی بر مبنای کاهش سختی به میزان ۵۰ درصد، مستقیماً از آزمایش(در صورت کاهش سختی به میزان ۵۰ درصد در حین آزمایش) یا بر اساس برونیابی به روش لگاریتمی، روابط بین "مقدار مسطح" و تعداد تکرار بار برای هر نمونه در هر سطح کرنش و عمر خستگی بر اساس معیار" نسبت تغییر انرژی تلف شده" که در واقع محل تلاقی رابطه بین"مقدار مسطح" و تعداد تکرار بار برای هر نمونه با رابطه منحصر بفرد کارپنتر است (شکل ٤)، نشان داده شده است.

مقایسه نتایج حاصل از دو روش، نشان می‌دهد که عمر خستگی حاصل از معیار " نسبت تغییر انرژی تلف شده" بیشتر از نتایج حاصل از معیار کاهش سختی به میزان ۵۰ درصد (روش مستقیم یا برونیابی) است.

با استفاده از معیار پیشنهادی Carpenter(تعداد ۱۱ میلیون تکرار بار) و معیار پیشنهادی Brown (تعداد۵۰ میلیون تکرار بار) برای تعیین حد تحمل، حدود مقادیر حد تحمل برای تمامی نمونه‌های آزمایش شده، تعیین شد. این حدود در جداول ٤ و ٥، نشان داده شده است. براساس معیار پیشنهادی Carpenter، حدود تحمل برای تمامی نمونه‌ها بر اساس عمر خستگی به دست آمده از "مقدار مسطح" حدوداً بین ٤٠٠ الی ١٠٠٠ میکرون و برای عمر خستگی به دست آمده از معیار کاهش سختی، بین ٢٠٠ الی ٧٠٠ میکرون است. بر اساس معیار پیشنهادی Brown (۵۰ میلیون تکرار بار) این دامنه برای عمر خستگی به دست آمده از " مقدار مسطح" بین ٤٠٠ الی ١٠٠٠ میکرون و برای عمر خستگی به دست آمده از معیار کاهش سختی بین ٢٠٠ الی ٧٠٠ میکرون است. این نتایج نشان می‌دهند که دامنه تغییرات حد تحمل در دو معیار یکسان است. البته در نمونه ٢ و نمونه ٤، دامنه حد تحمل بر اساس این دو معیار متفاوت است. به طور کلی دامنه تغییرات حد تحمل به‌ویژه در روش "مقدار مسطح" بسیار زیاد است و منطقی به نظر نمی‌رسد.

معیار پیشنهادی Carpenter بر اساس نتایج آزمایش‌های خستگی و تعیین ناحیه تغییر رفتار مخلوط‌های آسفالتی در منحنی کرنش- تعداد تکرار بار است، ولی معیار ۵۰ میلیون تکرار بار بر اساس پیش‌بینی ترافیک عبوری از سطح روسازی‌های با عمر بالا به دست آمده است، این معیار، هیچ گونه ارتباطی به مشخصات و نوع مخلوط‌های آسفالتی ندارد، بنابراین با توجه به وابسته بودن معیار Carpenter به مشخصات مخلوط آسفالتی، در ادامه این مقاله، معیار پیشنهادی Carpenter بررسی شده است.

Carpenter از مفهوم ناحیه تغییر رفتار برای تعیین حد تحمل مخلوط‌های آسفالتی استفاده کرده است. بررسی نتایج با این مفهوم در سطح کرنش پایین نشان می‌دهد که در کرنش‌های پایین‌تر از حد تحمل، روند کاهش کرنش نسبت به روند افزایش عمر خستگی بسیار کند شده ولی متوقف نمی‌شود. این مسئله نشان می‌دهد که حد تحمل به دست آمده از نتایج آزمایش‌ها، در واقع نقطه‌ای است که شیب منحنی لگاریتمی کرنش- تعداد تکرار بار تغییر می‌کند. این حد تحمل با تعریف تئوری حد تحمل که در آن حد، عمر خستگی بی نهایت است، متفاوت است. از طرفی، در واقعیت نیز عمر بی نهایت برای روسازی مفهوم ندارد. در نتیجه می‌توان اظهار داشت که مفهوم پیشنهادی Carpenter برای روسازی‌های آسفالتی می‌تواند قابل قبول باشد. با وجود این، با ترسیم منحنی کرنش- تعداد تکرار برای نتایج نشان داده شده در جدول ۳، مشخص شد که براساس نتایج به دست آمده از کاهش سختی به میزان ۵۰ درصد، مقطع تغییر رفتار معادل با 2E+10 تکرار بار است، در حالی که در روش "مقدار مسطح" این مقطع معادل با 1E+12 است. این کمیت‌ها نشان می‌دهند که با وجود درست بودن مفهوم پیشنهادی کارپنتر، نتایج این مطالعه با مقدار پیشنهادی وی منطبق نیست.این نتایج در شکل ٥ و ٦ نشان داده شده است.

