

MODEL PERAMBATAN RETAK PADA STRUKTUR PERKERASAN LENTUR DENGAN PENDEKATAN FRACTURE MECHANICS

Aloysius Tjan

ABSTRACT

State of the art of pavement design uses a mechanistic-empirical approach, which relates maximum tensile strain in the asphalt layer of the uncracked pavement to fatigue life. Research, has been done for many years to develop this relationship in the laboratory and calibrated it to field data. This method has been useful for pavement design, however the relationship is not mechanistically related to material properties. Fracture mechanics relates repetition of stress intensity factors, material properties to crack propagation rate. Fatigue life is obtained from the integration of crack propagation rate over the pavement thickness.

This research demonstrated that analysis of cracked pavement requires a three-dimensional model with friction interface at both the boundaries between the surface and the base course, and the two crack surfaces. Mode I stress intensity factor increases with crack length, until it reach a peak value. Beyond this point, the stress intensity factor starts declining. It depends on pavement structure, sometimes it finally becomes zero for c/h_1 less than 90% Mode II stress intensity factor grows similar to mode I, however it never drops to zero.

The analysis of state of stress of the uncracked portion of the pavement shows that yielding occurs on small area around the crack tip. This condition approves the uses linear elastic fracture mechanics for asphalt concrete. In the fatigue life analysis, three different traffic load positions must be considered, i.e.,

approaching the crack, over the crack, and leaving the crack. These different load positions produce mode I crack opening or mode II in-plane shear, or combination of both.

Stress intensity factor for mode I crack opening reaches peak value at c/h_1 between 0.3-0.4, while for mode II crack in-plane reaches the peak at a higher c/h_1 ratio, i.e. 0.7. The value of stress intensity factor is less for both modes on pavements with higher layer moduli.

The influence of mode I stress intensity factor is more dominant to crack propagation than mode II for 'weak' pavement structure, i.e. subgrade modulus 50 MPa. On contrary to the 'strong' pavement structure, i.e. subgrade modulus 150 MPa. Fatigue life, N , increases with lower value of constant n . In the analysis, relationship between n (material constant) vs. $\log N$ (=fatigue life) is linear. Higher the value of subgrade and base course moduli, it increases fatigue life.

In order to achieve a higher fatigue life, asphalt concrete with lower constant n is preferred. Higher fatigue life can also be achieved by improving the subgrade modulus. The effectiveness of improving subgrade to have a higher fatigue life increases with low constant n .

Pendahuluan

Sebelum awal tahun 1920-an, desain tebal perkerasan terutama berdasarkan pengalaman dimasa lalu. Dengan bertambahnya pengalaman, beberapa metode desain tebal pekerasan secara empiris dikembangkan. Batasan penggunaan dari metode seperti ini adalah harus sesuai dengan kondisi pengalaman tersebut diperoleh, seperti kondisi iklim, material yang digunakan, dan besarnya beban lalu-lintasnya.

AASHO Road Test adalah suatu uji perkerasan lentur dan perkerasan kaku di lapangan dengan skala penuh (Huang 1993). Tujuan dari uji tersebut adalah untuk memperoleh hubungan antara jumlah pengulangan beban lalu-lintas dengan kinerja perkerasan. Kemudian dibuat desain tebal perkerasan AASHO yang sangat terkenal. Desain tebal perkerasan ini diperoleh dari hubungan tersebut di atas yang telah diregresi. Karena jumlah pengulangan beban di AASHO Road Test ini terbatas, maka penggunaannya sangat terbatas. Agar dapat penggunaannya lebih luas, diperlukan proses ekstrapolasi, berdasarkan beberapa teori yang dapat mendukung dan

pengalaman di tempat lain.

Metode mekanistik empiris

Berlainan dengan metode AASHTO, metode Shell (1978) dan Asphalt Institute (1982) menggunakan pendekatan mekanistik empiris. Pendekatan mekanistik empiris adalah suatu metode yang mencari hubungan antara response mekanik yang berulang-ulang seperti tegangan dan atau regangan akibat beban lalu-lintas dengan kinerja perkerasan. Umumnya dicari korelasi antara pengulangan tegangan atau regangan akibat beban lalu-lintas tertentu dengan tingkat retak atau kedalaman alur. Akhirnya, metode Shell dan Asphalt Institute mengadopsi bahwa hubungan mekanistik yang paling baik adalah regangan tarik di bagian bawah dari lapis beraspal berkorelasi dengan tingkat retak atau leleh, serta regangan vertikal dibagian atas lapis tanah dasar berkorelasi dengan kedalaman alur. Hubungan umur leleh dengan regangan tarik tersebut dalam keadaan tanpa retak. Ketika retak mulai terjadi, regangan tariknya tetap diasumsikan sama seperti sebelumnya (tanpa retak). Sudah tentu hal ini tidak benar, karena ketika retak terjadi di ujung retak, tegangannya menjadi tak terhingga besarnya, demikian pula dengan regangannya.

