

# JURNAL LITBANG JALAN

VOLUME 21 No. 2

ISSN : 0216 – 4124

JULI 2004

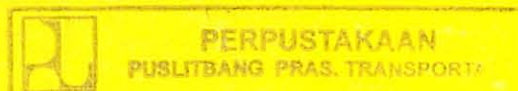
## DAFTAR ISI

<b>PENGANTAR REDAKSI</b> .....	i
<b>KEBUTUHAN AGREGAT UNTUK PERKERASAN LENTUR DAN PERKERASAN KAKU (BETON SEMEN)</b> .....	1
<i>Oleh : Furqon Affandi</i>	
<b>PENGARUH DRAINASE JALAN (SALURAN SAMPING) TERHADAP TINGKAT GETARAN LALU LINTAS</b> .....	8
<i>Oleh : Agus Bari Sailendra</i>	
<b>KAJIAN EKSPERIMENTAL DAKTILITAS STRUKTUR RANGKA BAJA TIPE PORTAL TERBUKA, PORTAL DIPERKAKU KONSENTRIK DAN PORTAL DIPERKAKU EKSENTRIK</b> .....	15
<i>Oleh : Setyo Hardono, Adang Surahman, Muslinang Moestopo</i>	
<b>FAKTOR - FAKTOR YANG MEMPENGARUHI MODULUS KEKAKUAN RESILIEN CEMENT TREATED ASPHALT MIXTURE</b> .....	28
<i>Oleh : R. Anwar Yamin</i>	
<b>ALTERNATIF PENANGANAN LALU LINTAS JALUR PANTURA PADA AREA RIBBON DEVELOPMENT</b> .....	34
<i>Oleh : Erwin Kusnandar</i>	
<b>PENGARUH TEMPERATUR TINGGI TERHADAP KINERJA CAMPURAN BETON ASPAL</b> .....	42
<i>Oleh : Nono, Y. Ronny P. A.</i>	
<b>PENANGANAN EROSI SUNGAI TERHADAP BADAN JALAN DENGAN MATRAS BETON</b> .....	49
<i>Oleh : Oman Suherman</i>	
<b>METODE KOLOM GROUTING UNTUK MENGATASI LIKUIFAKSI TANAH DI BAWAH PONDASI</b> .....	53
<i>Oleh : M. Suherman</i>	
<b>PENGAJIAN PENGELOLAAN LINGKUNGAN JALAN DI KAWASAN HUTAN LINDUNG (BEDUGUL BALI)</b> .....	60
<i>Oleh : Lanalyawati</i>	



DEPARTEMEN PERMUKIMAN DAN PRASARANA WILAYAH  
BADAN PENELITIAN DAN PENGEMBANGAN  
PUSAT PENELITIAN DAN PENGEMBANGAN PRASARANA TRANSPORTASI

Jl. A.H. Nasution No. 264, Kotak Pos 2 Ujungberung - Bandung 40294, Telp. (022) 7802251, Fax (022) 7802726, e-mail : pusjal@melsa.net.id



ISSN 0216 - 4124

# **JURNAL LITBANG JALAN**

**Volume 21 Nomor 2 Juli 2004**

## **PELINDUNG**

Kepala Pusat Litbang Prasarana Transportasi

## **PEMIMPIN UMUM / PEMIMPIN REDAKSI**

Kepala Bidang Pelayanan IPTEK

## **DEWAN REDAKSI / DEWAN PENILAI**

Furqon Affandi, M. Sjahdanulirwan, Salim Mahmud, Heddy Rahadian,  
Saroso BS, GJW. Fernandez, Agus Bari Sailendra, Hikmat Iskandar,  
Nani Kusminingrum, Lanny Hidayat, Lanneke Tristanto, Nandang Samsudin

## **REDAKSI PELAKSANA**

Nyoman Suaryana, Tonny Hedytono, Ipah Saripah,  
Yeyeh Kursiyah, Ade Romli

**Diterbitkan Oleh :**

**PUSAT LITBANG PRASARANA TRANSPORTASI  
BADAN PENELITIAN DAN PENGEMBANGAN KIMPRASWIL  
DEPARTEMEN PERMUKIMAN DAN PRASARANA WILAYAH**

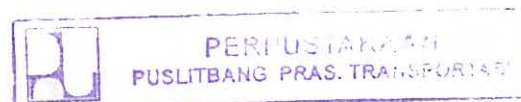
Jalan Raya Timur No. 264, Kotak Pos 2 Ujungberung

Telepon : (022) 7802251-7802252-7802253

e-mail : [pusjal@melsa.net.id](mailto:pusjal@melsa.net.id)

Facsimile : (022) 7802726

**BANDUNG 40294**





## PENGANTAR REDAKSI

**P**rasarana transportasi merupakan faktor utama yang memperlancar kegiatan ekonomi guna meningkatkan kesejahteraan masyarakat. Untuk mencapai hal tersebut telah banyak dibangun sarana jalan di berbagai daerah, dimana salah satu jenis perkerasan jalan tersebut ialah perkerasan beton semen atau yang dikenal juga dengan sebutan perkerasan kaku. Pada saat pembangunan jalan seringkali dijumpai kesulitan dalam mendapatkan bahan agregat yang memenuhi untuk perkerasan yang diperlukan, baik mengenai mutu ataupun ketentuan ukurannya. Hal ini tentunya akan mempengaruhi kinerja perkerasan tersebut.

Jurnal Litbang Jalan terbitan kali ini mengetengahkan tulisan mengenai hal di atas, selain tulisan mengenai masalah lingkungan serta tulisan tulisan lainnya yang tidak kalah menariknya. Tulisan-tulisan hasil penelitian yang menarik untuk dijadikan bahan referensi bagi para engineer di lapangan, peneliti, pengajar dan mungkin bagi para pengambil kebijakan di bidang prasarana transportasi adalah :

- Kebutuhan Agregat Untuk Perkerasan Lentur dan Perkerasan Kaku (Beton Semen)
- Pengaruh Drainase Jalan (Saluran Samping) Terhadap Tingkat Getaran Lalu Lintas
- Kajian Eksperimental Daktilitas Struktur Rangka Baja Tipe Portal Terbuka, Portal Diperkaku Konsentrik dan Portal diperkaku Eksentrik
- Faktor - Faktor Yang Mempengaruhi Modulus Kekakuan Resilien Cement Treated Asphalt Mixture
- Alternatif Penanganan Lalu Lintas Jalur Pantura Pada Area Ribbon Development
- Pengaruh Temperatur Tinggi Terhadap Kinerja Campuran Beton Aspal
- Penanganan Erosi Sungai Terhadap Badan Jalan Dengan Matras Beton
- Metode Kolom Grouting Untuk Mengatasi Likuifaksi Tanah di Bawah Pondasi
- Pengkajian Pengelolaan Lingkungan Jalan di Kawasan Hutan Lindung (Bedugul Bali)

Semoga bermanfaat dan terima kasih.

*Pemimpin Redaksi*



## KEBUTUHAN AGREGAT UNTUK PERKERASAN LENTUR DAN PERKERASAN KAKU (BETON SEMEN)

*Furqon Affandi*

### **RINGKASAN**

Jenis perkerasan jalan yang umum dikenal ialah perkerasan lentur dan perkerasan kaku (beton semen), dimana perkerasan kaku di Indonesia relatif baru dan belum begitu banyak dibandingkan perkerasan lentur. Sementara itu banyak tempat di Indonesia yang mengalami kesulitan agregat untuk bahan jalan sehingga perlu mendatangkan dari tempat yang cukup jauh sampai dari luar pulau, yang mana hal ini akan mendatangkan kesulitan bagi kelancaran pelaksanaan dan juga akan menyebabkan biaya pemeliharaan jalan itu menjaditinggi.

Tulisan ini membahas keperluan bahan agregat bagi perkerasan lentur dan perkerasan kaku berdasarkan analisa perencanaan tebal perkerasan untuk masing masing jenis perkerasan tersebut sesuai dengan lalu lintas yang perlu dilayaninya. Pembahasan menunjukkan perkerasan kaku memerlukan agregat yang lebih sedikit dari pada perkerasan lentur, hanya sekitar antara 42 % dan 75 % nya.

### **SUMMARY**

There are two types of pavement that commonly used, namely flexible and rigid pavement. However rigid pavement is relatively new and rarely used in Indonesia compared to the flexible pavement. Meanwhile, there are many parts in Indonesia experiencing difficulty of aggregate for road material. Therefore it need imported from others areas or island. These situations not only lead to the problem of the implementation but also to the high cost of road construction. The paper discuss the need of aggregate for flexible and rigid pavement based on the analysis of pavement thickness design for each type suited to the traffic loading. Discussion indicates that rigid pavement need material not so much as for flexible pavement, just only between 42 % and 75% from flexible pavement.

## **I. PENDAHULUAN**

Perkerasan jalan yang dikenal sampai saat ini, ialah perkerasan lentur dengan bahan pengikat aspal dan perkerasan kaku dengan bahan pengikat semen. Di Indonesia perkerasan lentur lebih lama dikenal dan lebih banyak digunakan dibandingkan dengan perkerasan kaku. Perkerasan kaku di Indonesia baru dimulai sejak tahun 1985 an, dengan jumlah panjang ruas jalan yang relatif masih sangat pendek.

Kedua jenis perkerasan ini walaupun menggunakan bahan pengikat yang berbeda, namun tetap memerlukan bahan dasar lainnya yang sama yaitu agregat, dimana agregat pada kedua jenis perkerasan ini merupakan bahan perkerasan dengan proporsi yang paling besar. Di beberapa tempat di Indonesia ditemui kesulitan untuk mendapatkan agregat untuk bahan perkerasan jalan, sehingga harus mendatangkan dari tempat lain atau kadang kadang harus didatangkan dari luar pulau, dimana hal ini akan menyebabkan keterlambatan dalam masa

pelaksanaan konstruksi dan juga akan meningkatkan biaya konstruksi perkerasan jalan tersebut.

Kendala ini merupakan suatu tantangan yang harus dicari penyelesaiannya, dengan cara mendapatkan jenis perkerasan jalan yang menggunakan agregat yang lebih sedikit, namun memberikan kinerja dan masa pelayanan yang memadai. Hal ini diharapkan dapat memberikan bantuan pemecahan terhadap permasalahan tersebut diatas khususnya untuk daerah daerah yang mengalami kesulitan agregat sebagai bahan perkerasan jalan.

## **II. PERKERASAN KAKU DAN PERKERASAN LENTUR**

### **2.1 Perkerasan kaku**

Perkerasan kaku dapat dibedakan atas tiga jenis, yaitu perkerasan kaku bersambung tanpa tulangan, perkerasan kaku bersambung dengan tulangan dan perkerasan menerus dengan tulangan. Perbedaan ketiga jenis perkerasan itu



antara lain didasarkan pada panjang pelat dimana perkerasan bersambung tanpa tulangan mempunyai ukuran panjang pelat yang lebih pendek dari perkerasan bersambung dengan tulangan dan bahkan jauh lebih pendek dari perkerasan menerus dengan tulangan. Di Indonesia jenis perkerasan kaku yang umum digunakan ialah perkerasan bersambung tanpa tulangan, dikarenakan alasan kemudahan dan biaya konstruksi yang lebih murah.

Perkerasan kaku terdiri dari satu lapis atau dua lapis, yaitu lapisan pondasi dan atau lapisan pelat betonnya sendiri. Beban pada perkerasan kaku sebagian besar dipikul oleh pelat beton, sedangkan lapisan pondasi pada perkerasan kaku ini dimaksudkan untuk membuat daya dukung menjadi lebih seragam, untuk mencegah pumping dan juga untuk lantai kerja sehingga pelaksanaan akan lebih baik dan lancar. Lapis pondasi itu bukan dimaksudkan untuk menaikkan daya dukung lapisan itu sendiri dengan harapan tebal pelat beton yang diperlukan akan menjadi lebih tipis.

Dikarenakan kekakuan pelat beton sangat tinggi dibandingkan dengan kekakuan campuran beraspal, dimana modulus beton sekitar sepuluh kali lebih besar dari modulus aspal beton, maka tegangan yang distribusikan ke lapisan dibawahnya akan menjadi sangat kecil. Kekakuan pelat yang tinggi, akan memberikan keperluan ketebalan pelat menjadi lebih tipis dibandingkan dengan lapisan perkerasan lain yang mempunyai kekakuan atau modulus elastisitas yang lebih rendah untuk beban lalu lintas yang sama.

Dalam perhitungan tebal pelat beton pada perkerasan kaku, pengaruh kekuatan lapisan pondasi kadang kadang tidak diperhitungkan, walaupun ada juga yang memperhitungkannya dengan cara menggabungkan dengan daya dukung tanah dasar menjadi daya dukung atau modulus komposit yang merupakan salah satu parameter perencanaan tebal pelat beton yang diperlukan sesuai dengan beban lalu lintas yang harus dipikulnya.

## 2.2 Perkerasan lentur

Perkerasan lentur pada umumnya terdiri dari tiga lapis, dengan susunan lapis pondasi, lapis pondasi atas dan lapis permukaan. Pada umumnya lapis permukaan ialah lapisan beraspal sedang lapis pondasi dan lapis pondasi atas umumnya terdiri dari lapis pondasi agregat atau bahan stabilisasi. Perkerasan ini berfungsi untuk mendistribusikan beban roda kendaraan ke tanah dasar sedemikian rupa sehingga tegangan yang terjadi pada tanah dasar masih dibawah daya dukung dari tanah dasar tersebut, sehingga jenis dan tebal masing masing lapisan merupakan faktor penting pada perkerasan lentur ini. Pada umumnya tebal lapis beraspal dan lapis pondasi diambil sesuai dengan batas batas minimum berdasarkan nilai Structural

Number ( SN ) atau Indeks Tebal Perkerasan ( ITP) yang dibutuhkan Tebal lapis pondasi bawah disesuaikan dengan kebutuhan perencanaan, dimana hal ini dimaksudkan untuk mendapatkan konstruksi perkerasan yang ekonomis, karena bahan untuk lapisan permukaan dan lapisan pondasi lebih mahal dari bahan lapisan pondasi bawah.

Dalam penyebaran beban roda ke lapisan tanah dasar, lapisan pondasi mempunyai peran yang sangat besar, sehingga ketebalan, jenis serta kualitas lapisan ini perlu diperhatikan.

## III. DASAR PERENCANAAN PERKERASAN KAKU DAN PARAMETERNYA

### 3.1 Perencanaan perkerasan kaku

Perencanaan perkerasan kaku secara umum meliputi antara lain :

- Penentuan tebal lapisan pondasi
- Penentuan ukuran pelat dan panjang antar sambungan melintang
- Penentuan tebal pelat beton
- Penentuan besar dan jumlah ruji ( *dowel* ) dan batang pengikat ( *tie bars* )
- Penentuan besar dan jarak tulangan memanjang serta melintang ( bila menggunakan tulangan )

Pada perencanaan tersebut diperlukan data daya dukung tanah dasar yang dinyatakan dengan modulus reaksi tanah dasar ( $M_R$ ), modulus reaksi komposit (  $k$ ), mutu beton yang dinyatakan oleh kuat tarik lentur atau kuat tekan, mutu baja dan kualitasnya, besar dan tipe beban lalu lintas yang harus dipikul serta kondisi lingkungan dimana jalan tersebut akan dibangun.

Ada beberapa metoda untuk perhitungan perkerasan kaku antara lain AASHTO, NAASRA, PCA dengan menggunakan nomogram nomogram atau rumus rumus yang telah disediakan. Hal ini akan memudahkan perhitungan baik secara manual dengan menggunakan nomogram ataupun menggunakan komputer lewat rumus rumus yang telah tersedia.

Rumus dasar dari penentuan tebal perkerasan kaku menurut AASHTO adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \log_{10} W_{18} = & Z_R * S_o + 7,35 * \log_{10} ( D + 1) - 0,06 \\ & + ( \log_{10} (\Delta \text{ PSI} / 4,5^{-1,5}) / ( 1 + \\ & 1,624 * 10^{-7} / ( D+1)^{8,46} ) + ( 4,22 - \\ & 0,32 \text{ pt} ) * \log_{10} \{ S'c + C_d ( D^{0,75} - \\ & 1,132 ) / 215,63 * J ( D^{0,75} - 18,42 \\ & ( E_c/k)^{0,25} \} ) \dots \dots \dots ( 1 ) \end{aligned}$$

Dimana :

- $Z_R$ ; Standar normal deviasi
- $R$ ; Reliability
- $S_o$ ; Standar deviasi,
- $\Delta \text{ PSI} = p_t - p_o$ ; Kehilangan tingkat pelayanan,



- $E_c$ ; Modulus Elastisitas beton,
- $S'_c$ ; Modulus of rupture,
- $J$ ; Koefisien penyaluran beban,
- $C_d$ ; Koefisien drainase,
- $k$ ; Modulus reaksi komposit.
- $D$ ; Tebal pelat beton
- $W_{18}$ ; Jumlah kumulatif beban lalu lintas dalam 18 kip SAL

Jumlah kumulatif beban lalu lintas dalam 18 kip SAL, juga menggambarkan umur pelayanan perkerasan tersebut dalam satuan waktu ( tahun).

### 3.2 Perencanaan perkerasan lentur

Sebagaimana halnya pada perkerasan kaku, perencanaan perkerasan lentur pun mempunyai beberapa parameter perencanaan, dimana perencanaannya meliputi antara lain :

- a. Penentuan Indeks Tebal Perkerasan yang dibutuhkan
- b. Penentuan tebal lapisan pondasi bawah, lapisan pondasi dan lapisan permukaan

Untuk penentuan hal tersebut diatas diperlukan data daya dukung tanah, kualitas material untuk lapisan pondasi bawah, lapisan pondasi dan lapisan permukaan yang dinyatakan dengan koefisien kekuatan relatif (  $a$ ), keadaan daerah dimana jalan akan dibangun, serta beban lalu lintas yang harus dipikul selama umur rencananya. Metoda yang bisa digunakan untuk perencanaan perkerasan lentur ini juga ada beberapa metoda seperti NAASRA, AASHTO, Asphalt Institute, US Army yang disajikan baik dalam bentuk nomogram maupun nomogram serta rumus rumus yang dipergunakannya.

Rumus umum perencanaan perkerasan lentur yang dipergunakan pada metoda AASHTO adalah sebagai berikut:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R \cdot S_o + 9,36 \cdot \log_{10} ( SN + 1) - 0,20 + ( \log_{10} ( \Delta PSI / 4,2 - 1,5 ) / ( 0,40 + 1094 / ( SN + 1 )^{5,19} + ( 2,32 ) \cdot \log_{10} M_R - 8,07 ) \dots \dots \dots ( 2 )$$

Dimana :

- $Z_R$ ; Standar normal deviasi
- $S_o$ ; Standar deviasi
- $R$ ; Reliability
- $SN$ ; Structural number
- $\Delta PSI = p_t - p_o$ ; Kehilangan tingkat pelayanan,
- $M_R$ ; Modulus reaksi tanah dasar.
- $W_{18}$ , Jumlah kumulatif beban lalu lintas dalam 18 kip SAL

## IV. METODOLOGI PENELITIAN

Metodologi penelitian yang dilakukan pada pengkajian ini ialah dengan melakukan analisa keperluan tebal perkerasan yang diperlukan berdasarkan rumus rumus perencanaan, dengan menetapkan beberapa besaran parameter perencanaan, sehingga didapat hubungan langsung antara tebal perkerasan dengan parameter perencanaan lainnya. Selanjutnya dilakukan perbandingan antara hasil analisa pada perkerasan kaku terhadap hasil analisa perkerasan lentur.

Dalam penentuan hubungan antara tebal perkerasan dengan beban lalu lintas yang dapat dipikulnya, faktor faktor lain seperti ketebalan serta jenis lapis pondasi, mutu bahan, jenis perkerasan beton semen yang dievaluasi ( untuk perkerasan kaku ) dan keadaan lingkungan semuanya diambil tetap sehingga hanya faktor tebal lapisan perkerasan dan beban lalu lintas yang merupakan besaran yang berubah ubah. Dengan demikian akan didapat hubungan langsung antara tebal perkerasan terhadap besar beban lalu lintas yang dapat dipikul. Hal serupa dilakukan juga untuk perubahan besaran parameter parameter tertentu sementara parameter lainnya dipegang tetap sehingga didapat hubungan langsung lainnya antara tebal perkerasan dan parameter yang tidak tetap tadi.

Metoda perencanaan yang dipergunakan pada pengkajian ini ialah metoda AASHTO baik untuk perkerasan kaku maupun untuk perkerasan lentur melalui rumus rumus yang telah tersedia.

## V. PENGKAJIAN TEBAL PERKERASAN

Pengkajian tebal perkerasan dilakukan pada perkerasan kaku dan perkerasan lentur yang meliputi hal hal sebagai berikut:

Pengkajian pada perkerasan kaku, meliputi :

- a. Pengaruh daya dukung tanah dasar terhadap tebal pelat beton yang diperlukan untuk beban lalu lintas yang sama.
- b. Pengaruh besar lalu lintas terhadap tebal pelat beton yang diperlukan untuk besar daya dukung tanah dan lapisan pondasi yang tetap.

Sedangkan pengkajian pada perkerasan lentur, meliputi :

- a. Pengaruh besar daya dukung tanah dasar terhadap tebal masing masing lapisan perkerasan dan tebal total perkerasan.
- b. Pengaruh besar beban lalu lintas terhadap tebal lapisan perkerasan termasuk tebal masing masing lapisan perkerasannya.

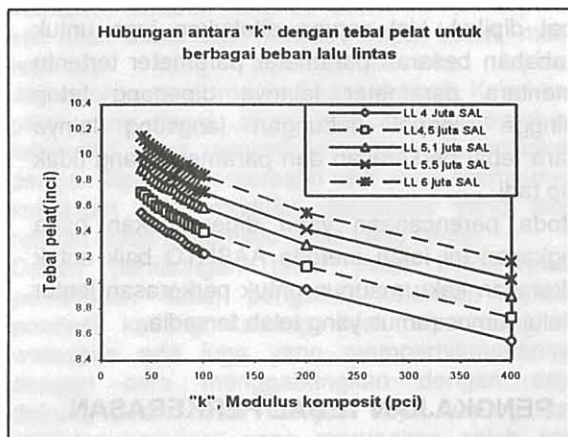


**5.1 Pengaruh daya dukung tanah dasar terhadap tebal pelat beton yang diperlukan untuk beban lalu lintas yang sama.**

Seperti yang telah disampaikan sebelumnya, tebal pelat beton pada perkerasan kaku salah satunya dipengaruhi oleh besar daya dukung tanah dasar. Dalam analisa hubungan antara tebal pelat dengan daya dukung tanah dasar serta lapisan pondasinya, besar parameter parameter yang lainnya diambil konstan, antara lain seperti mutu beton dan beban lalu lintas.

Dengan menggunakan rumus perencanaan tebal perkerasan kaku seperti yang ditunjukkan pada rumus (1), dimana besar parameter parameter yang diambil tetap ialah sebagai berikut :

- $Z_R$ ; Standar normal deviasi = -1.645
- R; Reliability = 95 %
- $S_o$ ; Standar deviasi = 0.29
- $\Delta PSI = p_t - p_o$ ; Kehilangan tingkat pelayanan = 1.7
- $E_c$ ; Modulus Elastisitas beton = 5,000,000 psi
- $S'c$ ; Modulus of rupture = 650 psi
- J; Koefisien penyaluran beban = 3.2
- Cd; Koefisien drainase = 1
- W18; Jumlah komulatif beban lalu lintas dalam 18 kip SAL = 5,1 juta SAL



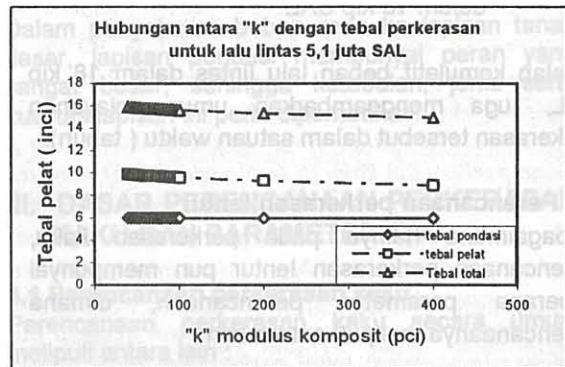
Gambar 1. Hubungan antara modulus reaksi komposit "k" dengan tebal pelat

sedangkan besar modulus reaksi komposit ( k ) dibuat bervariasi sehingga didapat hubungan antara tebal pelat dengan modulus reaksi komposit. Modulus reaksi komposit yang bervariasi antara 39.6 pci sampai 800 pci, menghasilkan tebal pelat antara 9.9 inci sampai 8.35 inci, untuk tebal lapisan pondasi 6 inci dari bahan berbutir dengan Modulus lapisan pondasi ( $E_{sb}$ ) = 30.000 psi.

Hubungan antara tebal pelat dan modulus reaksi komposit dari perkerasan kaku untuk beban lalu lintas antara 4,1 sampai 6 juta SAL diperlihatkan pada Gambar 1.

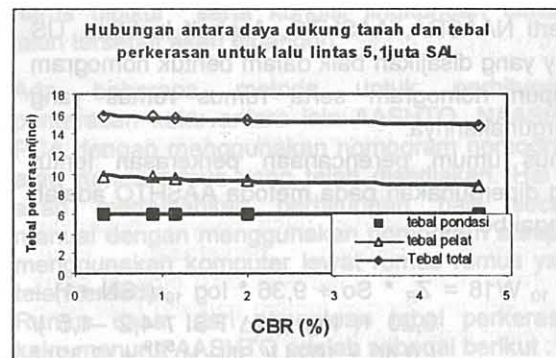
Untuk beban lalu lintas sebesar 5,1 juta Single Axle Load (SAL) hubungan antara tebal pelat dan tebal perkerasan total dengan modulus reaksi

komposit diperlihatkan pada Gambar 2. Tebal lapis pondasi ditetapkan sebesar 6 inci yang terbuat dari batu pecah dengan modulus sebesar 30.000 psi. Tebal pelat bervariasi antara 9,9 inci sampai 8,9 inci untuk besar "k" antara 39,6 sampai 400 pci dengan tebal total antara 15,9 inci sampai 14,9 inci.



Gambar 2. Hubungan antara tebal perkerasan dan "k" untuk beban lalu lintas 5,1 juta SAL

Modulus reaksi komposit, merupakan gabungan antara modulus reaksi tanah dasar dan modulus lapis pondasi. Untuk lapis pondasi dengan modulus 30.000 psi dan tebal tetap sebesar 6 inci, bisa digambarkan hubungan antara daya dukung tanah dasar yang dinyatakan dengan CBR terhadap tebal perkerasan untuk beban lalu lintas yang tetap. Untuk beban lalu lintas sebesar 5,1 juta SAL hubungan antara tebal pelat dan tebal perkerasan total dengan CBR tanah dasar diperlihatkan pada Gambar 3.

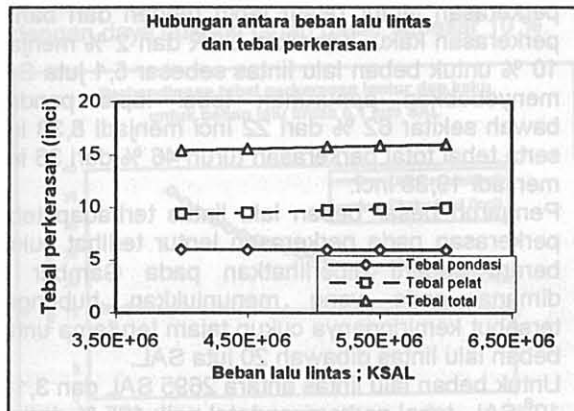


Gambar 3. Hubungan antara tebal perkerasan dengan CBR tanah dasar.

**5.2 Pengaruh besar lalu lintas terhadap tebal pelat beton yang diperlukan untuk besar daya dukung tanah dan lapisan pondasi yang tetap.**

Dengan menggunakan rumus yang sama untuk perencanaan perkerasan kaku, dan besar modulus reaksi komposit diambil tetap, maka didapat hubungan antara tebal pelat beton dan beban lalu lintas.

Untuk beban lalu lintas antara 4 juta sampai 6 juta SAL didapat tebal pelat beton antara 9,38 inci sampai 9,96 inci dan tebal perkerasan total antara 15,38 inci sampai 15,96 inci seperti terlihat pada Gambar 4



Gambar 4. Hubungan antara beban lalu lintas dan tebal perkerasan kaku

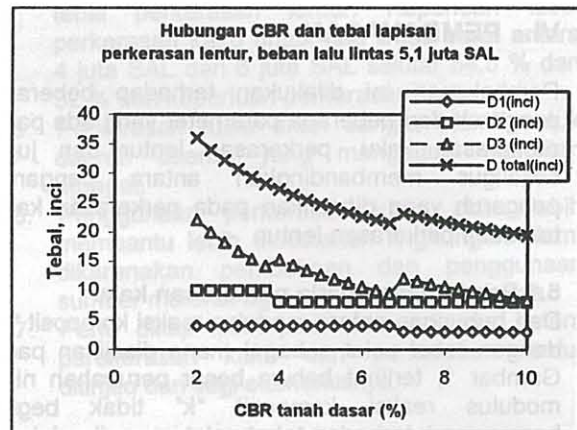
### 5.3 Pengaruh besar daya dukung tanah dasar terhadap tebal masing masing lapisan perkerasan dan tebal total perkerasan lentur

Dengan menggunakan rumus (2) seperti yang disampaikan pada butir 3.2, hubungan antara tebal perkerasan dengan daya dukung tanah dasar dapat dibuat. Dengan mengambil besaran besaran parameter lainya konstan, seperti :

- $Z_R$ , Standar normal deviasi = -1.645
- $R$ ; Reliability = 95 %
- $\Delta$  PSI =  $p_t - p_o$ ; Kehilangan tingkat pelayanan = 1,9,
- $W_{18}$ ; Jumlah komulatif beban lalu lintas dalam 18 kip SAL = 5,1 juta SAL
- lapis permukaan – aspal beton;  $a_1 = 0,40$
- lapis pondasi , batu pecah;  $a_2 = 0,14$
- lapis pondasi bawah, batu pecah;  $a_3 = 0,13$

didapat hubungan antara CBR tanah dasar dengan tebal pelat untuk beban lalu lintas 5,1 juta SAL seperti terlihat pada Gambar 5. Tebal lapisan permukaan dan dan lapis pondasi diambil tebal minimum sesuai dengan besar Structural Number (SN) atau Indek Tebal Perkerasan (ITP) yang diperlukan, sehingga tebal lapis pondasi bawah dapat dihitung dan selanjutnya dibandingkan dengan tebal minimum lapis pondasi bawah yang disyaratkan.

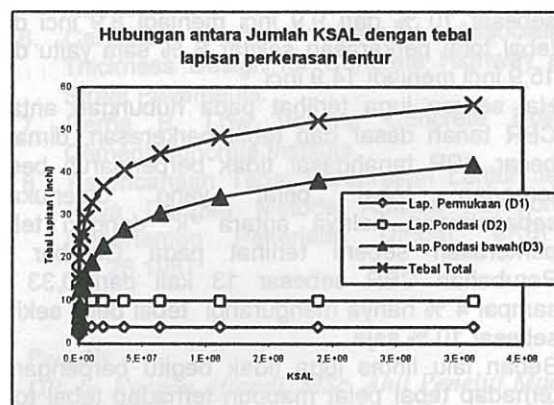
Tebal lapis pondasi bawah yang dihasilkan bervariasi antara 22 inci dan 8,35 inci sehingga memberikan tebal lapisan total antara 36 inci sampai 19,38 inci.



Gambar 5. Hubungan antara CBR tanah dasar dengan tebal perkerasan

### 5.4 Pengaruh besar beban lalu lintas terhadap tebal lapisan perkerasan

Tebal perkerasan akan menggambarkan besar beban lalu lintas yang dapat dipikulnya. Untuk beberapa besar parameter parameter perencanaan perkerasan lentur yang ditetapkan konstan, maka akan dapat digambarkan pengaruh tebal perkerasan terhadap beban lalu lintas yang dapat dipikulnya. Berdasarkan rumus perencanaan perkerasan lentur (2) seperti yang disampaikan pada butir 3.2, didapat hubungan antara tebal masing masing lapis perkerasan dan tebal total perkerasan terhadap beban lalu lintas yang dapat dipikul sebagaimana diperlihatkan pada Gambar 6.



Gambar 6. Hubungan antara besar beban lalu lintas dan tebal perkerasan

Besar beban lalu lintas antara  $2,7 \times 10^3$  sampai  $3,11 \times 10^8$  SAL, menghasilkan tebal lapis pondasi bawah antara 4 inci sampai 41,9 inci dan tebal total perkerasan dari 12 inci sampai 55,9 inci. Tebal lapis permukaan dan lapis lapis pondasi diambil konstan sesuai dengan SN atau ITP yang diperlukan.



## VI. PEMBAHASAN

Pembahasan ini dilakukan terhadap beberapa pengaruh dari beberapa parameter yang ada pada perkerasan kaku, perkerasan lentur dan juga sekaligus membandingkan antara pengaruh pengaruh yang dihasilkan pada perkerasan kaku terhadap perkerasan lentur.