با توجه به این یافته‌ها، حد تحمل مخلوط‌های آسفالتی بر اساس این دو معیار جدید، در جدول ٦ آورده شده است. نتایج نشان می‌دهد که حد تحمل مخلوط‌های آسفالتی نشان داده شده در این جدول با مقادیر جداول ٤ و ٥ متفاوت است. این مساله نشان می‌دهند، تعیین یک حد و یک ناحیه تغییر رفتار مشخص ومعین برای تمامی انواع مخلوط‌های آسفالتی صحیح نیست و با تغییر مشخصات مخلوط‌های آسفالتی این حد تغییر می‌کند. چنانچه نتایج این مطالعه هم این نظریه را ثابت می‌کند.

با توجه به نتایج به دست آمده در این مطالعه، برای هر نوع مخلوط آسفالتی، منحنی کرنش- تعداد تکرار بار بر اساس نتایج آزمایش‌های انجام شده در کرنش‌های مختلف، ترسیم و ناحیه تغییر رفتار آن تعیین شد. کرنش متناظر با این ناحیه می‌تواند

Archive of SID

www.SID.ir

به‌عنوان حد تحمل آن مخلوط تعیین شود. شکل ۷ نحوه تعیین حد تحمل برای نمونه ٦ بر حسب تعداد تکرار به دست آمده بر مبنای داده‌های حاصل از روش کاهش سختی را نشان می‌دهد.

این روش تعیین حد تحمل دقیقاً منطبق با مفهوم پیشنهادی توسط کارپنتر است لیکن برای هر نوع مخلوط آسفالتی به طور جداگانه یک ناحیه تغییر رفتار به طور جداگانه تعیین می‌شود.