Fracture Mechanics

Fracture mechanics adalah suatu metode yang menghubungkan antara perubahan *state of the stress* ketika retak tumbuh dengan properti bahan. Pada analisis perambatan retak, daerah ujung retak menjadi pusat perhatian, dimana terjadi tegangan yang tak terhingga (*singular*). Untuk dapat menganalisisnya tegangan ini dinyatakan dalam *stress intensity factor* (K). Kecepatan perambatan retak dapat diprediksi dari nilai K dan konstanta dari bahan yaitu A dan n . Selama K yang terjadi lebih kecil dari K_C (nilai kritisnya) maka retak akan tumbuh secara stabil. Ketika K mencapai K_C maka retak menjadi tidak stabil.

Majidzadeh (1970) dan Monismith et al. (1971) termasuk kelompok yang pertama kali mengaplikasikan *fracture mechanics* pada analisis struktur perkerasan. Salam dan Monismith (1972) serta Majidzadeh et al. (1976) melakukan studi yang lengkap mengenai properti campuran beraspal. Jacobs et al. (1992) melakukan studi desain lapis ulang berdasarkan pendekatan *fracture mechanics*. Studi besar yang dilakukan akhir-akhir ini adalah studi dari Lytton et al. (1993) yang mempublikasikan hasil penelitian aplikasi *fracture mechanics* pada struktur perkerasan lentur. Retak yang terjadi pada perkerasan merupakan masalah 3D, akan tetapi semua studi di atas mengasumsikan masalah ini dapat diselesaikan dengan pendekatan 2D.

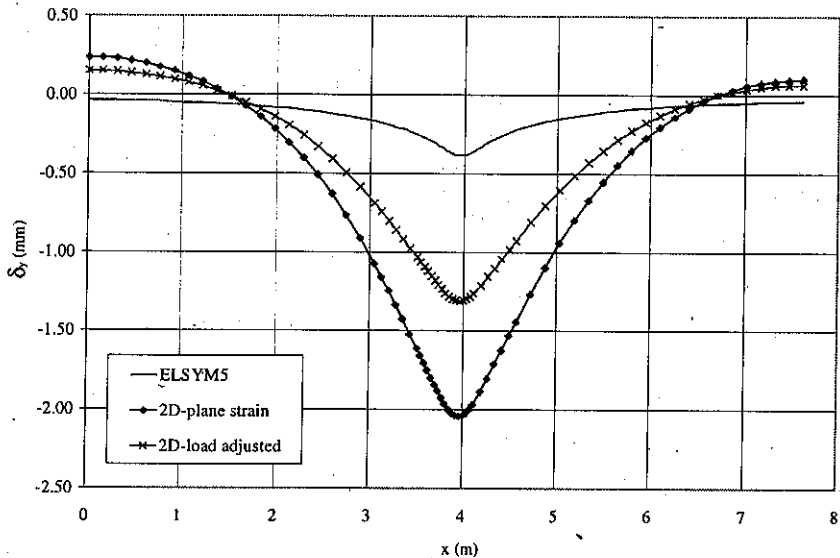
Model Perkerasan 2D

Lytton. et al. (1993) memodelkan struktur perkerasan sebagai masalah 2D *plane strain*. Beban lalu-lintas dimodelkan sebagai sebuah beban strip 305 mm (12 in) dengan tekanan pada bidang kontak yang seragam sebesar 482.6 kPa (70 psi). Model beban lalu-lintas yang lebih umum (bukan untuk analisis retak) adalah beban lingkaran, sehingga ini bukan lagi masalah 2D tetapi sudah 3D. Perbedaan antara model 2D *plane strain* dengan 3D pada analisis lendutan di permukaan, δ_y , dan tegangan horizontal di bagian bawah lapis beraspal (dipusat beban), σ_{xx} , ditunjukkan pada **Gambar 1** dan 2. Hasil seperti ini diperoleh pada struktur perkerasan seperti berikut:

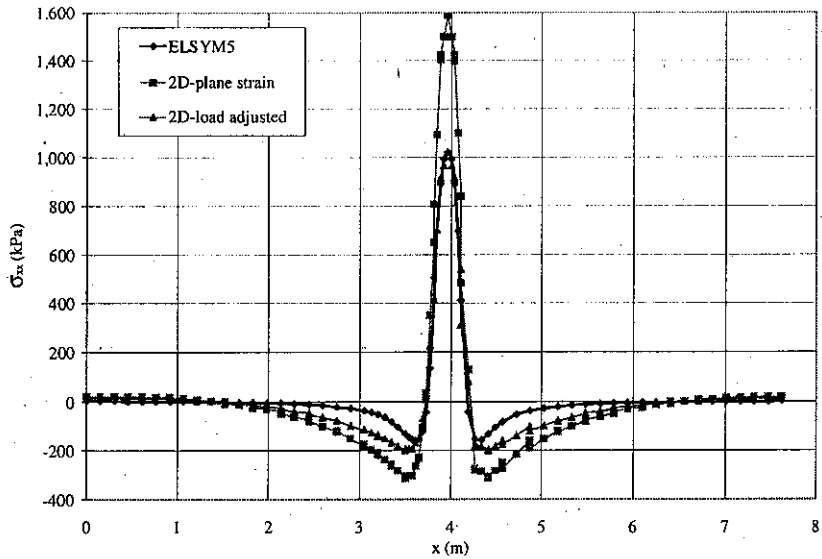
lapis permukaan, $h_1=101.6$ mm (4 in), modulus elastisitas, $E_1=6895$ MPa (1000 ksi), dan Poisson's ratio, $\nu_1=0.3$.

lapis ke dua, $h_2=304.8$ mm (12 in), $E_2=552$ MPa (80 ksi), $\nu_2=0.35$.

lapis tanah dasar (subgrade), $E_3=69$ MPa (10 ksi), $\nu_3=0.45$, dan tebal lapis tanah dasar untuk analisis dengan elemen hingga diasumsikan 7264 mm (286 in). Untuk analisis dengan model 3D digunakan program komputer ELSYM5.



Gambar 1 Perbandingan Lendutan di Permukaan antara Model 2D *Plane Strain* dengan 3D dengan dan tanpa Koreksi Tekanan Bidang Kontak



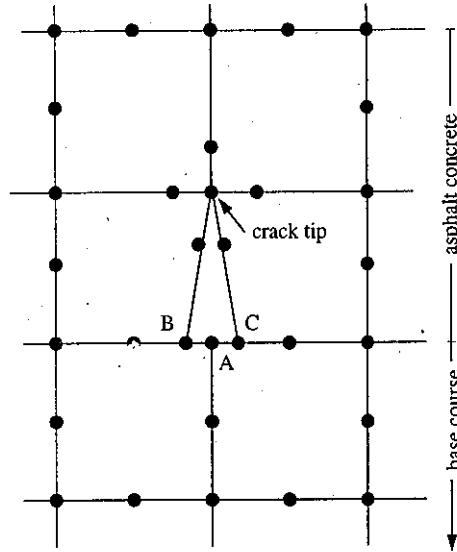
Gambar 2 Perbandingan σ_{xx} di Bagian Bawah Lapis Permukaan antara Model 2D *Plane Strain* dengan 3D dengan dan Tanpa Koreksi Tekanan Bidang Kontak

Jacobs et al. (1992) juga menggunakan model 2D *plane strain* dalam analisisnya, akan tetapi Jacobs melakukan koreksi tekanan pada bidang kontak sedemikian rupa sehingga σ_{xx} di bagian bawah lapis permukaan menjadi sama besar dengan hasil dari analisis 3D. Hal ini dapat terjadi dengan mengurangi tekanan pada bidang kontak dari 483 kPa (70 psi) menjadi 310 kPa (45 psi). Hasil dari δ_y dan σ_{xx} setelah koreksi tekanan pada bidang kontak ini terlihat pada **Gambar 1** dan **2**.

Pada analisis retak, Lytton et al. (1993) menggunakan *double node* tanpa menggunakan pegas pada *interface* lapis permukaan dan lapis ke dua, lihat **Gambar 3**. Jenis elemen yang digunakan agar diperoleh *singular stress* adalah *quarter point triangular singular element*. Pemilihan elemen seperti ini sesuai dengan hasil dari Henshell dan Shaw (1975) serta Barsoum (1976). Akan tetapi penggunaan *double node elements* pada *interface* dari lapis pertama dengan lapis ke dua tidak ditunjang oleh pustaka yang ada.

Studi lebih lanjut dari pengaruh beberapa model di *interface* kepada hasil analisis retak, dalam hal ini nilai *stress intensity factor* untuk *mode I*, K_I , pada model 2D dibahas oleh Tjan (1996). Hasil analisis tersebut menunjukkan bahwa *double node* tanpa pegas memberikan K_I tertinggi. Elemen pegas diantara *double node* memberikan K_I terkecil. Jika terdapat gesekan pada *interface* lapis pertama dan lapis ke dua, *stress*

intensity factor-nya tergantung kepada besarnya koefisien gesek yang digunakan. Makin tinggi koefisien gesek, makin rendah K_I .