### 6.1 Pembahasan pada perkerasan kaku

Dari hubungan antara modulus reaksi komposit "k" dengan tebal pelat sebagai mana disajikan pada Gambar 1, terlihat bahwa besar perubahan nilai modulus reaksi komposit "k" tidak begitu berpengaruh terhadap tebal pelat yang diperlukan. Hal ini dapat dilihat dari kemiringan kurva yang menyatakan hubungan tersebut relatif datar, baik untuk beban lalu lintas 4 juta SAL maupun beban lalu lintas sampai 6 juta SAL. Kenaikan modulus reaksi komposit sekitar 9 kalinya dari 39,6 sampai 400 pci hanya menurunkan tebal pelat sekitar sebesar 10% atau sekitar 1 inci saja.

Untuk memperjelas hubungan antara modulus reaksi komposit dan tebal perkerasan untuk beban lalu lintas tertentu, Gambar 2 memperlihatkan hubungan tersebut untuk beban lalu lintas 5,1 juta SAL dimana pengaruh perubahan besar modulus komposit dari sekitar 39,6 sampai 400 pci tidak memberikan perubahan tebal pelat beton maupun tebal perkerasan yang berarti. Hal ini dapat dilihat dari grafik yang menggambarkan tebal pelat maupun tebal total perkerasan yang relatif datar. Kenaikan nilai modulus komposit "k" dari 39,6 sampai 400 pci hanya menurunkan tebal pelat sebesar 10 % dari 9,9 inci menjadi 8,9 inci dan tebal total perkerasan sekitar 6 % saja yaitu dari 15,9 inci menjadi 14,9 inci.

Hal serupa juga terlihat pada hubungan antara CBR tanah dasar dan tebal perkerasan, dimana besar CBR tanahdasar tidak berpengaruh besar terhadap tebal pelat yang diperlukan, sebagaimana halnya antara "k" dengan tebal perkerasan seperti terlihat pada Gambar 3. Perubahan CBR sebesar 13 kali dari 0,33 % sampai 4 % hanya mengurangi tebal pelat sekitar sebesar 10 % saja.

Beban lalu lintas juga tidak begitu berpengaruh terhadap tebal pelat maupun terhadap tebal total perkerasan, dimana perubahan beban lalu lintas dari 4 juta sampai 6 juta SAL hanya merubah tebal pelat sekitar 6 % sedang tebal total hanya berubah sebesar 4 % saja, yaitu dari 15,38 inci menjadi 15.96 inci yang diperlihatkan dengan kemiringan garis hubungan tersebut yang relatif datar sebagai mana terlihat pada Gambar 4.

### 6.2 Pembahasan pada perkerasan lentur

Pengaruh daya dukung tanah dasar terhadap tebal perkerasan lentur, cukup besar pengaruhnya. Hal ini terlihat pada Gambar 5 dimana tebal lapis pondasi bawah (D3) dan tebal total perkerasan

menurun dengan cukup berarti ketika daya dukung tanah dasar perkerasan tersebut naik, yang ditunjukkan dengan kemiringan garis hubungan tersebut yang cukup miring. Hal ini sejalan dengan penjelasan sebelumnya dimana modulus bahan perkerasan lentur relatif lebih rendah dari bahan perkerasan kaku. Kenaikan CBR dari 2 % menjadi 10 % untuk beban lalu lintas sebesar 5,1 juta SAL menyebabkan penurunan tebal lapis pondasi bawah sekitar 62 % dari 22 inci menjadi 8,38 inci serta tebal total perkerasan turun 46 % dari 36 inci menjadi 19,38 inci.

Pengaruh besar beban lalu lintas terhadap tebal perkerasan pada perkerasan lentur terlihat cukup berarti seperti diperlihatkan pada Gambar 6, dimana garis yang menunjukkan hubungan tersebut kemiringannya cukup tajam terutama untuk beban lalu lintas dibawah 20 juta SAL.

Untuk beban lalu lintas antara 2695 SAL dan  $3,11 \times 10^8$  SAL, tebal perkerasan total naik 465 % dari 12 menjadi 55,9 inci, sedangkan lapis pondasi bawahnya juga naik sebesar 10,47 kalinya yaitu dari 4 inci menjadi 41,9 inci. Kenaikan ini sangat tajam untuk beban lalu lintas antara 2695 SAL dan  $6,4 \times 10^7$  SAL. Sedangkan untuk beban lalu lintas antara  $4 \times 10^6$  SAL dan  $6 \times 10^6$  SAL tebal total perkerasan naik dari 28,2 inci menjadi 30,2 inci dan lapisan pondasi naik dari 8 inci jadi 10 inci sedang tebal lapis pondasi bawah tetap sebesar 16,2 inci.

### 6.3 Pembahasan perbandingan antara tebal perkerasan kaku dan perkerasan lentur

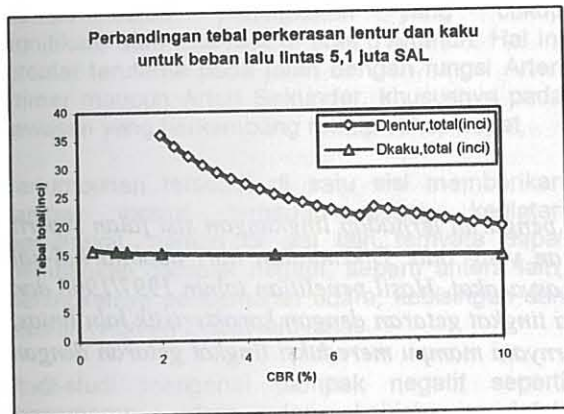
Sesuai dengan sifat perkerasannya, pengaruh beban lalu lintas terhadap tebal perkerasan kaku lebih kecil dibandingkan terhadap tebal perkerasan lentur untuk beban lalu lintas yang sama. Begitu juga pengaruh daya dukung tanah dasar terhadap ketebalan lapisan yang diperlukan. Hal ini diperlihatkan pada Gambar 7 dimana garis yang menyatakan ketebalan perkerasan kaku terletak dibawah ketebalan perkerasan lentur untuk setiap nilai CBR tanah dasar, disamping kemiringan pada perkerasan kaku jauh lebih kecil dari kemiringan pada perkerasan lentur. Semakin kecil nilai daya dukung tanah dasar semakin besar perbedaan ketebalan lapisan perkerasan untuk beban lalu lintas yang sama.

Untuk beban lalu lintas sebesar 5,1 juta SAL ketebalan lapis perkerasan lentur pada daya dukung tanah CBR 2% sekitar 2,35 kalinya dari pada ketebalan pada perkerasan kaku, serta untuk CBR tanah dasar 10 % ketebalan lapisan perkerasan lentur sekitar 1,35 kali daripada untuk perkerasan kaku. Perbedaan ini cukup berarti dimana terdapat perbedaan ketebalan 20,7 inci untuk CBR 2 % dan 5,03 inci untuk CBR 10%.

Nilai CBR tanah dasar yang umum dipersyaratkan pada perencanaan perkerasan ialah sekitar 5 % dan 6%, sehingga perbedaan ketebalan lapis perkerasan antara perkerasan lentur dan



perkerasan kaku untuk beban lalu lintas 5,1 juta SAL sekitar 9.9 inci. Keuntungan lain pada perkerasan kaku dilihat dari daya dukung tanah dasar, ialah untuk tanah dasar yang lebih kecil dari 2 % masih tetap memerlukan ketebalan yang lebih tipis dari perkerasan lentur dengan daya dukung tanah dasar sebesar 10 %.



Gambar 7. Perbandingan tebal perkerasan lentur dan kaku

## VII. KESIMPULAN DAN SARAN

Dari pengkajian ini ada beberapa kesimpulan dan saran yang bisa dikemukakan, yaitu:

1. Pengaruh besar daya dukung tanah dasar terhadap tebal perkerasan lentur lebih sensitif dibandingkan terhadap tebal perkerasan kaku.
2. Daya dukung tanah yang sama akan memberikan tebal perkerasan kaku yang lebih tipis dibandingkan tebal perkerasan lentur untuk beban lalu lintas yang sama. Tebal perkerasan kaku hanya 42 % sampai 75 % dari tebal perkerasan lentur untuk daya dukung tanah dasar (CBR) antara 2 % dan 10%.
3. Kondisi tanah dengan daya dukung ( CBR ) yang lebih kecil, masih akan lebih memberikan penggunaan agregat yang lebih efisien dibandingkan dengan daya dukung tanah yang lebih besar tapi menggunakan perkerasan lentur.
4. Kenaikan tebal perkerasan kaku tidak sesensitif kenaikan tebal perkerasan lentur untuk kenaikan beban lalu lintas yang harus dilayaninya. Semakin berat beban lalu lintas, semakin kecil prosentase tebal perkerasan kaku yang diperlukan dibandingkan terhadap

tebal perkerasan lentur. Keperluan tebal perkerasan kaku untuk lalu lintas berat antara 4 juta SAL dan 6 juta SAL sekitar 54,5 % dan 52 % dari keperluan perkerasan lentur.

5. Perkerasan kaku akan sangat efektif untuk daerah daerah yang mengalami kesulitan agregat.
6. Penggunaan perkerasan kaku akan lebih membantu lebih kelestarian lingkungan alam, dikarenakan pembukaan dan penggunaan sumber material agregat yang lebih terbatas.
7. Perlu dikaji lebih jauh perbandingan antara perkerasan kaku dan perkerasan lentur ditinjau dari segi ekonomisnya.

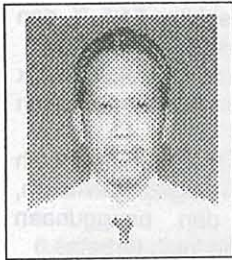
## DAFTAR PUSTAKA

1. AASHTO; Guide for Design of Pavement Structure 1993.
2. Affandi, F et.al, Pedoman Perencanaan Perkerasan Jalan Beton Semen ;Departemen Kimpraswil.
3. Affandi, F et.al, Pedoman Pelaksanaan Perkerasan Jalan Beton Semen ; SNI 2003.
4. Affandi, F et al; Pedoman Beton Semen Untuk Jalan Denganlalu Lintas Rendah dan Menengah; Asosiasi Semen Indonesia – Institut Semen dan Beton Indonesia bekerja sama dengan Pusat Penelitian dan Pengembangan Prasarana ,Balitbang , Departemen Kimpraswil.
5. Aly, A.M.; Visualisasi Konstruksi Perkerasan Jalan Berbasis Semen , Asosiasi Semen Indonesia, 2001.
6. Canadian Portland Cement Association, Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements.
7. Perrie B, Low Volume Concrete Roads; Cement Concrete Institute.
8. Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen, Departemen Pekerjaan Umum, SKBI – 2.3.26.1987.

### Penulis

DR. Ir. Furqon Affandi, MSc. Ahli Peneliti Madya, serta Kepala Balai Bahan dan Perkerasan Jalan , Pada Pusat Litbang Prasarana Transportasi, Badan Litbang Departemen Kimpraswil





## PENGARUH DRAINASE JALAN (SALURAN SAMPING) TERHADAP TINGKAT GETARAN LALU LINTAS

*Agus Bari Sailendra*

### **RINGKASAN**

*Getaran lalu lintas jalan pada prinsipnya akan memberi pengaruh terhadap lingkungan sisi jalan seperti tingkat kenyamanan dan kemungkinan rusaknya bangunan yang ada. Dikemudian hari apabila hal-hal tersebut tidak diperhatikan bisa menjadi isue perhatian masyarakat. Hasil penelitian tahun 1997/1998 dan 1999/2000, menunjukkan bahwa ada korelasi positif antara tingkat getaran dengan karakteristik lalu lintas, dan adanya drainase jalan (sebagai saluran samping) ternyata mampu mereduksi tingkat getaran dengan cukup berarti*

*Selanjutnya, studi ini ingin mengenali 1) Apakah Tipe drainase jalan (Segi tiga; Segi empat; Trapesium dan Setengah lingkaran) berbeda nyata dalam mereduksi getaran lalu lintas ?, dan sejauh mana? 2) Variasi kedalaman drainase ( $h=0,0m$ ;  $h=0,35m$ ;  $h=0,70m$ ;  $h=1,05m$ ) mereduksi tingkat getaran lalu lintas. Pelaksanaan penelitian dilakukan melalui pembangunan skala penuh di 3 lokasi (tipe), 1 lokasi variasi  $h$ .*

*Analisis menggambarkan pada keempat tipe tidak ada perbedaan nyata dalam kemampuan mereduksi getaran lalu lintas, sedangkan uji kedalaman menunjukkan korelasi positif, artinya  $h$  makin dalam, kemampuan mereduksi semakin besar. Intinya, drainase jalan dapat mengurangi tingkat getaran lalu lintas dengan baik.*

### **SUMMARY**

*Basically, traffic vibration may give impact to road side environment particularly on convenience aspect and possibility on building deterioration. Currently, there has not significant result of previous research in the relationship between traffic vibration and building deterioration. In the future, traffic vibration impact may become a dominant public issue, if we don't do something. Previous studies (1997/98 and 1999/2000) showed that there were positive correlation between traffic characteristics and level of vibration. The studi also showed that road drainage (side ditch) may reduce level vibration significantly.*

*This paper describes the effects of (1) different of types (tri angle, rectangular, trapezium, and half circle) and (2) different level of deep ( $h$ -dimention) drainage to reduce traffic vibration. The study was conducted at three locations with different types of drainage, one type was observed with variations on the depth of drainage ( $h=0,00$  ;  $h=0,35$ ;  $h=0,70$ ;  $h=1,05$  m) in full scale drainage test.*

*The results of statistical analysis showed that there are no significant different between four (4) types of drainage on reducing traffic vibrations. But, the variations of depth ( $h$ ) give different value to traffic vibration significantly. In general we can conclude, that road drainage is important in reducing traffic vibration.*

## I. PENDAHULUAN

Pertumbuhan ekonomi baik nasional maupun regional telah memberikan pengaruh langsung ataupun tidak langsung terhadap peningkatan pertumbuhan perjalanan, dengan kata lain pertumbuhan lalu lintas kendaraan di jalan memperlihatkan peningkatan yang cukup signifikan, atau rata-rata di atas 6%/tahun. Hal ini tercatat terutama pada jalan dengan fungsi Arteri Primer maupun Arteri Sekunder, khususnya pada kawasan yang berkembang relatif cukup cepat.

Pertumbuhan tersebut di satu sisi memberikan dampak positif terhadap aspek kegiatan masyarakat, namun di sisi lain ternyata dapat memberikan dampak negatif, seperti antara lain; meningkatnya pencemaran udara, kebisingan dan getaran (vibrasi) akibat lalu lintas.

Studi-studi mengenai dampak negatif seperti pencemaran udara dan kebisingan telah menunjukkan tentang perlunya suatu upaya yang mampu mereduksi tingkat konsentrasi polutan di udara dan tingkat kebisingan, terutama di daerah perkotaan, baik melalui penataan lingkungan, penataan transportasi dan manajemen lalu lintas maupun penataan pada skala perencanaan dan pemanfaatan ruang (makro). Memang sementara ini dirasakan bahwa masalah polusi udara dan kebisingan akibat lalu lintas jalan di perkotaan belum begitu sensitif pengaruhnya pada kehidupan masyarakat, walaupun secara nilai moneter menunjukkan kerugian akibat pencemaran udara sekitar \$ 200,000,000 US per tahun di Jakarta (Kajian Bank Dunia, 1996). Sedangkan kajian Pusat Litbang Prasarana Transportasi (1999), menggambarkan nilai kerugian akibat pencemaran udara di kota Bandung dan diekuivalenkan dengan pengeluaran biaya kesehatan rata-rata adalah Rp.30.000/Orang/tahun atau senilai dengan 30 M rupiah/tahun.

Sejauh ini, belum diketahui bagaimana dampak negatif dari getaran lalu lintas terhadap bangunan sepanjang sisi jalan, bagaimana perilakunya dan apa yang bisa dilakukan terutama untuk mereduksi tingkat getaran, jika seandainya ada pengaruh signifikan akibat getaran lalu lintas terhadap kerugian pada lingkungan sisi jalan.

Beberapa kasus yang terungkap diantaranya adalah satu ruas jalan yang "banyak" dilalui oleh lalu lintas "angkutan berat" (tangker Pertamina) di daerah Kedung Jaya-Bebelan, Kabupaten Bekasi, di mana beberapa rumah penduduk di sekitar sisi jalan mengalami retak-retak yang diduga akibat getaran dari lalu lintas angkutan berat (pertamina) tersebut. Sejauh ini memang belum dilakukan penyelidikan yang mendalam terhadap kasus itu, namun keluhan masyarakat sekitar sisi jalan tersebut perlu mendapat perhatian, terutama dari

pendekatan litbang untuk mampu menjawab apakah betul akibat getaran lalu lintas angkutan berat?

Studi yang dilakukan ini, selain ingin mengenal perilaku tingkat getaran dengan karakteristik lalu lintas, juga ingin mengetahui sejauh mana bahwa bangunan pelengkap jalan seperti drainase jalan dalam hal ini sebagai saluran samping jalan dapat memberikan pengaruh terutama untuk mereduksi tingkat getaran lalu lintas khususnya di jalan arteri. Sedangkan, untuk menilai tingkat kerusakan akibat getaran lalu lintas terhadap bangunan di sekitar sisi jalan, pada kesempatan ini masih belum dibahas dan menurut hemat penulis masih memerlukan penelitian yang berkesinambungan.

## II. TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1. Getaran Lalu Lintas

Getaran di jalan disebabkan karena adanya fluktuasi gaya kontak antara roda kendaraan dengan permukaan perkerasan jalan (Barkan, 1960; Atmaja, 1984; Richard FE, 1990) sedangkan timbulnya fluktuasi gaya ini diakibatkan oleh :

- Gaya-gaya yang tidak seimbang yang dapat timbul pada mesin, pada roda, dan sistem penggeraknya karena adanya reaksi struktur kendaraan terhadap gaya pada sistem pegasnya.
- Ketidak rataan dan kekasaran permukaan perkerasan jalan, yang membuat sistem pegas roda kendaraan dinilai kurang bisa mengikuti perubahan dengan cepat, sehingga gaya kontak roda pada permukaan perkerasan jalan cenderung membesar.

Pada kondisi kendaraan yang semakin canggih terutama dalam teknologi pegasnya, maka fluktuasi gaya kontaknya lebih dapat direduksi dengan efektif. Di lain sisi, sejalan dengan waktu (umur perkerasan jalan) atau akibat kurangnya pemeliharaan jalan yang cepat dan tepat, sangat memungkinkan terjadinya kerusakan permukaan jalan, yang pada gilirannya menimbulkan ketidak rataan pada permukaan perkerasan jalan.

Fluktuasi gaya kontak yang terjadi karena ketidak rataan permukaan perkerasan jalan dapat dibagi menjadi gaya :

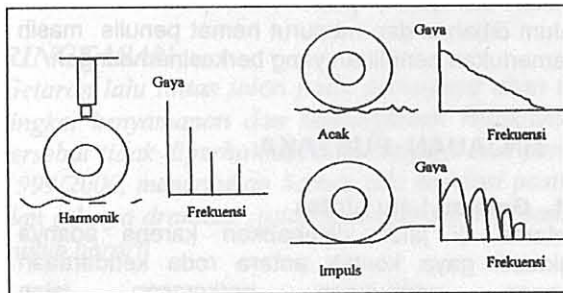
1. Impulsif, yaitu timbul karena perubahan mendadak pada permukaan perkerasan jalan, seperti misalnya permukaan perkerasan jalan berlubang, ada gundukan semacam jendolan melintang jalan, permukaan jalan tiba-tiba menurun, dst.;
2. Harmonik, yaitu timbul dari permukaan perkerasan jalan yang mengkerut semacam gelombang atau lendutan yang mungkin disebabkan karena menurunnya daya dukung



lapisan pondasi dan atau pada lapisan subgrade jalan, atau karena menerima beban yang besar;

3. Acak, yaitu gaya yang timbul karena permukaan perkerasan jalan yang tidak teratur dan dapat juga timbul karena pola cetakan permukaan ban kendaraan.

Ketiga gaya tersebut, Impuls, Harmonik, dan Acak mempunyai gambaran pola karakteristik frekuensi yang berbeda, seperti yang diperlihatkan pada gambar 1 di bawah ini :



Gambar 1 : Karakteristik Gaya Kontak Roda Kendaraan di Permukaan Jalan

## 2.2. Lalu Lintas, Getaran Dan Lingkungan

Tingkat getaran pada satu titik (lokasi) akan semakin kecil dengan semakin jauhnya sumber getaran, keadaan ini diasumsikan terjadi karena rambat getaran berpola linier. Dengan asumsi tersebut dapat diketahui bahwa nilai rambat getar per-meter sebesar 0,17 dB. Hasil penelitian Pusat Litbang (1998 dan 2000) yaitu hubungan lalu lintas dan getaran menggambarkan pertama, bahwa ada pola hubungan persamaan eksponensial atau poinomial antara tingkat getaran dan tingkat kecepatan kendaraan, kedua ada pola hubungan tingkat getaran dengan komposisi (persentase) kendaraan berat ditunjukkan oleh persamaan parabolik. Yang pertama artinya, peningkatan kecepatan memberikan pengaruh kepada pening katan getaran, sebagai indikasi terjadinya gaya impulsif, harmonik dan acak. Untuk pola yang kedua mengindikasikan bahwa proporsi kendaraan berat makin besar (optimal), tingkat getaran meningkat sampai pada posisi tertentu (maksimal). Gambaran pola hubungan persamaan tadi menunjukkan keterkaitan dengan teori arus lalu lintas yaitu hubungan antara volume lalu lintas (jumlah kendaraan) dengan kecepatan, dan dengan kepadatan lalu lintas.

Tingkat getaran yang diemisikan oleh Keputusan Menteri Lingkungan Hidup Nomor 49/MENLH/11/1966, menyatakan bahwa tingkat getaran katagori A adalah 0 – 2 (mm/s), untuk katagori B yaitu 2-27 (mm/s), katagori C antara 27-140 (mm/s), dan katagori D lebih besar dari 140 (mm/s). Katagori tersebut menunjukkan tingkatan dari mulai tidak menimbulkan kerusakan, kemungkinan kerusakan plesteran pada dinding

pemikul beban, kemungkinan kerusakan komponen struktur dinding pemikul beban, dan kerusakan dinding pemikul beban. Secara teoritis tingkat kerusakan katagori tersebut mudah diinterpretasikan, namun di lapangan kondisi kerusakan tersebut cukup sulit untuk diidentifikasi sebagai akibat getaran. Hasil penelitian Pustran (1999/2000) mengindikasikan bahwa kerusakan yang diakibatkan getaran pada dinding yang disurvei tidak menunjukkan signifikansi yang memadai, walaupun hasil wawancara terhadap responden di sekitar lingkungan jalan menunjukkan bahwa mereka sudah mulai terganggu oleh getaran lalu lintas.

Hasil penelitian juga telah memberikan indikasi yang positif bahwa, drainase jalan (saluran samping jalan) ternyata mampu mereduksi getaran lalu lintas dengan cukup berarti. Namun sejauh mana tipe drainase yang mempunyai kemampuan terbaik dalam mereduksi tingkat getaran di jalan?, suatu pertanyaan yang ingin dijawab dalam studi pengaruh drainase dari berbagai tipe drainase yang akan disajikan dalam tulisan ini.

## 2.3. Drainase Jalan

Secara umum definisi drainase adalah suatu usaha pengeringan air dari satu tempat atau daerah, baik berupa air permukaan atau air yang keluar dari dalam tanah ke permukaan dengan cara alam atau buatan yang biasanya menyangkut persoalan aliran (*Bahu dan Drainase Jalan, Ditjen Bina Marga, Dep.PU, 1978*). Dalam tulisan ini drainase yang dimaksudkan adalah sebagai saluran samping jalan yaitu cara pengaliran dari air permukaan pada suatu area tertentu dalam hal ini permukaan jalan, baik secara alamiah ataupun buatan, yang berlangsung secara gravitasi. Tentu saja tujuan dari drainase ini sebagai bagian dari pelayanan umum untuk mengurangi frekuensi banjir dan mencegah lamanya genangan air permukaan di jalan sekaligus untuk mencegah kehancuran konstruksi jalan, dengan cara mengalirkan air permukaan secepat mungkin dari badan (permukaan) jalan.

Agar fungsi drainase seperti yang dimaksudkan tadi berjalan sesuai rencana, maka umumnya konstruksi drainase jalan dibuat dari bahan material yang cukup baik dan tahan lama (dari pasangan batu, beton-pracetak, dan tanah galian), yang telah didisain sesuai dengan kebutuhan dan standar SNI-03-3424-1994 oleh perencanaan drainase permukaan jalan. Seperti diketahui bahwa posisi penempatan drainase jalan merupakan bagian dari daerah manfaat jalan (damaja) di samping kiri dan kanan jalan (potongan melintang jalan), yang selalu sejajar dengan penampang memanjang jalan. Bentuk konstruksi atau disain drainase jalan dapat dipilih dalam bentuk/tipe: Segitiga; Segi empat, Trapesium dan Setengah lingkaran. Atas dasar posisi atau penempatan konstruksi drainase jalan



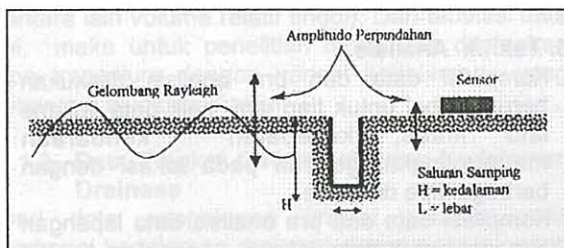
seperti tersebut, maka penulis berpendapat ada peluang untuk melihat kemungkinan tipe drainase jalan dan variasi kedalaman ( $h$ ) mempunyai kemampuan yang berbeda dalam mereduksi getaran lalu lintas.

#### 2.4. Penanganan Getaran Lalu Lintas

Upaya untuk mereduksi tingkat getaran yang diakibatkan oleh sumber getaran luar dapat dilakukan dengan beberapa pendekatan, misalnya melalui :

- Mengisolasi getaran langsung pada sumber getarnya. Untuk sumber getaran di jalan, cara ini kemungkinannya sulit untuk dilakukan seperti menghilangkan gaya tak seimbang yang timbul pada struktur dan roda kendaraan pada saat melaju di atas permukaan perkerasan jalan.
- Mengisolasi bangunan dengan menempatkannya pada jarak tertentu dari sumber getar, yaitu dengan memanfaatkan sifat redaman getaran oleh medium tanah. Namun, secara praktis cara ini akan memerlukan daerah yang cukup luas dan di perkotaan cukup sulit untuk mengaturnya, walaupun konsep ini justru akan membantu terjadinya lansekap yang baik dan nyaman.
- Memanfaatkan drainase jalan (saluran samping) untuk mengurangi tingkat getaran. Metode ini, dipandang cukup tepat dan positif karena berbagai pertimbangan kondisi fungsi dan manfaat ganda (nilai tambah) dari drainase.

Secara teoritis, isolasi getaran dengan menggunakan drainase jalan didasarkan kepada prinsip pembelokan dan pemantulan kembali energi gelombang (getaran) yang merambat, di mana diasumsikan rambatan energi gelombang tersebut akan menemui lapisan batas dua medium yang dianggap mempunyai kepadatan yang berbeda (Gambar 2). Drainase jalan dapat dibiarkan (terbuka/tertutup) dan berfungsi sebagaimana mestinya, atau dapat berupa bangunan tembok (semacam tepian saluran) yang kemudian di dalamnya ditimbun/diisi kembali (saluran yang ditimbun lagi). Upaya inilah yang ingin dibuktikan melalui penelitian yang menggunakan berbagai tipe drainase jalan (terbuka) yang dianggap paling mampu mereduksi getaran, sekaligus ingin mengetahui pengaruh tingkat kedalaman drainase.



Gambar 2. Pola Hipotesis Isolasi Getaran Dengan Drainase Jalan

### III. METODOLOGI

#### 3.1. Tujuan dan Hipotesis

Studi ini di titik beratkan kepada upaya untuk mengurangi tingkat getaran lalu lintas terhadap lingkungan sisi jalan, pertama yang menjadi perhatian adalah peluang tipe atau bentuk drainase yang memang sering menjadi pilihan perencanaan drainase jalan, sebagai informasi dalam membantu memilih tipe yang tepat untuk direncanakan. Kemudian, kedua, sejauh mana peluang tingkat kedalaman drainase jalan yang memang "harus ada", sehingga keberadaan drainase diharapkan dapat berfungsi ganda yaitu selain fungsi utamanya mengalirkan air permukaan jalan, juga sekaligus diharapkan akan mengurangi tingkat getaran yang diakibatkan oleh lalu lintas. Karena itu, hipotesis yang diajukan adalah 1) apakah berbagai tipe drainase dapat mengurangi tingkat getaran lalu lintas dengan intensitas yang sama? dan 2) apakah semakin dalam ketinggian drainase jalan akan berpengaruh secara signifikan dalam mereduksi tingkat getaran?.

#### 3.2. Lokasi Penelitian

Dengan hipotesis tersebut maka pemilihan lokasi drainase Jalan sebagai tempat pengukuran ditetapkan berdasarkan beberapa pendekatan (kriteria) :

- Karakteristik Lalu Lintas: Ruas jalan yang mempunyai volume lalu lintas relatif besar, dengan komposisi jenis kendaraan berat dan cukup representatif (>20%), dengan tingkat rata-rata kecepatan di atas 40 kph.
- Tipe perkerasan lentur (flexible), dengan kondisi tanah dasar asli (bukan galian maupun timbunan), bersifat umumnya homogen pada bagian-bagian terkecil medium tanah, dan tidak banyak berubah kondisi medium tanah jika dibebani gaya-gaya yang berubah-ubah.
- Geometrik jalan berupa jalan lurus, dan datar sepanjang sekitar 200 m
- Bisa dibangun skala penuh untuk contoh skala penuh tipe drainase jalan .

Lokasi terpilih adalah pada Jalan Arteri Primer yaitu :

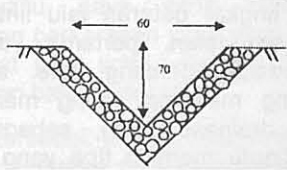
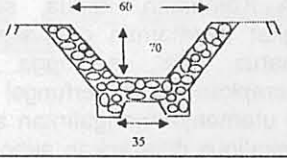
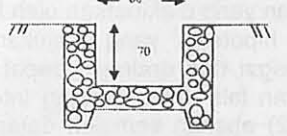
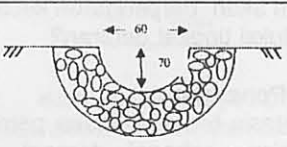
1. Jalan Cibening Raya, Purwakarta
2. Jalan Simpang Jomin, Cikampek
3. Jalan Raya Bandung - Cianjur Km.6 (Cianjur)

#### 3.3. Tipe dan Kedalaman Drainase ( Skala Penuh )

##### 3.3.1. Tipe Drainase.

Penelitian tahap satu adalah dengan menetapkan empat (4) Tipe drainase yang dipilih sesuai dengan SNI 03-3424-1994 (Pedoman Perencanaan Drainase Permukaan Jalan) dengan asumsi tipe ini banyak digunakan oleh para perencana dalam pembangunan/pemeliharaan jalan.



NO	TIPE	POTONGAN	BAHAN YANG DIRENCA NAKAN
1	Segitiga		Pasangan batu kali
2	Trapezium		Pasangan batu kali
3	Segi empat		Pasangan batu kali
4	Setengah lingkaran		Pasangan batu kali

Gambar 3. Empat tipe Drainase dan dimensinya (Hipotesis 1)

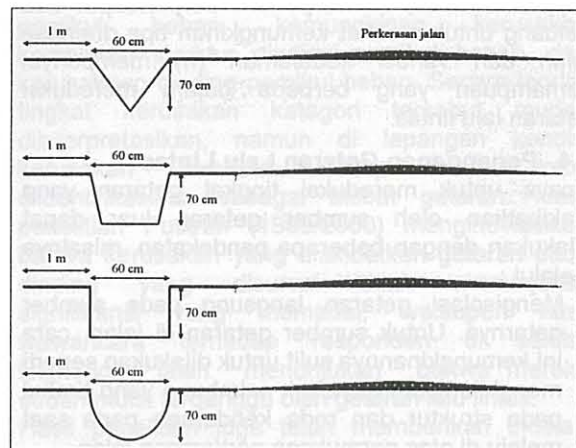
Untuk membuktikan hipotesis pertama (tahap 1), maka dibangun skala penuh untuk keempat tipe drainase yang diasumsikan mempunyai dimensi yang sama yaitu lebar ( $b=0,60$  m), kedalaman ( $h=0,70$  m), panjang ( $l= 25$  m), juga ketebalan konstruksi drainasenya dibuat sama, seperti ada pada gambar (Gambar 3) di atas, walaupun luas penampang basah (kapasitas) akan berbeda.

### 3.3.2. Kedalaman Drainase

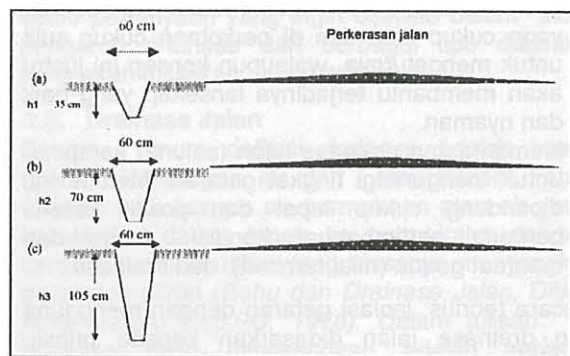
Penelitian tahap berikutnya adalah untuk membuktikan hipotesis kedua yaitu dengan asumsi memilih satu (1) tipe yang dianggap "terbaik" dalam mereduksi getaran (hasil penelitian tahap kesatu), dan akan dibangun drainase dengan skala penuh dalam berbagai kedalaman yang berbeda ( $h$ ) yaitu (0,35 m; 0,70 m; dan 1,05 m), sedangkan lebar dan ketebalan drainase dianggap sama, (Gambar 4).