جدول۳. نتایج آزمایش خستگی

ردیف	نوع نمونه	کرنش (میکرون)	تعداد تکرار (آزمایش یا برونیابی) بر مبنای کاهش سختی به میزان ۵۰ درصد	رابطه بین"مقدار مسطح" (y) و تعداد تکرار(x)	تعداد تکرار بر مبنای "مقدار مسطح"
۱	۱	۱۰۰۰	12900		5.18E+04
۲	۱	۷۰۰	297000	$Y=.0962X^{-.9986}$	7.44E+06
۳	۱	٤۰۰	3.10E+06	$Y=.0502X^{-.9984}$	2.38E+09
۴	۱	۲۵۰	9.12E+12	$Y=.0201X^{-.9976}$	1.36E+14
۵	۱	۲۰۰	9.12E+15	$Y=.0057X^{-.9976}$	6.83E+20
۶	۱	۷۰	1.24E+18	$Y=.0049X^{-.9966}$	2.38E+21
۷	۲	۱۰۰۰	39600		6.90E+04
۸	۲	۷۰۰	3.38E+05	$Y=.0824X^{-.9984}$	2.88E+07
۹	۲	٤۰۰	8.99E+05	$Y=.0627X^{-.9984}$	3.28E+08
۱۰	۲	۲۵۰	3.22E+13	$Y=.0181X^{-.9984}$	6.88E+14
۱۱	۲	۲۰۰	3.22E+23	$Y=.0101X^{-.9984}$	9.32E+17
۱۲	۲	۷۰	3.22E+26	$Y=.0009X^{-.9964}$	1.59E+30
۱۳	۳	۱۰۰۰	1.2+04		6.8E+04
۱٤	۳	۷۰۰	2.80E+05	$Y=.0781X^{-.9992}$	5.27E+07
۱۵	۳	٤۰۰	1.00E+07	$Y=.0472X^{-.9996}$	5.24E+09
۱٦	۳	۲۰۰	6.50E+07	$Y=.0221X^{-.9962}$	2.52E+13
۱۷	۳	۱۵۰	3.05E+15	$Y=.0158X^{-1}$	7.61E+15
۱۸	۳	۲۰۰	1.00E+16	$Y=.0148X^{-1}$	1.73E+16
۱۹	٤	۱۰۰۰	14765		1.05E+05
۲۰	٤	۷۰۰	420000	$Y=.0687X^{-1}$	1.91E+08
۲۱	٤	٤۰۰	2.50E+07	$Y=.023X^{-.9986}$	2.63E+12
۲۲	٤	۲۵۰	7.38E+07	$Y=.021X^{-.9986}$	1.19E+14
۲۳	٤	۲۰۰	6.70E+12	$Y=.0152X^{-.9987}$	6.82E+15
۲٤	٤	۷۰	4.20E+14	$Y=.0128X^{-1}$	1.08E+17
۲۵	۵	۷۰	6.30E+14	$Y=.0153X^{-1}$	1.14E+16
۲٦	۵	۱۵۰	6.20E+13	$Y=.0162X^{-1}$	5.55E+15
۲۷	۵	۲۰۰	5.74E+13	$Y=.0172X^{-1.0001}$	2.73E+15
۲۸	۵	٤۰۰	2.19E+10	$Y=.0254X^{-1}$	1.54E+12
۲۹	۵	۷۰۰	4.58E+05	$Y=.0734X^{-1}$	1.05E+08
۳۰	۵	۱۰۰۰	51367		6.15E+04
۳۱	۶	۱۵۰	1.83E+16	$Y=.0127X^{-1}$	1.19E+17
۳۲	۶	۲۰۰	2.40E+14	$Y=.0175X^{-1}$	2.10E+15
۳۳	۶	۲۵۰	7.72E+10	$Y=.0234X^{-1}$	5.37E+13
۳٤	۶	٤۰۰	6.90E+07	$Y=.0685X^{-1}$	1.96E+08
۳۵	۶	۷۰۰	4.57E+05	$Y=.0801X^{-1}$	4.76E+07
۳٦	۶	۱۰۰۰	9.21E+04		1.14E+5
۳۷	۷	۷۰	3.77E+15	Y=.0123X-1	1.79E+17
۳۸	۷	۲۰۰	3.92E+14	$Y=.0128X^{-1}$	1.08E+17
۳۹	۷	۲۵۰	1.98E+13	$Y=.0134X^{-1}$	6.07E+16
٤۰	۷	٤۰۰	3.48E+08	$Y=.0238X^{-.9985}$	2.42E+13
٤۱	۷	۷۰۰	3.89E+05	$Y=.0711X^{-.9989}$	3.46E+07
٤۲	۷	۱۰۰۰	24200		6.1+04
٤۳	۸	۷۰	2.14E+15	$Y=.0223X^{-1}$	9.86E+13
٤٤	۸	۲۵۰	2.00E+12	$Y=.0336X^{-1}$	5.61E+11
۴۵	۸	٤۰۰	6.18E+07	$Y=.0408X^{-1}$	2.12E+10
٤٦	۸	۷۰۰	4.61E+05	$Y=.0810X^{-1}$	4.76E+07
٤۷	۸	۱۰۰۰	98370		1.75E+5
٤۸	۹	۱۰۰۰	14875		5.60E+04
٤۹	۹	۷۰۰	1.85E+05	$Y=.0901X^{-1}$	1.64E+07
۵۰	۹	٤۰۰	5.60E+05	$Y=.0406X^{-.9952}$	8.24E+09

