

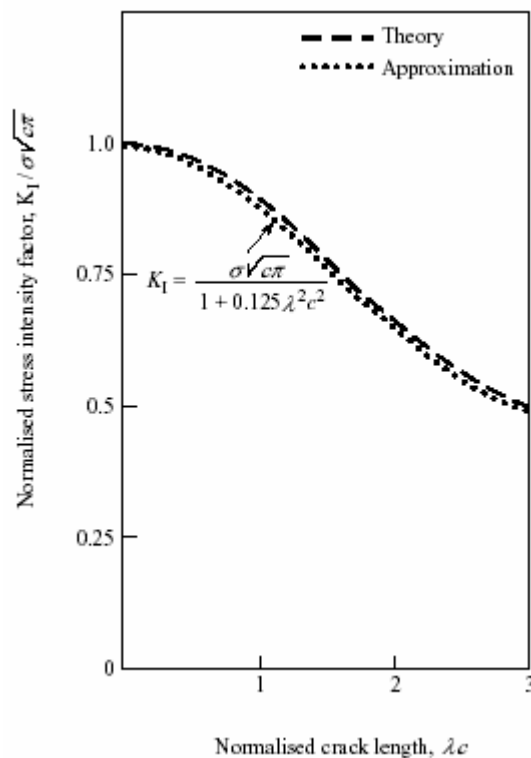
تنش در درزها و ترکهای روسازی‌های راه و فرودگاه

ترجمه : دکتر ابوالفضل حسنی، مهندس بهروز ثقفی زنجانی

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

چکیده: روش تابع وزن روشی است که جهت تعیین ضریب شدت تنش در ترکها و درزهای روسازی‌های راه و فرودگاه بکار می‌رود. در این روش از رابطه‌ای که بین ضریب شدت تنش و خیز ناشی از بار چرخ وجود دارد، تنش موجود در روسازی حاصل می‌شود. استفاده از Elastic Fracture Mechanics (EFM) روش جدیدی است که توأماً از مباحث تحلیل الاستیک و مکانیک شکست نتیجه شده است. در این مقاله، خیزها و تنش‌های خمشی که در وسط دال و در جهت طولی آن با استفاده از روش EFM بدست آمده‌اند با نتایج تئوریکی حاصل از روش وسترگارد و روش المان محدود و داده‌های آزمایشگاهی آشو (AASHTO) مقایسه شده‌اند. همچنین خیز ناشی از بار محوری در گوشه دال در محل درز عرضی از یک روسازی بتنی که به کمک روش EFM بدست آمده است، با داده‌های آزمایشگاهی آشو مقایسه شده است. نتایج نشان داده‌اند که مطابقت خوبی بین این روشها وجود دارد.

کلمات کلیدی: تابع وزن، ضریب شدت تنش، تنش‌ها، تغییرشکل، داده‌های آزمایشگاهی در مقیاس واقعی



شکل (۱) - ضریب شدت تنش به صورت تابعی از طول ترک

۱) مقدمه

فرض اساسی در مکانیک شکست الاستیک خطی (LEFM)^۱ این است که ناحیه غیر الاستیک در نوک ترک آنقدر کوچک است که می‌توان میدان تنش در نوک ترک را با استفاده از ضریب شدت تنش (SIF)^۲ با تقریب مناسب بدست آورد. این شرایط زمانی ایجاد می‌شود که که اندازه ترک یا فاصله نوک آن تا نزدیکترین مرز خارجی نمونه (هر کدام که کوچکتر شد)، حداقل ۲۵ برابر بزرگتر از ناحیه غیر الاستیک باشد [۱]، [۲]. با این حال اگر مقدار تنش به تنش تسلیم نزدیک شود، دیگر روش مکانیک شکست الاستیک خطی جوابگو نخواهد بود و از آنجائیکه در این حالت تنش در حد تسلیم با مقیاس بزرگ اتفاق می‌افتد، نمی‌توان میدان تنش در نوک ترک را به کمک ضریب شدت تنش بدست آورد. در این شرایط تنها تئوری الاستوپلاستیک می‌تواند نحوه شکست نمونه بتنی را به شکل مناسب ارائه دهد. اکثر مطالعات نشان داده‌اند که روش مکانیک شکست الاستیک خطی برای بررسی نمونه‌های بتنی روش مناسبی است [۳]. البته در این مقاله فقط بحث تنش و تغییر شکل الاستیک در روسازی‌ها مطرح خواهد شد.

مشکل تعیین ضریب شدت تنش برای ترکهای موجود در روسازی‌های راه و فرودگاه، تحت بار واقعی وسایل نقلیه، یک ضریب بسیار مهم است که مانع کاربرد مکانیک شکست در بررسی

شکست و خستگی این نوع روسازی‌ها می‌شود. در سال ۱۹۶۳ فولیاس^۳ و همکارانش با استفاده از سری فوریه یک راه حل نظری برای تعیین ضریب شدت تنش یک ترک نیمه بینهایت در یک روسازی، تحت بارگذاری معمولی، ارائه دادند [۵]. در ادامه تحقیقات فوق، در سال ۱۹۷۰، یک روش نظری برای تعیین ضریب شدت تنش ترک در یک روسازی، تحت لنگر خمشی ثابت، پیشنهاد شد. ولی معمولاً در روسازی‌های معمول ترکهای مورد بحث آنقدر ریز هستند که نمی‌توان آنها را نیمه بینهایت در نظر گرفت. همچنین تنشها در سطح ترکها (در دال ترک نخورده) ثابت نیستند. در نتیجه باید به یک راه حل عمومی تر اندیشید. روشهای المان محدود نه تنها هزینه‌بر و وقت گیر هستند، بلکه درک آنها نیز برای عموم مهندسين کاری است دشوار. اما روش تابع وزن روشی است ساده تر و به نظر می‌رسد که مزایای زیادی نسبت به روشهای تحلیلی دیگر داشته باشد. این روش برای بدست آوردن ضریب شدت تنش در ترکها، با هر طول و تحت بار هر نوع وسایل نقلیه گذرنده در جهت انتشار ترک، بکار می‌رود.