### 3.4. Teknik Pengumpulan Data

1. Data Volume lalu lintas dilakukan dengan cara manual, kecepatan kendaraan dengan alat Speed Gun atau Ionoscope. Pengukuran getaran dilakukan dengan alat Vibration Level Meter, merek Ono Sokki Type VR-5100 serta dilakukan secara simultan pada lokasi secara bersamaan.



Gambar 4. 4 (empat) Tipe drainase jalan yang diukur (full scale) di 3 (tiga) lokasi.



Gambar 5. Drainase dengan tiga kedalaman ( $h$ ) berbeda (Hipotesis 2)

- Untuk tingkat getaran lalu lintas dilakukan pengukuran pada lokasi skala penuh (Gambar 3, Gambar 4 dan 5) dengan garis-jarak yang sama (1 m) dan sebagai kontrol pengukuran dilakukan pada lokasi yang sama ada yang tanpa drainase
- Waktu pengukuran baik volume lalu lintas, kecepatan kendaraan, dan tingkat getaran dilakukan selama 8 jam (1 hari) dengan interval 15 menit untuk tiap jam.

### 3.5. Teknik Analisis.

- Kompilasi data dan pra analisis dilakukan berupa tabel untuk tiap jam, baik data volume lalu lintas, kecepatan kendaraan maupun tingkat getaran pada lokasi dengan berbagai tipe drainase.
- Kompilasi data dan pra analisis data lapangan tiap jam untuk data volume, kecepatan, tingkat getaran pada lokasi drainase dengan berbagai kedalaman ( $h$ ).

3. Dilakukan analisis statistik deskriptif dan statistik analitik dengan menggunakan Excel wim 97 dan software SPSS for windows 6.0, yaitu salah satunya dengan metode faktorial, untuk menilai perbedaan nilai rata-rata dari beberapa populasi dan dilakukan dengan regresi sederhana untuk mengetahui hubungan keberartian antara kedalaman dengan tingkat reduksi getaran.

#### IV. PRESENTASI DATA DAN PEMBAHASAN

##### 4.1. Presentasi Data

##### 4.1.1. Karakteristik Data Tingkat Getaran dengan Variasi Tipe Drainase

Data getaran lalu lintas yang tertangkap (rata-rata tiap jam) untuk setiap tipe drainase dapat dilihat dalam Tabel 1 (Resume) berikut ini.

Tabel 1.  
TINGKAT GETARAN LALU-LINTAS PADA SETIAP TIPE DRAINASE JALAN DI TIAP LOKASI PENELITIAN/ PENGUKURAN

Lokasi	Tingkat Getaran Rata-Rata (dB)				Vol. Lalin Kend/J	Kecep. Kend Km/J	Kend. Berat (%)
	Segi Tiga	Segi Empat	Trapesium	Setengah Lingkaran			
Purwakarta	52,1	48,9	48,7	49,7	1146	49	27,2
Cikampek	46,5	55,2	50,2	49,9	798	52	35,3
Cianjur	49,9	46,5	46,5	50,1	696	51	23,5
Rata-Rata	49,5	50,3	48,5	49,9	880	50,6	28,7

\*) Sumber : hasil pengukuran, setelah diolah lagi.

Ada perbedaan yang terlihat dari angka tingkat getaran dengan tipe drainase, dan arah kecenderungannya memperlihatkan bahwa tipe trapesium dinilai "terbaik" dibandingkan dengan tipe lainnya, apakah ini cukup signifikan? tentunya akan dibuktikan dalam analisis lanjutan. Selanjutnya, data menunjukkan bahwa karakteristik lalu lintas di empat lokasi relatif sesuai dengan pendekatan (asumsi), seperti volume lalu lintas, prosentase kendaraan berat, dan kecepatan yang pada umumnya mendekati. Untuk data volume lalu lintas di Purwakarta memang relatif lebih besar (1146 kend/jam) dibandingkan dengan lokasi lainnya, karena lokasi itu dinilai memang mengakomodasi karakteristik pergerakan kota (antara lain volume relatif tinggi). Dari tabulasi data ini, maka untuk penelitian tahap dua ditetapkan tipe trapesium dengan variasi kedalaman yang dibangun di lokasi Cianjur.

##### 4.1.2. Data Tingkat Getaran dengan Kedalaman Drainase

Dari data pengukuran tingkat getaran pada berbagai kedalaman drainase dengan skala penuh tipe Trapesium (h=0 cm, h=35 cm, h=70 cm, dan h=105 cm), dengan kontrol tanpa drainase (h=0 cm), dilihat dalam Tabel 2 di bawah ini.

Tabel 2  
TINGKAT GETARAN DENGAN BERBAGAI TINGKAT VARIASI KEDALAMAN (H) DRAINASE JALAN PADA TIPE TRAPESIUM

Periode Pik	Ukuran Kedalaman (cm)	Tingkat Getaran (dB)
Bangunan		
Kontrol	0	53,1
1	35	50,8
2	70	49,7
3	105	48,55

Dari Tabel 2 di atas memperlihatkan ada kecenderungan bahwa tingkat getaran pada kedalaman kontrol (h=0 cm) adalah tertinggi 53,1 dB dan semakin menurun (mengecil) ke 48,55 dB pada kedalaman yang makin tinggi (h=105 cm). Untuk memastikan apakah ada hubungan antara variabel datanya akan kita buktikan dengan uji statistik model regresi sederhana.

##### 4.2. PEMBAHASAN

##### 4.2.1. Tipe Drainase Jalan

Analisis tingkat getaran terhadap tipe drainase dilakukan dengan cara dua arah (manual dan menggunakan SPSS). Analisis secara manual dengan metode faktorial klasifikasi dua arah dengan beberapa pengamatan persel.

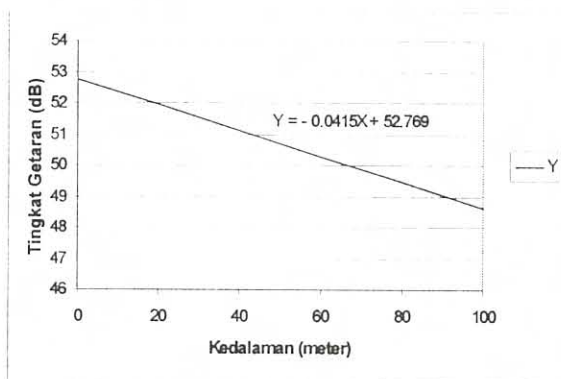
**Hipotesis nol** : Tidak ada perbedaan rata-rata tingkat reduksi getaran dari keempat tipe drainase tersebut.

Dari hasil analisis menunjukkan bahwa hasil perhitungan menunjukkan untuk uji hipotesis (H nol di atas),  $F_{hitung} < F_{tabel}$  ( $2,99 < 3,40$ ) artinya terima H nol (Uji kriteria, jika  $F_{hitung} > F_{tabel}$ , Tolak H nol), pada taraaf kepercayaan 95%. Kesimpulannya, tipe drainase tidak mempunyai kemampuan yang berbeda dalam mereduksi tingkat getaran lalu lintas. Selanjutnya, semua tipe drainase (Segi tiga, Segi empat, Trapesium dan Setengah lingkaran) dianggap mempunyai kemampuan sama dalam mereduksi tingkat getaran akibat lalu lintas. Salah satu alasan mengapa ketidak berartian tipe drainase dalam mengurangi tingkat getaran adalah, karena prinsip pembelokan dan pemantulan energi gelombang yang merambat kelihatannya tidak dipengaruhi oleh tipe, di mana ukuran (dimensi) tipe ini relatif kecil perbedaannya. Bisa saja potensinya berperan jika perubahan dimensi tipe drainase mungkin berbeda "cukup besar". Hal ini boleh jadi dapat menjadi pertimbangan riset lanjutan. Jadi, dalam pemilihan tipe drainase jalan jika dilihat dari pendekatan untuk menambah kemampuan dalam mengurangi tingkat getaran seperti kasus ini dianggap tidak mempunyai pengaruh yang besar, tetapi bahwa fungsi drainase jalan mampu mengurangi tingkat getaran secara berarti tetap dapat dinilai mempunyai fungsi dengan nilai ganda.



#### 4.2.2. Kedalaman Drainase Jalan

Dengan menggunakan persamaan model regresi sederhana, mencari hubungan variabel bebas dengan tak bebas, dengan Model persamaan  $Y = Ax + b$ , di mana  $Y$  adalah variabel tak bebas berupa data tingkat getaran, sedangkan variabel bebas adalah  $X$  sebagai data kedalaman (35 cm, 70 cm dan 105 cm). Hasil analisis menunjukkan persamaan model adalah  $Y = -0,0415 X + 52,75$  dan tingkat keeratan hubungan antar variabel datanya adalah  $R = 0,9648$ . Jadi, diartikan bahwa kedua data tersebut mempunyai hubungan data yang baik dan model tersebut menggambarkan korelasi negatif, yaitu bahwa kedalaman ( $h$ ) makin tinggi (makin dalam) maka tingkat getaran yang diterima makin kecil (lihat Gambar 6). Alasan ini bisa terjadi karena prinsip amplitudo perpindahan gelombang (gambar 2). Dalam implementasi perencanaan, maka persoalannya adalah jika pendekatan kedalaman akan diterapkan, perlu pertimbangan elevasi tinggi muka air yang harus diperhatikan, terutama tinggi muka air di muara (pertemuan drainase jalan dengan saluran pembuang lainnya).



Gambar 6. Hubungan Tingkat Getaran Dengan Kedalaman

## V. KESIMPULAN DAN REKOMENDASI

### 5.1. KESIMPULAN

- Bahwa dari penelitian awal sudah mengindikasikan tingkat getaran lalu lintas, di mana komposisi prosentase kendaraan berat, kecepatan rata-rata relatif cukup tinggi, dan volume lalu lintas (maksimum) akan berpengaruh terhadap tingkat getaran dan pada suatu "kondisi tertentu" mungkin dapat mengakibatkan kerusakan pada bangunan.
- Bahwa tingkat getaran lalu lintas ternyata dapat direduksi oleh adanya drainase jalan, yang sekarang ini drainase hanya akan berfungsi untuk mengalirkan air permukaan jalan.

- Hasil analisis menunjukkan bahwa perbedaan tipe drainase jalan seperti bentuk segi tiga, segi empat, trapesium dan setengah lingkaran ternyata tidak memberikan dampak berarti dalam menambah kemampuan untuk mereduksi tingkat getaran.
- Analisis data terhadap tingkat kedalaman justru mengindikasikan secara berarti bahwa kemampuan mereduksi tingkat getaran meningkat sejalan dengan makin tingginya kedalaman drainase jalan ( $h$  makin tinggi, kemampuan reduksi terhadap tingkat getaran makin besar)

### 5.2. Rekomendasi

Agar para pembina jalan (pengambil kebijakan, perencana, pelaksana, dan pemelihara jalan) supaya mempertimbangkan dengan penuh kearifan, bahkan dapat dianggap sebagai syarat mutlak, bahwa drainase jalan harus dibangun dan dapat berperan serta berfungsi secara maksimal (tepat lokasi, konstruksi yang benar dan terpelihara).

## DAFTAR PUSTAKA

- Atmaja, Made (1984) : "Pengaruh Getaran Jalan Raya Pada Bangunan di Sekitarnya". Jurusan Teknik Fisika ITB.
- D.D.Barkan (1960) : "Dynamic of Base and Foundations". Mc graw-Hill series in Soil Engineering and Foundation, New York.
- House, M.E., (1973): "Traffic-Induced Vibrations in Buildings". The Highway Engineer, Februari.
- Martin D.J., (1977): "Ground Vibration caused by Road Construction Operation". Transport and Road Research Laboratory. Departemen of The Environment, Departemen of Transport Supplementary Report No.328, Crowthorne, Berkshire.
- Richard F.E., Hall J/R., Wood R.D.(1970): "Vibration of Soils and Foundations". Prentise-Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Pusat Litbang Teknologi Prasarana Jalan (2000): "Penanganan Getaran Lalu Lintas Terhadap Lingkungan Jalan". Laporan Penelitian, Badan Litbang Kimbangwil, Departemen Permukiman dan Pengembangan Wilayah (unpublished).
- Pusat Litbang Teknologi Prasarana Jalan (1998): "Pengkajian Pengaruh Getaran Lalu Lintas terhadap Lingkungan Jalan. Laporan Penelitian, Badan Litbang Kimbangwil, Departemen Kimbangwil (unpublished).

### Penulis :

*Agus Bari Sailendra, Peneliti Madya bidang Transportasi dan Lingkungan Jalan, Pusat Litbang Prasarana Transportasi, Badan Litbang Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.*



## KAJIAN EKSPERIMENTAL DAKTILITAS STRUKTUR RANGKA BAJA TIPE PORTAL TERBUKA, PORTAL DIPERKAKU KONSENTRIK DAN PORTAL DIPERKAKU EKSENTRIK

Setyo Hardono<sup>[1]</sup>

### RINGKASAN

Tujuan utama dari penelitian eksperimental ini adalah untuk mempelajari dan mendapatkan nilai daktilitas struktur rangka baja. Dalam penelitian, digunakan 3 (tiga) model yaitu *Moment Resisting Frame (MRF)*, *Concentrically Braced Frame (CBF)* dan *Eccentrically Braced Frame (EBF)* tipe D. Model tersebut dikenakan gaya secara bertahap dengan beban berdasarkan *stroke control*, dengan harapan dapat mempelajari perilaku ketiga model tersebut secara lebih cermat. Hasil dari pengujian menunjukkan bahwa perilaku dari Model D-EBF mempunyai nilai daktilitas, penyerapan energi yang paling baik diantara dua model yang lain.

### SUMMARY

The main goal of this experimental research is to study and obtain the ductility values of steel frame structure. In this research there are three models used i. e. *Moment Resisting Frame (MRF)*, *Concentrically Braced Frame (CBF)* and *Eccentrically Braced Frame (EBF)* type D. Such models are subjected to forces in stages and loaded based on *stroke control*, so that one can study the behaviours of those models in details. The results of experiment show that the behaviour of D-EBF model has better ductility value and energy absorption compared to the other two.

### I. PENDAHULUAN

Indonesia merupakan negara yang terletak pada pertemuan empat lempeng litosfer, yaitu Eurasia, India, Australia dan Filipina serta terletak pada jalur gempa *Trans-Asia* dan *Circum Pasific*. Hal ini membuat terjadi banyak gerakan-gerakan tanah baik dalam bentuk gempa kecil maupun gempa besar.

Memperhatikan masalah-masalah yang berkaitan dengan gempa dalam merancang suatu struktur merupakan hal yang penting untuk dilakukan, mengingat kerusakan yang timbul akibat gempa dapat menyebabkan penderitaan, kehilangan nyawa dan harta benda. Dalam skala yang lebih luas dapat menyebabkan kesulitan yang serius bagi suatu negara, misalnya saja terjadi kelumpuhan ekonomi.

Sampai saat ini, gaya gempa rencana yang digunakan mengacu kepada gaya maksimum yang mungkin diterima struktur akibat gempa yang diperoleh dari perkalian percepatan maksimum gempa yang mungkin terjadi dengan massa bangunan.

Untuk mendapatkan nilai percepatan gempa digunakan respons spektrum inelastis, karena sangatlah tidak ekonomis untuk mendesain bangunan agar berperilaku elastik bila gempa besar terjadi. Cara mendapatkan respons spektrum inelastik adalah dengan mereduksi respons spektrum elastik dengan daktilitas strukturnya.<sup>[6]</sup> Sedangkan untuk mendapat

kan gaya gempa desain didapatkan dengan cara gaya geser dasar dikalikan dengan suatu faktor yang disebut faktor Jenis Struktur (*K*). Faktor ini dimaksudkan untuk mengatasi perbedaan perilaku dari suatu jenis struktur yang mana tergantung pada konfigurasi struktur dan pemakaian bahan struktur.

#### 1. 2. Tujuan Penelitian

Berdasarkan latar belakang yang telah disebutkan di atas, penelitian yang berupa kegiatan eksperimental mempunyai tujuan sebagai berikut :

1. Memperoleh besarnya beban batas suatu komponen struktur akibat pembebanan statik.
2. Mendapatkan nilai daktilitas dan faktor jenis suatu struktur.

#### 1. 3. Ruang Lingkup Masalah

Pembahasan utama dalam penelitian ini adalah besaran daktilitas struktur. Struktur yang ditinjau berupa struktur baja sederhana, yaitu :

- Struktur portal terbuka sederhana tanpa pengaku (MRF)
- Struktur portal terbuka sederhana dengan pengaku konsentrik (CBF)
- Struktur portal terbuka sederhana dengan pengaku eksentrik tipe D-EBF



Struktur dibebani dengan pembebanan monotonik satu arah sampai mencapai kehancuran. Melalui kurva beban-perpindahan yang didapat, dihitung daktilitas struktur tersebut.

## II. DASAR TEORI

### 2.1. Beban Gempa

Karena kecilnya kemungkinan terjadi gempa besar, maka sangatlah tidak ekonomis untuk merencanakan bangunan agar berperilaku elastik bila gempa besar terjadi. Untuk menentukan beban gempa berlaku prinsip berikut :

1. Struktur harus mampu menahan gempa kecil tanpa rusak
2. Struktur harus mampu menahan gempa sedang tanpa rusak walaupun ada kerusakan non struktural.
3. Struktur mampu menahan gempa besar tanpa runtuh, walaupun terdapat kerusakan struktural.

Untuk menghindari keruntuhan akibat gempa besar, elemen struktur harus memiliki kemampuan yang cukup untuk menyerap dan mendisipasikan energi melalui deformasi inelastiknya. Biasanya kemampuan ini dinyatakan dalam daktilitas ( $\mu$ ).

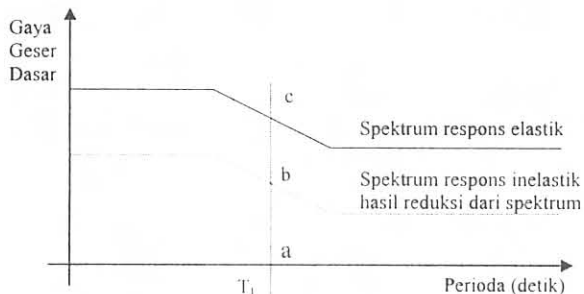
### 2.2. Respons Spektrum

Respons spektrum adalah kurva yang merepresentasikan respons-respons maksimum dari perpindahan, kecepatan ataupun besaran yang diinginkan dari suatu sistem berderajat kebebasan tunggal terhadap perioda alami ( $T$ ) atau frekuensi alami ( $f$  atau  $\omega$ ). Respons spektrum yang digunakan untuk mendesain adalah respons spektrum inelastik. Cara untuk mendapatkan respons spektrum inelastik adalah dengan mereduksi respons spektrum elastik dengan tingkat daktilitas strukturnya (Gambar 2. 1). Pada cara ini digunakan dua konsep yaitu konsep kesamaan energi dan konsep kesamaan perpindahan. Di dalam "Indonesian Earthquake Study"<sup>[6]</sup>, disebutkan bahwa harga  $T_1 = 0.5$  detik.

Reduksi (tergantung faktor daktilitas)

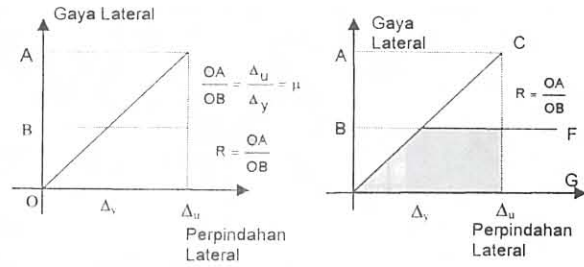
$$= \frac{ac}{ab} = \mu \text{ untuk } T > T_1$$

$$= \sqrt{2\mu - 1} \text{ untuk } T < T_1, \text{ dimana } T_1 = \frac{1}{f_1}$$



Gambar 2.1. Ilustrasi reduksi respons spektrum elastik<sup>[6]</sup>

Faktor reduksi untuk kedua konsep tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.2.



(a) Konsep Kesamaan Perpindahan (b) Konsep Kesamaan Energi

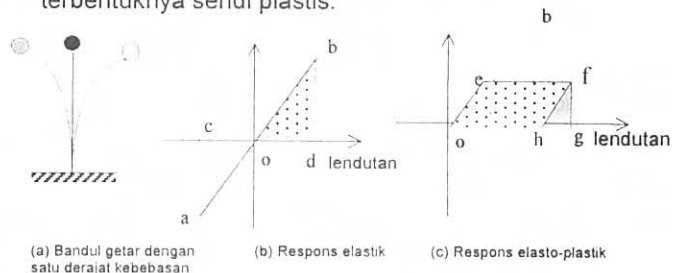
Gambar 2.2. Respons elastik dan elastoplastik<sup>[15]</sup>

Dari perbandingan geometri pada Gambar 2.2, didapat  $R = 1/\mu$  untuk konsep kesamaan perpindahan dan  $R = 1/\sqrt{2\mu - 1}$  untuk konsep kesamaan energi.

### 2.3. Daktilitas Struktur

Telah diterima secara umum bahwa tidak ekonomis bila merencanakan struktur gedung sedemikian kuat, sehingga mampu menahan gempa secara elastik. Oleh karena itu ditetapkan suatu gempa rencana yang menjamin suatu struktur tidak rusak dalam gempa kecil atau sedang, tetapi dalam gempa kuat yang jarang terjadi, struktur tersebut mampu melakukan perubahan bentuk secara daktil, dengan memancarkan energi gempa dan membatasi gaya gempa yang masuk kedalam struktur.

Untuk menggambarkan prinsip tersebut diatas, ditinjau perilaku struktur dengan satu derajat kebebasan (struktur bandul getar) seperti pada Gambar 2.3.(a). Respons elastik ditunjukkan pada Gambar 2.3.(b), dimana bidang obd menunjukkan Energi Potensial yang tersimpan bila struktur menyimpang ke titik b. Bila struktur berubah kedudukan dari titik b melalui titik awal o maka seluruh energi potensial tersebut dirubah menjadi Energi Kinetik dan kembali disimpan sebagai Energi Potensial pada kedudukan a. Apabila pada struktur bandul tersebut diperbolehkan terjadi sendi plastis, maka idealisasi perilaku struktur tersebut seperti pada Gambar 2.3.(c). Titik e menunjukkan gaya geser yang berhubungan dengan kapasitas momen dari sendi plastis. Simpangan struktur tersebut kemudian mengikuti garis e - f, sampai pada kedudukan akhir yaitu f. Energi Kinetik di o dirubah menjadi Energi Potensial seperti pada bidang oefg, dan gaya geser dibatasi dengan terbentuknya sendi plastis.



(a) Bandul getar dengan satu derajat kebebasan (b) Respons elastik (c) Respons elasto-plastik

Gambar 2.3. Perilaku Struktur dengan satu derajat kebebasan<sup>[7]</sup>

Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur atau komponen struktur untuk berdeformasi inelastik tanpa terjadi fraktur, dan lebih baik bila tanpa terjadi pengurangan kekuatan secara drastis.

Untuk struktur dengan satu derajat kebebasan (SDOF), dengan perilaku elasto plastik sempurna, faktor daktilitas perpindahan ( $\mu$ ) didefinisikan sebagai perbandingan antara simpangan maksimum  $f$  dan simpangan leleh pertama  $e$ , yang juga sebagai ukuran bagi perilaku dan kemampuan struktur untuk menyimpan dan memancarkan energi.

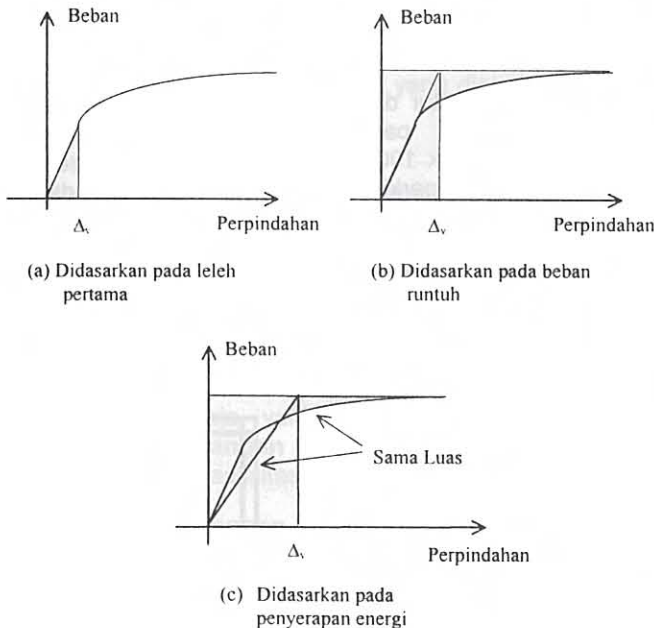
$$\mu = \frac{og}{oe} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad 2.1$$

dimana :

$\Delta_u$  = simpangan maksimum

$\Delta_y$  = simpangan saat leleh terjadi

Energi total yang disimpan pada simpangan maksimum adalah  $oefg$ , dan bila struktur kembali ke kedudukan awal (tanpa gaya) maka energi yang di kembalikan hanya  $hfg$  sebagai energi kinetik. Perilaku ini berlainan dengan respons elastis yang mana seluruh energi potensial yang tersimpan dikembalikan seluruhnya sebagai energi elastik. Perilaku elasto-plastis ini merupakan dasar bagi teknik pencadangan energi yang dipakai dalam perencanaan struktur yang daktail.<sup>[7]</sup>



Gambar 2.4. Alternatif penentuan simpangan leleh

Untuk sistem struktur dengan titik leleh sulit ditentukan, pengambilan simpangan leleh ( $\Delta_y$ ) tidak terlalu jelas. Ada beberapa cara yang digunakan untuk mendefinisikan simpangan leleh seperti pada Gambar 2. 4, yaitu :

1. Didasarkan atas simpangan saat leleh pertama terjadi

2. Didasarkan atas perpotongan simpangan elastik terhadap beban ekuivalen saat beban runtuh (*significant yield*)
3. Simpangan leleh yang didasarkan atas kapasitas penyerapan energi yang sama antara sistem elasto-plastik dengan struktur aktual pada beban ultimit yang sama.

Dari referensi [7] telah ditunjukkan akan pentingnya suatu struktur berperilaku secara daktail. Seperti pada Gambar 2.1, faktor daktilitas dipakai untuk mereduksi spektrum respons elastik menjadi respons inelastik. Pada peraturan gempa, disyaratkan struktur hendaknya mempunyai faktor daktilitas minimum 4<sup>[7]</sup>.

#### 2. 4. Mekanisme Pemencaran Energi

Sistem struktur baja yang telah dikembangkan untuk keperluan bangunan sipil antara lain :

- Rangka Penahan Momen (*Moment Resisting Frame / MRF*)
- Rangka Diperkaku Konsentrik (*Concentrically Braced Frame / CBF*)
- Rangka Diperkaku Eksentrik (*Eccentrically Braced Frame / EBF*)
- Dinding Geser Baja (*Steel Shear Wall*)
- Rangka dengan Pengaku Lengkung (*Bent Bracing Frame*)
- Isolasi Dasar (*Base Isolation*)

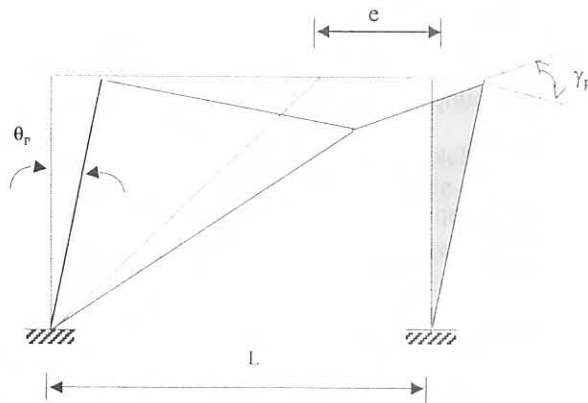
Dari bermacam sistem tersebut, yang sering digunakan dalam praktek adalah sistem MRF, CBF dan EBF.

Studi tentang struktur baja pada awalnya difokuskan pada sistem MRF. Sistem struktur ini dikenal memiliki kemampuan menyerap energi gempa yang baik, tetapi memerlukan terjadinya simpangan yang cukup besar agar timbul sendi-sendi plastis pada balok yang berfungsi menyerap energi gempa. Simpangan yang besar ini akan mengakibatkan kerusakan non-struktural yang besar disamping akan memperbesar pengaruh P- $\Delta$  efek. Dengan kata lain, struktur ini bersifat daktail, tetapi kurang kaku.

Pengaku pada struktur baja dimaksudkan untuk mengatasi kelemahan pada sistem MRF. Beberapa jenis pengaku yang dikenal adalah sistem CBF dan EBF. Pada sistem CBF, penyerapan energi gempa dilakukan melalui pelelehan dan pasca tekuk dari elemen pengaku.<sup>[9]</sup> Ciri khas sistem CBF ini adalah sistem pengaku terletak pada diagonal setiap petak rangka.<sup>[14]</sup> Bentuk diagonal ini secara mekanika akan memiliki sifat yang lebih kaku dari segi empat. Dengan perilaku demikian, sistem ini memiliki kemampuan memancarkan energi dan daktilitas terbatas walaupun cukup kaku dibandingkan dengan MRF.



Untuk mengatasi kelemahan pada MRF dan CBF tersebut, maka diusulkan struktur dengan pengaku eksentrik (EBF). Penyerapan energi melalui mekanisme pembentukan sendi plastis pada elemen *active link*. Kelelahan pada *active link* ini dapat berupa kelelahan geser atau lentur dan diijinkan terjadi deformasi yang cukup besar. Karena itu sistem pengaku direncanakan tidak akan mengalami kelelahan baik tarik maupun tekuk. Ini dimaksudkan agar kestabilan elemen *active link* terjaga dengan baik.



Gambar 2.5. Mekanisme Pemencaran Energi Sistem EBF

Berdasarkan hasil studi yang pernah dilakukan oleh [5], [11], [12], bahwa sistem EBF memiliki respons yang paling baik dalam analisis plastis, ketika menerima beban siklik. Hal ini sebabkan pada kemampuan menyerap energi yang sangat besar, dan sangat konsisten (tidak terjadi degradasi kekakuan) sampai sejumlah putaran (*cycle*) yang cukup tinggi. Mekanisme pemencaran energi sistem EBF dapat dilihat pada Gambar 2.5.

### 2.5 Kriteria Runtuh Struktur

Telah diterima secara luas bahwa struktur baja mempunyai penampilan yang baik akibat beban gempa. Akibat dari karakteristik material baja, struktur rangka baja dapat direncanakan untuk beban ultimit dimana mekanisme plastis dapat diharapkan terjadi. Beban plastis maksimum yang menyebabkan terbentuknya sendi plastis pada seluruh elemen rangka, secara teoritis dapat dipikul oleh portal baja, sehingga memungkinkan untuk penyerapan energi maksimum. Tetapi pada kenyataannya hal ini tidak selalu dapat dicapai, bilaman struktur telah melewati keadaan batasnya.

Keadaan batas dari suatu struktur adalah suatu kondisi dimana struktur tidak dapat berfungsi lagi. Kondisi batas dapat ditentukan oleh :

- persyaratan fungsi, seperti defleksi maksimum, secara konsep dapat berupa sendi plastis atau mekanisme pembentukan sendi plastis.
- Ditentukan oleh keruntuhan nyata dari keseluruhan atau sebagian struktur seperti fraktur atau ketidakstabilan.

## III. KAJIAN EKSPERIMENTAL

### 3.1. Pemodelan Benda Uji

Pemodelan benda uji diambil 3 (tiga) model. Model I struktur sederhana rangka penahan momen portal terbuka (*Moment Resisting Frame, MRF*). Model II seperti Model I dengan tambahan pengaku konsentrik (CBF) dan Model III seperti model dengan tambahan pengaku eksentrik tipe D-EBF. Pengambilan model yang berbeda tersebut dimaksudkan untuk mengetahui karakteristik masing-masing tipe struktur terhadap beban yang bekerja.