www.SID.ir

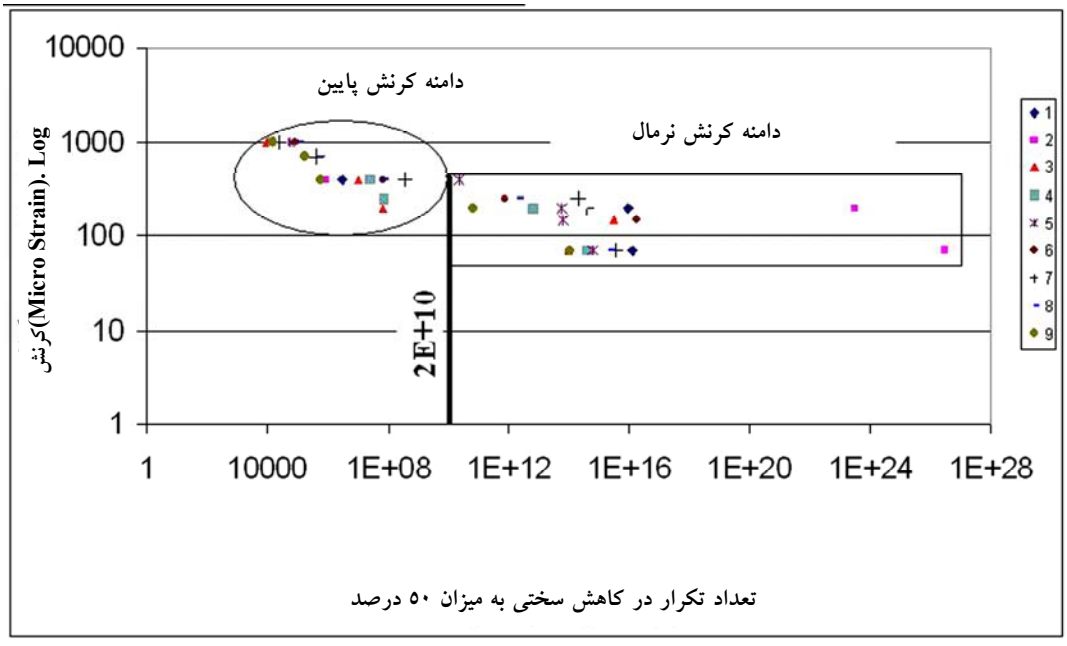
در جدول۷، حد تحمل انواع مخلوط‌های آسفالتی آورده شده است. بر اساس روش پیشنهادی، حد تحمل انواع مخلوط‌های آسفالتی بین ۱۶۰ الی ۲۷۰ میکرون است. این دامنه حد تحمل به نسبت دامنه‌های نشان داده شده در جداول ٤ ، ٥ و ٦ به نتایج مطالعات سایر محققین نزدیک‌تر است. همچنین مقادیر به دست آمده برای حد تحمل نشان می‌دهند که مقدار ۷۰ میکرون پیشنهادی Monismith برای حد تحمل بسیار محافظه کارانه است. این موضوع با یافته‌های Carpenter و Brown نیز مطابقت دارد.

جدول ٤. حد تحمل براساس تعداد تکرار 1.1E+7 (پیشنهادی Carpenter)

شماره نمونه	حد تحمل(ε) (میکرون)	
	بر اساس " مقدار مسطح"	براساس کاهش سختی
۱	٤۰۰<ε<۷۰۰	۲٥۰<ε<٤۰۰
۲	۷۰۰<ε<۱۰۰۰	۲٥۰<ε<٤۰۰
۳	۷۰۰<ε<۱۰۰۰	۲۰۰<ε<٤۰۰
٤	۷۰۰<ε<۱۰۰۰	٤۰۰<ε<۷۰۰
٥	۷۰۰<ε<۱۰۰۰	٤۰۰<ε<۷۰۰
٦	۷۰۰<ε<۱۰۰۰	٤۰۰<ε<۷۰۰
۷	۷۰۰<ε<۱۰۰۰	٤۰۰<ε<۷۰۰
۸	۷۰۰<ε<۱۰۰۰	٤۰۰<ε<۷۰۰
۹	۷۰۰<ε<۱۰۰۰	۲۰۰<ε<٤۰۰