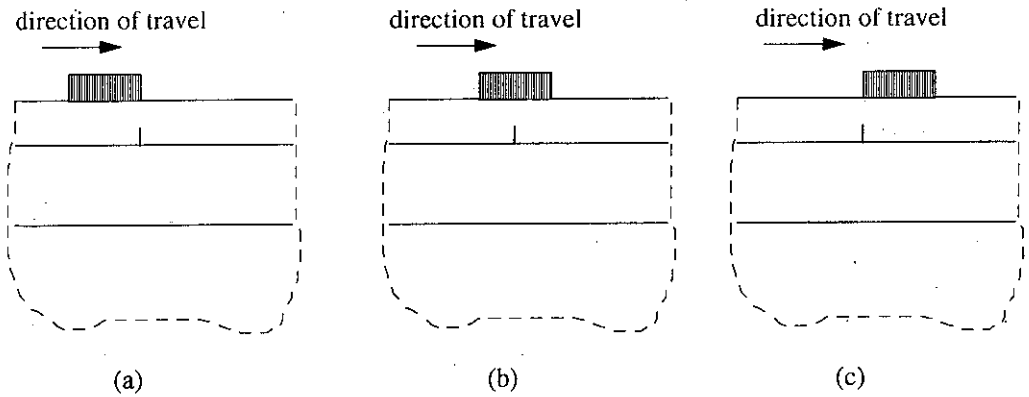


Gambar 3 Model Retak

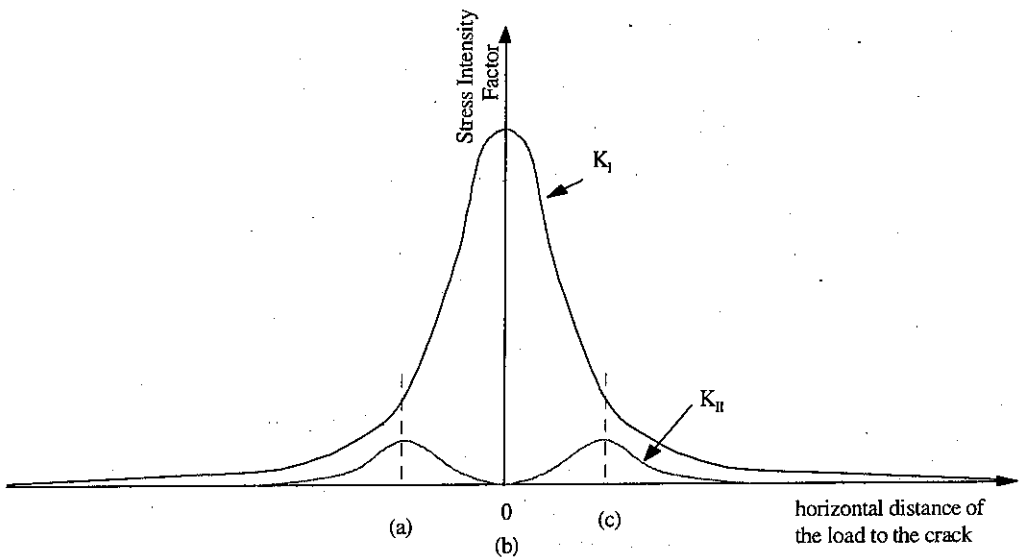
Model perkerasan 3D

Untuk melakukan analisis perkerasan yang retak, model elemen hingga harus dibuat dahulu. Pada awalnya model dibuat untuk perkerasan tanpa retak. Model elemen hingga ini dikalibrasi dengan hasil yang diperoleh dari program ELSYM5, sehingga hasil yang diperoleh dari ke duanya cukup dekat. *Twenty node brick element* untuk *interior element* dan *12 node infinite element* untuk exterior atau *boundary elements* telah digunakan dalam analisis. Setelah model ini memenuhi syarat, langkah berikutnya adalah memodelkan retak pada lapis pertama. Elemen disekitar ujung retak digunakan *twenty node brick element*. Agar diperoleh *singular stres*, node ditengah digeser seperempat panjang elemen ke arah ujung retak.

Pada perkerasan, kendaraan yang bergerak mendekati retak, berada di atas retak dan kemudian menjauhi retak seperti terlihat pada **Gambar 4**. Diasumsikan posisi retak berawal dari bagian bawah lapis pertama, dan bertambah panjang dalam arah vertikal, dan panjang retak adalah c . Panjang retak dalam arah horizontal dianggap tak terhingga. Arah lalu lintas diasumsikan dalam arah tegak lurus dari retak. Untuk panjang retak tertentu, *stress intensity factor* akan meningkat dengan mendekatnya beban lalu-lintas baik untuk mode I maupun untuk mode II, seperti pada **Gambar 5**.