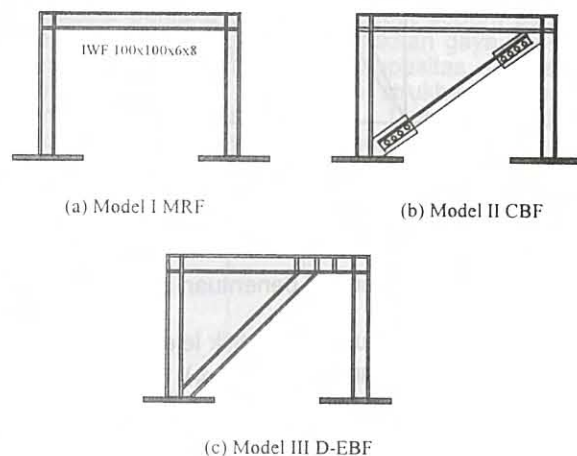
Profil yang dipakai pada setiap model dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut :

Tabel 3.1  
JENIS PROFIL BAJA UNTUK BENDA UJI

Model	Tipe	Elemen	Profil
I	MRF	kolom	IWF 100x100x6x8
		balok	IWF 100x100x6x8
II	CBF	kolom	IWF 100x100x6x8
		balok	IWF 100x100x6x8
		bresing	2 L 40x40x3
III	D-EBF	balok	IWF 100x100x6x8
		kolom	IWF 100x100x6x8
		bresing	2 CNP 8
		link	IWF 100x100x6x8

Ukuran struktur diambil, dengan memperhatikan keterbatasan, panjang kolom 667 mm dan bentang balok 1000 mm. Dari analisis non linear ini dapat diperkirakan gaya-gaya ultimit dan deformasi ultimit, dan digunakan sebagai acuan pemasangan instrumen pada benda uji seperti pencatatan lendutan dan regangan.

Bentuk pemodelan masing-masing benda uji tersaji dalam Gambar 3.1 berikut ini.



Gambar 3.1. Bentuk model benda uji

Sistem perletakan dibuat sedemikian sehingga berfungsi sebagai tumpuan jepit. Sebelum diletakkan ke sistem perletakan, benda uji menempu ke *base plate* dengan sambungan las. *Base plate* benda uji menempel pada sistem tumpuan dengan menggunakan baut mutu tinggi, untuk menjamin tidak terjadi kegagalan pada sistem tumpuan.

### 3. 2. Set Up Pengujian

#### 3. 2. 1. Peralatan yang digunakan

Peralatan yang digunakan untuk pelaksanaan pengujian terhadap model benda uji adalah :

##### Loading Frame

Loading Frame berfungsi memberikan beban pada benda uji sekaligus mengatur jenis pembebanan sesuai dengan kebutuhan pengujian. Sistem pembebanan terhadap benda uji dilakukan dengan kecepatan 0.02 mm/detik berdasarkan *stroke control* sampai runtuh.

##### Displacement Tranducers (LVDT)

Alat ini digunakan untuk mengukur besarnya perpindahan yang terjadi pada bagian-bagian tertentu benda uji. Untuk merekam hasil pengujian (besarnya perpindahan) maka LVDT dilengkapi dengan Data Logger.

##### Data Logger

Merupakan alat yang digunakan untuk merekam besarnya regangan maupun perpindahan pada benda uji yang diamati. Data Logger yang digunakan adalah tipe TDS 302.

#### 3. 3. 3. Uji tarik baja

Metode pengujian tarik baja mengikuti ketentuan JIS Z 2201 tentang *Test Pieces for Tensile Test for Mettalic Materials*, JIS Z 2241 tentang *Method of Tensile Test for Mettalic Materials*, JIS G 3101 tentang *Rolled Steels for General Structure*.

Uji tarik baja ini dilakukan dengan *Universal Testing Machine* (UTM). Dari uji tarik baja ini didapat sifat-sifat karakteristik baja, yaitu **tegangan leleh baja** (*yield stress,  $F_y$* ), **tegangan ultimit baja** (*ultimate stress,  $F_u$* ) dan modulus elastisitas baja (*E*).

#### 3. 3. 4. Pemasangan strain gage

Secara umum strain gage dipasang di tumpuan jepit dan pada beberapa tipe batang yang mengalami gaya dalam yang cukup besar, yang mana dimungkinkan akan terjadi leleh dan atau tekuk di lokasi tersebut. Jenis strain gage yang dipergunakan adalah jenis *post yield*.

Tabel 3.2  
KARAKTERISTIK STRAIN GAUGE

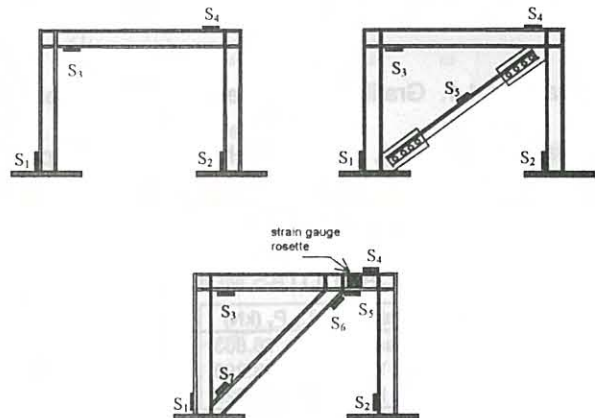
Gauge Type	YFLA-5	YFRA-2
Gauge Factor	2.12	2.2
Gauge Length	5 mm	2 mm
Gauge Resistance	120 ± 0.3 Ω	120 ± 0.5 Ω
Adhesive	CN	CN

Setiap strain gage yang terpasang diberi nomor sesuai dengan *chanel* yang tersambung pada Data Logger. Karakteristik strain gage dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Lokasi pemasangan strain gauge didasarkan pada tegangan terbesar yang terjadi pada masing-masing tipe batang, seperti pada Gbr. 3.2.

#### 3. 3. 5. Pemasangan LVDT

Pembebanan struktur ditempatkan pada bagian sambungan balok-kolom. Lokasi tepat di sambungan dimana beban bekerja dipasang LVDT guna mengukur besarnya perpindahan yang terjadi pada joint tersebut. Selain itu LVDT juga dipasang pada tumpuan yang mengalami tarik terbesar untuk mengetahui besarnya pergeseran pada tumpuan tersebut yang seharusnya tidak terjadi.



Gambar 3.2. Lokasi pemasangan *strain gauge*

#### 3. 3. 6. Pelaksanaan pengujian

Setelah segala sesuatu diset up sesuai fungsi dan keperluannya maka benda uji siap dilakukan pengelasan di laboratorium dengan sistem penambahan defleksi (*stroke control*) secara bertahap. Dengan penambahan defleksi secara bertahap ini diharapkan akan terdeteksi perilaku struktur akibat beban yang bekerja.

## IV. DATA DAN ANALISIS DATA

### 4. 1. Data Hasil Uji Tarik Baja

Hasil pengujian profil baja dapat disajikan pada Tabel 4. 1 berikut :

Tabel 4.1  
HASIL UJI TARIK BAJA

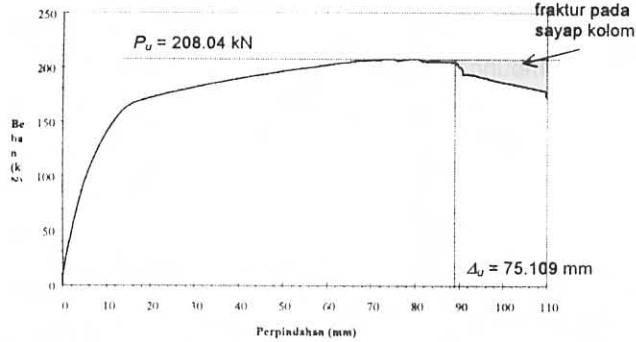
Profil	Bagian	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	E (MPa)	$\epsilon_y$ $\mu$ strain	Dipakai pada
IWF 100x100	Sayap	283.52	413.63	215382	1316.36	MRF
	Badan	392.01	488.27	212084	1848.37	
IWF 100x100	Sayap	300.34	415.46	202936	1479.97	CBF & D-EBF
	Badan	277.70	386.71	203429	1365.10	
L 40x40x3		426.25	551.45	217413	1960.55	CBF
CNP 8	Sayap	360.792	501.83	211274	1707.70	D-EBF
	Badan	220.133	312.51	174096	1264.43	



## 4. 2. Data Hasil Pengujian Model

### 4. 2. 1. Data Uji Model I, MRF

Hasil pengujian MRF menunjukkan beban maksimum (ultimit) dapat dicapai sebesar 208.04 kN dengan perpindahan maksimum sebelum keruntuhan sebesar 75.109 mm, seperti pada Gambar 4. 1. Energi yang dapat diterima struktur sampai beban ultimit adalah 13157.66 kN mm.



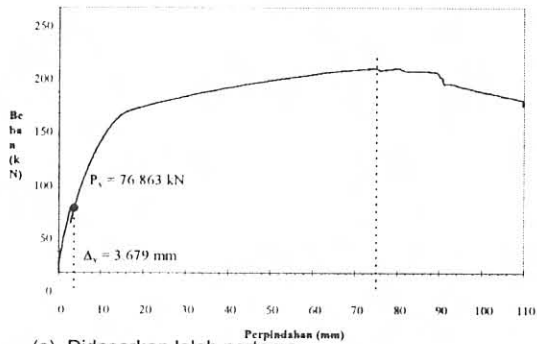
Gambar 4.1. Grafik beban – perpindahan Model MRF

Nilai daktilitas ( $\mu$ ), beban leleh ( $P_y$ ) dan simpangan leleh ( $\Delta_y$ ), dapat dilihat pada Tabel 4. 2 dan Gambar 4. 2 berikut.

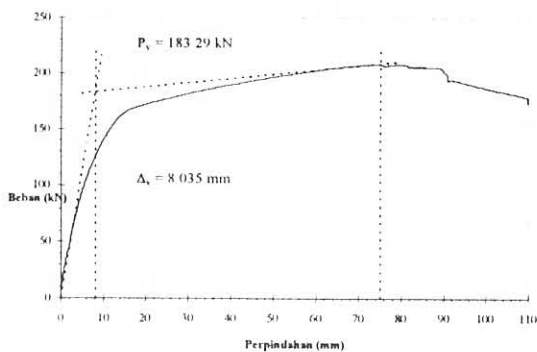
Tabel 4. 2  
NILAI DAKTILITAS MODEL MRF

No	Konsep Daktilitas	$P_y$ (kN)	$\Delta_y$ (mm)	$\mu = \Delta_u/\Delta_y$
1.	Leleh Pertama	76.863	3.679	20.416
2.	Significant Yield	183.290	8.035	9.348
3.	Kesamaan Energi	186.220	15.848	4.739

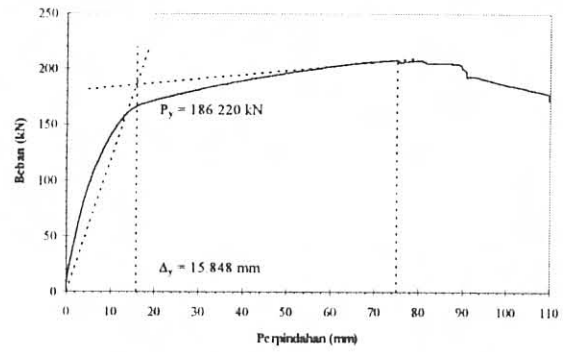
Catatan :  $P_u = 208.04$  kN  
 $\Delta_u = 75.109$  mm



(a) Didasarkan leleh pertama



(b) Didasarkan garis asimtot beban runtuh (significant yield)



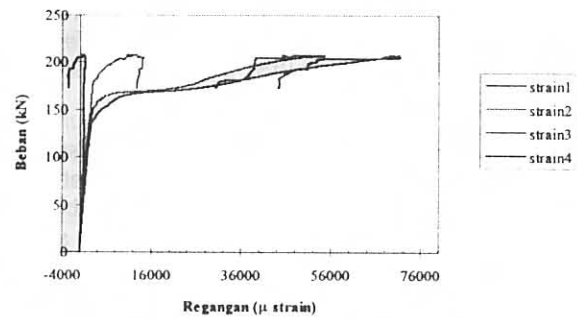
(c) Didasarkan kesamaan penyerapan energi

Gambar 4.2. Nilai Daktilitas Model MRF

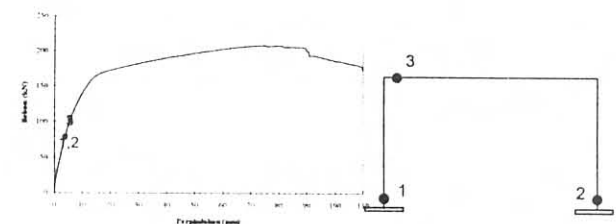
Urutan terjadi leleh pada struktur ditentukan dari nilai regangan leleh pada strain gauge. yaitu sebesar  $\epsilon_y = 1320 \mu$  strain. Nilai ini didapat dari hasil uji tarik baja (Tabel 4. 1). Tabel 4. 3 memperlihatkan urutan kelelahan tersebut.

Tabel 4. 3  
URUTAN BEBAN LELEH MODEL MRF

	Beban (kN)	Perpindahan (mm)	Regangan ( $\mu$ strain)	No. Strain Gauge
1.	76.863	3.679	1320	S <sub>2</sub>
2.	79.447	3.859	1324	S <sub>1</sub>
3.	101.593	5.578	1323	S <sub>3</sub>
4.	-	-	-	S <sub>4</sub>

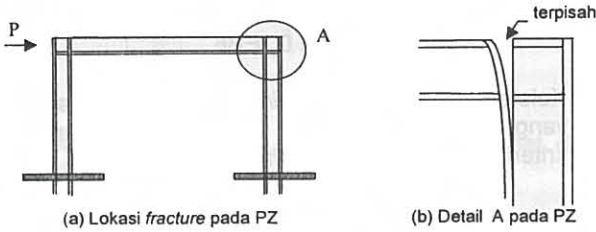


Gambar 4.3. Grafik beban - regangan



Gambar 4.4. Urutan leleh Model MRF

Apabila dilihat dari data regangan (Gambar 4. 3) maka pada strain gauge S4 (Gambar 3. 4) tidak pernah terjadi regangan leleh yang berarti tidak pernah terjadi kelelahan pada batang (daerah) tersebut. Hal ini disebabkan adanya kegagalan pada daerah *Panel Zone* (PZ), dimana terjadi pemisahan (*fracture*) antara bagian sayap (*flange*) dengan bagian badan (*web*) pada daerah batang kolom, seperti pada ilustrasi Gambar 4.5, atau dapat dilihat pada foto pengujian. Kejadian tersebut terjadi pada beban  $P = 135$  kN.

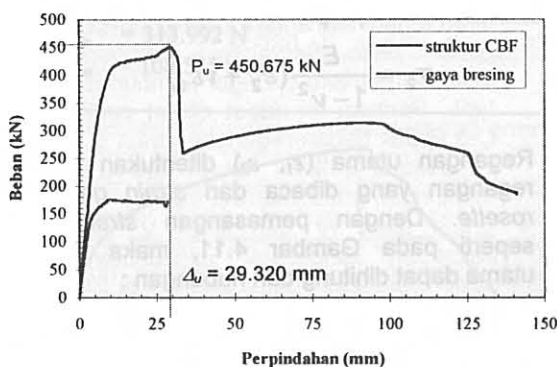


Gambar 4.5. *Fracture* pada daerah *Panel Zone*

*Fracture* pada PZ tersebut dikarenakan tidak adanya penguaku diagonal pada PZ, sehingga PZ tidak berperilaku sebagai daerah *rigid* tetapi dapat melakukan deformasi. Bilamana hal tersebut tidak terjadi, maka dapat dipastikan struktur Model MRF tersebut akan mempunyai beban maksimum ( $P_u$ ) dan daktilitas yang lebih tinggi.

4. 2. 2. Data Uji Model II, CBF

Perilaku struktur Model CBF lebih getas (*brittle*) dibandingkan dengan struktur Model MRF, seperti terlihat pada Gambar 4. 6. Dari pengertian daktilitas pada Subbab 2. 3, maka beban maksimum yang dapat dicapai  $P_u = 450.675$  kN dengan perpindahan maksimum sebesar  $\Delta_u = 29.32$  mm.



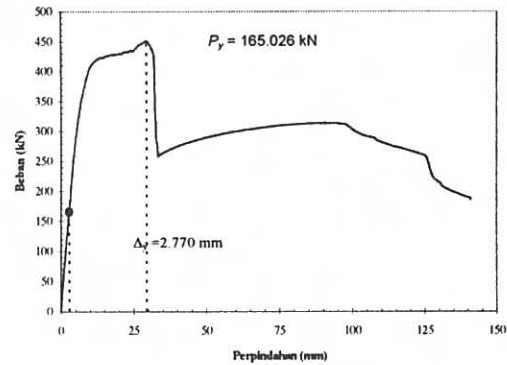
Gambar 4.6. Grafik beban – perpindahan Model CBF

Berbeda dengan Model MRF, pada Model CBF nilai daktilitas ( $\mu$ ), simpangan leleh ( $\Delta_y$ ) lebih kecil tetapi beban leleh dan ultimit lebih besar, seperti terlihat pada Tabel 4. 3 dan Gambar 4. 7.

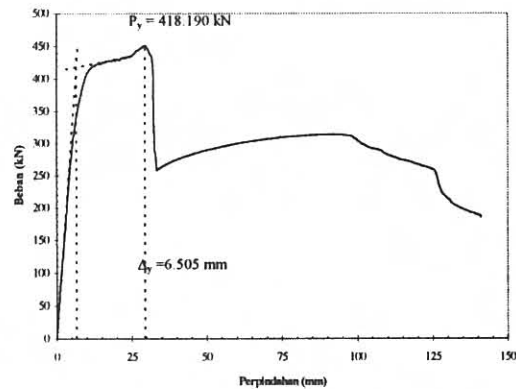
Tabel 4. 4  
NILAI DAKTILITAS MODEL CBF

No	Konsep Daktilitas	$P_y$ (kN)	$\Delta_y$ (mm)	$\mu = \Delta_u/\Delta_y$
1.	Leleh Pertama	165.026	2.770	10.585
2.	<i>Significant Yield</i>	418.190	6.505	4.507
3.	Kesamaan Energi	419.980	8.482	3.457

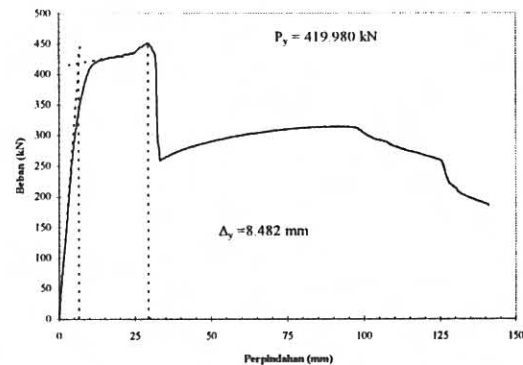
Catatan :  $P_u = 450.675$  N  
 $\Delta_u = 29.320$  mm



(a) Didasarkan leleh pertama



(b) Didasarkan *significant yield*



(c) Didasarkan kesamaan penyerapan energi

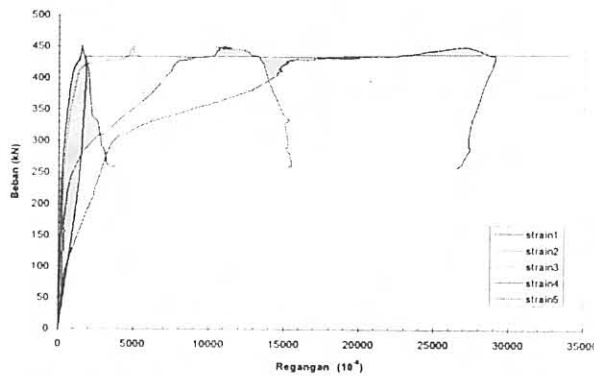
Gambar 4.7. Nilai daktilitas Model CBF



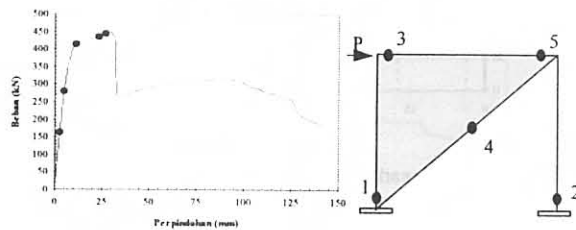
Urutan leleh pada struktur ditentukan dari nilai regangan leleh pada *strain gauge*, yaitu  $\epsilon_y = 1480 \mu$  strain untuk frame dan  $\epsilon_y = 1960 \mu$  strain untuk bresing (Tabel 4. 1). Grafik beban regangan pada Model CBF ini dapat dilihat pada Gambar 4. 8 atau pada Lampiran C. Urutan kelelahan Model CBF disajikan pada Tabel 4. 5 dan Gambar 4. 9.

Tabel 4. 5  
URUTAN LELEH MODEL CBF

No	Beban (kN)	Perpindahan (mm)	Regangan ( $\mu$ strain)	No. <i>Strain Gauge</i>
1.	165.0263	2.770	1514	S <sub>1</sub>
2.	279.0685	4.830	1527	S <sub>2</sub>
3.	415.3124	11.250	1500	S <sub>3</sub>
4.	434.0810	23.490	1494	S <sub>5</sub>
5.	444.8958	27.312	1500	S <sub>4</sub>



Gambar 4.8. Grafik beban – regangan Model CBF

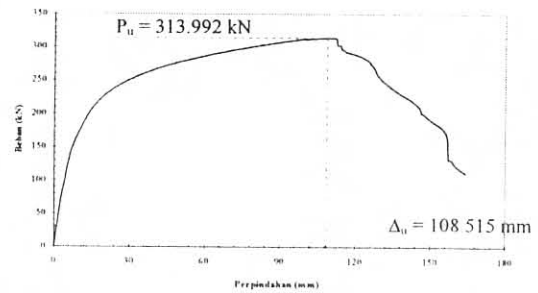


Gambar 4.9. Urutan terjadi leleh Model

Pada Gambar 4. 6 terlihat bahwa setelah beban  $\pm 430$  kN, struktur mengalami kenaikan beban yang cukup berarti sampai mencapai beban puncak  $P_u = 450.675$  kN. Hal ini disebabkan adanya *strain hardening* pada batang bresing (tepatnya pada sambungan baut). Setelah beban tersebut, batang bresing putus yang mengakibatkan beban turun drastis menjadi 260 kN. Selanjutnya perilaku Model CBF seperti pada MRF.

#### 4. 2. 3. Data Uji Model III, D-EBF

Hasil pengujian Model D-EBF diperoleh beban maksimum yang dapat dicapai sebesar  $P_u = 313.992$  kN dengan perpindahan maksimum  $\Delta_u = 108.515$  mm, seperti pada Gambar 4. 10. Energi yang dapat diterima struktur sampai beban ultimit (maksimum) adalah 28306 kNmm.



Gambar 4.10. Grafik beban – perpindahan Model D\_EBF

Kelelahan pada elemen *link* pada bagian badan yang berperilaku geser dihitung berdasarkan kriteria leleh *Octahedral Shear Stress*, yaitu :

$$\tau_h = \tau_{ho} \quad 4. 1$$

dimana :

$$\tau_h = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad 4. 2$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  = tegangan utama

Dengan mengambil tegangan uniaksial pada pengujian tarik  $\sigma_1 = F_y$  dan  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$  didapat batas leleh :

$$\tau_{ho} = \frac{\sqrt{2}}{3} F_y \quad 4. 3$$

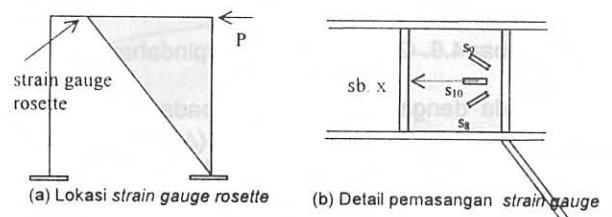
Bila diasumsikan pada bagian badan dari elemen *link* berperilaku sebagai *plane stress* nilai-nilai tegangan utama ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) dapat ditentukan dari nilai-nilai regangan utama  $\epsilon_1$  dan  $\epsilon_2$  yang didapat dari bacaan *strain gauge*. Hubungan tegangan utama dan regangan utama adalah :

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2) \quad 4. 4$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_2 + \nu \epsilon_1) \quad 4. 5$$

Regangan utama ( $\epsilon_1, \epsilon_2$ ) ditentukan dari nilai regangan yang dibaca dari *strain gauge* tipe *rosette*. Dengan pemasangan *strain gauge* seperti pada Gambar 4.11, maka regangan utama dapat dihitung dari hubungan :

$$\epsilon_{s_i} = \epsilon_{xx} \cos^2 \theta_i + \epsilon_{yy} \sin^2 \theta_i + \gamma_{xy} \sin \theta_i \cos \theta_i \quad 4. 6$$



Gambar 4.11. Strain gauge rosette pada elemen link

Besar sudut masing-masing *strain gauge* terhadap sumbu x,  $\theta = 45^\circ$ , maka hubungan regangan pada rumus diatas untuk ketiga *strain gauge* dapat ditulis dalam bentuk matriks :

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{2} & \frac{1}{2} & \frac{1}{2} \\ \frac{1}{2} & \frac{1}{2} & -\frac{1}{2} \\ 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} S_8 \\ S_9 \\ S_{10} \end{Bmatrix} \quad 4.7$$

sehingga regangan terhadap sumbu x adalah :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 \\ 1 & 1 & -1 \\ 1 & -1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} S_8 \\ S_9 \\ S_{10} \end{Bmatrix} \quad 4.8$$

Selanjutnya nilai-nilai regangan utama dapat dihitung dari hubungan :

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy}}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \quad 4.9$$

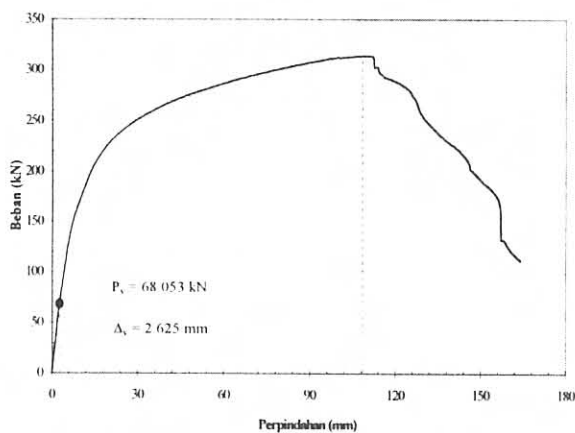
Hasil pengujian bagian badan profil IWF didapat  $E = 203429 \text{ N/mm}^2$ ,  $F_y = 277.70 \text{ N/mm}^2$  dan  $\nu = 0.3$ . Dengan menghitung nilai-nilai regangan dari pengujian Model D-EBF, maka leleh pertama yang disebabkan oleh geser terjadi pada saat beban  $P_y = 68.053 \text{ kN}$  dan perpindahan  $\Delta_y = 2.625 \text{ mm}$ .

Nilai daktilitas ( $\mu$ ), beban leleh ( $P_y$ ) dan simpangan leleh ( $\Delta_y$ ) dapat dilihat pada Tabel 4. 4 dan Gambar 4. 11 berikut :

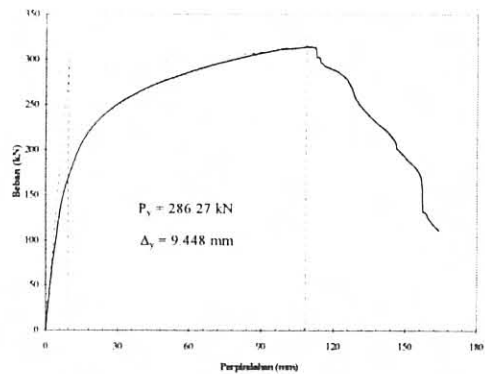
Tabel 4. 6  
NILAI DAKTILITAS MODEL D-EBF

No	Konsep Daktilitas	$P_y$ (kN)	$\Delta_y$ (mm)	$\mu = \Delta_u/\Delta_y$
1.	Leleh Pertama	68.053	2.625	41.345
2.	Significant Yield	286.27	9.448	11.486
3.	Kesamaan Energi	291.67	29.015	3.740

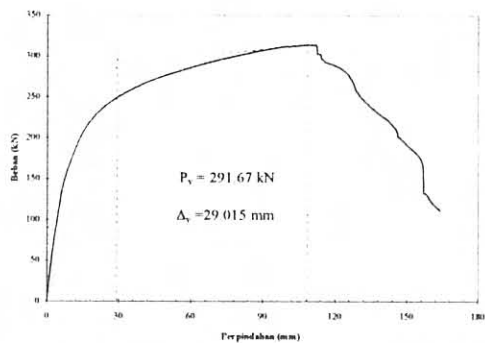
Catatan :  $P_u = 313.992 \text{ N}$   
 $\Delta_u = 108.515 \text{ mm}$



(a) Didasarkan leleh pertama



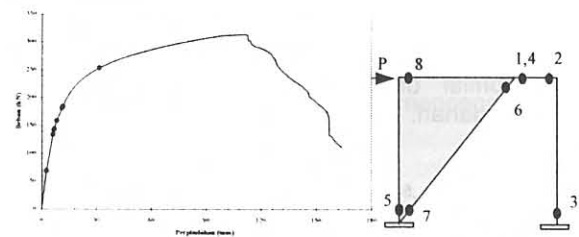
(b) Didasarkan significant yield



(c) Didasarkan kesamaan penyerapan energi

Gambar 4.12. Nilai daktilitas Model D-EBF

Urutan terjadi leleh pada struktur ditentukan dari nilai regangan leleh pada *strain gauge* yang terpasang, seperti pada Tabel 4. 1. Khusus untuk elemen *link*, leleh bagian badan mengikuti kriteria leleh *octahedral shear stress* yang telah diuraikan diatas.



catatan : leleh ke 1 akibat geser  
leleh ke 2, 3 dst akibat lentur

Gambar 4.13. Urutan leleh Model D-EBF

Tabel 4. 7 dan Gambar 4. 13 menggambarkan urutan kelelahan pada Model D-EBF selama pembebanan berlangsung.



Tabel 4. 7  
URUTAN LELEH MODEL D-EBF

No.	Beban (kN)	Perpindahan (mm)	Regangan ( $\mu$ strain)	No. Strain Gauge
1.	68.053	2.625	1476	Shear
2.	133.494	6.157	1493	S4
3.	141.965	6.607	1500	S2
4.	143.379	6.828	1498	S5
5.	158.017	8.156	1505	S1
6.	180.968	11.978	1713	S6
7.	184.119	11.513	1718	S7
8.	253.223	31.434	1482	S3

#### 4. 3. Analisis Data Hasil Pengujian

##### 4. 3. 1 Kekuatan struktur

Seperti yang telah disajikan pada Sub-bab 4. 2, Model CBF dan D-EBF, dengan adanya bresing, mengalami kenaikan pada beban leleh maupun beban ultimit bila dibandingkan dengan Model MRF. Kenaikan beban tersebut dapat dilihat pada Tabel 4. 8 berikut :

Tabel 4. 8  
PERBANDINGAN KEKUATAN BEBERAPA MODEL

No.	Model	Beban Leleh I		Beban Ultimit	
		$P_y$ (kN)	% thd. MRF	$P_u$ (kN)	% thd. MRF
1	MRF	76.863	100.00	208.040	100.00
2	CBF	165.026	214.70	450.675	216.63
3	D-EBF	68.053	88.54	313.992	150.93

Dari tabel tersebut terlihat bahwa struktur CBF, adanya bresing konsentrik, mampu menaikkan beban leleh maupun ultimit lebih dari 200% dibandingkan Model MRF. Hal yang sama terjadi pada Model D-EBF dimana beban ultimit naik sekitar 150 % dibandingkan dengan Model MRF, namun beban leleh turun yaitu sekitar 68 %. Penurunan beban leleh ini disebabkan terjadi leleh geser pada elemen *link*.

##### 4. 3. 2 Kekakuan struktur

Sebagai pendekatan pengaruh pemasangan bresing terhadap kekakuan struktur, dilakukan regresi polinomial derajat 6 (enam) pada grafik beban-perpindahan. Regresi polinomial tersebut berupa fungsi :

$$y = ax^6 + bx^5 + cx^4 + dx^3 + ex^2 + fx + g \quad 4.10$$

dimana :

y = beban

x = perpindahan

Hasil regresi polinomial tersebut cukup mewakili grafik yang ada. Hasil tersebut adalah :

untuk Model MRF

$$y = -2e^{-8}x^6 + 6e^{-6}x^5 - 7e^{-4}x^4 + 0.0423x^3 - 1.3638x^2 + 23419x + 7.137R^2 = 0.9997 \quad 4.11$$

untuk Model CBF

$$y = 3e^{-5}x^6 - 26e^{-3}x^5 + 0.0847x^4 - 1.1758x^3 + 4.0856x^2 + 5.5294x + 5918 \quad R^2 = 0.9998 \quad 4.12$$

untuk Model D-EBF

$$y = -6e^{-9}x^6 + 2e^{-6}x^5 - 3e^{-4}x^4 + 0.026x^3 - 1.1111x^2 + 24984x + 9.744 \quad R^2 = 0.9989 \quad 4.13$$

Dari grafik polinomial tersebut, akan diambil kekakuan tangensial ( $K_t$ ) pada awal beban dan saat leleh, yang mana kekakuan tangensial diambil dari turunan pertama fungsi polinomial tersebut diatas. Harga-harga kekakuan tangensial dari Model dapat dilihat pada Tabel 4. 9.

Dari Tabel 4. 9, terlihat bahwa Model CBF mempunyai kekakuan awal tertinggi yaitu 55.294 kN/mm, yang mana sesuai dengan prinsip bentuk segitiga berperilaku lebih kaku.