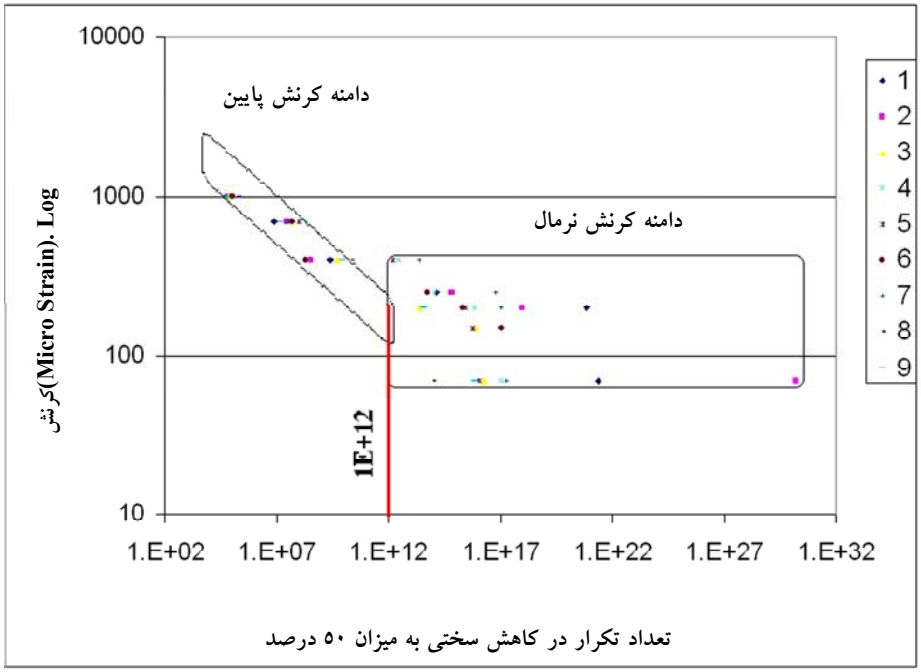
جدول ٥. حد تحمل براساس 5E+7 (پیشنهادی Brown)

شماره نمونه	حد تحمل(ε) (میکرون)	
	بر اساس " مقدار مسطح"	براساس کاهش سختی
۱	٤۰۰<ε<۷۰۰	۲٥۰<ε<٤۰۰
۲	٤۰۰<ε<۷۰۰	۲٥۰<ε<٤۰۰
۳	۷۰۰<ε<۱۰۰۰	۲۰۰<ε<٤۰۰
٤	۷۰۰<ε<۱۰۰۰	۲٥۰<ε<٤۰۰
٥	۷۰۰<ε<۱۰۰۰	٤۰۰<ε<۷۰۰
٦	٤۰۰<ε<۷۰۰	٤۰۰<ε<۷۰۰
۷	٤۰۰<ε<۷۰۰	٤۰۰<ε<۷۰۰
۸	٤۰۰<ε<۷۰۰	٤۰۰<ε<۷۰۰
۹	٤۰۰<ε<۷۰۰	۲۰۰<ε<٤۰۰



شکل ٥. نمودار خستگی برای انواع مخلوط‌های آسفالتی براساس ۵۰ درصد کاهش سختی به روش مستقیم و برونیابی لگاریتمی