Gambar 4 Posisi Beban Lalu-lintas Relatif Terhadap Retak



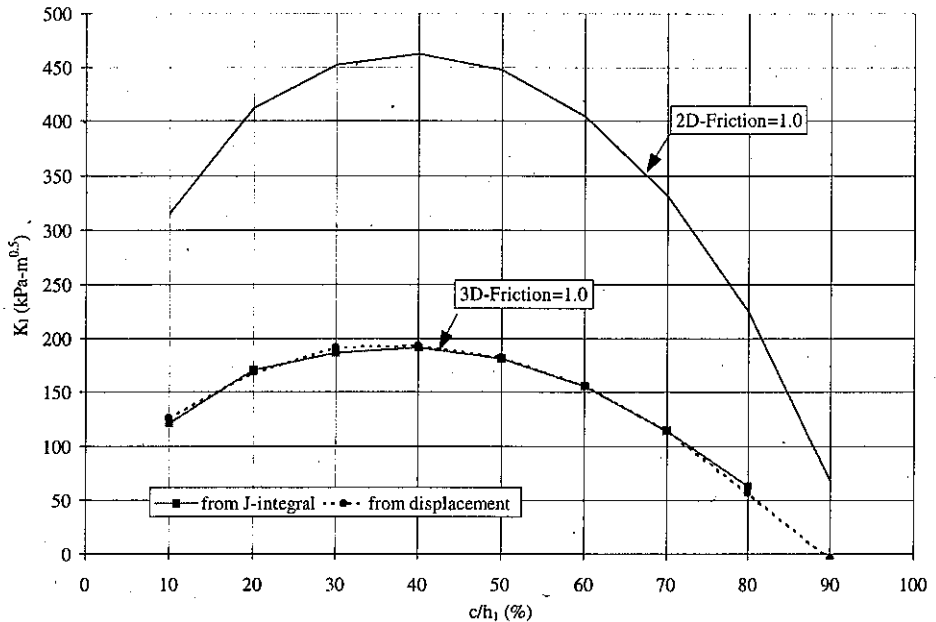
Note:

- (a) the load is approaching the crack
- (b) the center of load is under the crack
- (c) the load is leaving the crack

Gambar 5 Bentuk Tipikal *Stress Intensity Factor* K_I dan K_{II} Relatif Terhadap Posisi Retak

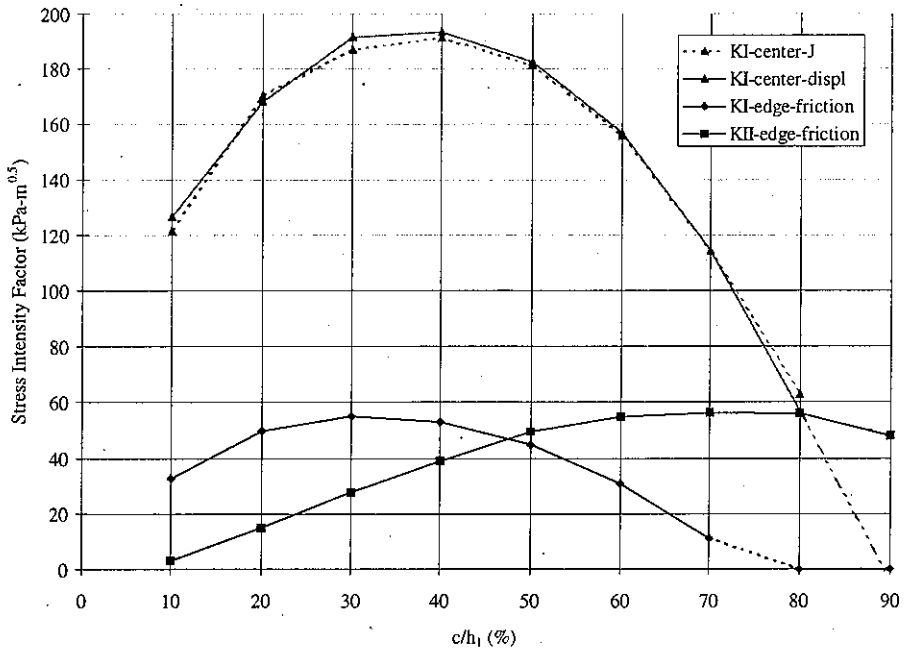
Ketika beban berada di atas retak, hasil K_I dari analisis 2D (dengan koreksi tekanan bidang kontak) dan model 3D terlihat pada **Gambar 6**. Pada saat ini K_{II} sama dengan nol. Analisis ini dibuat dengan kondisi koefisien gesek sama dengan 1. K_I untuk model 3D diperoleh dari *J-integral* dan *displacement method*. K_I untuk model 2D sekitar $2\frac{1}{2}$

kali lebih besar dari model 3D. Hal itu menunjukkan walaupun telah dilakukan koreksi tekanan pada bidang kontak, model 2D menghasilkan K_I yang tidak dapat diterima. Hasil ini menunjukkan bahwa analisis retak tidak dapat dilakukan dengan model 2D walaupun telah dilakukan koreksi tekanan bidang kontak. Sehingga model 3D harus digunakan dalam pemodelan perkerasan yang retak.