Tabel 4. 9  
KEKAKUAN TANGENSIAL BEBERAPA MODEL

No	Model	Kekakuan Tangensial $K_t$ (kN/mm)					
		awal	Leleh				
			I	II	III	IV	V
1	MRF	23.41	14.96	14.62	11.69	-	-
2	CBF	55.29	57.33	44.04	7.37	21.50	51.54
3	D-EBF	24.98	19.68	14.07	13.46	13.18	11.578

Masih untuk Model CBF, kekakuan pada saat leleh I, leleh IV dan leleh V meningkat dari kekakuan sebelumnya. Hal ini disebabkan karena :

- untuk leleh I, adanya perilaku bresing pada sistem sambungan baut. Baut tersebut , adanya lubang baut > diameter baut, dengan semakin meningkatnya gaya pada bresing akan terjadi *slip* antara batang bresing dengan *gusset plate*. Selanjutnya sambungan baut akan berperilaku sebagai sambungan *bearing type*. Perilaku ini dapat dilihat pada Gambar C-5 Grafik beban-regangan strain 5, Lampiran C, dimana setelah beban kira-kira 100 kN kemiringan grafik menjadi tajam.
- untuk leleh IV dan leleh V, peningkatan kekakuan tangensial diakibatkan adanya *strain hardening* pada bresing di lokasi baut, sebelum terjadi putus, seperti pada Gambar 4. 6 atau pada foto pengujian.

Perilaku Model MRF dan D-EBF tidak seperti Model CBF, yaitu kekakuan tangensial semakin turun akibat kelelahan yang terjadi. Hal ini karena semua sistem sambungan menggunakan las. Kekakuan awal dari kedua model tersebut tidak jauh berbeda yaitu 23.419 kN/mm untuk MRF dan 24.984 kN/mm untuk D-EBF.

Adanya penambahan bresing telah mengakibatkan perpindahan leleh I menjadi kecil namun meningkatkan beban leleh (Tabel 4. 3, Tabel 4. 5 dan Tabel 4. 7), yaitu 3.678 mm untuk MRF, 2.769 untuk CBF dan 2.625 untuk D-EBF. Penambahan elemen *link* nampaknya mengakibatkan Model D-EBF mempunyai perpindahan leleh terkecil. Tetapi bila dihubungkan antara penurunan kekakuan tangensial ( $D_{kt}$ ) dengan perpindahan leleh I dengan leleh II dan seterusnya, penurunan kekakuan Model D-EBF paling kecil, yang berarti struktur D-EBF paling baik dibandingkan model yang lain. Penurunan kekakuan tangensial ini diambil selisih kekakuan leleh dibagi dengan selisih perpindahan leleh, yaitu :

$$D_{kti} = \frac{K_{ti} - K_{ti-1}}{\Delta_{yi} - \Delta_{yi-1}} \quad 4.14$$

Untuk lebih jelas tentang hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 4. 10 dan Tabel 4. 11

Tabel 4. 10  
RANGKUMAN BEBAN LELEH, PERPINDAHAN LELEH DAN KEKAKUAN TANGENSIAL

No	Model	Leleh I			Leleh II			Leleh III		
		$P_{y1}$	$K_{t1}$	$\Delta_{y1}$	$P_{y2}$	$K_{t2}$	$\Delta_{y2}$	$P_{y3}$	$K_{t3}$	$\Delta_{y3}$
1	MRF	76.86	14.96	3.67	79.44	14.62	3.85	101.59	11.69	5.57
2	CBF	165.02	57.33	2.76	279.06	44.04	4.82	415.31	7.37	11.25
3	D-EBF	68.05	19.68	2.62	133.49	14.07	6.15	141.96	13.46	6.60

satuan dalam kN-mm

CBF pada kelelahan I, penurunan kekakuan  $D_{Kt1}$  bernilai positif karena adanya perilaku dari sambungan baut, seperti yang telah dijelaskan di muka.

Tabel 4. 11  
PENURUNAN KEKAKUAN TANGENSIAL

No	Model	$D_{Kt1}$	$D_{Kt2}$	$D_{Kt3}$
1	MRF	-2.297	-1.884	-1.707
2	CBF	0.735	-6.447	-5.712
3	D-EBF	-2.020	-1.588	-1.338

satuan kN/mm/mm

#### 4. 3. 3 Daktilitas struktur dan penyerapan energi

Seperti yang telah dijelaskan pada Sub-Bab 4. 2, daktilitas dan penyerapan energi struktur Model D-EBF paling besar untuk berbagai konsep daktilitas, sedangkan Model CBF paling kecil. Tabel 4. 12 merangkum daktilitas dan penyerapan dari model-model tersebut.

Tabel 4. 12  
Rangkuman Daktilitas dan Penyerapan Energi

No	Konsep Daktilitas	Model		
		MRF	CBF	D-EBF
1	Leleh Pertama	20.416	10.585	41.345
2	Significant Yield	9.348	4.507	11.486
3	Kesamaan Energi	4.739	3.457	3.740
4	Penyerapan Energi (kNmm)	13158	10853	28306

Dalam hal penyerapan energi, Model D-EBF juga paling besar. Dengan demikian Model D-EBF berperilaku paling baik diantara model yang lain.

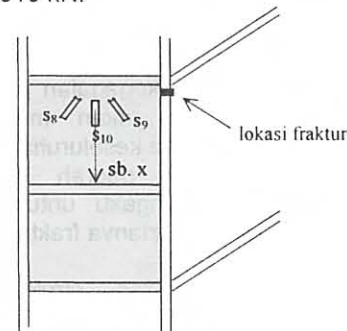
#### 4. 3. 4 Keruntuhan struktur

Seperti yang telah diuraikan pada Bab sebelumnya bahwa semua struktur dibebani sampai mengalami keruntuhan dengan penambahan beban berdasarkan *load control*, dengan harapan pola keruntuhan struktur dapat diamati dengan cermat.

Model MRF mengalami keruntuhan ditandai dengan adanya fraktur pada sayap kolom. Sebagai catatan, Model MRF ini pada bagian pertemuan balok-kolom, *panel zone* (PZ), tidak dipasang pengaku diagonal. Ternyata hal ini mengakibatkan pada daerah PZ terjadi deformasi bahkan terjadi fraktur antara sayap dengan badan pada PZ tersebut, seperti pada Gambar 4. 5. Bentuk akhir Model MRF setelah runtuh dan deformasi PZ dapat dilihat pada foto-foto pengujian.

Perilaku Model CBF paling getas dibanding model lain. Sistem sambungan baut dengan diagonal konsentrik menyumbangkan perilaku yang demikian tersebut. Struktur sebelum runtuh ditandai dengan adanya peningkatan beban sebagai akibat adanya *strain hardening* pada bresing (tepatnya pada sambungan baut). Putus bagian bresing ini mengakibatkan beban turun secara drastis kira-kira menjadi 55 % dari beban ultimit yang dapat dicapai. Karena pembebanan berdasarkan *stroke control* maka perilaku CBF selanjutnya seperti pada MRF. Bentuk akhir setelah runtuh Model CBF dapat dilihat pada foto pengujian.

Struktur D-EBF mengalami keruntuhan (penurunan beban secara drastis) ditandai dengan adanya tanda-tanda fraktur pada elemen link bagian sayap, seperti Gambar 4. 14, dan bagian sayap tumpuan kolom pada saat beban mencapai kira-kira 310 kN.



Gambar 4. 14 Fraktur pada sayap link



Adanya fraktur pada elemen *link* bagian sayap mengakibatkan beban turun secara cepat. Saat beban  $\pm 300$  kN bagian sayap *link* telah terjadi fraktur secara penuh dan pada beban  $\pm 275$  terjadi fraktur pada *link* bagian badan (lanjutan fraktur dari sayap). Bentuk akhir Model D-EBF setelah runth sesuai dengan Gambar 2. 9 (lihat juga foto-foto pada lampiran), yang mana struktur runtuh pada bagian elemen *link*.

## V. KESIMPULAN DAN SARAN

### 5. 1. Kesimpulan

Dari hasil eksperimen yang dilakukan terhadap model benda uji berupa Model MRF, CBF dan D-EBF dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

1. Beban leleh pertama ( $P_y$ ) untuk Model MRF, CBF dan D-EBF masing-masing adalah 76.863 kN, 165.026 kN dan 68.053 kN. Beban leleh pertama terkecil pada Model D-EBF yang dikarenakan terjadi leleh geser pada elemen *link*.
2. Beban ultimit ( $P_u$ ) untuk Model MRF, CBF dan D-EBF masing-masing adalah 208.04 kN, 450.675 kN dan 313.992 kN. Model CBF mempunyai beban ultimit terbesar dibandingkan dengan model yang lain.
3. Daktilitas terbesar pada Model D-EBF yaitu 11.486 dan terkecil pada CBF yaitu 4.507 sedang untuk MRF 9.348. Sedangkan energi yang diserap struktur terbesar terjadi pada Model D-EBF yaitu 28306 kNm dan yang terkecil pada CBF yaitu 10852.7 kNm dan untuk MRF yaitu 13157.66 kNm.
4. Pada pengujian Model MRF terjadi fraktur didaerah *panel zone* (PZ) karena tidak ada pengaku diagonal pada daerah tersebut. Namun kejadian ini tidak terjadi pada model yang lain karena telah dipasang pengaku diagonal.
5. Keruntuhan Model CBF merupakan keruntuhan yang getas, disebabkan sistem sambungan bresing menggunakan baut, dan putus pada sambungan tersebut. Model yang lain keruntuhan lebih daktail karena semua elemen digunakan sambungan las penuh.

### 5. 2. Saran

Berdasarkan pengalaman yang dialami selama pelaksanaan pengujian di laboratorium, ada beberapa saran yang perlu disampaikan yaitu :

1. Pendetailan pada elemen-elemen struktur, sebagai pengaku atau penguat, sangat penting pada struktur baja agar didapat perilaku baja yang optimal dan tidak terjadi kegagalan pada elemen tersebut yang akhirnya akan mempengaruhi penampilan struktur secara keseluruhan.
2. Pada *panel zone* dan daerah lain, seperti tumpuan, diperlukan pengaku untuk menjamin terjadi *rigiditas* dan tidak adanya fraktur atau tekuk lokal pada daerah tersebut.
3. Perlu dilakukan pengujian struktur dengan pengaku eksentris tipe lain agar diketahui perilaku dari struktur dengan pengaku eksentris tersebut secara lebih mendalam.

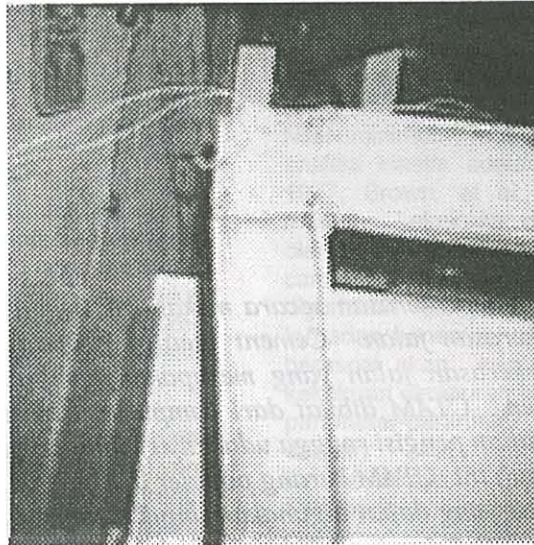
## DAFTAR PUSTAKA

1. AISC, "Metric Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, 1993
2. AISC, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, 1997
3. Applied Technology Council (ATC), "Structural Response Modification Factors", Vol. 19, 1995
4. ASTM E8 - 96, "Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials".
5. Balendra, T., et. al., "Behavior of Eccentrically Braced Frame by Pseudo-Dynamic Test", Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 113, no. 4, April 1987
6. Beca Carter Hollings & Ferner Ltd. And the Indonesian Counterpart Team, "Indonesian Earthquake Study", New Zealand Bilateral Assistance Programme to Indonesia, Vol. 4, 1980
7. Departemen Pekerjaan Umum, "Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung", SNI-1726-1989-F, Yayasan Badan Penerbit PU, 1989.
8. Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, "Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung", 1983
9. Firmansjah, J., et. al., "Pengkajian Ketahanan Gempa Bangunan Rangka Baja Eksentrik 10 Lantai", Kelompok Studi Gempa Jurusan Teknik Sipil ITB, Bandung, 1993
10. Hjelmstad, K. D., Popov, E. P., "Characteristic of Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 110, No. 2, Feb. 1984
11. Jain, A. K, Goel, S. C., "Seismic Respons of Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Division, ASCE, vol. 106, no. 4, April 1986
12. Hardono, Setyo., "Kajian Eksperimental terhadap Nilai Daktilitas dan Faktor Jenis Struktur Portal Terbuka, Portal dengan Diperkaku Konsentrik, dan Portal dengan Diperkaku Eksentrik", Tesis Magister, Bidang Khusus Rekayasa Struktur, Program Studi Teknik Sipil, Program Pasca Sarjana, ITB, 2000.
13. Surahman, A., "Analytical and Experimental Evaluation of Earthquake Induced Stress on Structures for Building Code Purpose", Laporan Akhir Tahun kedua Program Hibah Tim Penelitian Pasca Sarjana, Jurusan Teknik Sipil, ITB, 1999.

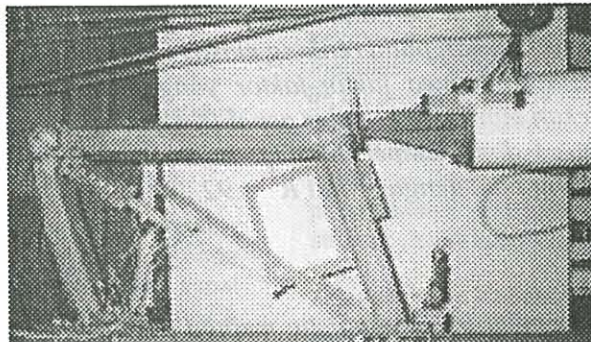
### Penulis :

**Setyo Hardono, Ir, MT.**, Asisten Peneliti Muda bidang Konstruksi Jalan, Puslitbang Prasarana Transportasi Badan Litbang Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.

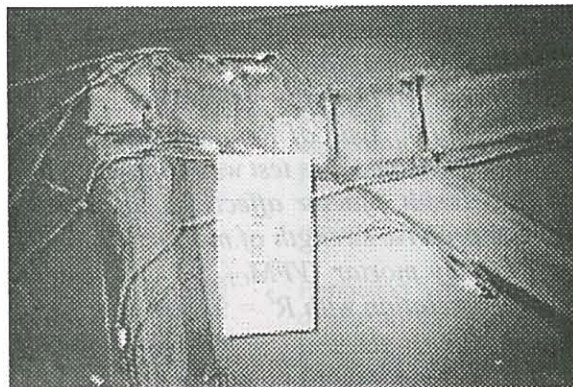
**Foto-foto pengujian**



**Deformasi pada Panel Zone Model MRF**



**Deformasi akhir Model CBF**



**Deformasi pada elemen link Model D-EBF**





## FAKTOR-FAKTOR YANG MEMPENGARUHI MODULUS KEKAKUAN RESILIEN CEMENT TREATED ASPHALT MIXTURE

R. Anwar Yamin

### RINGKASAN

Metode perencanaan tebal perkerasan secara mekanistik memungkinkan penggunaan berbagai jenis bahan untuk perkerasan jalan. Cement Treated Asphalt Mixture (CTAM) adalah suatu lapisan permukaan perkerasan jalan yang merupakan campuran komposit yang terdiri dari agregat-aspal dan semen. CTAM dibuat dari campuran beraspal bergradasi terbuka dengan mortar semen sebagai bahan pengisi rongga udaranya sehingga membentuk suatu campuran baru yang bersifat unik. Sejauh ini CTAM kurang populer digunakan karena belum tersedianya chart ataupun model matematis yang dapat digunakan untuk memprediksi besarnya modulus kekakuan resilien CTAM ( $S_{CTAM}$ ). Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui faktor-faktor yang mempengaruhi  $S_{CTAM}$ . Untuk mencapai tujuan tersebut dilakukan percobaan di laboratorium modulus kekakuan resilien dengan menggunakan CTAM yang dibuat dari tiga jenis aspal; aspal minyak pen 60 (AM), campuran AM dengan 3% latek tipe KKK-60 (AK) dan campuran AM dengan asbuton jenis Retona-60 dengan perbandingan 4 : 1 (AA) dan mortar dengan kuat tekan yang berbeda. Pengujian ini dilakukan pada rentang elastis CTAM pada tiga temperatur yang berbeda. Sebagai hasilnya diketahui bahwa faktor-faktor yang mempengaruhi  $S_{CTAM}$  adalah modulus kekakuan ( $S_{bit}$ ), kuat tekan mortar (K), kadar aspal (KA), rongga udara CTAM ( $VIM_{CTAM}$ ), rongga terisi mortar ( $VFM_{CTAM}$ ) dan temperatur (T). Interaksi dari faktor-faktor ini terhadap  $S_{CTAM}$  memberikan korelasi yang baik dengan nilai  $R^2 = 92,2\%$ .

### SUMMARY

Design thickness of pavement by mechanistic method may allow use of many types of pavement materials. Cement Treated Asphalt Mixture (CTAM) is one type of pavement surfacing layer which is a composite mixture consist of aggregates, asphalt and mortar cement. CTAM made from open graded and mortar cement as air void grouting agent resulted a new type of asphaltic mixture with a unique characteristic. So far, use of CTAM is not too popular since its chart or constitutive model for determination of it stiffness modulus is not available yet. The aim of this study was to know factors which affect stiffness modulus of CTAM. For meet this purpose, a laboratory experiment using CTAM made by varied types of asphalt; petroleum asphalt Pen 60 (AM), AM plus 3% latex type KKK-60 and AM plus Asbuton type of Retona-60 by ratio 4 : 1 (AA), three different of compressive strength of mortar cement. This test was conducted in elastic range of CTAM on three different temperatures. As a result, factor affects  $S_{CTAM}$  derived from this study are stiffness modulus of asphalt ( $S_{bit}$ ), compressive strength of mortar (K), asphalt content (KA), void in mix of CTAM ( $VIM_{CTAM}$ ), void filled by mortar ( $VFM_{CTAM}$ ) and temperature (T). Interaction of these factors to  $S_{CTAM}$  give a good correlation with  $R^2 = 92.2\%$ .



diletakan pada posisi diametrikal dan pembebanan dilakukan pada sumbu vertikal sepanjang panjang benda uji dengan menggunakan batang pembeban yang bagian bawahnya berbetuk lengkung dengan diameter yang sama dengan diameter benda uji.

### 2.3. Pembuatan Benda Uji CTAM

Campuran aspal porus yang digunakan untuk pembuatan CTAM dibuat dengan tiga variasi jenis aspal yang memiliki modulus kekakuan ( $S_{bit}$ ) dan Indeks Penetrasi (IP) seperti yang ditunjukkan pada Tabel 1. Nilai pada kadar aspal optimum untuk masing-masing yang digunakan adalah 3,5% untuk AM, 3,25% untuk AK dan 3,25% untuk AA. Jenis gradasi dan metode penentuan kadar aspal optimum campuran aspal porus yang digunakan untuk pembuatan CTAM telah disampaikan pada kesempatan terdahulu (Yamin et al., 2002.a). Mortar yang digunakan dibuat dengan menggunakan semen, abu terbang, pasir, air dan aditif. Komposisi pemakaian dari bahan-bahan ini didapat dari penelitian sebelumnya Yamin et al. (2002,b), yaitu seperti yang diberikan pada Tabel 2. Selanjutnya benda uji CTAM dibuat dengan memasukan mortar tersebut secara gravitasi. Kuantitas mortar yang digunakan diatur sedemikian hingga sehingga didapatkan benda uji CTAM dengan persentase kandungan rongga yang diinginkan.

### 2.4. Pengujian Modulus Kekakuan Resilien CTAM

Dalam penelitian ini, untuk mengetahui faktor-faktor yang mempengaruhi modulus kekakuan resilien CTAM dilakukan pengujian modulus kekakuan resilien pada kondisi pengujian seperti yang diberikan pada Tabel 3.

Tabel 1.  
MODULUS KEKAKUAN DAN INDEKS PENETRASI ASPAL YANG DIGUNAKAN

No	Sifat Aspal	Jenis Aspal		
		AM	AK	AA
1	Indeks Penetrasi (IP)	1,07	2,02	2,84
2	Modulus Kekakuan Aspal ( $S_{bit}$ , MPa) pada :			
	- Temperatur 25° C	1,00	1,8	2,00
	- Temperatur 37,5° C	0,18	0,40	0,50
	- Temperatur 50° C	0,02	0,06	0,10

Tabel 2.  
KOMPOSISI MORTAR PADA KADAR AIR 35% DAN KADAR ADITIF 35% DAN VISKOSITAS SERTA KUAT TEKAN MORTAR YANG DIHASILKANNYA (Yamin et al., 2002.b)

Kode	Semen		Pasir		Abu Terbang		Viskositas (detik)	K (kg/cm <sup>2</sup> ) hari ke	
	(gram)	% s/total	(gram)	% p/s	(gram)	% at/s		3	28
23	495,8	50	99,2	20	99,2	20	2,2	158,0	339
28	495,8	50	86,8	17,5	86,8	17,5	2,2	142,3	294
38	495,8	50	62,0	12,5	62,0	12,5	2	101,3	331

Tabel 3.  
KONDISI PENGUJIAN MODULUS KEKAKUAN RESILIEN CTAM

Kondisi Pengujian CTAM			
Temperatur, °C	25	37,5	50
Beban puncak, Newton	2500	1500	1000
Periode pembebanan ( <i>pulse period</i> ), 10 <sup>-3</sup> detik	4000	4000	4000
Waktu pencapaian beban puncak ( <i>rise time</i> ), 10 <sup>-3</sup> detik	60	60	60
Angka Poisson	0,25	0,25	0,25

Variasi temperatur pengujian modulus kekakuan resilien yang digunakan dalam penelitian ini adalah variasi temperatur maksimum, nilai tengah dan temperatur maksimum perkerasan di Indonesia sehubungan dengan temperatur udara minimum dan maksimumnya (Yamin et al., 2003). Periode pembebanan yang digunakan adalah periode pembebanan dimana CTAM masih dalam rentang elastisnya (Yamin et al., 2003). Hasil pengujian modulus kekakuan resilien yang didapat merupakan nilai rata-rata dari lima kali pengukuran pada setiap benda uji yang dihitung secara otomatis oleh komputer pada saat uji modulus dilakukan.

## III. HASIL PENELITIAN

### 3.1. Faktor yang Mempengaruhi Modulus Kekakuan Resilien CTAM ( $S_{CTAM}$ )

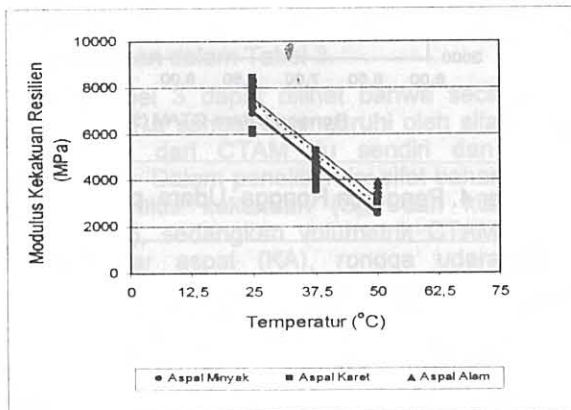
Campuran beraspal adalah suatu material yang dapat bersifat viskos sampai elastis. Sifat ini tergantung pada waktu pembebanan, temperatur, sifat dan kadar aspal, tipe agregat dan gradasi kepadatan dan rongga udara yang terkandung dalam campuran tersebut. Oleh karena itu, respon campuran terhadap tegangan yang diberikan dapat dengan jelas bila digambarkan oleh modulus kekakuannya ( $S_{i,T}$ ) yaitu rasio hubungan antara tegangan dengan regangan. Sebagai campuran yang juga mengandung aspal, sifat elastisitas CTAM juga tergantung atau dipengaruhi oleh banyak faktor seperti halnya campuran beraspal. Berikut ini diuraikan faktor-faktor yang pengaruh  $S_{CTAM}$ .

#### a. Pengaruh Temperatur pada $S_{CTAM}$

Sebagai campuran yang terbuat dari kombinasi antara agregat-aspal dan mortar sifat mekanistik campuran CTAM masih dipengaruhi oleh temperatur. Pengaruh temperatur terhadap modulus kekakuan resilien campuran yang mengandung aspal secara dominan terutama disebabkan karena terjadinya perubahan sifat aspal yang terkandung didalamnya. Hal ini disebabkan karena aspal adalah material yang bersifat viskoelastis dimana sifatnya dapat berubah dari viskos ke elastis ataupun sebaliknya yang disebabkan karena perubahan temperatur.



Relatif kecilnya kandungan aspal dalam CTAM, yaitu dalam rentang 3,25 - 3,5% terhadap berat campuran, ternyata tidak dapat mengeliminasi pengaruh temperatur pada perubahan sifat mekanistik CTAM. Gambar 1 menunjukkan pengaruh temperatur pada modulus kekakuan resilien, CTAM akibat perubahan temperatur.



Gambar 1. Pengaruh Temperatur pada  $S_{CTAM}$

Gambar 1 ditunjukkan bahwa bila temperatur meningkat  $S_{CTAM}$  akan menurun. Kenaikan temperatur pengujian dari 25° C ke 50° C akan menurunkan  $S_{CTAM}$  menjadi hampir 50%-nya. Penurunan ini menunjukkan bahwa sifat aspal sangat mempengaruhi besar dan penurunan  $S_{CTAM}$  akibat temperatur. Dilihat dari kemiringan garis hubungan antara modulus kekakuan resilien dengan temperatur, aspal dengan IP yang tinggi (AA memiliki IP = 2,84) memiliki kemiringan garis yang lebih landai dibandingkan dengan aspal dengan nilai IP lebih rendah. Kemiringan garis yang paling curam dimiliki oleh AM yang nilai IP-nya (1,07) paling kecil dari ketiga jenis aspal yang digunakan. Hal ini menunjukkan bahwa kepekaan CTAM terhadap temperatur masih dipengaruhi oleh sifat aspal yang digunakan. Dari gambar ini dapat dilihat pula bahwa walaupun penurunan  $S_{CTAM}$  cukup drastis tetapi nilainya pada temperatur 50° C ini masih tinggi dan secara tipikal relatif sama dengan modulus kekakuan resilien campuran beraspal pada temperatur 25° C.

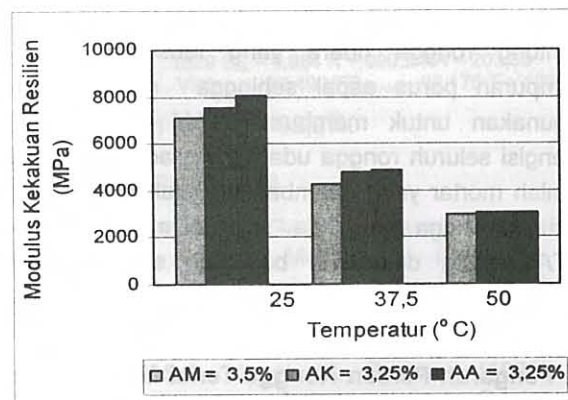
#### b. Pengaruh Kadar Aspal pada $S_{CTAM}$

Pada Gambar 2 dapat dilihat bahwa besar kecilnya modulus kekakuan resilien CTAM lebih dipengaruhi oleh tingkat kekakuan aspal yang digunakan dan kepekaan aspal tersebut terhadap temperatur dari pada kadar aspal yang terkandung di dalam CTAM tersebut.  $S_{CTAM}$  yang mengandung kadar aspal yang relatif sama tetapi dengan sifat reologi yang berbeda akan berbeda pula. Perbedaan ini secara nyata terlihat pada temperatur 25° C dan 37,5° C, dimana pada temperatur ini CTAM yang mengandung aspal dengan modulus kekakuan dan IP yang tinggi akan memiliki modulus kekakuan resilien yang

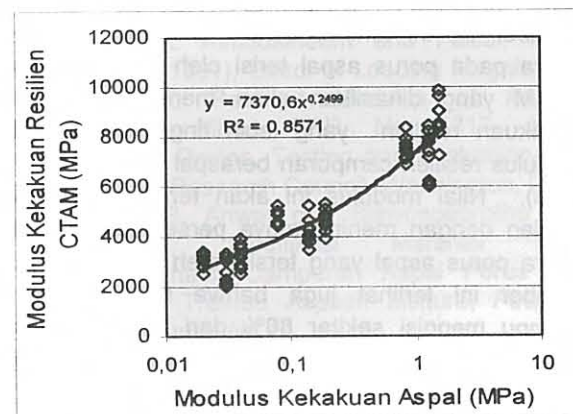
tinggi pula. Pada temperatur 50° C perbedaan  $S_{CTAM}$  akibat perbedaan kadar dan sifat rheologi aspal ini tidak lagi begitu nyata, hal ini disebabkan karena pada temperatur ini aspal yang terkandung di dalam CTAM sudah dalam kondisi plastis sehingga modulus kekakuan resilien CTAM sudah tidak dipengaruhi lagi oleh sifat aspal yang terkandung dalam CTAM sehingga CTAM yang dibuat dari agregat dan mortar yang sama akan memiliki modulus kekakuan resilien yang relatif sama pula.

#### c. Pengaruh Modulus Kekakuan Aspal pada $S_{CTAM}$

CTAM yang merupakan suatu benda yang terbentuk dari campuran antara agregat, aspal dan mortar oleh sebab itu elastisitasnya sangat dipengaruhi oleh elastisitas bahan pembentuknya dan perubahan sifat dari bahan pembentuknya juga akan merubah sifat CTAM. Pada Gambar 3 terlihat bahwa adanya korelasi yang baik antara modulus kekakuan resilien aspal dengan  $S_{CTAM}$  dimana semakin besar modulus kekakuan aspal yang digunakan semakin besar pula  $S_{CTAM}$  yang dihasilkan.



Gambar 2. Pengaruh Kadar Aspal pada  $S_{CTAM}$



Gambar 3. Pengaruh Modulus Kekakuan Aspal pada  $S_{CTAM}$

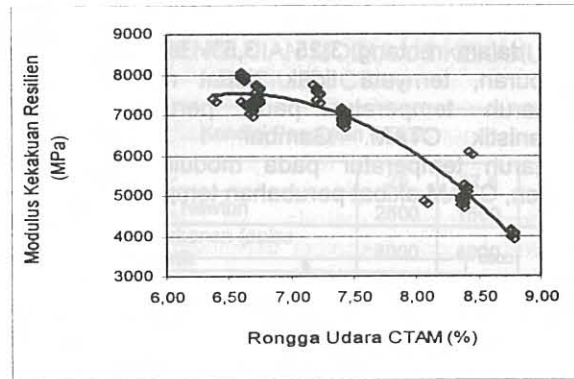
Dalam Gambar 3 ditunjukkan bahwa CTAM yang dibuat dengan menggunakan tiga jenis aspal yang modulus kekakuannya bervariasi antara 0,2 MPa – 2 MPa akan memiliki nilai modulus kekakuan resilien yang bervariasi antara 2000 MPa – 10000 MPa. Mengingat bahwa aspal yang digunakan memiliki modulus kekakuan yang rendah (<5 Mpa) maka ada kemungkinan bahwa variasi modulus kekakuan resilien CTAM yang dihasilkan tidak semata-mata hanya tergantung pada modulus kekakuan aspal tetapi juga oleh sifat bahan lainnya dan sifat volumetrik dari CTAM itu sendiri.

**d. Pengaruh Rongga Udara pada  $S_{CTAM}$**

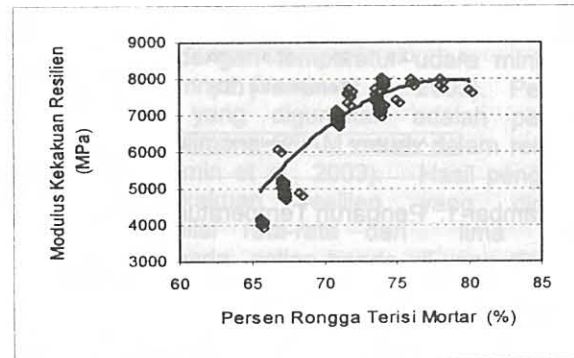
Seperti halnya benda pejal pada umumnya,  $S_{CTAM}$  juga dipengaruhi oleh kandungan rongga yang terdapat didalamnya. Gambar 4 menunjukkan bahwa kenaikan  $S_{CTAM}$  proporsional dengan penurunan rongga udara yang terkandung di dalamnya, artinya semakin tinggi kandungan rongga yang terdapat dalam CTAM akan semakin rendah modulus kekakuan resiliennya dan sebaliknya. Rongga udara yang ada di dalam CTAM ini terbentuk karena adanya kantong-kantong rongga udara yang terisolasi dalam campuran porus aspal sehingga mortar yang digunakan untuk membuat CTAM tidak dapat mengisi seluruh rongga udara yang ada walaupun jumlah mortar yang ditambahkan telah melampaui volume rongga yang ada. Hal ini menyebabkan CTAM yang dihasilkan bukanlah suatu benda padat yang masif karena didalamnya masih terdapat sekitar 6-7 % rongga udara.

**e. Pengaruh Persen Rongga Terisi Mortar pada  $S_{CTAM}$**

Besarnya kandungan rongga dalam CTAM berbanding terbalik dengan banyaknya mortar yang masuk mengisi rongga tersebut. Pada Gambar 5 ini terlihat bahwa bila 65% rongga udara pada porus aspal terisi oleh mortar maka CTAM yang dihasilkan akan memiliki modulus kekakuan resilien yang lebih tinggi dari tipikal modulus resilien campuran beraspal (3000 – 4000 MPa). Nilai modulus ini akan terus meningkat sejalan dengan meningkatnya persentase rongga udara porus aspal yang terisi oleh mortar. Dari gambar ini terlihat juga bahwa mortar hanya mampu mengisi sekitar 80% dari rongga udara yang ada, 20% sisanya merupakan rongga yang berupa kantong-kantong udara yang tidak saling berhubungan sehingga tidak dapat terisi oleh mortar.