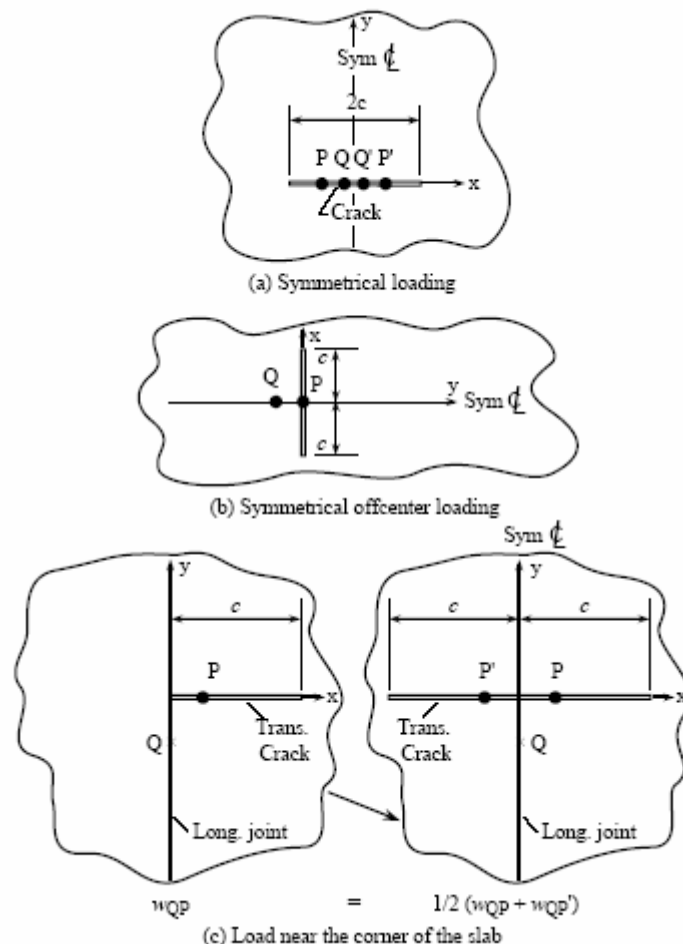
۲) ضریب شدت تنش در ترکهای یک صفحه روی بستر الاستیک

یک صفحه روی بستر الاستیک با یک ترک عمقی به طول $2c$

^۱ Linear Elastic Fracture Mechanics

^۲ Stress Intensity Factor

^۳ Folias



شکل (۲) - حالات مختلف از بارگذاری ترکها و درزا در یک دال بینهایت روی بستر الاستیک

شکل زیر:

$$h(c, x) = \frac{E}{K_{Iref} (1 - \nu^2)} \frac{\partial u}{\partial c} \quad (3)$$

که E مدول یانگ، ν ضریب پواسون دال، K_{Iref} ضریب شدت تنش مبنا برای مد I و u نیز تابع تغییر مکان دهانه ترک است. در صورتیکه تنش برابر تنش خمشی مبنا باشد، رابطه (۲) به سمت رابطه (۴) سوق پیدا می کند:

$$K_{Iref}^2 = \frac{E}{1 - \nu^2} \int_0^c \sigma(x) \frac{\partial u}{\partial c} dx \quad (4)$$

در یک صفحه که از وسط ترک خورده و ترک تحت فشار سطحی یکنواخت است، u از تابع تنش وسترگارد با در نظر گرفتن کرنش صفحه ای طبق رابطه زیر بدست می آید:

$$u(c, x) = \frac{2(1 - \nu^2) \sigma c}{E} \left(1 - \left(\frac{x}{c}\right)^2\right)^{1/2} \quad (5)$$

از طرفی در یک صفحه که از وسط ترک خورده و تحت تنش یکنواخت قرار گرفته است، ضریب شدت تنش از رابطه زیر حاصل می شود:

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi c} \quad (6)$$

حال با مقایسه با رابطه (۱) نتیجه گیری می شود که مقدار

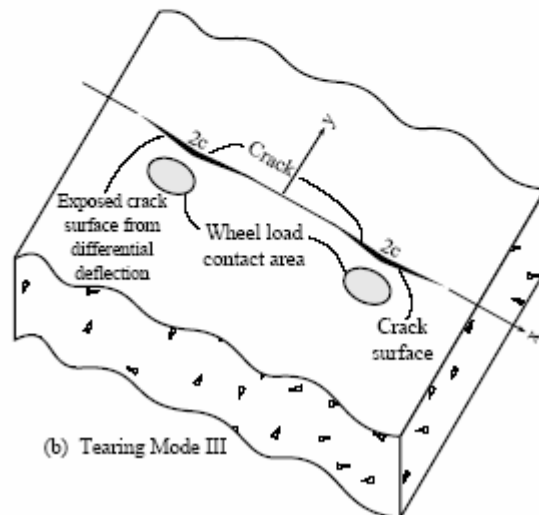
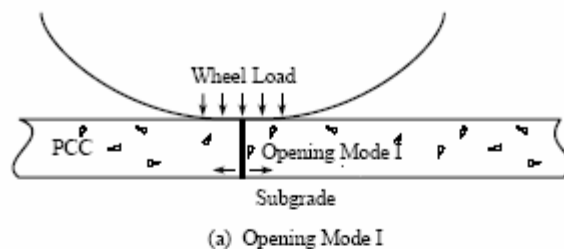
در نظر بگیرید. فولیاس (۱۹۷۰) برای تعیین ضریب شدت تنش تحت لنگر خمشی ثابت روی سطوح ترک یک راه حل نظری به صورت تابعی از $\lambda' = \lambda c$ ارائه کرد که λ' طول بی بعد ترک، λ شعاع سختی نسبی و c طول نیم ترک است (شکل (۱)). ضریب شدت تنش را می توان به صورت تقریبی با رابطه زیر بدست آورد:

$$K_I = K_{Iref} = \frac{\sigma \sqrt{c\pi}}{1 + a(\lambda c)^2} \quad (1)$$

در این رابطه K_I ضریب شدت تنش مد I ، K_{Iref} ضریب شدت تنش مبنا برای مد I ، σ تنش خمشی ثابت در سطح ترک، $\lambda = 4\sqrt{k/D}$ طول مشخصه معکوس و a هم یک ثابت است که برای $\lambda' < 3$ داریم: $a = 0.125$. ضریب شدت تنش برای سایر حالات بارگذاری متقارن با استفاده از روش تابع وزن طبق رابطه زیر بدست می آید [۶]:

$$K_I = \int_0^c (\sigma(x)) h(c, x) dx \quad (2)$$

$\sigma(x)$ ضابطه توزیع تنش در عرض صفحه ترکدار در جسم ترک نخورده است، برای حالت خاص بارگذاری که قرار است مقدار K برای آن محاسبه شود. x هم فاصله نقطه مورد بررسی از وسط ترک و در راستای آن می باشد (شکل (۲)). h هم تابع وزن است به



شکل (۳) - مدهای تغییرشکل یک ترک در روسازی

مبنی بر اینکه نمی‌توان سیستم مینا را به دلخواه انتخاب کرد. بلکه این سیستم باید یکنواخت باشد. نیو و گینکا^۳ (۱۹۸۷) این مسأله را روشتر کردند. آنها به این نتیجه رسیدند که لازم نیست سیستم بارگذاری یکنواخت باشد، مشروط بر اینکه:

- (۱) سطوح ترک کاملاً در جهت طول ترک بارگذاری شوند.
- (۲) تنش تابع پیوسته‌ای باشد که در راستای ترک بطور یکنواخت ولی بدون افزایش تغییر می‌کند.

بعدها معلوم شد که دقت نتایج تأثیری بر گرادین تنش ندارد، مشروط بر اینکه بارگذاری یکنواخت بار مینا، در جهت خط ترک افزایش پیدا کند. البته برای حالتی که ضریب شدت تنش نیاز است، بارگذاری در سطح ترک باید نسبت به راستای ترک برای مد I متقارن باشد. اما لازم نیست این تقارن نسبت به خط عمود منصف ترک رعایت شود [۸]، [۱۱]. در این مقاله فقط بارگذاری متقارن نسبت به خط عمود منصف ترک در نظر گرفته می‌شود.

(۳) خیز در ترکها و درزها

یکی از کاربردهای ضریب شدت تنش بدست آوردن تنش در درز و ترک روسازی‌ها می‌باشد. تنش خمشی در راستای خط ترک در یک رویه ترک نخورده تحت بار وسایل نقلیه معمولی از برنامه

جایجایی دهانه ترک برای یک صفحه روی بستر الاستیک از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$u = \frac{2(1-\nu^2)}{E} \frac{\sigma c}{1+a\lambda^2 c^2} \left(1 - \left(\frac{x}{c}\right)^2\right)^{1/2} \quad (۷)$$

با جاگذاری در رابطه (۳) داریم:

$$h = \frac{2(1-a\lambda^2 c^2 + 2a\lambda^2 x^2)}{(1+a\lambda^2 c^2)^2 \sqrt{c\pi(1-(x/c)^2)}} \quad (۸)$$

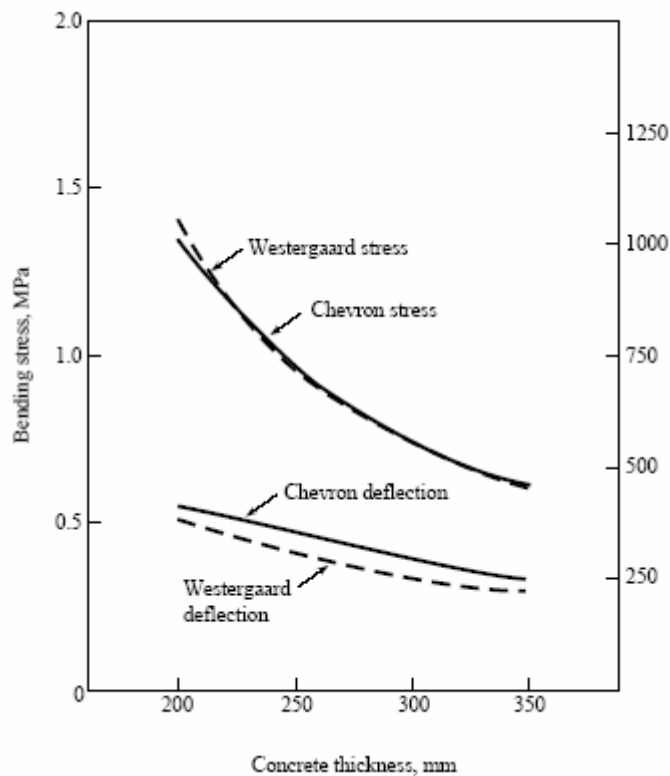
پس بنابراین، ضریب شدت تنش مد I برای یک توزیع تنش مشخص در رخ ترک می‌تواند از رابطه (۲) بدست بیاید. عمل انتگرال‌گیری نیز در عرض صفحه ترکدار در جسم ترک نخورده انجام می‌شود. آثار^۱ انواع بارگذاری‌ها می‌تواند با یکدیگر ادغام شوند. اصل جمع آثار الاستیک خطی بیان می‌کند که برای محاسبه ضرایب شدت تنش، بارگذاری سطح ترک با استفاده از $\sigma(x)$ برابر است با بارگذاری جسم ترک خورده با بارهایی که مقدار $\sigma(x)$ را در غیاب ترک افزایش می‌دهند [۸].