www.SID.ir

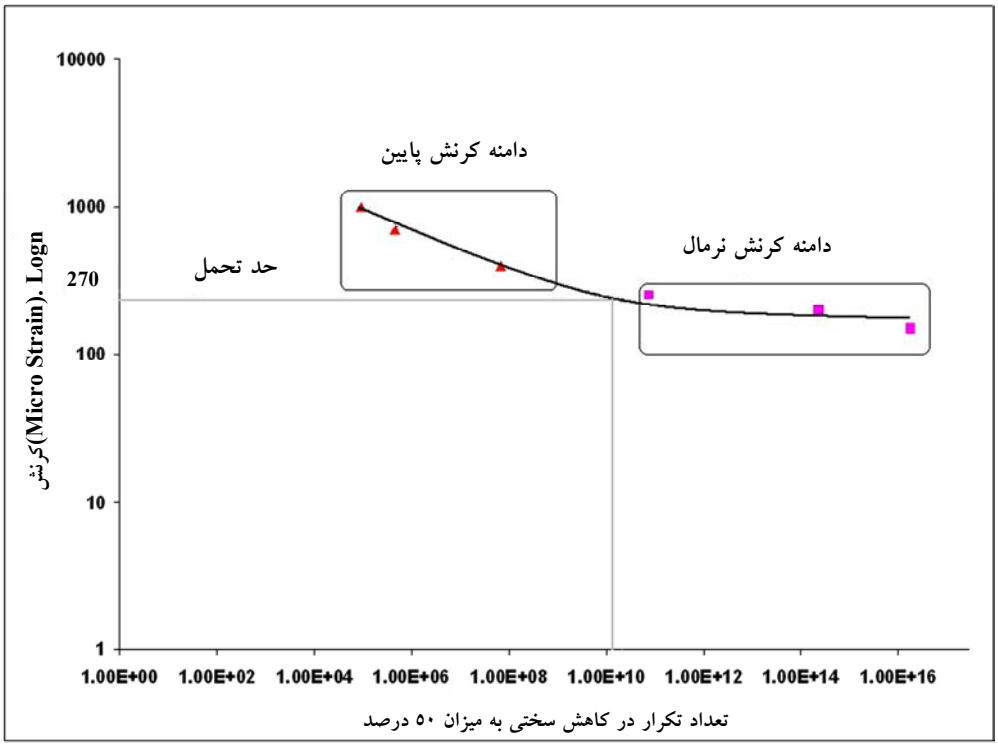


شکل٦. نمودار خستگی برای انواع مخلوط‌های آسفالتی براساس روش انرژی تلف شده (مقدار مسطح)

جدول٦. محدوده حد تحمل بر اساس معیارهای به‌دست آمده از عمر خستگی حاصل از روش کاهش سختی و انرژی تلف شده (مقدار مسطح)

شماره نمونه	حد تحمل(ε) (میکرون)	
	مقدار مسطح (1E+12)	کاهش سختی (2E+10)
١	٢٥٠<ε<٤٠٠	٢٥٠<ε<٤٠٠
٢	٢٥٠<ε<٤٠٠	٢٥٠<ε<٤٠٠
٣	٢٠٠<ε<٤٠٠	١٥٠<ε<٢٠٠
٤	٤٠٠<ε<٧٠٠	٢٠٠<ε<٢٥٠
٥	٤٠٠<ε<٧٠٠	٢٠٠<ε<٤٠٠
٦	٢٥٠<ε<٤٠٠	٢٥٠<ε<٤٠٠
٧	٤٠٠<ε<٧٠٠	٢٥٠<ε<٤٠٠
٨	٧٠<ε<٢٥٠	٢٥٠<ε<٤٠٠
٩	٢٠٠<ε<٤٠٠	٢٠٠<ε<٤٠٠

www.SID.ir



شکل۷. نحوه تعیین حد تحمل خستگی نمونه ٦

جدول۷. حد تحمل انواع مخلوطهای آسفالتی

شماره نمونه	۱	۲	۳	٤	٥	٦	۷	۸	۹
حد تحمل (میکرون)	١٦٢	٢٧٤	١٧٠	٢٧١	٢٤٦	٢٧٠	٢١١	٢١٣	٢٠٧

٤. رابطه پیش‌بینی حد تحمل

برای بررسی اثرات مشخصات مخلوط‌های آسفالتی بر مقادیر حدتحمل، با رگرسیون لگاریتمی بین حد تحمل تعیین شده و متغیرهای مخلوط‌های آسفالتی، رابطه ۳ برای پیش‌بینی حد تحمل خستگی به دست می‌آید. متغیرها و مقادیر آنها که برای برازش استفاده شده، در جدول ۱ و۲ نشان داده شده است. نتایج تحلیل‌های آماری مبنی بر تصادفی بودن رابطه و مفید بودن متغیرها در تعیین مقدار حد تحمل بر اساس تحلیل‌های آماری F [۸] و t [۹] در جداول ۸ و ۹ آورده شده است. بزرگ‌تر بودن مقادیر F و t مشاهداتی از مقادیر F و t بحرانی نشان می‌دهد که رابطه تصادفی نبوده و متغیرهای استفاده شده در تعیین حد تحمل مفید هستند. شکل۸ مقادیر پیش‌بینی شده برای عمر خستگی در برابر مقادیر مشاهده شده را نشان می‌دهد.