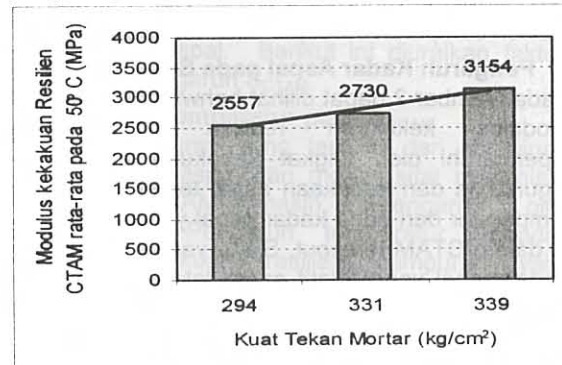
Gambar 4. Pengaruh Rongga Udara pada  $S_{CTAM}$



Gambar 5. Pengaruh Persentase Rongga Terisi Mortar pada  $S_{CTAM}$

**f. Pengaruh Kuat Tekan Mortar pada  $S_{CTAM}$**

Pada Gambar 6 ditunjukkan pengaruh penggunaan kuat tekan mortar pada  $S_{CTAM}$ , pada gambar ini dapat dilihat bahwa penggunaan mortar dengan kuat tekan yang lebih besar akan menghasilkan CTAM dengan modulus kekakuan resilien yang besar pula. Pengaruh kuat tekan mortar ini sama halnya dengan pengaruh yang diberikan oleh tingkat kekerasan aspal yang digunakan untuk CTAM. Hal ini menunjukkan bahwa tingkat kekerasan bahan yang digunakan untuk pembuatan CTAM merupakan faktor penting yang sangat mempengaruhi  $S_{CTAM}$  yang dihasilkan.



Gambar 6. Pengaruh Kuat Tekan Mortar pada  $S_{CTAM}$



Dari uraian-uraian tersebut di atas jelaslah bahwa banyak faktor-faktor yang memberikan pengaruh pada modulus kekakuan resilien CTAM ( $S_{CTAM}$ ), faktor-faktor tersebut antara lain temperatur (T), kadar aspal (KA), modulus kekakuan aspal ( $S_{bil}$ ), rongga udara dalam CTAM ( $VIM_{CTAM}$ ), Rongga terisi mortar ( $VFM_{CTAM}$ ) dan kuat tekan mortar (K). Pengaruh perubahan dari faktor-faktor tersebut terhadap modulus kekakuan resilien CTAM diresumekan dalam Tabel 3.

Dari Tabel 3 dapat dilihat bahwa secara garis besar  $S_{CTAM}$  sangat dipengaruhi oleh sifat bahan, volumetrik dari CTAM itu sendiri dan kondisi pengujian. Dalam penelitian ini sifat bahan diwakili oleh modulus kekakuan ( $S_{bil}$ ) dan kuat tekan mortar (K), sedangkan volumetrik CTAM diwakili oleh kadar aspal (KA), rongga udara CTAM ( $VIM_{CTAM}$ ) dan rongga terisi mortar ( $VFM_{CTAM}$ ).

Untuk kondisi pengujian, karena semua pengujian yang dilakukan pada penelitian ini hanya menggunakan satu nilai frekwensi tetapi pada temperatur yang bervariasi, maka hanya temperatur (T) saja yang diambil sebagai faktor yang mewakili kondisi pengujian. Secara matematis interaksi  $S_{bil}$ , K, KA,  $VIM_{CTAM}$ ,  $VFM_{CTAM}$  dan temperatur (T) terhadap  $S_{CTAM}$  yang didapat adalah

$$S_{CTAM} = 1529 S_{bil} - 0,984 K + 990,2 KA - 203,83 VIM_{CTAM} - 87,49 VFM_{CTAM} - 97,175 T + 12286,2$$

dengan nilai  $R^2 = 92,2\%$ .

Tabel 3.

FAKTOR-FAKTOR YANG MEMPENGARUHI MODULUS KEKAKUAN RESILIEH CTAM

Kriteria Faktor	Faktor	Perubahan Faktor	Pengaruh perubahan faktor pada $S_{CTAM}$
Aspal	Modulus kekakuan aspal ( $S_{bil}$ )	Meningkat	Meningkat
Mortar	Kuat tekan mortar (K)	Meningkat	Meningkat
Volumetrik CTAM	Kadar aspal (KA)	Meningkat	Menurun*
	Rongga udara CTAM ( $VIM_{CTAM}$ )	Meningkat	Menurun
	Rongga terisi mortar ( $VFM_{CTAM}$ )	Meningkat	Meningkat
Kondisi Pengujian	Temperatur (T)	Meningkat	Menurun

Catatan : \* Tidak begitu nyata terlihat dalam hasil penelitian ini

#### IV. KESIMPULAN

1. Kepekaan CTAM terhadap temperatur masih dipengaruhi oleh sifat aspal yang digunakan. Kenaikan temperatur pengujian dari 25° C ke 50° C akan menurunkan modulus kekakuan resilien CTAM menjadi hampir 50%-nya.
2. Relatif kecilnya kandungan aspal dalam CTAM, yaitu dalam rentang 3,25 - 3,5% terhadap berat campuran, ternyata tidak dapat mengeliminasi pengaruh temperatur pada  $S_{CTAM}$ .
3. Adanya korelasi yang baik antara modulus kekakuan resilien aspal dengan  $S_{CTAM}$ , dimana semakin besar modulus kekakuan aspal yang digunakan semakin besar pula  $S_{CTAM}$  yang dihasilkan.

4. Kenaikan  $S_{CTAM}$  proporsional dengan penurunan rongga udara yang terkandung di dalamnya dan CTAM bukanlah suatu benda padat yang masih karena didalamnya masih terdapat sekitar 6% - 7 % rongga udara.
5. Bila 65% rongga udara pada porus aspal terisi oleh mortar maka CTAM yang dihasilkan akan memiliki modulus kekakuan resilien yang lebih tinggi dari tipikal modulus resilien campuran beraspal (3000 MPa – 4000 MPa).
6. Penggunaan mortar dengan kuat tekan yang lebih besar akan menghasilkan CTAM dengan modulus kekakuan resilien yang besar pula. Hal ini menunjukkan bahwa tingkat kekerasan bahan yang digunakan pada pembuatan CTAM merupakan faktor penting yang sangat mempengaruhi modulus kekakuan resilien CTAM yang dihasilkan.
7. Dengan demikian faktor-faktor campuran yang dominan dan kondisi pengujian yang mempengaruhi  $S_{CTAM}$  adalah modulus kekakuan aspal ( $S_{bil}$ ), temperatur pengujian (T), kadar aspal (KA), persen rongga yang tersiri mortar ( $VFM_{CTAM}$ ), rongga udara dalam CTAM ( $VIM_{CTAM}$ ) dan kuat tekan mortar (K) yang digunakan.
8. Hubungan dari faktor-faktor tersebut di atas dengan  $S_{CTAM}$  adalah

$$S_{CTAM} = 1529 S_{bil} - 0,984 K + 990,2 KA - 203,83 VIM_{CTAM} - 87,49 VFM_{CTAM} - 97,175 T + 12286,2$$

dengan nilai  $R^2 = 92,2\%$ .

#### DAFTAR PUSTAKA

- Bonnaure, F., G. Gest, A. Gravois and P. Uge, (1977), A New Method of Predicting the Stiffness of Asphalt Paving Mixtures, Proceeding Association of Asphalt Paving Technologies, Vol. 46. pp.64-100.
- Brown, S.F., Janet, M., Bruton, (1982), An Introduction to The Analytical Design of Bituminous Pavement, 2<sup>nd</sup> Edition, University of Nottingham, U. K.
- Huang Yang, H., (1993), Pavement Analysis and Design, Prentice Hall, Inc. New Jersey.
- Jamal A. Almudaiheem and Faisal, H. Al-Sugair, (1991), Effect of Loading Magnitude on Measured Resilient Modulus of Asphaltic Concrete Mixes, TRR. No. 1317, Asphalt Mixtures Design, Testing and Evaluation, TRB, National Research Council, Washington, D. C.
- Yamin R. Anwar dan Siswosoebrotho B. I., (2002.a), Modifikasi Marshall Dalam Perencanaan Campuran Aspal Porus untuk Cement Treated Asphalt Mixture, *Puslitbang Jalan, Jurnal No.19. Vol. 3.*

#### Penulis :

R. Anwar Yamin, *Adjun Peneliti Madya, pada Puslitbang Prasarana Transportasi Badan Litbang Departemen Perhubungan dan Prasarana Wilayah.*



## ALTERNATIF PENANGANAN LALU LINTAS JALUR PANTURA PADA AREA RIBBON DEVELOPMENT

*Erwin Kusnandar*

### **RINGKASAN**

*Jalan arteri primer dengan ciri-ciri kecepatan tinggi dan lalu lintas jarak jauh, sekarang ini pada beberapa seksi jalan tertentu diindikasikan telah mengalami penurunan "fungsi" yang cukup berarti seperti, kecepatan kendaraan relatif rendah (< 25 km/jam) hingga kondisi macet.*

*Pada jalur jalan pantura tertentu wilayah Jawa Barat, indikator tersebut secara umum banyak disebabkan karena adanya pengembangan guna lahan di sisi jalan (ribbon development) sehingga menyebabkan tingginya faktor hambatan samping.*

*Melihat permasalahan dan penanganan faktor tersebut yang cukup kompleks dan memerlukan keterlibatan banyak pihak (stakeholders), maka alternatif model penanganan yang mampu mengatur permasalahan ini perlu dicari.*

*Tulisan ini mencoba mengungkap permasalahan di lapangan yang bisa memberikan alternatif model penanganan, yaitu melalui pendekatan keterpaduan perencanaan dan pelaksanaan dari arus bawah.*

### **SUMMARY**

*Road which has function as arterial should have characteristic as high speed and long range travel distance at present has been indicated decreasing of its function significantly such as operational speed become relatively low (<25 kph) or even traffic congestion.*

*Along north corridor at certain section in West Java province this indicator mostly caused by the ribbon development that create the high of road side friction.*

*By exploring the problems and the solution of those factor which is very complex and need involvement of many stakeholders, so the alternative model of solution to overcome this problem should be found.*

*This paper presents the problems which mostly occurs in north corridor in West Java and attempt to give alternative model of solution through an integrated approach in planning and implementation based on bottom up appreciation.*

### **I. LATAR BELAKANG**

Pantai Utara Pulau Jawa (Pantura) merupakan suatu daerah di pesisir pantai sebelah Utara Pulau Jawa, sedangkan Jalur Jalan Pantura adalah jalan arteri primer berstatus nasional yang membentang mulai dari barat (kota Merak) hingga ke timur (kota Banyuwangi), sepanjang 1.161.47 Km, melintasi empat wilayah propinsi (Banten, Jakarta, Jawa Barat, Jawa Tengah, dan Jawa Timur).

Jalur jalan pantura sangat strategis yang menjadi tulang punggung kegiatan perekonomian regional dan nasional, mempunyai volume lalu lintas yang tinggi dengan proporsi kendaraan besar jenis truk dan bus cukup tinggi.

Jalur pantura menjadikan kawasan di daerah pantura berkembang menjadi suatu kawasan terbangun yang pesat, tetapi karena kurang jelasnya struktur tata ruang yang dituju dan lemahnya pengawasan menjadikan perkembangan tersebut cenderung tidak terkendali. Fenomena pengembangan yaitu berubahnya peruntukan guna lahan dari lahan beraktivitas rendah seperti pertanian/sawah ke lahan beraktivitas tinggi seperti perumahan dan komersial/pasar, perubahan tersebut cukup signifikan dari waktu ke waktu.

Beberapa laporan studi yang telah dilakukan oleh Pusat Litbang Prasarana Transportasi mengindikasikan banyaknya seksi jalan dimana pengemudi tidak bisa mengembangkan kecepatan



kendaraannya sesuai dengan ketentuan kecepatan di jalan arteri bahkan sampai pada terjadi macet, seksi jalan yang dimaksud umumnya terjadi pada daerah "Ribbon Development" (pengembangan guna lahan di sisi jalan) dengan jenis lahan komersial atau pasar.

Ruas jalan pantura yang paling banyak dijumpai seksi jalan yang bermasalah dengan rendahnya kecepatan kendaraan yaitu, di ruas jalan pantura Jawa Barat menjadikan ruas jalan pantura Jawa Barat sebagai kasus studi. Penyebab rendahnya kecepatan kendaraan umumnya sebagai dampak dari aktivitas guna lahan komersial seperti, pejalan kaki, pedagang kaki lima, parkir, dan naik turun penumpang angkutan, dalam kapasitas jalan Indonesia disebut dengan "hambatan samping".

Dengan permasalahan seperti tersebut di atas menjadikan transportasi di jalur pantura kurang efisien, sedang dilain pihak momentum dinamika ribbon development perlu dipertahankan dan dikendalikan. Untuk meminimalkan faktor hambatan samping perlu penanganan secara khusus yaitu, melalui suatu model perencanaan dan kelembagaan yang bisa mengakomodasikan semua stakeholder, agar bentuk penanganan tersebut bisa diterima semua pihak.

Tulisan ini sebagai usulan model penanganan yang didasarkan atas suatu realita permasalahan, aturan, kebutuhan, dan potensi yang ada dimasyarakat.

## II. PENDEKATAN SISTEM TRANSPORTASI

### 2.1. Tata Guna Lahan

Perpindahan orang dan barang terjadi sebagai akibat terbatasnya sediaan dalam memenuhi kebutuhan pada tempat ia berada (sistem kegiatan), keterbatasan tersebut dapat dipenuhi di tempat lain, maka terjadilah lalu lintas. Dari mekanisme tersebut adanya tiga komponen sistem yang terjadi saling berkaitan dan saling berhubungan (Tamin, 1997) yaitu, sistem kegiatan (tata guna lahan), sistem pergerakan/lalu lintas, dan sistem jaringan jalan. Karena itu sangat jelas bahwa intensitas pengembangan tata guna lahan sebagai dampak dari interaksi lalu lintas dengan jaringan jalan, karena prasarana transportasi jalan masih dipandang mempunyai keunggulan dalam aspek kemudahan aksesibilitas dan mobilitas dibandingkan dengan sarana dan prasarana transportasi lainnya.

Keunggulan prasarana transportasi jalan sering merubah tujuan awal dari pengembangan jaringan jalan yaitu, jalan dibuat dengan tujuan untuk pengembangan wilayah (*to initiate development*) serta sekaligus menyebarkan hasil pembangunan. Kenyataan yang terjadi menunjukkan indikasi

adanya pertumbuhan kawasan yang tidak sesuai dengan semestinya.

Ditinjau dari aspek perangkat untuk mengatur penataan ruang kawasan dan sub-kawasan telah diatur dalam norma-norma seperti, tersurat dalam pasal 2 Peraturan Pemerintah No. 25 Tahun 2000 tentang pembagian kewenangan pengaturan antara Pemerintah Pusat dan Daerah, dimana kewenangan Pemerintah Pusat adalah sebagai penyelenggara fasilitator dan kerjasama penataan ruang lintas propinsi, sedang implementasinya secara teknis dijabarkan melalui instrument rencana detail tata ruang (RDTR) yang ada di daerah.

Pertumbuhan sistem kegiatan yang harus diimbangi sistem jaringan jalan merupakan proses yang dinamis menuju tata guna lahan yang diinginkan, dipandu dengan perangkat ketentuan yang tercantum dalam Norma, Standar, Pedoman, dan Manual (NSPM).

### 2.2. Prasarana Transportasi Jalan

Undang-undang Republik Indonesia No. 13 Tahun 1980, merupakan norma yang mengatur tentang jalan, dimana jalan merupakan suatu prasarana transportasi darat, maka jalan mempunyai peranan yang sangat penting dalam perwujudan pembangunan yang seimbang dan merata ke semua kawasan, untuk menuju masyarakat sejahtera. Aturan tersebut tersurat bahwa jaringan jalan dikelompokkan menurut sistem, fungsi, status dan kelas. Sistem jaringan jalan terbagi atas sistem primer dan sekunder, kedua sistem tersebut terkelompok lagi menurut :

- fungsi seperti, arteri, kolektor, dan lokal
- status seperti, jalan nasional, propinsi, kabupaten/kota
- kelas seperti kelas I, kelas II dan kelas IIIA, dst.

Dari setiap fungsi jalan mempunyai ciri-ciri baik karakteristik lalu lintas maupun dari geometri jalan, berikut ini salah satu contoh jalan yang berfungsi arteri primer dengan ciri-ciri persyaratan teknis sebagai berikut :

- kecepatan rencana minimal 60 km/jam
- lebar badan jalan minimal 8 meter
- kapasitas lebih besar dari pada volume lalu lintas rata-rata
- lalu lintas jarak jauh tidak boleh terganggu oleh lalu lintas ulang-alik, lalu lintas lokal dan kegiatan lokal
- jalan masuk dibatasi secara efisien
- persimpangan dengan pengaturan tertentu tidak mengurangi kecepatan rencana dan kapasitas jalan
- tidak terputus walaupun masuk kota
- persyaratan teknis jalan ditetapkan oleh Menteri Kimpraswil.

### 2.3. Lalu lintas

Permasalahan transportasi jalan seperti rendahnya kecepatan kendaraan dan kemacetan lalu lintas, merupakan persoalan transportasi jalan yang ada pada tingkatan mikro (lokal) yang lebih banyak berkaitan dengan aspek kinerja lalu lintas seperti, kapasitas, kecepatan, derajat kejenuhan dan hambatan samping.

Intensitas kinerja lalu lintas akan berfluktuasi seiring dengan perubahan aktivitas guna lahan. Dalam Manual Kapasitas Jalan Indonesia (MKJI) intensitas hambatan samping merupakan dampak dari aktivitas guna lahan. Guna lahan beraktivitas tinggi seperti lahan komersial/pasar yang cenderung bisa membangkitkan lalu lintas dan diikuti dengan kegiatan lain seperti pejalan kaki, parkir, pedagang kaki lima, dan naik turun penumpang, Kondisi tersebut apabila tidak ditata dengan baik atau kebutuhan bangkitan lebih besar dari prasarana yang tersedia atau prasarana yang tersedia tidak berfungsi sebagaimana mestinya, akan menimbulkan gangguan terhadap pergerakan lalu lintas.

Penanganan transportasi jalan pada tingkatan mikro/lokal perlu dilakukan dengan sasaran bisa memenuhi kebutuhan minimal tingkat kinerja lalu lintas, maka prasarana transportasi jalan tersebut perlu diatur oleh suatu rekayasa dan manajemen lalu lintas yang baik.

## III. POTRET RUAS JALAN PANTURA JAWA BARAT

### 3.1. Kawasan

Kawasan jalur jalan pantura berada di dataran rendah yang berjarak tidak begitu jauh dari garis pantai, merupakan wilayah di bagian Utara Provinsi Jawa Barat yang dari waktu ke waktu mempunyai peran dan fungsi kawasan yang semakin penting.

Kedudukan secara geografis berada antara  $107^{\circ} 00' 2'' - 108^{\circ} 03' 0''$  Bujur Timur dan  $5^{\circ} 05' 6'' - 6^{\circ} 05' 0''$  Lintang Selatan. Sedangkan batas-batasnya adalah :

- Sebelah Utara : Laut Jawa
- Sebelah Timur : Laut Jawa
- Sebelah Selatan : Kabupaten Cianjur, Kabupaten Bandung, Kabupaten Sumedang, Kabupaten Majalengka dan Kabupaten Cirebon
- Sebelah Barat : Kabupaten Bekasi

Penggunaan lahan wilayah ini sebagian besar terdiri dari areal pesawahan yang mencapai 53,21% dari keseluruhan luas wilayah. Oleh karena itu, salah satu wilayah ini yaitu Kabupaten Karawang dikenal sebagai lumbung padinya Jawa Barat. Adapun penggunaan lahan lainnya yang didominasi di wilayah ini adalah lahan pekarangan

dan bangunan seluas 15,77%, Hutan Negara seluas 8,11%, Lahan Tambak seluas 6,21% dan kawasan industri seluas 6,04% dari luas wilayah. Sedangkan untuk penggunaan lainnya relatif kecil dengan angka dibawah 4,79%.

### 3.2. Jaringan Jalan

Pembangunan dan pengembangan terus berjalan, tetapi di lapangan masih banyak ditemui ketidak seimbangan pengembangan kawasan dan pemerataan hasil pembangunan, yang cenderung terkonsentrasi pada suatu kawasan atau sub-kawasan tertentu. Indikasi ketidak seimbangan pembangunan yang diantaranya sering ditemui seperti :

- Tidak terstruktur hirarki fungsi jalan
- Tidak jelasnya struktur tata ruang yang dituju
- Tumpang tindih kepentingan lokal dan non-lokal
- Lemahnya pengawasan pembangunan.

Dengan permasalahan seperti diuraikan di atas maka sistem jaringan jalan dan pola pergerakan yang terjadi disengaja maupun tidak disengaja membentuk suatu sistem sebagai berikut :

#### 1) Jaringan Jalan

Karena letaknya yang sangat strategis mempunyai keunggulan akan kemudahan aksesibilitas dan mobilitas dalam transportasi, menjadikan ruas jalan pantura sebagai tempat orientasi utama dalam hal transportasi, hal ini ditunjukkan dengan bermunculannya akses-akses jalan yang tidak terstruktur dengan baik, sehingga pola jaringan jalan terbentuk menyerupai sirip ikan di kawasan pantura dengan jalur jalan arteri pantura sebagai porosnya.

#### 2) Ribbon and Development

Beraktivitas di jalur pantura karena kemudahan aksesibilitas menjadikan penggunaan lahan berkembang menjadi suatu sub-kawasan terbangun yang cepat tetapi tidak terkendali, kecenderungan merubah lahan beraktivitas rendah seperti, pertanian/sawah ke lahan beraktivitas tinggi seperti, permukiman atau komersial/pasar. Perubahan jenis lahan sepanjang jalur pantura sudah kurang dinamis dan kontradiktif dengan ciri-ciri fisik dari jalan berfungsi arteri primer.

#### 3) Pola Pergerakan Lalu Lintas

Jalur jalan pantura sebagai jalan arteri dengan daerah pengaruhnya menjadikan kota seperti Jakarta, Bandung, dan Cirebon (Termasuk Jawa Tengah dan Timur) merupakan simpul-simpul distribusi. Dengan melihat sistem kegiatan dari peta bumi yang dipengaruhi jalan arteri, dimana sistem kegiatan yang menyebar di daerah pantura yaitu pertanian/sawah dan industri, maka diperkirakan pola pergerakan lalu lintas yang



terjadi akan berbentuk memusat menuju ruas jalan pantura. Hal ini disebabkan pergerakan selalu menuju ke ruas jalan yang mempunyai aksesibilitas terbesar. Dari ruas jalan pantura kita dapat mencapai ke seluruh wilayah yang menjadi pusat-pusat kegiatan yang ada di Propinsi Jawa Barat, Jawa Tengah, dan DKI Jakarta.

#### 4) Moda Kereta Api

Pergerakan barang yang menggunakan moda angkutan kereta api sebagai alternatif belum menjadikan pilihan utama, Hal ini disebabkan antara lain :

- rendahnya aksesibilitas
- sebagian besar kereta api masih menggunakan rel tunggal
- belum adanya stasiun-stasiun besar yang dapat menampung kebutuhan barang maupun penumpang
- belum adanya akses jalan yang memadai dari sentra-sentra kegiatan dan produksi yang ada di wilayah jalur pantura ke stasiun-stasiun di sepanjang jalur kereta api.

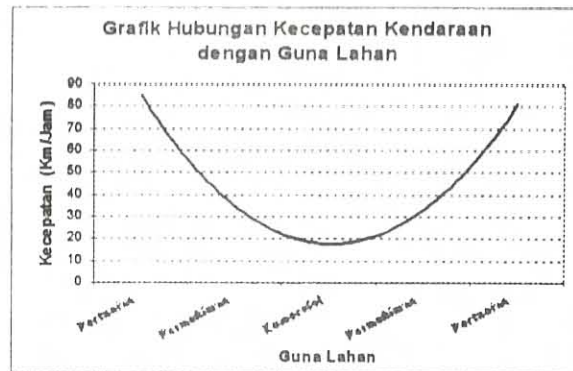
#### 5) Kinerja Lalu Lintas

Bermunculannya daerah Ribbon and Development pada seksi jalan tertentu dengan jenis guna lahan komersial/pasar berdampak pada :

- tingginya faktor hambatan samping
- terjadi bottle neck

Dengan kondisi seperti itu kecepatan kendaraan yang bisa dikembangkan oleh pengemudi relatif rendah dan hingga terjadi kemacetan lalu lintas.

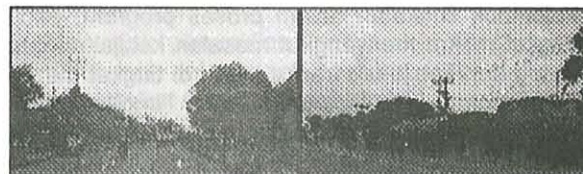
Berikut ini hasil penelitian kinerja lalu lintas (kecepatan kendaraan) yang dilakukan pada beberapa seksi jalan, dengan mengambil berbagai jenis guna lahan yang berbeda seperti lahan pertanian, permukiman, dan komersial/pasar. Penelitian dilakukan pada jam sibuk lalu lintas yaitu, jam 08<sup>00</sup> s/d 11<sup>00</sup>, dengan komposisi jenis guna lahan seperti itu maka, profil kecepatan yang bisa dikembangkan oleh pengemudi seperti tertuang pada Gambar 1. di bawah. Pada lahan pertanian yang rata-rata beraktivitas rendah maka, kecepatan kendaraan yang bisa dikembangkan relatif tinggi yaitu, berkisar 80 km/jam, pada lahan permukiman dengan rata-rata beraktivitas sedang kecepatan kendaraan berkisar 55 km/jam, sedang pada lahan komersial dengan aktivitas rata-rata tinggi kecepatan kendaraan hanya bisa mencapai 10 km/jam.



Gambar 1. Profil kecepatan kendaraan



Tipikal Lahan Pertanian



Tipikal Lahan Permukiman



Tipikal Lahan Komersial

Dengan banyaknya dijumpai seksi-seksi jalan dengan kondisi kinerja lalu lintas seperti tersebut di atas menjadikan ruas jalan arteri primer pantura secara ekonomis sudah kurang efisien dan pemborosan biaya operasi kendaraan (BOK) dan nilai waktu produktif yang hilang

### 3.2. Permasalahan

Dari uraian permasalahan yang terjadi di jalur pantura Jawa Barat yang berdampak pada turunnya kinerja lalu lintas, disebabkan oleh tingginya hambatan samping, maka faktor hambatan samping menjadi kata kunci permasalahan dan penanganan dalam tulisan ini. Hambatan samping merupakan persoalan

transportasi jalan yang ada ditingkat mikro yang tidak lain hanya menyangkut tingkat pelayanan jalan, seperti kapasitas, derajat kejenuhan, dan kecepatan/hambatan. Dengan mengenyampingkan dulu penanganan yang ada di tingkatan makro dan mezzo, fokus penanganan pada persoalan yang ada di tingkatan mikro. Penanganan di tingkatan mikro termasuk program jangka pendek, yaitu melalui rekayasa dan manajemen lalu lintas dengan mengoptimalkan pemanfaatan ruang yang ada dengan penekanan mengarah pada rencana detail tata ruang dan fungsi jalan yang konsisten.

#### IV. PENGENDALIAN

##### 4.1. Permasalahan Transportasi Jalan

Kemacetan lalu lintas merupakan wujud kinerja transportasi jalan yang muncul ke permukaan dari suatu permasalahan yang ada pada sistem. Tingkatan permasalahannya seperti diilustrasikan pada Gambar 2, bahwa penyebab kemacetan lalu lintas akan banyak faktor penyebab, secara garis besar penyebab tersebut bisa terjadi pada tiga kelompok tingkatan dalam proses program, pada tingkat makro menyangkut masalah kebijakan tata ruang dan kebijakan transportasi, di tingkat mezzo menyangkut perencanaan dan implementasi, sedang pada tingkat mikro menyangkut tingkat pelayanan /kinerja lalu lintas. Idealnya penanganan kemacetan lalu lintas itu dibenahi disemua tingkatan kebijakan proses pemograman transportasi, langkah tersebut tentunya akan merupakan penanganan jangka panjang dan akan membutuhkan waktu, tenaga, dan biaya yang besar.

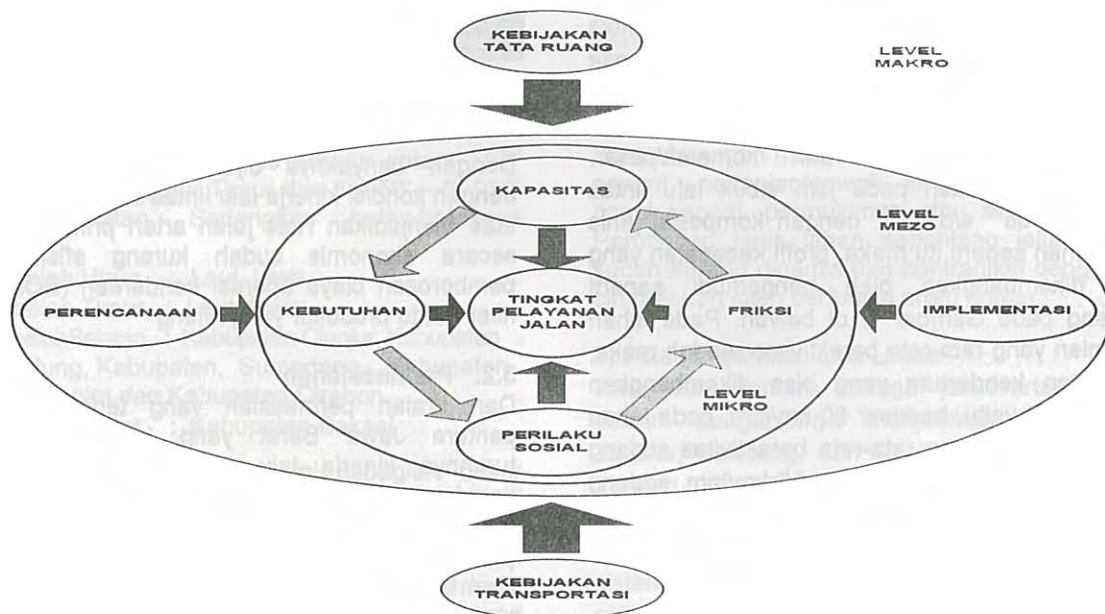
##### 4.2. Manajemen Lalu lintas

Usaha untuk meminimalisasi faktor hambatan samping akan terus berlanjut dan meningkat sejalan dengan tingkat kehidupan manusia yang berkembang. Bersamaan dengan hal tersebut kebutuhan akan rekayasa dan manajemen lalu lintas harus bisa mengimbangi. Rekayasa dan manajemen lalu lintas tidak perlu terpaku kepada aturan-aturan yang ada sebab sangat besar kemungkinan para praktisi lalu lintas dapat menciptakan aturan-aturan baru yang sesuai dengan kondisi setempat, dengan catatan aturan tersebut masih mengikuti kaidah teknik lalu lintas, keselamatan, dan didukung oleh data yang akurat, termasuk pemberdayaan masyarakat setempat. Keberhasilan penanganan dapat diukur apabila bentuk penanganan tersebut dapat memenuhi berbagai macam fungsi, kepentingan, penanganan yang tidak terprogram dengan baik akan menyebabkan efek samping yang tidak diharapkan.

Penanganan pengurangan faktor hambatan samping merupakan proses yang sangat kompleks dan saling keterkaitan, yang perlu dipertimbangkan terutama dengan tanggapan dari masyarakat. Dengan mengakomodasikan berbagai kepentingan akan didapat suatu pendekatan penanganan yang logis untuk dianalisis dalam pengambilan langkah dan bentuk penanganan.

Beberapa tahapan dasar yang harus dilakukan dalam perencanaan penanganan berkaitan dengan pengurangan faktor hambatan samping seperti berikut ini :

- Identifikasi permasalahan dan penyebabnya
- Diskripsikan akan maksud dan tujuan



Gambar 2. Tingkatan Permasalahan Transportasi Jalan



- Pengembangan rencana yang telah disepakati untuk mencapai maksud dan tujuan
- Implementasi rencana
- Melakukan monitoring hasil
- Melakukan revisi apabila diperlukan

Bentuk konsep pengurangan faktor hambatan samping yang diusulkan harus mendapatkan kesepakatan dari semua stakeholder terkait agar dalam implementasi para stakeholder merasa memiliki. Konsep penanganan tersebut seperti diuraikan pada Tabel 1, di bawah ini.