در واقع روشی به نام روش تابع وزن پیدا شد، تا هم ساده باشد و هم برای محاسبه تغییرمکان ترکهای ایجاد شده در عمل تحت بارهای ثابت یا متغیر دقت کافی داشته باشد [۸]، [۹]، [۱۰]، [۱۱]، [۱۲]، [۱۳]. ولی گرنر^۲ و همکارانش (۱۹۸۵) دلایلی آوردند

^۱ superposition

^۲ Gornor

^۳ Niu & Ginka



شکل (۴) - تنش‌های داخلی و خیزها (تحت بار ۸۰ kN ، $E_c = 34/48$ GPa ، $E_s = 31/02$ MPa)

$$K_{Ieq} = \frac{1}{2} K_I (1 - 2\nu) + \frac{1}{2} \left\{ K_I^2 (1 - 2\nu)^2 + 4K_{III}^2 \right\}^{1/2} \quad (10)$$

که در این رابطه K_{III} ضریب شدت تنش برای مد III و K_{Ieq} ضریب شدت تنش معادل برای مد I است.

با توجه به علاقه عموم مهندسين به طراحی روسازی‌های صلب این موضوع مورد بررسی قرار می‌گیرد. چراکه به کمک این روش، خیز و تنش خمشی در وسط دال بتنی و در جهت طولی آن و همچنین خیز ناشی از بارگذاری گوشه‌ای یک درز عرضی قابل محاسبه هستند.

۳-۲) خیز در رویه بتنی درزدار

وقتی که می‌خواهیم ضرایب شدت تنش و خیز حاصل را محاسبه کنیم، رویه را به صورت یک صفحه بینهایت روی یک بستر الاستیک در نظر می‌گیریم. در واقع درزها در یک رویه درزدار به جای ترک در یک دال بینهایت هستند. اثر هر درز در تغییر شکل رویه بطور جداگانه محاسبه شده و در نهایت جهت بدست آوردن تغییر شکل کلی با هم جمع می‌شوند. در این صورت، تنش درزها از طریق نظریه مربوط به رفتار یک صفحه روی بستر الاستیک بدست می‌آیند. خیزها و تنش‌ها در یک رویه ترک نخورده که به کمک روش «چورون» بدست آمده‌اند، با یگدیگر جمع می‌شوند تا خیز و تنش کلی بدست بیاید.

با توجه به شکل (۲) یک ترک در نظر بگیرید به طول $2c$ روی

«چورون» که مخصوص رویه‌های چند لایه‌ای الاستیک است، بدست می‌آید [۱۴]. تابع‌ها را به ترتیب در رابطه (۲) جاگذاری می‌کنیم و بعد با حل عددی انتگرال توسط برنامه رایانه‌ای تحت عنوان «ترک»، مقدار K_I بدست می‌آید. اگر بار چرخ نسبت به خط ترک متقارن نباشد، روی سطح ترک در رویه بدون ترک شامل هر دو تنش قائم و برشی خواهد بود. دو تا از مدهای مربوط به ترک در یک ترک عمقی از یک نمونه رویه، مد باز شو I و مد خارج از صفحه یا مد پارگی III هستند.

با مقایسه‌ای که سیه و لیپوویتز^۱ (۱۹۶۸) انجام دادند، ضریب شدت تنش برای مد III، تحت کرنش صفحه‌ای محدود شده یا تنش صفحه‌ای تعمیم یافته، از رابطه‌ای شبیه رابطه (۲) بدست می‌آید:

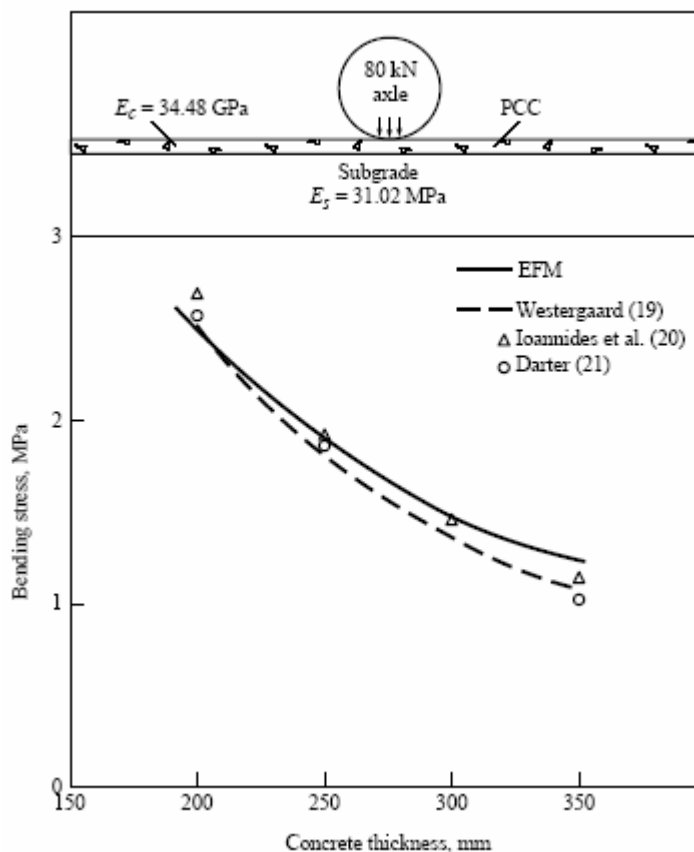
$$K_{III} = \int_0^c \tau(x) h(c, x) dx \quad (9)$$

که $\tau(x)$ تنش برشی روی سطح ترک است.