Gambar 6 Nilai Stress Intensity Factor untuk Model 2D *Plane Strain* (dengan koreksi tekanan bidang kontak) dan Model 3D-FEM

Ketika beban lalu-lintas mendekati retak, K_{II} akan maksimum ketika tepi dari beban kontak tepat di atas retak. K_I akan maksimum ketika pusat beban berada di atas retak. Hasil analisis K_I dan K_{II} dapat dilihat pada **Gambar 7**. Dalam analisis ini elemen pada daerah sekitar retak harus dimodifikasi, yaitu pada saat c/h_1 yang besar. Pada saat itu dengan model yang asli dapat terjadi permukaan retak menjadi overlap. Karena hal ini tidak mungkin terjadi, maka pada permukaan retak ditambahkan kemungkinan terjadinya gesekan antara ke dua permukaan retak tersebut. Dengan demikian retak tetap dapat tumbuh dan terbuka jika terjadi tarik, akan tetapi ketika mengalami tekan, tidak akan terjadi overlap. Koefisien gesek yang digunakan dalam analisis adalah sama dengan 1.



Gambar 7 *Stress Intensity Factor* pada Posisi Pusat Beban di atas Retak dan Tepi Beban di atas Retak

Ketika pusat beban berada tepat di atas retak, **Gambar 7** menunjukkan bahwa terdapat kondisi dimana terjadi puncak *stress intensity factor* pada c/h_1 sekitar 0.5. Ketika panjang retak bertambah besar, tegangan tarik mulai berkurang, bahkan pada suatu saat mengalami tekan. Ketika hal ini terjadi, pertumbuhan retak akan berhenti akibat *mode I*.

Ketika tepi bidang kontak berada di atas retak, c/h_1 vs K_I mempunyai bentuk yang mirip dengan kasus sebelumnya. Akan tetapi nilai K_I lebih kecil dari pada kasus pusat beban berada di atas retak. Selain mengalami *mode I*, pada posisi ini juga ada *mode II*, sehingga terdapat nilai K_{II} . Ketika K_I mulai berkurang nilainya, K_{II} masih terus bertambah besar nilainya ketika panjang retak tumbuh. Hal ini menjelaskan mengapa retak tetap tumbuh walaupun pada kasus sebelumnya dapat terjadi tegangan tekan.

Analisis tegangan-tegangan di sekitar retak mengalami tegangan yang melampaui tegangan leleh bahan perkerasan. Karena daerah yang mengalami hal ini terjadi disekitar ujung retak dan dimensinya kecil, maka walaupun material lapis

permukaan bukan material yang elastis, analisis dengan menggunakan analisis *linear elastic fracture mechanics* masih dapat ditolerir (Tjan, 1996).

Prediksi umur lelah

Hukum Paris paling sering digunakan dalam analisis pertumbuhan retak. Hukum ini dikemukakan oleh Paris dan Erdogan (1960):

$$\frac{dc}{dN} = A(\Delta K)^n$$

dengan:

ΔK adalah nilai perbedaan maksimum dari *stress intensity factor* antara saat pembebanan dan tan beban, dan

A, n adalah konstanta bahan.

Untuk tiap lintasan beban lalu-lintas, akan terjadi 1 nilai maksimum K_I yaitu pada saat pusat beban berada di atas retak. Ketika tidak ada beban besarnya $K_I = 0$, maka $\Delta K_I = K_I$. Ada dua nilai maksimum untuk K_{II} yang sama besar yaitu ketika beban mendekati retak dan ketika beban meninggalkan retak. Jika nilai maksimum mode II adalah K_{II} , maka $\Delta K_{II} = K_{II}$. Jika diasumsikan panjang retak awal adalah c_0 . Ketika beban lalu-lintas mendekati beban, dan *stress intensity factor*-mode II menjadi maksimum, retak akan tumbuh dari c_0 menjadi $c_1 = c_0 + A_2(K_{II})^{1/z}$. Karena nilai K_{II} tergantung pada panjang retak, K_{II} diperoleh pada saat panjang retak sama dengan c_0 . Ketika pusat beban berada di atas retak, retak tumbuh lebih lanjut menjadi $c_1 = c_1 + A_1(K_I)^{1/n} = c_0 + A_2(K_{II})^{1/z} + A_1(K_I)^{1/n}$. Nilai K_I diperoleh dari panjang retak sama dengan c_1 . Akhirnya ketika beban meninggalkan retak, retak tumbuh menjadi $c_1 = c_1 + A_2(K_{II})^{1/z}$. Nilai K_{II} diperoleh ketika panjang retak sama dengan c_1 .