$$\varepsilon_{EnduranceLimit} = 1.033378^{P_4} * 1.049981^{(1-P_{200})} * 1.028821^{D_{100}} * 0.942398^{(V_a * W_b)} * 0.997697079^{P_{Binder}}$$

$$R^2 = 0.99 \qquad (۳)$$

که در آن

$\varepsilon_{EnduranceLimit}$ = حد تحمل خستگی

P_4= درصد عبوری از الک شماره ٤

P_{200}= درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰

D_{100}= اندازه کوچک‌ترین الکی که ۱۰۰ درصد مصالح از آن عبور کردند بر حسب میلیمتر

V_a= درصد فضای خالی مخلوط آسفالتی

www.SID.ir

W_b= درصد وزنی قیر در مخلوط آسفالتی

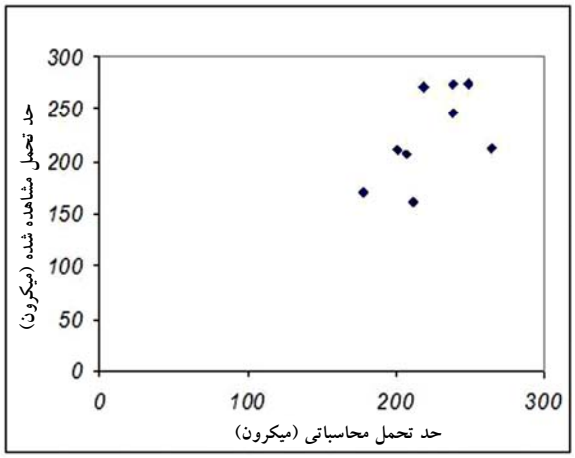
P_{binder}= میانگین درجه نفوذ قیر

جدول ۸ . نتایج تحلیل آماری F

نوع تست	درجه آزادی	α	F مشاهده‌شده	F بحرانی
F test	٤	۰/۰۵	۱۰٦۷/۹۲	٦/۲٦

جدول ۹. نتایج تحلیل آماری t

متغیر	t مشاهده شده	t بحرانی
P_4	۱۷/۲۷٥٤	۲/۷۷٦٤٤٥۱۰٥
$1-P_{200}$	۱۲/٦۳۷۹٥	۲/۷۷٦٤٤٥۱۰٥
D_{100}	٥/۰۰۳۰٤	۲/۷۷٦٤٤٥۱۰٥
V_{a*} W_b	۲۰/۳۱٤۷۳	۲/۷۷٦٤٤٥۱۰٥
P_{binder}	۱۷۳/۲۱۲٤	۲/۷۷٦٤٤٥۱۰٥



شکل۸. مقایسه حد تحمل محاسباتی با مشاهده شده

این رابطه نشان می‌دهد که با افزایش درصد قیر و کاهش فضای خالی مخلوط‌های آسفالتی، حد تحمل افزایش می‌یابد. افزایش درجه نفوذ قیر نیز در افزایش عمر خستگی مخلوط آسفالتی اثر مثبت دارد. همچنین افزایش اندازه اسمی سنگدانه و افزایش سهم درصد مصالح ریزدانه و فیلر در مخلوط آسفالتی، باعث افزایش مقدار حد تحمل می‌شود.

۵. نتیجه‌گیری

در چند سال اخیر مفهوم حد تحمل اهمیت فوق العاده‌ای یافته است. با توجه به زمان بر بودن انجام آزمایش‌های خستگی بر روی مخلوط‌های آسفالتی در کرنش‌های پایین، محققین سعی در ارایه روش‌های سریع و کم هزینه در تعیین حد تحمل مخلوط‌های آسفالتی دارند. در این مقاله با مروری بر روش‌های تعیین حد تحمل، معیارهای پیشنهادی Carpenter و Brown بررسی و نتایج ذیل حاصل شد:

۱- مروری بر منابع نشان می‌دهد، در مخلوط‌های آسفالتی نیز همانند مواد فلزی حد تحمل وجود دارد.