۳-۱) ترکیب مدهای انتشار ترک

وقتی مدهای I و III با هم ترکیب می‌شوند، ضریب شدت تنش معادل بدست آمده از نظریه تنش اصلی ماکزیمم به صورت زیر خواهد بود:

¹ Sih & Liebowitz



شکل (۵) - نمودار تنش‌های لبه نسبت به ضخامت دال بتنی (تحت بار ۸۰ kN بطوریکه سطح تماس چرخ مماس به لبه طولی است)

که l نصف طول ترک یا نصف طول درز می‌باشد. برای یک رویه که تحت بار متقارن دو چرخ قرار دارد (مطابق آنچه در شکل (۲-ا) دیده می‌شود)، رابطه متناظر به صورت زیر خواهد بود:

$$w_p = 2 \int_0^l \frac{K_I^2 (1-\nu^2) H}{P_w H} dc. \quad (15)$$

۳-۳) تغییر شکل در نقطه Q تحت بار اعمالی در

نقطه P

اگر بار چرخ در موقعیتی که در شکل (۲-ا) نشان داده شده است، وارد شود، خیز ناشی از آن در نقطه Q از قضیه متقابل در بحث الاستیسیته بدست می‌آید. این قضیه بیان می‌کند که مقدار تغییر شکل w_{PQ} در نقطه P ناشی از بارگذاری در نقطه Q برابر است با مقدار تغییر شکل w_{QP} در نقطه Q ناشی از بارگذاری در نقطه P. مادامیکه یک ترک بتواند فقط از طریق جمع تنش‌های مساوی و مختلف‌الجهت در یک دال ترک نخورده ایجاد شود، اصل جمع آثار قوا کاربرد دارد. در واقع، این اصل در هر سیستم الاستیک حتی با وجود ترک یا سوراخ بکار می‌رود [۱۷]. وقتی بارهای مساوی در دو نقطه P، P' و Q، Q' اعمال می‌شوند، خواهیم داشت:

یک دال بینهایت، تحت بار چرخ P_w در نقطه P، که به صورت متقارن نسبت به عمود منصف خط ترک اعمال می‌شود. رابطه بین تغییر تطابق^۱ سیستم الاستیک و یک رشد^۲ در طول ترک به اندازه $2dc$ تحت بار ثابت به صورت زیر داده می‌شود [۱]:

$$G = \frac{P_w^2}{2H} \frac{\partial J}{\partial (2c)} \quad (11)$$

که در این رابطه نرخ انرژی کرنش رها شده، H ضخامت رویه و J تطابق رویه است که طبق رابطه زیر بدست می‌آید:

$$J = \frac{w_p}{P_w} \quad (12)$$

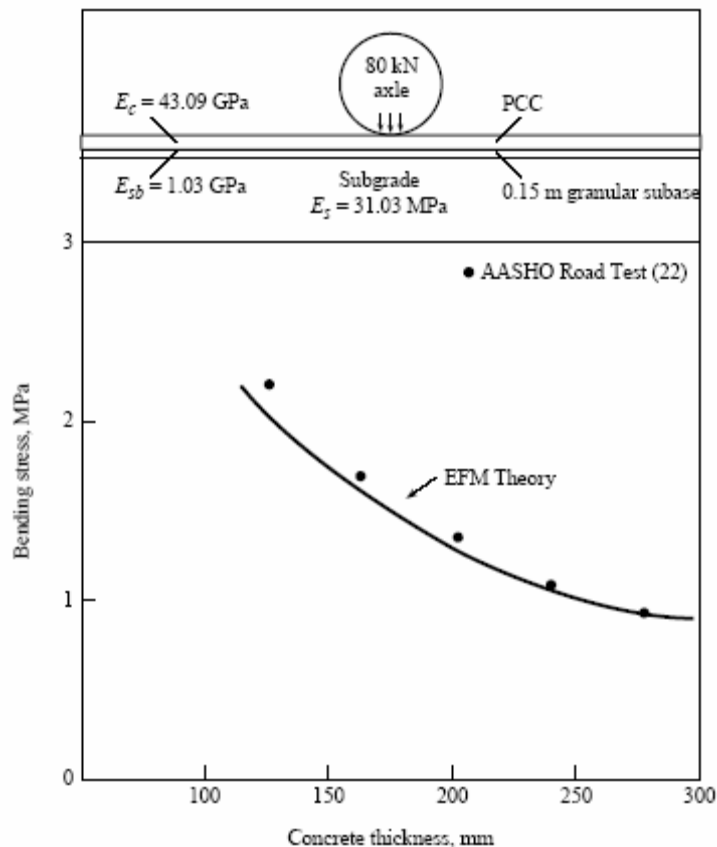
که w_p خیز رویه تحت بار چرخ است. با توجه به اینکه رابطه بین نرخ انرژی کرنش رها شده و ضریب شدت تنش برای کرنش صفحه‌ای به صورت زیر است:

$$G = \frac{K_I^2 (1-\nu^2)}{E} \quad (13)$$

تغییر در مقدار تغییر شکل رویه، در نقطه P تحت بار چرخ در محل درز یا ترک برای بارگذاری متقارن عبارتست از:

$$w_p = 4 \int_0^l \frac{K_I^2 (1-\nu^2) H}{P_w E} dc \quad (14)$$

¹ compliance
² increment



شکل (۶) - مقایسه تنش‌های لبه حاصل از نظریه EFM و روش آشتو

$$w_P = \frac{4(1-\nu^2)}{P_w E} \int_0^l (K_P^2) H dc \quad (18)$$

و خیز نقطه Q ناشی از اعمال بار P_w در نقطه P از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$w_{QP} = \frac{4(1-\nu^2)}{P_w E} \int_0^l (K_{IeqP} K_{IeqQ}) H dc. \quad (19)$$

اگر نقطه Q در محلی مطابق آنچه در شکل (۲-۲) دیده می‌شود، انتخاب شود، خیز آن برابر است با نصف مجموع خیزهای ناشی از دو بار مساوی که در دو طرف نقطه اعمال می‌شوند (شکل (۲-۲)).