Tabel 1.  
LINGKUP PROSES PENANGANAN LALU LINTAS

PROSES	SUBSTANSI
TUJUAN	Meningkatkan kondisi lingkungan jalan yang efisien (lancar dan aman) meliputi : 1. Badan jalan 2. Lingkungan sisi jalan (pemukiman atau komersial)
SASARAN	Meningkatkan keselamatan dan kelancaran pengguna jalan
STRATEGI	Mempertahankan kondisi tingkat kinerja : 1. Lingkungan ; • Keselamatan lalu lintas • Polusi • Kebisingan 2. Lalu lintas sesuai ciri-ciri fungsi jalan (minimal) : • Kecepatan • Volume lalu lintas • Jenis/komposisi kendaraan • Geometri jalan • Tata guna lahan sisi jalan • Jaringan jalan/akses jalan • Manajemen lalu lintas
TEKNIK	Rekayasa dan manajemen lalu lintas : 1. Tingkat kinerja lalu lintas 2. Disain geometri jalan 3. Pulau jalan 4. Marka 5. Rambu 6. Alat pemberi isyarat lalu lintas (APILL) 7. Lampu penerang 8. Deliniator 9. dll.

#### 4.3. Partisipasi Masyarakat

Bentuk penanganan yang dihasilkan harus ada manfaat bagi warga yang tinggal disekitar lokasi, karena mereka memiliki pengaruh kuat terhadap daerahnya sendiri dan peran serta mereka sangatlah diperlukan. Peran serta masyarakat harus dimulai dari tahap awal perencanaan dan menerus hingga akhir proses perencanaan. Peran serta ini bisa berupa masukan kedalam proses perencanaan dan sosialisasi, ini harus dimulai sebelum rencana dibuat oleh pembina jalan (pemerintah). Masyarakat mungkin tidak memiliki teknik untuk menyelesaikan masalah, namun mereka dapat memberikan informasi mengenai masalah yang terjadi dilingkungannya, sebagai masukan untuk evaluasi dan alternatif penanganan.

Pembina jalan bisa menentukan format partisipasi masyarakat sebelum perencanaan dimulai, sedang keterlibatan masyarakat akan ditentukan oleh masyarakatnya itu sendiri. Pembina sebagai perencana dapat membuat masyarakat responsif pada situasi yang ada dan yang akan terjadi, namun pembina tidak dapat memaksa masyarakat untuk terlibat. Pada dasarnya setiap komunitas masyarakat akan dan mau terlibat dalam proses penanganan yang ada di lingkungannya.

Bentuk dari partisipasi masyarakat akan bervariasi tergantung pada kondisi dan masalah yang terjadi, namun pada dasarnya beberapa faktor yang bersifat umum seperti berikut ini dapat direspon dengan baik :

- Bentuk informasi yang disajikan harus mudah dimengerti yang akhirnya akan memberikan dukungan kepada pembina jalan
- Dampak yang akan terjadi harus diterangkan dari berbagai alternatif penanganan, dengan bisa mengidentifikasi dari berbagai dampak alternatif yang dapat dipertimbangkan.
- Komunikasi dua arah perlu dilakukan dengan baik, merupakan hal yang penting dalam transfer informasi.
- Menunjuk perwakilan masyarakat yang dapat dihubungi, ini sangat berguna bagi anggota masyarakat sebagai penghubung.

Aspek penting dari proses partisipasi masyarakat dalam penanganan masalah transportasi seperti :

- Terwujudnya suatu program penanganan yang sudah disepakati yang sesuai dengan lingkungan dan dapat diimplementasikan
- Dapat informasi masalah yang sedang berlangsung dan komentar.
- Dapat diminta pendapat dan pandangan masalah lalu lintas, sekaligus bisa memberikan bantuan untuk mengidentifikasi kelompok yang peduli.
- Pertemuan dengan masyarakat dapat secara reguler, masyarakat bisa mengidentifikasi dan memonitor permasalahan yang terjadi.
- Pembina bisa berperan sebagai fasilitator dalam setiap kegiatan
- Pembina yang menentukan segala keputusan akhir.

Meskipun peran serta masyarakat akan sangat membantu dalam penyiapan rencana penanganan yang lebih realistis, namun hal tersebut dapat menimbulkan suatu masalah baru dan menyulitkan bagi pembina. Sangatlah penting bagi pembina untuk mengenali permasalahan yang terjadi seperti :

- Pemenuhan akan seluruh keinginan masyarakat tidak mungkin dapat dilakukan
- Usulan masyarakat yang bersifat non teknis yang sulit diterima, namun hal ini dapat diterima atau ditolak



- Peran serta masyarakat dapat menyebabkan telatnya program waktu perencanaan, salah satu penyebabnya seperti banyaknya alternatif yang dipandang tidak begitu banyak memberikan keuntungan bagi lalu lintas.
- Akan sulit untuk menggerakkan masyarakat dalam perencanaan, apabila keinginan mereka tidak begitu menguntungkan.

### Bentuk Kerjasama Penanganan

Banyaknya faktor yang terlibat dengan permasalahan transportasi jalan, untuk mencapai bentuk penanganan yang didukung oleh semua stakeholder, dengan melihat sistem dan permasalahan dari suatu realita seperti, berbagai kebijakan pembangunan sebagai penjabaran norma yang ada baik dari pemerintah pusat, daerah (top down planing), dan aspirasi masyarakat (bottom-up), maka pendekatan perencanaan akan lebih komprehensif yang mengakomodasikan kepentingan dari atas dan dari bawah, menurut Agus, B (2002), seperti diilustrasikan pada Gambar 3.

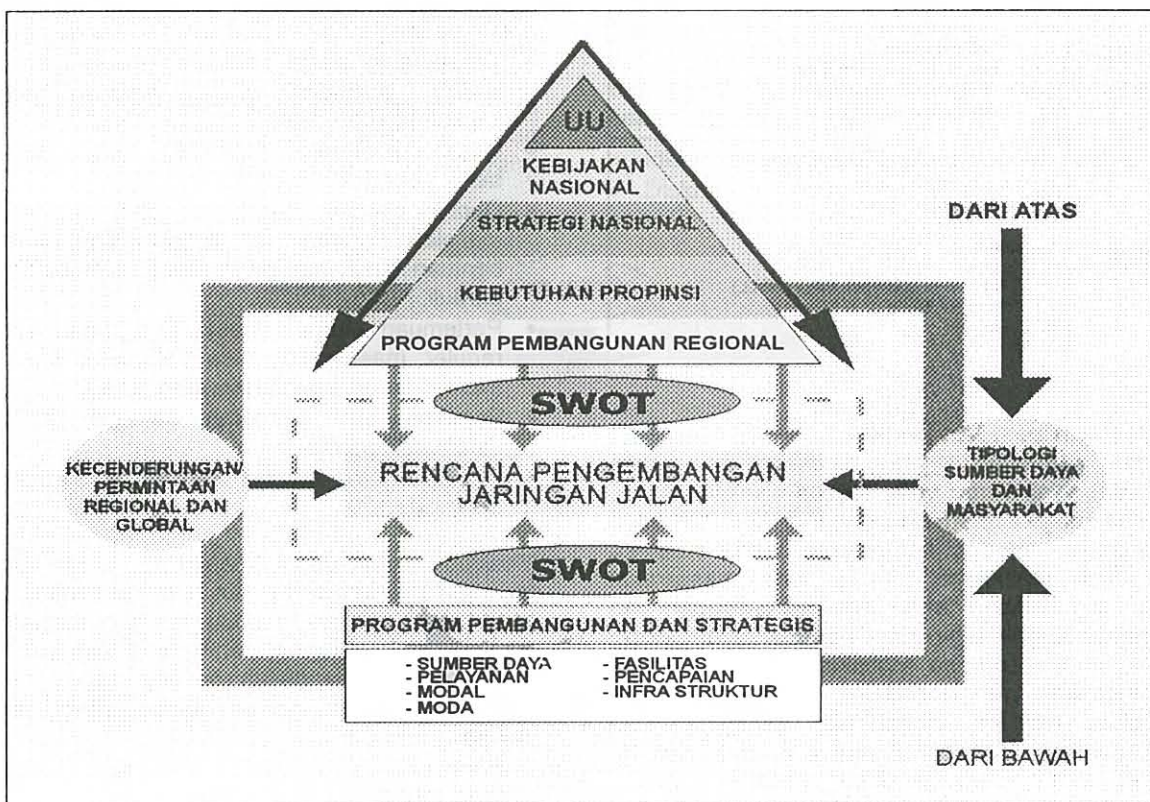
Substansi penghubung antara *top down planning* dengan *bottom up planning* merupakan penerapan dari UU No. 22/ 1999 tentang Pemerintahan Daerah.

Pendekatan ini didasarkan pada pemahaman bahwa perencanaan jaringan jalan akan selalu terkait dengan sektor-sektor lain serta karakteristik kawasan yang lebih luas, baik pada tingkat pemahaman regional serta pemahaman nasional.

### V. PENUTUP

Pengembangan guna lahan sisi jalan dari lahan beraktivitas rendah seperti pertanian/sawah kelahan beraktivitas tinggi seperti permukiman dan komersial pada jalan arteri primer tidak dapat dihindari, pelaku pengembang yang didasari ingin merubah status sosial untuk mencapai kesejahteraan, fanomena tersebut pada dasarnya sejalan dengan tujuan dasar dari pembangunan jalan yaitu, mengembangkan wilayah dan penyaluran hasil pembangunan untuk mensejahterakan masyarakat.

Pengembangan yang takterkendali yang berdampak pada tingginya faktor hambatan samping, dan berakibat pada tidak efisiennya transportasi jalan pantura. Penanganan yang sering dilakukan yaitu dengan cara mem-by pass (jalan pintas), hal ini dilakukan karena tidak adanya titik temu antara stakeholder dalam mencari model penanganan.



Gambar 3. Pendekatan Keterpaduan Perencanaan dari Bawah dan dari Atas



Cara by pass merupakan langkah yang kurang bijaksana ditinjau dari kondisi keuangan saat ini, karena masih bisa dilakukan melalui rekayasa dan manajemen lalu lintas dengan mengoptimalkan pemanfaatan ruang jalan yang ada.

Proses penataan guna lahan akan terus berlanjut untuk terus disempurnakan menuju kebijakan tata guna lahan yang dituju dan sesuai dengan sistem transportasi jalan, serta mendapat dukungan dari masyarakat. Sehingga prasarana transportasi jalan bisa berperan kembali sesuai dengan ciri-ciri fungsi jalannya.

Perlunya diterapkan model kelembagaan untuk penanganan masalah lalu lintas yang didasarkan pada pendekatan keterpaduan perencanaan dari bawah dan dari atas, karena penanganan yang dihasilkan harus bisa dirasakan manfaatnya bagi warga yang tinggal disekitar dan merasa memiliki.

#### DAFTAR FUSTAKA :

- 1) Agus Bari, Dasar-dasar Jaringan Jalan Berwawasan Lingkungan (2003).
- 2) Erwin Kusnandar, Laporan Penelitian (2000), Optimalisasi Pemanfaatan Ruang Jalan.
- 3) Erwin Kusnandar, Laporan Penelitian (2003), Penanganan Kemacetan Lalulintas.
- 4) Road Directorate Ministry of Transport Denmark (1983), Roads With Environmental Priority.
- 5) The Institution of Highways and Transportation UK (1986), Roads and Traffic in Urban Areas.

#### *Penulis :*

*Ir. Erwin Kusnandar, Asisten Peneliti Muda, Bidang Teknik Lalu Lintas dan Lingkungan Jalan, Pusat Litbang Prasarana Transportasi Badan Litbang Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.*



# PENGARUH TEMPERATUR TINGGI TERHADAP KINERJA CAMPURAN BETON ASPAL

*N o n o*  
*Y. Ronny P. A*

## **RINGKASAN**

*Keruntuhan perkerasan lentur yang sering dijumpai pada daerah-daerah yang memiliki temperatur lapangan yang relatif tinggi dan melayani lalu-lintas berat adalah deformasi plastis. Ada dua faktor yang dapat memberikan kontribusi terhadap terjadinya deformasi plastis pada campuran beraspal, yaitu volumetrik campuran dan penggunaan tipe aspal. Volumetrik campuran dapat diantisipasi dengan pemilihan gradasi agregat gabungan yang dapat memberikan rongga yang cukup untuk mengakomodir aspal pada saat terjadinya pemadatan dengan lalu-lintas. Sedangkan penggunaan aspal sebaiknya menggunakan jenis aspal yang tidak peka pada perubahan temperatur tinggi.*

*Untuk mengatasi masalah di atas, penulis telah melakukan penelitian tentang pengaruh temperatur terhadap kinerja campuran untuk skala laboratorium. Bahan pengikat yang digunakan adalah aspal Pen 60, aspal Pen 40 dan aspal Polimer. Adapun hasil pengujian diperoleh :*

- ♦ *Campuran dengan Aspal Pen 60 memenuhi persyaratan laston (AC-WC) Spesifikasi Kimpraswil (buku 3) sedangkan campuran beraspal dengan bahan pengikat Aspal Pen 40 dan Aspal Polimer memenuhi persyaratan laston dimodifikasi (Modified AC-WC)*
- ♦ *Campuran dengan bahan pengikat aspal Pen 40 dan aspal Polimer tidak rentan terhadap perubahan temperatur tinggi.*

## **SUMMARY**

*Defect in flexible pavement that usually occurred in some region which have high temperature and also heavy loaded traffic is plastic deformation. Two factors that give significant contribution to plastic deformation in asphalt mixture are volumetric of mixture and the use of grade asphalt. Problem in volumetric of mixture can be overcome by choosing appropriate gradation of aggregate that have sufficient void to accommodate asphalt under densification by traffic. While the use asphalt should be grade asphalt which is not sensitive to high temperature change.*

*To overcome the above problem, research on the effect of temperature to the performance of asphalt mixture in laboratory scale has been conducted. Binder used in that research are Asphalt Pen 60, Asphalt Pen 40 and Asphalt Polymer. Some conclusion from the research are as follow:*

- ♦ *Asphalt mixture which use Asphalt Pen 60 as binder conform with AC-WC Specification of Kimpraswil (book 3) while asphalt mixture which use Asphalt Pen 40 and Polymer Asphalt conform with Modified AC-WC Specification of Kimpraswil.*
- ♦ *Asphalt mixture which use Asphalt Pen 40 and Asphalt Polymer are not sensitive to high temperature changes.*

## **I. PENDAHULUAN**

### **1.1. Latar Belakang**

Keruntuhan perkerasan lentur pada daerah-daerah disepanjang pantai utara yang dominan terjadi adalah deformasi plastis. Hal ini dapat dipahami karena pada daerah-daerah tersebut memiliki temperatur perkerasan (lapangan) yang relatif tinggi. Berdasarkan hasil pemantauan temperatur pada daerah tersebut dapat mencapai 65°C sampai dengan 70°C.

Pada ruas-ruas jalan yang memiliki temperatur lapangan tinggi, umumnya melayani juga lalu-lintas yang berat, sebagai contoh ruas jalan pantai utara diwilayah Jawa barat. Ruas Jalan ini, disamping memiliki temperatur tinggi juga melayani lalu-lintas berat dan padat, dimana setiap tahunnya melayani lalu-lintas sekitar 5.000.000 ESA. Sehingga tidaklah heran bila ditemukan kerusakan yang terjadi adalah deformasi plastis. Hal tersebut di atas, dapat dipahami karena karakteristik aspal yang digunakan kemungkinan rentan terhadap temperatur tinggi dan bila



melampaui batas kemampuannya/ kekentalannya maka akan berfungsi sebagai pelumas. Proses terjadinya deformasi akan lebih dipercepat lagi apabila perkerasan jalan tersebut melayani juga lalu-lintas berat dan kecepatan rendah.

### 1.2. Pembatasan Masalah

Pada pelaksanaan penelitian ini untuk mengetahui sifat aspal hanya dilakukan pengujian sifat fisiknya saja. Disamping itu, gradasi agregat gabungan menggunakan gradasi superpave dengan memotong kurva Fuller.

### 1.3. Tujuan Penelitian

Penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui sejauh mana pengaruh temperatur terhadap kinerja campuran beraspal, yaitu resiliensi modulus dan stabilitas dinamis untuk beberapa jenis aspal.

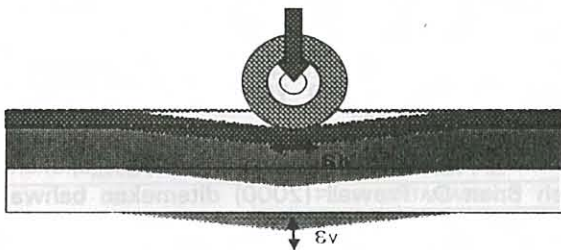
## II. KAJIAN PUSTAKA

### 2.1. Sifat Campuran

Sebagaimana kita ketahui bahwa keruntuhan perkerasan beraspal ada dua, yaitu keruntuhan pada lapisan beraspal dan pada tanah dasar sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 1. Keruntuhan beton aspal berdasarkan SHRP A-410 1994 terdiri atas deformasi plastis, retak leleh dan retak pada temperatur rendah dan menurut NAPA-1991, retak leleh dipengaruhi beberapa faktor, yaitu :

- Struktur perkerasan
- Aspal
- Kadar aspal
- VMA
- Karakteristik Agregat pondasi (cemented material)
- Karakteristik tanah dasar

Sedangkan rutting/deformasi plastis sebagai akibat "kekakuan aspal rendah, kadar aspal tinggi dan VIM rendah" (fungsi dari gradasi dan kadar aspal).



Gambar 1. Ilustrasi Respon Perkerasan Terhadap Beban Lalu-lintas

Respon terhadap beban kendaraan pada lapis beraspal adalah dicerminkan dengan regangan horizontal ( $\epsilon_H$ ) dan pada tanah dasar dengan regangan vertikal ( $\epsilon_v$ ). Berdasarkan Cheung dkk

yang dicuplik dari Perl dkk disamping campuran beraspal harus tahan terhadap retak juga harus tahan terhadap deformasi permanent termasuk (deformasi plastis) sehingga regangan yang terjadi merupakan regangan total ( $\epsilon_T$ ), yaitu :

$$(\epsilon_T) = (\epsilon_e) + (\epsilon_p) + (\epsilon_{ve}) + (\epsilon_{vp}) \dots\dots\dots (1)$$

dimana :

- ( $\epsilon_T$ ) = Regangan total
- ( $\epsilon_e$ ) = Regangan elastis; pulih kembali dan tidak tergantung waktu
- ( $\epsilon_p$ ) = Regangan plastis; tidak pulih kembali dan tidak tergantung waktu
- ( $\epsilon_{ve}$ ) = Regangan viscoelastis; pulih kembali dan tergantung waktu
- ( $\epsilon_{vp}$ ) = Regangan viscoplastis; tidak pulih kembali dan tergantung waktu

Menurut Ullidtz-1998 menyatakan bahwa deformasi plastis terkait dengan kekakuan aspal yang mempengaruhi terhadap regangan plastis atau plastic strain ( $\epsilon_p$ ) sebagaimana ditunjukkan pada rumus dibawah ini.

$$\epsilon_p = A \cdot \left( \frac{t_a}{3v} \right)^B \cdot \sigma_z \dots\dots\dots (2)$$

$$v = 1,3 \times 10^{-3} \cdot \frac{T_{RB} - T}{10} \dots\dots\dots (3)$$

Dimana :

- $t_a$  = Kumulatif waktu pembebanan, detik
- $v$  = Viskositas Aspal, Nsec/m<sup>2</sup>
- $T_{RB}$  = Titik Lembek, °C
- $T$  = Temperatur, °C
- A dan B = Konstanta  
(A = 0,010-0,015, B = 0,30-0,50)

Berdasarkan persamaan 2 dan 3, terlihat bahwa dengan titik lembek yang tinggi akan mempengaruhi viskositas aspal yang selanjutnya memberikan regangan plastis yang tinggi.

Untuk memprediksi deformasi permanen, berdasarkan ASTM-1992 dapat menggunakan model analitis sebagai berikut:

$$RD_{\%ST} = 0,1398SP + 1,9143AC - 1,0462VMA \dots\dots\dots (4)$$

Dimana:

- $RD_{\%ST}$  = Persentase Kedalaman Alur Terhadap Tebal Lapisan
- SP = Titik Lembek Campuran Aspal-Filler
- AC = Kadar Aspal
- VMA = Rongga Agregat

Dari model atau persamaan 4 di atas terlihat bahwa "titik lembek aspal" memiliki sumbangan

cukup dominan terhadap ketahanan campuran terhadap terjadinya deformasi/alur.

Berdasarkan NAPA (1996) yang dicuplik dari Epps, J.A (1986) mengatakan bahwa aspal yang ideal sebagai bahan pengikat campuran beraspal panas sebaiknya aspal modifikasi. Hal ini untuk memperbaiki atau meningkatkan sifat-karakteristik campuran (sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 8) :

- (a). Kekakuan rendah atau viskositas yang cukup sehingga tidak memerlukan temperatur tinggi untuk pemampaan, pencampuran dan pemadatan.
- (b). Kekakuan tinggi pada saat temperatur tinggi (musim panas) untuk menghindari alur (rutting) dan shoving.
- (c). Kekakuan rendah pada saat temperatur rendah (musim dingin) untuk menghindari retak.
- (d). Kelekatatan terhadap agregat yang tinggi untuk menghindari stripping.

Model lain tentang kekakuan aspal telah dikembangkan juga oleh Van der Poel yang disajikan dengan nomograph dan rumus serta kaitannya terhadap kekakuan campuran adalah sebagai berikut (Collop A C dkk, 1994):

$$E_n = 1,157 \times 10^{-7} t_1^{-0,368} 2,716^{-PI^{(R)}} (T_{RB}^{(R)} - T_{asp})^5 \dots\dots\dots (5)$$

Dimana:

- $T_{RB}^{(R)}$  = Titik lembek setelah pemulihan (°C)
- $T_{asp}$  = Temperatur lapis beraspal (°C)
- $PI^{(R)}$  = Penetrasi Indeks setelah pemulihan
- $t_1$  = Waktu pembebanan (detik)

Persamaan di atas hanya berlaku bila :

$$0,01 \text{ detik} < t_1 < 0,1 \text{ detik}$$

$$-1,0 < PI^{(R)} < 1,0$$

$$20^\circ\text{C} < (T_{RB}^{(R)} - T_{asp}) < 60^\circ\text{C}$$

Untuk memperoleh besaran ( $T_{RB}^{(R)}$  dan  $PI^{(R)}$ ) dapat diestimasi dengan nilai penetrasi aspal fresh/awal ( $P^{(1)}$ ), persamaannya adalah sebagai berikut :

$$P^{(R)} = 0,65 P^{(1)} \dots\dots\dots (6)$$

$$T_{RB}^{(R)} = 98,4 - 26,35 \log_{10} (P^{(R)}) \dots\dots\dots (7)$$

$$PI^{(R)} = \frac{27 \log_{10} P^{(1)} - 21,65}{76,35 \log_{10} P^{(1)} - 232,82} \dots\dots\dots (8)$$

dimana:  $P^{(1)}$  = Penetrasi aspal fresh/awal

Adapun waktu pembebanan yang efektif  $t_1$  dapat diestimasi dengan rumus sebagai berikut :

$$\log_{10} (t_1) = 5,3 \times 10^{-4} h_{asp} - 0,2 - 0,94 \log_{10} (V) \dots\dots\dots (9)$$

dimana:

$h_{asp}$  = Tebal lapis beraspal (mm)

$V$  = Kecepatan kendaraan (km/jam)

Untuk memprediksi temperatur lapis permukaan beraspal ( $T_p$ ) dapat diprediksi berdasarkan temperatur udara ( $T_a$ ). Model prediksi temperatur lapis permukaan beraspal ( $T_p$ ) adalah sebagai berikut:

$$T_p = T_a \left[ 1 + \frac{76,2}{h_{asp} + 304,8} - \frac{84,7}{h_{asp} + 304,8} + 3,3 \right]$$

Dimana :

$T_a$  = Temperatur lapis permukaan beraspal (°C)

$T_a$  = Temperatur udara rata-rata (°C)

$h_{asp}$  = Tebal lapis permukaan beraspal (mm)

Sedangkan untuk modulus elastis dari campuran beraspal  $E_m$  (MPa) yang terkait dengan modulus aspal adalah sebagai berikut:

$$E_m = E_a \left[ 1 + \frac{257,5 - 2,5 VMA}{n (VMA - 3)} \right]^n \dots\dots\dots (10)$$

dimana :

$$n = 0,83 \log_{10} \left( \frac{4 \times 10^4}{E_a \text{ (MPa)}} \right) \dots\dots\dots (11)$$

VMA = % Rongga dalam agregat

= % volume rongga udara + % vol aspal

Rumus modulus di atas hanya berlaku bila :

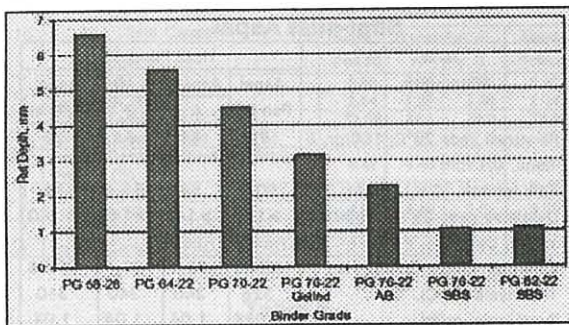
$$12\% < VMA < 30\%$$

$$E_h > 5 \text{ MPa}$$

Dari Persamaan 5 terlihat bahwa untuk waktu pembebanan dan temperatur perkerasan yang sama namun bila aspal mempunyai titik lembek tinggi akan didapatkan modulus/kekakuan aspal yang tinggi pula. Dengan diperolehnya kekakuan aspal yang tinggi maka modulus/kekakuan campuran tinggi pula sesuai persamaan 10. Sehingga dengan kekakuan campuran yang relative tinggi akan tahan terhadap deformasi, hal ini sejalan dengan yang ditunjukkan pada persamaan 4 di atas.

Berdasarkan hasil penelitian yang telah dilakukan oleh Brian D. Prowell (2000) ditemukan bahwa untuk gradasi agregat dan kadar aspal yang sama tetapi menggunakan bahan pengikat aspal yang memiliki kekakuan bervariasi (adalah hal ini kelas aspal didasarkan pada kinerja atau PG) maka kualitas campuran dengan bahan pengikat yang mempunyai kekakuan tinggi (PG tinggi) lebih tahan terhadap deformasi/rut depth. Hasil penelitian tersebut ditunjukkan pada Gambar 2.

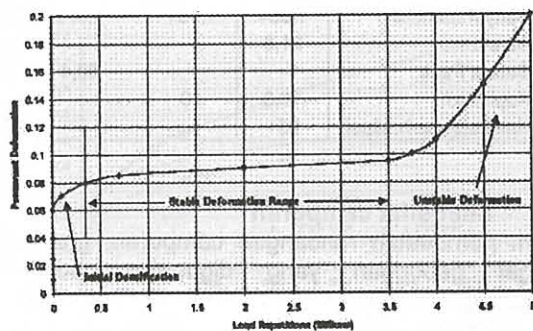




Gambar 2. Hubungan antara kedalaman Alur Vs Binder Grade untuk Blend 3 (Brian D Prowell, 2000)

Menurut Stephen Goodman dkk (2000) bahwa ruting atau deformasi terjadi sesuai dengan beban lalu-lintas dan mekanismenya terjadinya terdiri atas tiga tahap sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 3.

Pada Gambar 3 terlihat bahwa kondisi kritis campuran atau mulai terjadinya deformasi setelah lapisan beraspal dilalui lalu-lintas sekitar 3,5 juta.



Gambar 3. Mekanisme Terjadinya Rutting (Stephen Goodman, 2000)

## 2.2. Spesifikasi Yang Diacu

Sebagai acuan dalam pengujian sifat bahan dan sifat campuran, pada penelitian ini spesifikasi yang diacu adalah Spesifikasi Kimpraswil (Buku III, Seksi 6.3) Tahun 2004.

Persyaratan aspal ditunjukkan pada Tabel 1, Persyaratan agregat ditunjukkan pada Tabel 2, Persyaratan gradasi pada Tabel 3 dan persyaratan campuran pada Tabel 4.

Tabel 1. PERSYARATAN SIFAT FISIK ASPAL

JENIS PENGUJIAN	PERSYARATAN ASPAL *		
	PEN 40	PEN 60	POLIMER
• Penetrasi, 0,1 mm	40-59	60-79	50-80
• Titik lembek, °C	51-63	48-58	min. 54
• Daktilitas, cm	min. 100	min. 100	min. 50
• Kelarutan dlm C <sub>2</sub> HCl <sub>3</sub> , %	min. 99	min. 99	min. 99
• Titik nyala, °C	min. 200	min. 200	Min. 225
• Kehilangan berat, %	maks. 0,8	maks. 0,8	Maks. 1,0
• Penetrasi stlh keh. brt., %	min. 58	min. 54	Min. 40
• Daktilitas stlh keh. brt., cm	-	min. 50	-
• Berat Jenis, gr/cm <sup>3</sup>	min. 1,0	min. 1,0	Min. 1,0

Tabel 2. PERSYARATAN AGREGAT

No.	Jenis Pengujian	Persyaratan
1.	Berat Jenis	
	> Curah	>2,5
	> Jenuh	>2,5
2.	> Semu	>2,5
	Penyerapan, %	< 3%
3.	Abrasi	< 40%
4.	Setara Pasir	> 50%
5.	Kepipihan	-
	Kelekatan terh. aspal	> 95%

Tabel 3. PERSYARATAN GRADASAI

UKURAN SARINGAN (mm)	PERSYARATAN (% berat lolos)			
	Titik Kontrol		Daerah Larangan	
	min	max	min	max
19	100	100		
12,5	90	100		
9,5		90		
4,75				
2,36	28	58	39,1	39,1
1,18			25,6	31,6
0,6			19,1	23,1
0,3			15,5	15,5
0,075	4	10		

Tabel 4a. PERSYARATAN CAMPURAN AC-WC

Sifat-sifat Campuran	Persyaratan
Penyerapan kadar aspal	Maks. 1,7
Jumlah tumbukan per bidang	75
Rongga dalam campuran (%) <sup>(3)</sup>	3,5-5,5
Rongga dalam Agregat (VMA) (%)	Min. 15
Rongga terisi aspal (%)	Min. 65
Stabilitas Marshall (kg)	Min. 800
Kelelahan (mm)	Min. 3
Marshall Quotient (kg/mm)	Min. 250
Stabilitas Marshall Sisa (%) setelah perendaman selama 24 jam, 60 °C <sup>(4)</sup>	Min. 75
Rongga dalam campuran (%) pada <sup>(2)</sup>	Min. 2,5
Kepadatan membal (refusal)	

Tabel 4b. PERSYARATAN CAMPURAN AC-WC MODIFIKASI (UNTUK LALU LINTAS BERAT)

Sifat-sifat Campuran	Persyaratan
Penyerapan kadar aspal	Maks. 1,2
Jumlah tumbukan per bidang	75
Rongga dalam campuran (%) <sup>(3)</sup>	3,5-5,5
Rongga dalam Agregat (VMA) (%)	Min. 15
Rongga terisi aspal (%)	Min. 65
Stabilitas Marshall (kg)	Min. 1000
Kelelahan (mm)	Min. 3
Marshall Quotient (kg/mm)	Min. 300
Stabilitas Marshall Sisa (%) setelah perendaman selama 24 jam, 60 °C <sup>(4)</sup>	Min. 75
Rongga dalam campuran (%) pada <sup>(2)</sup>	Min. 2,5
Kepadatan membal (refusal)	
Stabilitas Dinamis, lintasan/mm	Min. 2500



### 2.3. Hipotesa

Penggunaan aspal dengan viskositas rendah dapat menyumbang terhadap kinerja campuran beraspal tidak peka terhadap temperatur tinggi

## III. METODOLOGI PENELITIAN

### 3.1. Umum

Sesuai hasil pengkajian pustaka bahwa sifat campuran sangat tergantung terhadap kualitas bahan pengikat yang digunakan terutama pada temperatur tinggi dan waktu pembebanan yang relatif lama. Pada penelitian ini, untuk mengetahui pengaruh temperatur terhadap kinerja campuran beraspal dilakukan skala pengujian di laboratorium.

Kegiatan yang dilakukan di laboratorium meliputi persiapan bahan, pengujian bahan dan pengujian campuran beraspal. Persiapan bahan mencakup penyediaan aspal, agregat dan bahan pengikat. Jenis aspal yang digunakan pada pengkajian ini terdiri atas Aspal Pen 40, Aspal Pen 60 dan Aspal Polimer (Modifikasi). Sedangkan agregat yang digunakan dalam penelitian ini bersumber dari Subang.

### 3.2. Pengujian laboratorium

Pengujian dilaboratorium adalah pembuatan campuran beraspal baru dengan gradasi agregat gabungan memotong kurva Fuller. Prosedur pengujian mengacu terhadap spesifikasi campuran beraspal yang dikeluarkan oleh Kimpraswil (Buiku III, Seksi 6.3) tahun 2004.

Untuk mencapai tujuan penelitian ini, dalam menganalisa kinerja campuran beraspal, baik dengan bahan pengikat aspal Pen 60 maupun aspal Pen 40 serta aspal Polimer, selain akan dianalisa parameter Marshallnya juga dilakukan pengujian Modulus Resilient ( $M_R$ ) dengan UMATTA dan Stabilitas Dinamis dengan Wheel Tracking Machine.