۲- مروری بر منابع نشان داد که نمی‌توان یک حد تحمل ثابت مانند ۷۰ میکرون را برای انواع مختلف مخلوط‌های آسفالتی در نظر گرفت. حد تحمل بستگی به مشخصات مخلوط آسفالتی دارد.

۳- نتایج حاصل از این مطالعه نشان داد که در منحنی‌های خستگی با کاهش کرنش، رفتار خستگی مخلوط‌های آسفالتی تغییر می‌کند. ناحیه تغییر رفتار، می‌تواند نشان دهنده حد تحمل باشد. هر مخلوط آسفالتی دارای یک ناحیه تغییر رفتار خاص است.

٤- رابطه پیشنهادی نشان می‌دهد که با افزایش درصد قیر، کاهش درصد فضای خالی، افزایش درصد ریزدانه و فیلر حد تحمل مخلوط‌های آسفالتی افزایش می‌یابد.

٦. سپاسگزاری

از آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک وزارت راه و ترابری و اداره کل راه و ترابری استان اصفهان که در تهیه نمونه‌های آزمایشگاهی و انجام قسمتی از آزمایش‌ها و نیز اداره کل راه و ترابری استان آذربایجان شرقی که در تهیه نمونه‌های میدانی همکاری کردند، سپاسگزاری می‌شود.

۷. پانویس‌ها

1. Long Life Pavements
2. Perpetual Pavement
3. Rate of Dissipated Energy Change
4. Plateau Value
5. National Center for Asphalt Technology
6. National Cooperative Highway Research Program
7. Industrial Process Control
8. F- Statistics
9. T-Statistics

Archive of SID
www.SID.ir

۸. مراجع

1. Kim, Y.R., Little, D.N. and Song, I. (2003) "Mechanistic evaluation of mineral fillers on fatigue resistance and fundamental material characteristics ", Paper Submitted to the Transportation Research Board for Presentation and Publication at the 2003 Annual Meeting in Washington, D.C.

2. National Cooperative Highway Research Program (2006)" Endurance limit of hot mix asphalt mixtures to prevent fatigue cracking in flexible pavements", active project, http://www.trb.org

3. AASHTO TP8-94 (2002) "Method for determining the fatigue life of compacted hot mix asphalt (HMA) subjected to repeated flexural bending". AASHTO Provisional Standards.

4. Shen, S. and Carpenter, S. H. (2005) "Application of dissipated energy concept in fatigue endurance limit testing". In Transportation Research Record (TRR): Journal of the Transportation Research Board, No. 0174, TRB, National Research Council, Washington D.C., pp. 165-173.

5. Brown, E.R. and Prowell, B.D. (2006)" Methods for determining the endurance limit using beam fatigue tests", National Center for Asphalt Technology, International Conference on Perpetual Pavement, Ohio, September 13-15.

6. Carpenter, S.H., Ghuzlan, K. A. and Shen, Shihui (2003) "Fatigue endurance limit for highway and airport pavement" In Transportation Research Record (TRR): Journal of the Transportation Research Board, No. 1832, TRB, National Research Council, Washington D.C, pp.131-138.

7. Monismith, C.L., Epps, J.A., Kasianchuk, D.A. and Mclean, D.B (1970) "Asphalt mixture behavior on repeated flexure" Report No. TE 70-5, Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkeley, USA.

8. Brown, R. and Timm, D. (2006) "The thick of it", NCAT examines the results perpetual pavement, http://www.roadbridges.com

9. Soltani, A. and Anderson, A.D. (2005) "New test protocol to measure fatigue damage in asphalt mixtures", Journal of Road Materials and Pavement Design, Vol. 6 No. 4.

10. Nishizawa, T., Shimeno, S. and Sekiguchi, M. (1997) "Fatigue analysis of asphalt pavements with thick asphalt mixture layer", Proceedings of the 8th International Conference on Asphalt Pavements, Vol. 2. University of Washington, Seattle, WA, August. pp. 969-976.

11. Wu, Z., Siddique, Z. Q., Gisi., A.J. and Turnpike, K. J. (1997) "An example of long lasting asphalt pavement", Proceedings International Symposium on Design and Construction of Long Lasting Asphalt Pavements. National Center for Asphalt Technology, Auburn, pp. 857-876.

Archive of SID

www.SID.ir