۳-۴) تنش طولی در وسط درز طولی

تنش کششی ناشی از خمش که در اثر اعمال بار چرخ به لبه طولی ایجاد می‌شود و معمولاً ملاک طراحی رویه صلب قرار می‌گیرد، در وسط درز طولی اتفاق می‌افتد. شرط مرزی در یک درز بتنی همان تنش خمشی در جهت y روی سطح آزاد است که برابر صفر می‌باشد (شکل (۲-۲)). تنش‌هایی که به علت وجود درز پدیدار شده‌اند، باید با تنش‌های ناشی از بار اولیه مساوی، ولی از لحاظ جهت مختلف‌الجهت باشند، بطوریکه:

$$D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = M_y \quad (20)$$

که D سختی خمشی، M_y لنگر خمشی ناشی از بارگذاری اولیه

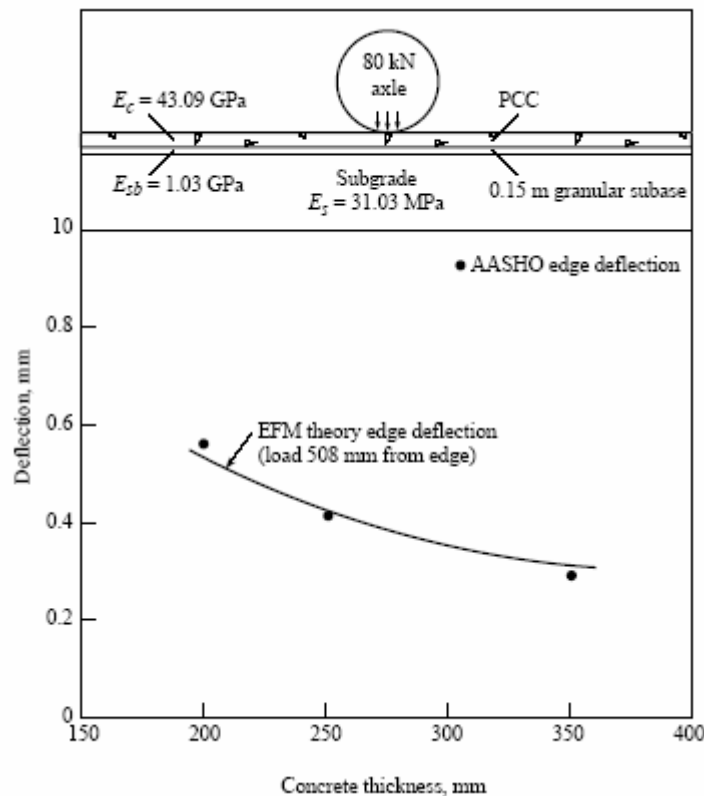
$$w_P + w_Q + 2w_{QP} = \frac{2(1-\nu^2)}{P_w E} \int_0^l (K_{IP} + K_{IQ})^2 H dc \quad (16)$$

که K_{IP} و K_{IQ} به ترتیب ضرایب شدت تنش برای ترک ناشی از بارگذاری در P و Q می‌باشند. به کمک روابط (۱۵) و (۱۶) مقدار خیز در نقطه Q ناشی از بارگذاری در نقطه P به صورت زیر بدست می‌آید:

$$w_{QP} = \frac{2(1-\nu^2)}{P_w E} \int_0^l (K_{IP} K_{IQ}) H dc. \quad (17)$$

بنابراین، پروفیل تغییرشکل یک دال بتنی در راستای عمود منصف ترک قابل محاسبه است.

اگر بار چرخ در نقطه‌ای مثل Q در راستای عمود منصف، طبق آنچه در شکل (۲-۲) دیده می‌شود، اعمال گردد، یک تنش خمشی به همراه یک تنش برشی در راستای سطح ترک ایجاد می‌شود. این باعث ایجاد تغییرشکل در دو مد I و III می‌شود. مقادیر K_I و K_{III} به ترتیب از روابط (۲) و (۹) بدست می‌آیند. ضرایب شدت تنش معادل برای مد I که از رابطه (۱۰) بدست می‌آیند، به ترتیب با K_{IeqP} و K_{IeqQ} نشان داده می‌شوند که عبارتند از ضرایب شدت تنش معادل برای مد I در اثر بارگذاری در نقاط P و Q . خیز نقطه P ناشی از اعمال بار P_w در نقطه P از رابطه زیر بدست می‌آید:



شکل (۷) - مقایسه خیز لبه بدست آمده از روش EFM و روش آشتو (تحت بار ۸۰ kN و در فاصله ۵۰۸ mm از لبه)

۴- بزرگی بار محور و موقعیت چرخ‌ها.

۵- نقاطی که تنش‌های برشی و خمشی آنها برای ما اهمیت

دارند.

۴-۲) خروجی داده‌ها

۱- تنش‌ها و تغییرشکل‌ها در نقاط خواسته شده در رویه

بدون درز (مثل برنامه «چورون» برای رویه‌های چند لایه‌ای

الاستیک).

۲- تنش‌ها و تغییرشکل‌ها در نقاط خواسته شده با در نظر

گرفتن درزها.

۳- ترکیب تنش‌ها و تغییرشکل‌های بدست آمده از نتایج بالا.

۵) نتایج تحقیقات

۵-۱) خیز و تنش خمشی لبه

۵-۱-۱) بررسی چند نمونه رویه بتنی: رویه‌های بتنی با

ضخامت متغیر بین ۲۰۳ mm تا ۳۵۵ mm مورد تجزیه و تحلیل قرار

گرفتند. در تمام موارد طول دال بتنی ۵/۹۰ m بود. مدول‌های

الاستیسیته بتن و مصالح زیراساس به ترتیب $E_c = 34/47$ GPa و

$E_s = 31/03$ MPa بودند. ضریب عکس‌العمل بستر از رابطه زیر

بدست می‌آید [۱۸]:

$$k = 3 \sqrt{\frac{E_s}{E_c}} \frac{E_s}{H(1-\nu^2)} \quad (24)$$

بوده و پسوند مربوط است به شرایط درز (طولی باشد یا عرضی).

مقدار عبارت $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$ از رابطه (۲۰) حاصل می‌شود. مشتق دوم خیز

نسبت به جهت x نیز از دیفرانسیل‌گیری جزئی از پروفیل خیز در

راستای لبه بدست می‌آید و یا از رابطه زیر:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 2 \frac{w_2 - w_1}{\Delta x^2} \quad (21)$$

که مقادیر w_1 و w_2 عبارتند از خیز در فاصله Δx از وسط دال.