Jadi setelah satu lintasan beban lalu-lintas, panjang retak akan tumbuh dari c_0 menjadi c_1 . Proses pertumbuhan retak seperti itu akan terjadi setiap kali beban lalu-lintas melintas di atas retak. Untuk perhitungan umur lelah, pengulangan beban akan berhenti pada saat retak mencapai permukaan. Akan tetapi karena adanya batasan dalam analisis numerik, analisis retak sampai permukaan tidak dimungkinkan. Sehingga analisis umur lelah dihentikan ketika $c/h_1 < 0.9$.

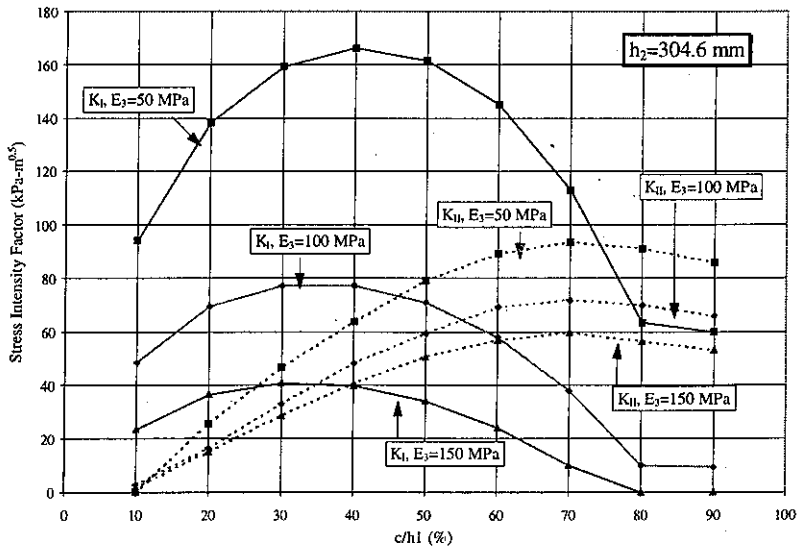
• aplikasi Struktur perkerasan

Diasumsikan ada suatu perkerasan lentur dengan tebal lapis permukaan $h_1=101.6$ mm (4 in), $h_2=304.8$ mm (12 in), dan $E_1=6000$ MPa (870 ksi). Lapis pondasi dan lapis tanah dasar mempunyai modulus yang bermacam-macam yaitu:

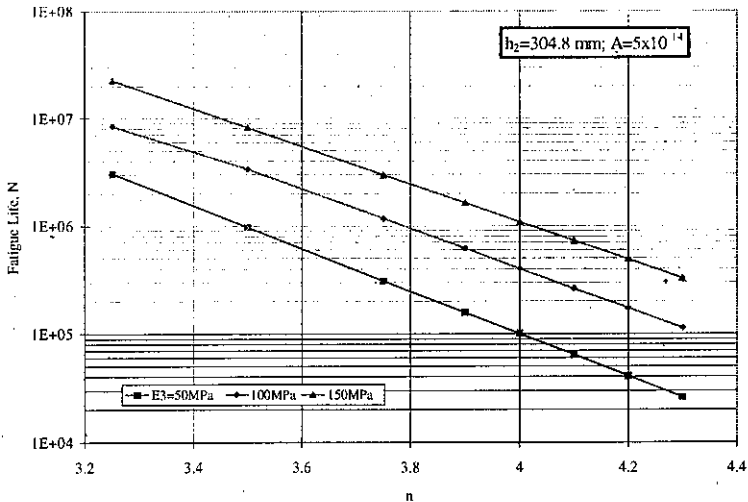
- $E_2=131.2$ MPa (19 ksi), $E_3=50$ MPa (7.25 ksi);
- $E_2=262.3$ MPa (38.05 ksi), $E_3=100$ MPa (14.5 ksi); dan
- $E_2=393.5$ MPa (57.07 ksi), $E_3=150$ MPa (21.76 ksi).

Struktur perkerasan ini dianalisis pada berbagai nilai c/h_1 dan didapat nilai maksimum K_I dan K_{II} dengan beban lalu-lintas standar yaitu sumbu tunggal 80 kN dengan tekanan pada bidang kontak 482.6 kPa (70 psi).