لنگر خمشی در جهت x ناشی از وجود درز در وسط دال به

صورت زیر خواهد بود:

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (22)$$

مقدار لنگر خمشی جهت x در وسط دال یکی از تنش‌هایی است

که برای طراحی رویه مورد نیاز است. محاسبات مربوطه توسط

نرم‌افزار رایانه‌ای تحت عنوان «ترک» انجام می‌شود.

۴) نرم‌افزار رایانه‌ای

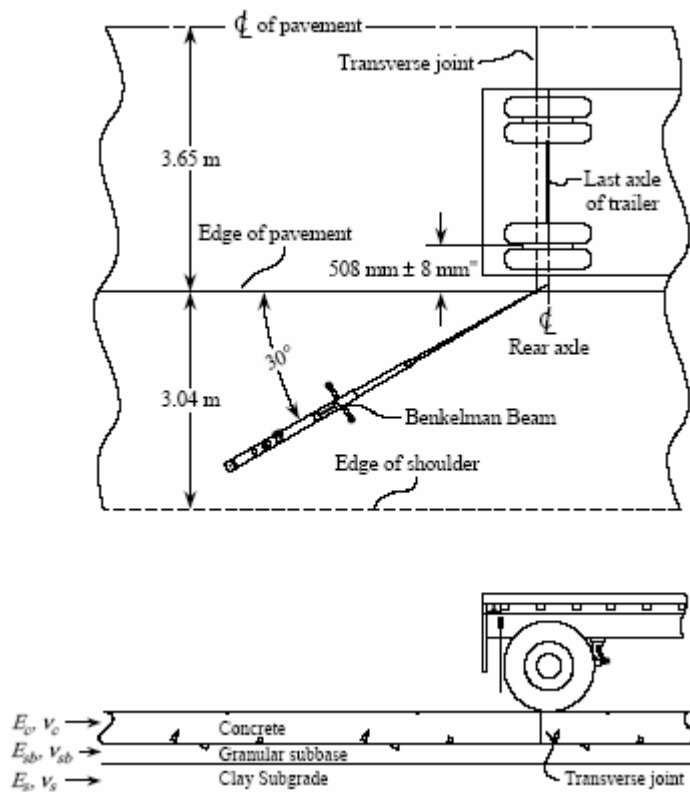
۴-۱) داده‌های ورودی

۱- مدول یانگ (مدول الاستیسیته) و ضریب پواسون برای

هر لایه.

۲- ضخامت هر لایه.

۳- ابعاد (طول و عرض) دال.



شکل (۸) - نحوه قرارگیری تیر بنکلمن برای اندازه‌گیری خیز ارتجاعی استاتیک طبق آشتو [۲۳].

بکار رفته است، در ضریب $1/75$ ضرب گردد [۲۲]. به هر حال منطق خاصی برای این کار وجود ندارد.

۲-۱-۵) آزمایش میدانی روسازی توسط آشتو:

روسازی‌های بتنی با ضخامت‌های متفاوت برای بدست آوردن تنش خمشی و تغییرشکل در وسط دال در جهت لبه طولی به هنگام اعمال بار چرخ در فاصله 508 mm از لبه، مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفتند. نتایج تنش‌های خمشی و تغییرشکل بدست آمده از روش EFM به همراه داده‌های آزمایشگاهی حاصل از روش آشتو، با همان بار محوری و در همان نقطه در شکل (۶) و (۷) آمده است [۲۳]. تطابق خوبی بین روش EFM و داده‌های آشتو ملاحظه گردید.

اندازه‌گیری مقدار تغییرشکل در گوشه روسازی طبق روش آشتو در محلی مانند آنچه در شکل (۸) نشان داده شده است، انجام شد. نتایج این اندازه‌گیری و همچنین نتایج مقادیر تغییرشکل طبق روش EFM به همراه داده‌های آزمایشگاهی در شکل (۹) ارائه شده است. مقادیر تغییرشکل‌های اندازه‌گیری شده شدیداً نسبت به زمان انجام آزمایش در طول روز حساس بودند. زیرا در اثر اختلاف دمای هوا، روسازی دچار اعوجاج^۴ می‌شد. فرض شده بود زمانیکه دمای بتن در $6/3$ میلی‌متری زیر سطح روسازی برابر دمای محیط

که k عبارت است از ضریب عکس‌العمل مصالح زیر اساس و مقدار آن برای تغییرشکل $0/42$ برابر مقدار k بدست آمده از رابطه بالا انتخاب گردید [۱۸]. نتایج تنش کششی در تار پایینی نمونه بتنی و تعیین تغییرشکل آن برای جميع پارامترهای زیر بدست آمد:

مدول الاستیسیته دال (GPa): 34.47, 27.58, 20.68

مدول الاستیسیته مصالح بستر (MPa): 68.95, 31.03, 13.79

ضخامت دال (mm): 356, 254, 203

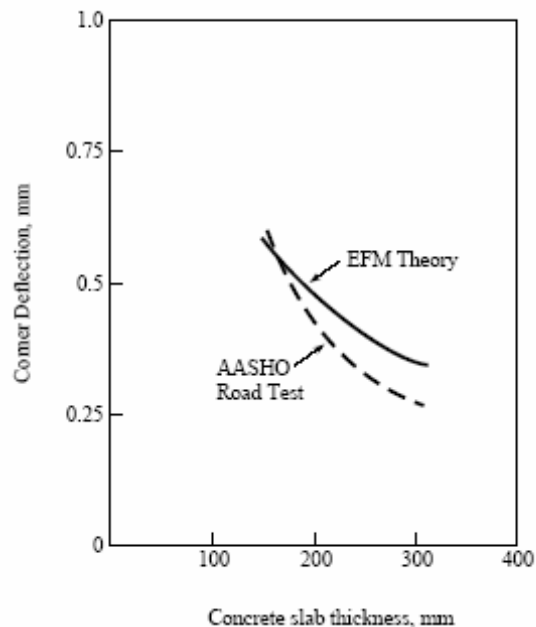
همانطور که به عنوان نمونه در شکل (۴) می‌بینید، در تمام موارد مطابقت خوبی بین تنش‌های بدست آمده از برنامه «چورون» و تنش‌های بدست آمده از روش وسترگارد وجود داشت. نتایج بدست آمده از روش EFM برای تنش‌های خمشی لبه رویه، وقتی که بار چرخ به صورت مماس بر وسط لبه طولی، واقع در بین درزهای عرضی، اعمال می‌شود، به همراه نتایج بدست آمده از نظریه وسترگارد و محاسباتی که طبق روش المان محدود توسط یوانیدز^۱ و همکارانش و دارتر^۲ انجام گرفته در شکل (۵) آمده است [۲۰، ۲۱]. بازهم تطابق خوبی بین نتایج وجود داشت. طبق تحقیقات هوانگ^۳ برای اینکه تطابق قابل قبولی بین نتایج بدست آمده از روش المان محدود و نتایج بدست آمده از نظریه وسترگارد وجود داشته باشد، باید مقدار k ، که برای محاسبه تنش‌های داخلی

¹ Ioannides

² Darter

³ Huang

⁴ warping



شکل (۹) - مقایسه خیزهای بدست آمده از دو روش EFM و آشتو ($E_c = ۴۳/۰۹$ GPa)

است، پیچیدگی^۱ روسازی صفر باشد. مشاهده می‌شود که تطابق بین پیش‌بینی‌های EFM و داده‌های آزمایشگاهی زمانی معقول است که تغییرات آزمایشگاهی زیاد بوده و انحراف استاندارد در حد ۳۷٪ باشد.

۶ نتیجه‌گیری

روش تابع وزن روشی است ساده و نتایج واقع‌گرایانه‌تری برای ضریب شدت تنش ارائه می‌دهد. مطابقت و همسانی خوب و قابل قبولی بین این روش و روش‌های نظریه وسترگارد، محاسبات المان محدود و نتایج روش آشتو وجود دارد. روش تحلیلی EFM که ترکیبی است از نظریه الاستیک چندلایه‌ای و تحلیل الاستیک، جهت بدست آوردن تنش در روسازی صلب راه‌ها و فرودگاه‌ها، بسیار ساده‌تر از روش المان محدود بوده و در این روش نیازی به انتخاب تصادفی یا دلخواه ضرایب عکس‌العمل مصالح بستر برای تعیین تنش در لبه روسازی نمی‌باشد.

^۱ curling

1. Broek, D. Elementary Engineering Fracture Mechanics, 4th ed. Martinus Nijhoff, Boston, 1984.
2. Kanninen, M. F. and Popelar, C. H., Advanced Fracture Mechanics. In *Oxford Engineering Science Series*. Oxford University Press, Oxford, 1985.
3. ACI SP-134, *Concrete Design Based Fracture Mechanics*, ed. Gerstle, W. and Bazant, Z. P., American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1992.
4. Ang, D. D., Folias, E. S. and Williams, M. L., The bending stress in a cracked plate on an elastic foundation. *Journal of Applied Mechanics*, 1963, **30**, 245-251.
5. Folias, E. S., On a plate supported on an elastic foundation and containing a finite crack. *International Journal of Fracture Mechanics*, 1970, **6**(3), 257-263.
6. Beukner, H. F., A novel principle for computation of stress intensity factors. *Z. Angew. Math. Mech*, 1970, **50**, 529-546.
7. Westergaard, H. M., Bearing pressures and cracks. *J. Appl. Mech.*, 1939, **6**, 49-53.
8. Petroski, H. J. and Achenbach, J. D., Computation of the weight function from a stress intensity factor. *Engineering Fracture Mechanics*, 1978, **10**, 257-266.
9. Gerner, F., Mattheck, C., Morawetz, P. and Munz, D., Limitations of the Petroski and Achenbach crack opening displacement approximation of the calculation of weight functions. *Engineering Fracture Mechanics*, 1985, **22**, 269-277.
10. Niu, X. and Glinka, G., On the limitations of the Petroski and Achenbach crack opening displacement approximation of the calculation of weight functions-do they really exist?. *Engineering Fracture Mechanics*, 1987, **26**, 701-706.
11. Niu, X., Some requirements on the reference loading with large stress gradient for the calculation of weight functions using the Petroski-Achenbach method. *Engineering Fracture Mechanics*, 1990, **36**(1), .
12. Wu, X. R., Approximate weight functions for center and edge cracks in finite bodies. *Engineering Fracture Mechanics*, 1984, **20**, 35-49.
13. Mattheck, C., Morawetz, P. and Munz, D., Stress intensity factor at the surface and at the deepest point of a semi-elliptical crack in plates under stress gradients. *International Journal Fracture*, 1983, **23**, 201-212.
14. Chevron Oil Co. Ltd., Ten Layer Elastic Stress Distribution in Flexible Pavements, 1978.
15. Sih, G. C. and Liebowitz, H., Mathematical theories of brittle fracture. In *Fracture*, 6. Academic Press, London, 1968.
16. De-Chang, T., Dan-Quan, L. and Jia-Ju, Z., Crack propagation under combined stress in three-dimensional medium. *Engineering Fracture Mechanics*, 1978, **16**(1), 5-17.
17. Timoshenko, S. and Woinowsky-Kreiger, S., *Theory of Plates and Shells*, McGraw Hill, New York, 1959.
18. Vesic, A. S. and Saxena, S. K., *Analysis of Structural Behavior of AASHO Road Test Rigid Pavements*, NCHRP 97, Highway Research Board, 1974.
19. Westergaard, H. M., New formulas for stresses in concrete pavements of airfields. *Transactions ASCE*, 1948, **113**, 425-444.
20. Ioannides, A. S., Thompson, M. R. and Barenberg, E. J., Westergaard solutions reconsidered. *Transportation Research Record*, 1985, **1063**, 13-23.
21. Darter, M. I., *Design of Zero-Maintenance Plain Jointed Concrete Pavements*, 1977, **253**.
22. Huang, Y. H., *Pavement Analysis and Design*. 805. Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1993.
23. AASHTO Road Test, Report 5-Pavement Research. *Highway Research Board Special Report*. 61E, 1972.