Model elemen hingga untuk perkerasan tanpa retak dikalibrasi sehingga diperoleh hasil yang mendekati hasil dari ELSYM5. Setelah diperoleh hasil yang memuaskan, modifikasi model dilakukan untuk membuat model retak, dengan koefisien gesek sama dengan 1 baik pada *interface* lapis permukaan dengan lapis pondasi, maupun pada permukaan retak. Hasil yang diperoleh untuk K_I dan K_{II} adalah seperti pada **Gambar 8**. Analisis numerik umur lelah dilakukan dengan asumsi konstanta bahan lapis pertama adalah $A = A_1 = A_2 = 5 \times 10^{-4}$. Umur lelah untuk berbagai konstanta n adalah seperti pada **Gambar 9**.



Gambar 8 Stress Intensity Factors, K_I dan K_{II} , untuk Perkerasan dengan $h_1=101.6$ mm, $h_2=304.6$ mm.



Gambar 9 Umur Lelah Untuk berbagai Konstanta n, Pada Perkerasan dengan $h_1=101.6$ mm, $h_2=304.8$ mm, dan $A=5 \times 10^{-14}$

KESIMPULAN

- Perambatan retak pada perkerasan harus dilakukan dengan model 3D,
- *Stress intensity factor* pada *mode I* mencapai nilai maksimum pada saat c/h_1 berada di antara 0.3-0.4, sedangkan untuk *mode II* nilai puncaknya terjadi pada saat c/h_1 0.7,
- Nilai *stress intensity factor* menjadi lebih kecil pada perkerasan dengan modulus yang lebih besar,
- Pengaruh dari *stress intensity factor* pada *mode I* lebih dominan untuk menyebabkan perambatan retak daripada *mode II* pada struktur perkerasan yang 'lemah' seperti perkerasan yang dibuat pada lapis tanah dasar 50 MPa. Hasil sebaliknya terjadi pada perkerasan yang 'kuat' misalnya pada perkerasan yang dibuat pada lapis tanah dasar 150 MPa,
- Umur lelah, N, meningkat pada konstanta n yang kecil. Hubungan antara nilai n dan log N linier, dan
- Lapis tanah dasar dan lapis pondasi yang baik (mempunyai modulus yang besar) meningkatkan umur lelah.

REFERENSI

- Asphalt Institute. 1982. Research and Development of the Asphalt Institute's Thickness Design Manual MS-1 Ninth Edition. *Research Report*. RR-82-2. College Park, MD: Asphalt Institute.
- Barsoum, R.S. 1976. On the Use of Isoparametric Finite Elements in Linear Fracture Mechanics. *Int. Journal Numer. Meth. In Eng.* 10.
- Hensell, R.D., dan K.G. Shaw. 1975. Crack Tip Finite Elements are Unnecessary. *Int. Journal Numer. Meth. in Eng.* 9.
- Huang, Y.H. 1993. *Pavement Analysis and Design*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall
- Jacobs, M.M.J., A.H. de Bondt, A.A.A. Molenaar, dan P.C. Hopman. 1992. Cracking in Asphalt Concrete Pavements. *Proc. on 7th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*. 1:89-105.
- Lytton, R.L., J. Uzan, E.G. Fernando, R. Roque, D. Hiltunen, dan S.M. Stoffels. 1993. Development and Validation of Performance Prediction Models and Specifications for Asphalt Binders and Paving Mixes. *SHRP-A-357*. Washington, D.C.: National Research Council.
- Majidzadeh, K. 1970. Analysis of Fatigue and Fracture of Bituminous Paving Mixtures. *Final Report of Project RF 2845*. Phase I. Ohio State University Research Foundation.
- Majidzadeh, K., M. Dat, dan F. Makdisi-Ilyas. 1976. Evaluation of Improved Mixture Formulations. and the Effect of Temperature Conditions on Fatigue Models. *Application of Fracture Mechanics*
- JURNAL PENELITIAN UNPAR, NO. 4 JANUARI 1998 73
- Monismith, C.L., R.G. Hicks, dan Y.M. Salam. 1971. Basic Properties of Pavement Components. *FHWA Report RD-72-19*. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.
- Paris, P.C., dan F. Erdogan. 1960. A Critical Analysis of Crack Propagation Laws. *Journal of Basic Engineering*. 85:528-534.
- Salam, Y.M., dan C.L. Monismith. 1972. Fracture Characteristics of Asphalt Concrete. *Proc. in Association of Asphalt Paving Technologists*. 41:215-256.
- Shell. 1978. *Shell Pavement Design Manual-Asphalt Pavements & Overlays for Road Traffic*. London: Shell International Petroleum.
- Tjan, A. 1996. Crack Propagation Modeling in Flexible Pavement Structures. *PhD Dissertation*. Arizona State University. Tempe, AZ.