## IV. HASIL PENGUJIAN

### 4.1. Sifat-sifat bahan

Sesuai dengan pengujian yang telah dilakukan, sifat-sifat aspal Pen 60, aspal Pen 40 dan aspal Polimer ditunjukkan pada Tabel 5. Sedangkan sifat agregat ditunjukkan pada Tabel 6.

**Tabel 5.**  
**Sifat-sifat Aspal**

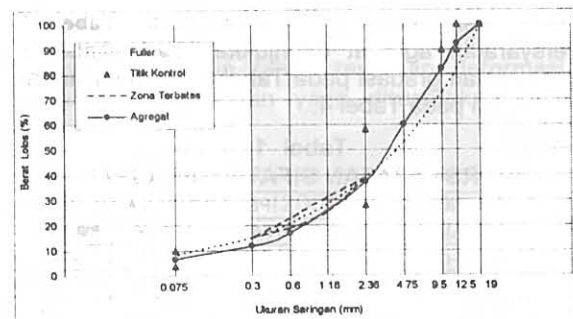
Jenis Pengujian	Hasil Pengujian			
	Aspal Pen 60	Aspal Pen 40 (A, B)		Aspal Polimer
✓ Penetrasi pada 25°C, 100 gr, 5 detik, 0,1 mm	73	51	54	75
✓ Titik lembek, °C	50,8	54	55,4	53
✓ Daktilitas pada 25°C, 5 cm/menit, Cm	> 140	> 140	> 140	> 140
✓ Kelarutan dalam C <sub>2</sub> HCL <sub>2</sub> , %	99,86	99,4	99,7	99,56
✓ Titik nyala (COC), °C	326	340	340	340
✓ Berat jenis, gr/ml	1,028	1,04	1,04	1,04
✓ Kehilangan berat (TFOT), %	0,082	0,02	0,04	0,042
✓ Penetrasi setelah TFOT, % asli	59	75	94	57
✓ Daktilitas setelah TFOT, Cm	> 140	> 140	> 140	> 140
✓ Titik lembek setelah TFOT, °C	51,6	59	57,2	58

**Tabel 6.**  
**SIFAT AGREGAT**

No.	Jenis Pengujian	Hasil Pengujian		
		Kasar	Halus	A. Batu
1.	Berat Jenis			
	> Curah	2,645	2,656	2,585
	> Jenuh	2,696	2,696	2,627
	> Semu	2,789	2,765	2,699
	Penyerapan, %	1,954	1,481	1,626
2.	Abrasi	21,8	-	-
3.	Setara Pasir	-	-	60,4
4.	Kepipihan	17,3	10	-
5.	Kelekatan terh.aspal	95+	-	-

### 4.2. Sifat-sifat campuran

Dalam pembuatan rancangan campuran, gradasi agregat gabungan yang digunakan adalah memotong kurva Fuller sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4. Berdasarkan hasil pengujian Marshall sifat campuran yang diperoleh ditunjukkan pada Tabel 7. Sedangkan data ketahanan campuran terhadap deformasi hasil pengujian dengan WTM ditunjukkan pada Tabel 7 dan Gambar 5 serta besaran mekanistik, yakni Modulus Resilient dengan alat UMATTA ditunjukkan pada Tabel 8 dan Gambar 6.



Gambar 4. Gradasi agregat gabungan

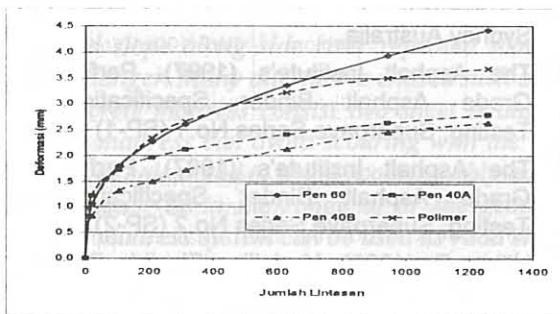


Tabel 7.  
HASIL PENGUJIAN MARSHALL

NO	Sifat Campuran	Hasil Pengujian			
		Aspal Pen 60	Aspal Pen 40		Aspal Polimer
1	Kadar Aspal, (%)	5.80	5.90	5.95	5.80
2	Kepadatan, (t/m <sup>3</sup> )	2.64	2.29	2.36	2.38
3	Rongga Terisi Aspal, VFB (%)	72.98	74.1	70.3	73.3
4	Rongga Dalam Agregat, VMA (%)	16.31	17	17.5	18
5	Rongga Campuran Marshall, VIM Marshall (%)	4.42	4.40	5.20	4.80
6	Stabilitas, (kg)	1408	1380	1180	1200
7	Pelelehan, (mm)	4.61	3.40	3.69	3.08
8	Hasil Bagi Marshall, MQ (kg/mm)	306	406	320	390
9	Rongga Campuran PRD, VIM PRD (%)	2.93	3.40	3.00	3.10

Tabel 8.  
HASIL PENGUJIAN DENGAN WTM

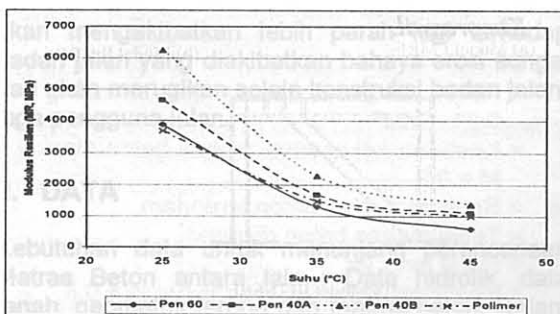
No	Sifat Campuran	Hasil Pengujian			
		Aspal Pen 60	Aspal Pen 40		Aspal Polimer
1	Alur (pada lintasan):				
	0	0	0	0	0
	21	1.06	1.21	0.82	1.03
	105	1.80	1.72	1.31	1.75
	210	2.27	1.96	1.50	2.34
	315	2.60	2.11	1.72	2.65
	630	3.36	2.41	2.13	3.21
	945	3.93	2.63	2.45	3.50
	1260	4.42	2.78	2.63	3.68
2	Deformasi Awal (mm)	3.35	2.78	2.63	3.68
3	Stabilitas Dinamis (lint/mm)	1273	4200	3500	2620
4	Kecepatan Deformasi, (mm/mnt)	0.033	0.01	0.012	0.017



Gambar 5. Deformasi campuran berdasarkan WTM

Tabel 9.  
HASIL PENGUJIAN DENGAN UMATTA

No	Temperatur Pengujian	Hasil Pengujian			
		Aspal Pen 60	Aspal Pen 40		Aspal Polimer
1	25°C	3875	4666	6241	3677
2	35°C	1302	1675	2266	1465
3	45°C	598	1084	1368	996



Gambar 6. Modulus Resilient campuran beraspal

## V. PEMBAHASAN

- Sifat-sifat aspal Pen 60, Pen 40 dan aspal Polimer sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 5, terlihat bahwa ketiga jenis aspal tersebut memenuhi persyaratan. Begitu juga sifat-sifat agregat, baik agregat kasar maupun agregat halus dan abu batu sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 6 memenuhi persyaratan.
- Sifat-sifat campuran beraspal dengan bahan pengikat aspal Pen 60, Pen 40 dan aspal Polimer sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 7, ketiganya memenuhi persyaratan. Namun, bila memperhatikan nilai stabilitas dinamis untuk ke empat jenis campuran sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 8 maka yang memenuhi persyaratan untuk lalu-lintas berat adalah campuran yang menggunakan bahan pengikat aspal Pen 40 dan aspal Polimer.
- Bila membandingkan ketahanan campuran dengan aspal Pen 40 dan aspal Polimer terhadap ketahanan deformasi campuran dengan aspal Pen 60, maka campuran dengan aspal Pen 40 lebih tahan 2,7 dan 3,3 kali lipat, sedangkan campuran dengan aspal Polimer lebih tahan 2,2 kali lipat.
- Membandingkan sensitifitas campuran terhadap temperatur sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 7 dan Gambar 3 (hasil pengujian resilient modulus dengan UMATTA) terlihat bahwa campuran beraspal yang memiliki Modulus Resilient ( $M_R$ ) > 1000 MPa pada temperatur 45°C hanya campuran beraspal dengan bahan pengikat Aspal Pen 40 dan Aspal Polimer. Pada suhu tersebut Modulus Resilien campuran beraspal dengan bahan pengikat Aspal Pen 40, 1,8 – 2,3 kali lebih tinggi dibandingkan Modulus Resilien campuran beraspal dengan bahan pengikat Aspal Pen 60. Sedangkan campuran beraspal dengan bahan pengikat Aspal Polimer 1,7 kali lebih tinggi dibandingkan campuran dengan bahan pengikat Aspal Pen 60.

Fakta diatas bahwa menunjukkan bahwa campuran yang memiliki kekakuan yang tinggi lebih tahan terhadap deformasi dan tidak rentan terhadap perubahan pada temperatur tinggi

## VI. KESIMPULAN DAN SARAN

### 6.1. Kesimpulan

Hasil pemantauan lapangan dan pengujian di laboratorium dapat disimpulkan hal-hal sebagai berikut :

- Hasil pengujian dengan Marshall diperoleh bahwa campuran memenuhi persyaratan laston WC Spesifikasi Kimpraswil (buku 3)

- Sifat campuran beraspal dengan bahan pengikat Aspal Pen 40 dan Aspal Polimer memiliki ketahanan terhadap deformasi
- Besaran mekanistik yang dicerminkan dengan Modulus Resilient campuran dengan bahan pengikat Aspal Pen 40 dan Aspal Polimer pada temperatur pengujian 45°C, diperoleh Modulus Resilien campuran beraspal dengan bahan pengikat Aspal Pen 40 1,8 – 2,3 kali lebih tinggi dibandingkan Modulus Resilien campuran beraspal dengan bahan pengikat Aspal Pen 60. Sedangkan campuran beraspal dengan bahan pengikat Aspal Polimer 1,7 kali lebih tinggi dibandingkan campuran dengan bahan pengikat Aspal Pen 60 Hal tersebut, menunjukkan bahwa campuran dengan bahan pengikat aspal Pen 40 dan aspal Polimer tidak rentan terhadap perubahan temperatur tinggi.

## 6.2. Saran

- Untuk mengetahui ketahanan campuran terhadap fatik sebaiknya dilakukan penelitian lanjutan.
- Pada lokasi-lokasi yang memiliki temperatur yang relatif tinggi, hendaknya dapat menggunakan campuran dengan bahan pengikat yang mempunyai viskositas rendah dan atau penetrasi rendah (misal aspal Pen 40 atau aspal Polimer).

## DAFTAR PUSTAKA

- A.C. Collop (1994). Effects of Traffic and Temperatur on Flexible Pavement Wear. Cambridge University Engineering Departement, Cambridge.
- Australian Asphalt Pavement Assosiation, AAPA (2000). Nation Asphalt Specification, Australia.
- ASTM (1992). Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Aspaht Mixtures Performance, Philadelphia.
- Brian D. Prowell, P.E. and Richacd J. Schreck (2000). "Virginia's Use of Laboratory Wheel-Tracking as A Mix Performance Predictor", World of Asphalt Pavements 1<sup>ST</sup> International Conference. Sydney Australia.

- Cheung, C. Y and Hughes Hall (1995). Mechanical Bituminous Mixes. Cambridge University Engineering Departement, Cambridge.
- Giovanni Parmeggiani (2000). "Three Dimensioal Asphat Mix Design", World of Asphalt Pavements 1<sup>ST</sup> International Conference. Sydney Australia.
- Kimpraswil (2004). Spesifikasi Campuran Beraspal Panas, Seksi 6.3 Buku 3, Jakarta.
- NAPA Research and Education Foundation (1996). Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction, Secon Edition, Lanham, Maryland.
- SHRP (1994). Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave): The Product of the SHRP Asphalt Research Program, SHRP-A-410. National Research Coubcil, Washington DC.
- Stepen Googman, Yasser Hasan and A.O. Abd El Halim (2000). "Permanent Deformation and The Development of An In-Situ Shear Strength Test for Asphant Pavements", World of Asphalt Pavements 1<sup>ST</sup> International Conference. Sydney Australia.
- The Asphalt Institute's (1997). Performance Grade Asphalt Binder Specification and Testing, Superpave Series No.1 (SP-1)
- The Asphalt Institute's (1997). Performance Grade Asphalt Binder Specification and Testing, Superpave Series No.2 (SP-2),
- Ullidtz P. (1998). Modelling Flexible Pavement Response and Performance. Technical University of Denmark.

## Penulis :

- *Ir. Nono, MEng Sc, Ajun Peneliti Muda, Pusat Litbang Prasarana Transportasi, Badan Litbang Departemen Kimpraswil.*
- *Y. Ronny P. A, ST, Staf Balai Bahan dan Perkerasan Jalan Pusat Litbang Prasarana Transportasi,. Badan Litbang Departemen Kimpraswil.*





## PENANGANAN EROSI SUNGAI TERHADAP BADAN JALAN DENGAN MATRAS BETON

*Oman Suherman*

### RINGKASAN

Lereng jalan pada sisi sungai sering mengalami gerusan akibat distribusi kecepatan air yang tidak seimbang, maka daerah tersebut perlu diamankan terhadap bahaya erosi. Banyak alternatif untuk pemilihan konstruksi perlindungan badan jalan antara lain : Bronjong, tiang pancang pasangan batu maupun konstruksi yang dalam tulisan ini akan membahas satu diantaranya yaitu dengan menggunakan Matras Beton.

Matras Beton ini terdiri dari anyaman khusus dua lembaran Geotekstil yang sangat kuat yang kemudian diisi dengan mortar beton. Sesuai dengan sifat ketahanan terhadap gerusan, matras beton ini dapat menahan gerusan aliran air dengan kecepatan  $>6\text{m/det}$ . Dalam perancangannya, matras beton diperhitungkan semata-mata untuk perlindungan terhadap erosi dan tidak ditujukan bagi peningkatan kestabilan dari lereng, oleh sebab itu persyaratan kestabilan geoteknik dari lereng yang dilindungi haruslah dipenuhi terlebih dahulu. Dari hasil analisis, bahwa system Matras Beton dapat digunakan sebagai pelindung lereng badan jalan.

### SUMMARY

The road slope along side river repeated scouring cause by water, so that area needs to be saved from erosion danger. Many alternative chosed such as: Gabion, fender file, riprap although the mattress concrete. The concrete mattress consist two sheet strong geotextile and then be growth with concrete mortar. This concrete mattress can avoid scouring with the velocity of water flowless than  $>6\text{m/sec}$ . In design, concrete mattress in calculated to avoid scouring obly and not increase stability slope, there for the condition of slope stability must be in the range of or the geotechnical criteria. From analysis, it can be concluded that concrete mattress system can be used us raod slope protection.

### I. PENDAHULUAN

Kerusakan kontruksi jalan banyak diakibatkan oleh ketidakstabilan badan jalan terutama dibagian pondasi bawah dan lereng jalan, karena kurangnya memperhatikan persyarat yan kestabilan geoteknik maupun pengaruh dari luar badan jalan, terutama bahaya yang diakibatkan oleh sungai yang sampai saat ini dianggap persoalan kecil yang tidak akan membawa dampak yang lebih besar, akan tetapi persoalan ini kalau dibiarkan dan tidak mendapatkan perhatian akan mengakibatkan lebih parah lagi terhadap badan jalan yang diakibatkan bahaya erosi sungai dan akan merugikan selain konstruksi badan jalan, juga pengguna jalan.

### II. DATA

Kebutuhan data untuk menunjang perencanaan Matras Beton antara lain : Data hidrolis, data tanah, geometrik lereng dan matras beton. Dalam hal ini agar lebih memudahkan bagi perencanaan untuk perhitungan maka diambil contoh data dari sungai Mahakam, Samarinda Kalimantan Timur.

#### Data Hidrolik :

- Elevasi muka air tertinggi : HWL + 2,50 m
- Elevasi muka air terendah : LWL + 1,00 m.
- Setengah tinggi gelombang : Hw 0,30 m.
- Kecepatan arus maksimum :  $V_{maks} 1,00\text{m/det}$ .
- Berat jenis air :  $G_w 10,00\text{ kN/m}^3$

#### Data Tanah :

- Berat isi tanah :  $g_s 17,00\text{ kN/m}^3$
- Berat isi tanah terendam :  $g'_s 7,00\text{ kN/m}^3$
- Sudut gesek dalam :  $\phi 10^\circ$
- Kohesi : CU 50  $\text{kN/m}^2$
- Ukuran butir tanah (asli) : D85 0,067 mm (85% berat contoh uji lebih halus)

#### Data Geometerik Lereng :

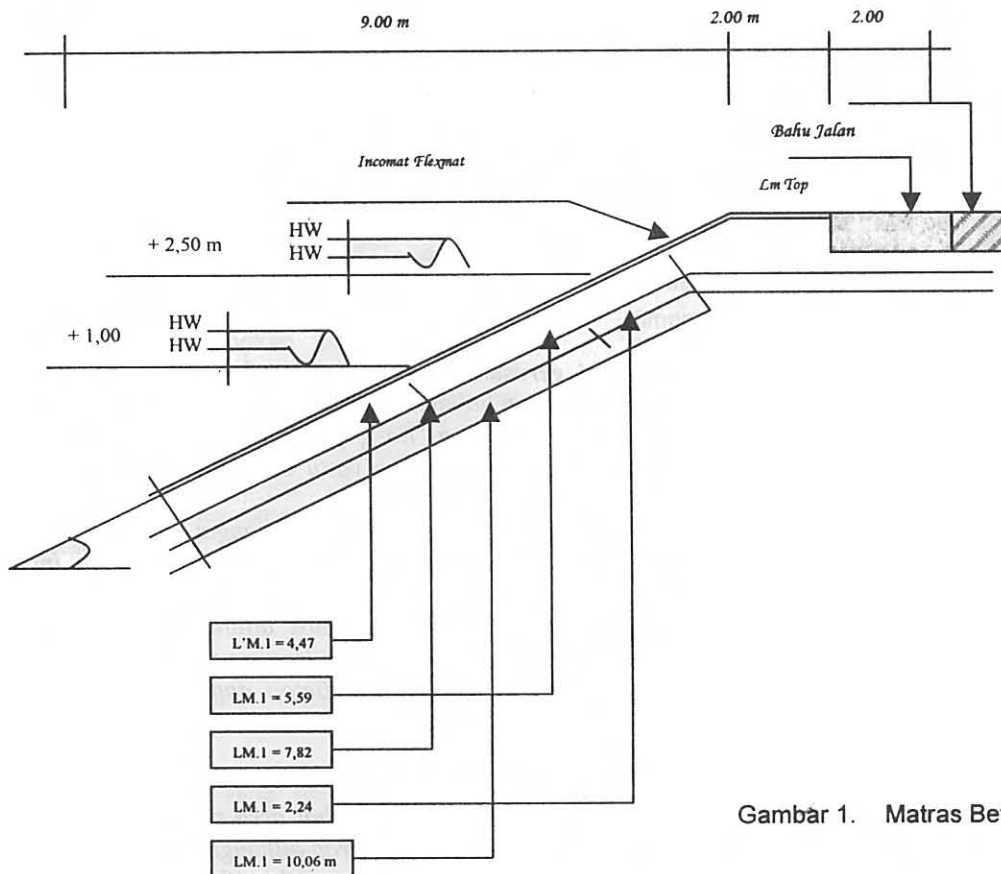
- Elevasi puncak lereng : MTA + 3,50 m
- Kemiringan lereng :  $\alpha 26,56^\circ$

#### Data Matras Beton :

- Berat isi Matras Beton :  $g_m 21,00\text{ kN/m}^3$
- Berat isi Matras Beton terendam :  $g'_m 11,00\text{ kN/m}^3$

Sudut gesek dalam tanah Matras Beton  $ds-m = 0,8$   
 $\phi_s = 8^\circ$

Sebagaimana tampak dalam gambar Concrete Mattress dibawah ini, perlindungan oleh matras beton mencakup hingga dua meter dibawah muka air terendah.



Gambar 1. Matras Beton

### III. PERHITUNGAN

Dengan asumsi bahwa lereng stabil, maka kriteria yang digunakan untuk perancangan Matras Beton adalah :

- Kemampuan penahanan butiran
- Kestabilan terhadap tarikan arus sungai.
- Kestabilan terhadap gelincir pada permukaan perletakan.
- Kestabilan terhadap gelincir akibat adanya uplift.

#### Kriteria Kemampuan Penahanan Butiran

Untuk meningkatkan kemampuannya dalam menghadapi penggerusan, umumnya matras beton didasari oleh lapis geotekstil filter dengan fungsi untuk mencegah lolosnya butiran tanah belakangnya. Salah satu kriteria penahanan butiran yang direkomendasikan oleh Carrol (1982) agar geotekstil filter ini dapat berfungsi dengan baik adalah :

$$O_{95}/D_{85} \leq (2-3)$$

Dimana :

$O_{95}$  = ukuran bukaan pori geotekstil dimana ukuran butiran uji dengan ukuran serupa lolos 5% atau kurang.

$D_{85}$  = ukuran butiran tanah dimana 85% berat contoh uji lebih halus.

Bila diambil data D terkecil dan dipakai koefisien terkecil untuk persamaan diatas, maka diperoleh :

$$O_{95} \leq 2 \times 0,067 \text{ mm} = 0,134 \text{ mm}$$

yang praktis dapat dipenuhi oleh Geotekstil filter dari semua type dengan  $D_w (= O_{95}) \leq 0,13 \text{ mm}$ .

#### Kriteria Kestabilan Terhadap Tarikan Arus

Dari analisa keseimbangan diperoleh bahwa untuk tebal matras beton tertentu, kecepatan arus kritisnya adalah :

$$V_c = \sqrt{2g M g'_m t_{ms} / g_w C_L} \quad \dots \dots \dots (1)$$

Dimana :

$g$  = Konstanta gravitasi setempat diambil  $g = 9,81 \text{ m/det}^2$ .

$M$  = Koefisien kekasaran, matras beton dipakai  $M = 0,8$ .

$g'_m$  = Berat isi matras beton terendam.

$t_{ms}$  = Tebal matras beton dilereng.

$g_w$  = Berat jenis air.

$C_L$  = Koefisien terhadap matras beton = 0,5.

Adapun syarat yang harus dipenuhi adalah :

$$V_c > FK_c \times v_{maks} \quad \dots \dots \dots (2)$$



Dimana :

$F_{Kc}$  = Merupakan factor keamanan.

$v_{maks}$  = Kecepatan arus maksimum yang dipakai dalam desain.

Dengan menggabungkan kedua persamaan (1) dan (2) diatas, maka tebal minimum matras beton yang dapat dipakai adalah:

$$t_{msmin} = g_w C_L (F_{Kc} \times v_{maks})^2 / 2g M g'_m \dots\dots\dots 3$$

dengan mengambil factor keamanan sebesar 1,5 maka tebal minimum matras beton adalah :

$$t_{msmin} = 1,0 \times 0,5 \times (1,5 \times 1,00)^2 / 2 \times 9,81 \times 0,8 \times 11,0 = 0,063 \text{ m} \dots\dots\dots 4$$

maka digunakan  $t_{ms} = 0,10\text{m} = 10 \text{ cm}$ .

**Kriteria Kestabilan Terhadap Gelincir pada Perletakan**

Kesatabilan matras beton terhadap gelincir pada permukaan perletakan dinyatakan sebagai perbandingan gaya-gaya akibat berat sendiri dari matras, yang kemudian dibandingkan terhadap suatu factor keamanan tertentu yang harus dipenuhi :

$$FK_s = R_s / T_s < FK_{s,req}$$

Dimana :

$FK_s$  = Faktor keamanan terhadap gelincir pada permukaan perletakan.

$R_s$  = Gaya penahan akibat friksi antara matras dan tanah.

$T_s$  = Gaya pendorong terjadi gelincir.

$FK_{s,req}$  = Faktor keamanan yang diperlukan diambil = 1,5.

**Gaya pendorong :**

$$T_s = (G_{m,1} + G'_{m,1}) \sin (a)$$

**Gaya penahan :**

$$R_s = [(G_{m,1} + G'_{m,1}) \cos (a) + G_{m \text{ top}}] \tan (d_{s-m})$$

Dimana :

$G_{m,1}$  = Berat matras pada bagian lereng yang tidak terendam.

$G'_{m,1}$  = Berat matras pada bagian lereng yang terendam.

$G_{m \text{ top}}$  = Berat matras pada bagian puncak lereng.

$a$  = Sudut kemiringan lereng.

$d_{s-m}$  = Sudut gesek tanah matras.

Sehingga untuk kondisi HWL diperoleh :

$$T_{s,HWL} = 5,591 \text{ kN/m}$$

$$R_{s,HWL} = 7,575 \text{ kN/m}$$

$$FK_s = 7,575 / 5,591 = 1,27 < FK_{s,req} \text{ (penjangkaran diperlukan).}$$

Besarnya gaya penjangkaran yang dibutuhkan adalah :

$$A_{s,HWL} = (FK_{s,req} \times T_{s,HWL}) R_{s,HWL} \\ = (1,50 \times 7,449 \text{ kN/m}) - 7,996 \text{ kN/m} \\ = 3,1775 \text{ kN/m.}$$

Sedang untuk kondisi muka air pada LWL :

$$T_{s,HWL} = 7,449 \text{ kN/m}$$

$$R_{s,HWL} = 7,996 \text{ kN/m}$$

$$FK_s = 7,996 / 7,449 = 1,07 < FK_{s,req} \text{ (penjangkaran diperlukan).}$$

Besarnya gaya penjangkaran yang dibutuhkan adalah :

$$A_{s,HWL} = (FK_{s,req} \times T_{s,HWL}) R_{s,HWL} \\ = (1,50 \times 7,449 \text{ kN/m}) - 7,996 \text{ kN/m} \\ = 3,1775 \text{ kN/m.}$$

Jadi besar gaya penjangkaran yang diperlukan :

$$A_{s,HWL} = A_s = 3,1775 \text{ kN/m.}$$

**Kriteria Kestabilan Terhadap Gelincir Akibat adanya Up-Lift.**

Akibat tekanan berat sendiri dan gelombang, pada tanah lereng dibawah matras akan timbul suatu zona dimana tekanan air pori tidak seimbang yang bekerja dalam bentuk Up-Lift. Oleh karena itu lapisan tanah pada zona ini bersama dengan matras diatasnya menjadi satuan yang lemah terhadap kemungkinan gelincir. Mengandaikan bidang gelincir dari massa gabungan matras dan tanah sejajar dengan kemiringan lereng (lihat gambar 2), maka tebal zona dengan tekanan air pori tak imbang tersebut dapat ditentukan sebagai berikut :

$$h = \frac{1}{3} |n[gs \cos (a) / 3 g_w H_w] \text{ dan}$$

tekanan Up-Lift :  $p = g_w H_w (1 - e^{-3h})$ .

Faktor keamanan terhadap gelincir akibat Up-Lift ini adalah :

$$FK_u = R_u / T_u < FK_{u,req}$$

Dimana :

$R_u$  = Gaya Penahan akibat friksi.

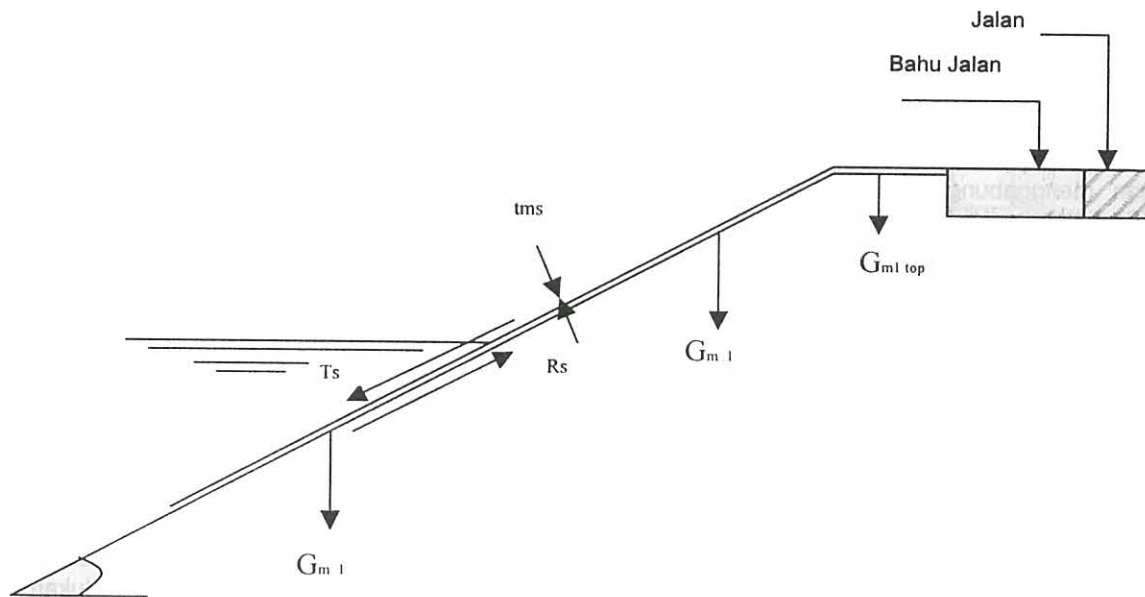
$T_u$  = Gaya Pendorong terjadinya gelincir.

$FK_{u,req}$  = Faktor keamanan yang diperlukan diambil 1,5.

Gaya Pendorong  $T_u = G_{ms1} \times \sin (a)$

Gaya Penahan  $R_u = [G_{ms1} \cos (a) - p]_{ms1} + G_{top}] \tan (\phi_1)$ .

Dimana  $G_{ms1}$  merupakan berat massa gabungan matras tanah yang terletak dilereng, dan  $|_{ms1}$  merupakan panjang dari zona dengan tekanan air pori tak imbang. Sesuai dengan data yang tercantum didepan, diperoleh :  $h = 0,21 \text{ m}$   
 $p = 0,9132 \text{ kN/m}^2$ .



Gambar 2. Gaya yang bekerja pada Matras Beton

Untuk Kondisi Muka Air pada HWL :  
 $T_{u,HWL} = 11,018 \text{ kN/m}$     $R_{u,HWL} = 9,993 \text{ kN/m}$   
 $FK_u = 9,993/11,018 = 0,91 < FK_{ureq}$   
 (penjangkaran diperlukan)

Besar gaya penjangkaran yang dibutuhkan adalah :  
 $A_{u,HWL} = (FK_{ureq} \times T_{u,HWL}) - R_{u,HWL} = (1,50 \times 11,018 \text{ kN/m}) - 9,993 \text{ kN/m} = 6,534 \text{ kN/m}$

Sedang Untuk Kondisi Muka Air pada LWL :  
 $T_{u,HWL} = 14,302 \text{ kN/m}$     $R_{u,HWL} = 11,691 \text{ kN/m}$   
 $FK_u = 11,691/14,302 = 0,82 < FK_{ureq}$   
 (penjangkaran diperlukan)

Besar gaya penjangkaran yang dibutuhkan adalah :  
 $A_{u,HWL} = (1,50 \times 14,302 \text{ kN/m}) - 11,691 \text{ kN/m} = 9,762 \text{ kN/m}$

#### Penjangkaran

Dari perhitungan-perhitungan ini diperoleh bahwa gaya penjangkaran yang diperlukan adalah :

$$A_{req} = A_u = 9,762 \text{ kN/m}$$

Menggunakan anker berupa tiang beton diameter  $d_p = 10 \text{ cm}$  dengan panjang  $l_p = 1,00 \text{ m}$ , maka gaya penjangkaran dari horizontal yang ada :

$$H_{ult} = 9C_u d_p (l_p - 1,5 d_p) = 9 \times 50 \text{ kN/m}^2 \times 0,10 \text{ m} (1,00 \text{ m} - 1,5 \times 0,10 \text{ m}) = 38,25 \text{ kN/m}$$

Harga diatas menunjukkan bahwa tiang beton tersebut dapat digunakan sebagai anker dengan factor keamanan sebesar :  $FK_a = H_{ult} / A_{req} = 3,92$  (dapat dilihat pada gambar 3)

## VI. KESIMPULAN

Dari hasil analisis diatas, bahwa system matras beton untuk pelindung Badan Jalan terhadap erosi sungai merupakan salah satu alternatif konstruksi

pelindung bahaya erosi sungai dapat digunakan dengan catatan persyaratan kestabilan geoteknik dari lereng yang dilindungi haruslah dipenuhi terlebih dahulu.

## DAFTAR PUSTAKA

- Bruin, P.de, 1995, *Penggunaan Matras Geosintetik untuk Bangunan Keairan*, Ceramah Ilmiah di Puslitbang Air, Bandung, 30 - 7 - 1995.
- Bermanakusumah, R., 1978, *Erosi, Penyebab dan Pengendaliannya*. Fakultas Pertanian UNPAD, Bandung.
- Edhisono, S, 1993, *Masalah Konsolidasi*, Fakultas Teknik Sipil Universitas Diponegoro, Semarang.
- Morin, J. and Agasi, M. 1976, *A Method of Evaluate The Efficiency of Soil Condition to High Water Erosion*.
- Neu Becker, S.R. & Randolph, M.F, 1995, *Profile and Frictional Capacity of Embedded Anchor Chains*, Journal of Geotechnical Engineering No .....
- Sosrodarsono, S., dan Tominaga, M, *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*, Jakarta, 1984.

#### Penulis :

*Ir. Oman Suherman, Ass. Peneiliti Madya, Bidang Geoteknik pada Pusat Litbang Prasarana Transportasi, Badan Litbang Departemen Kimpraswil.*





## METODE KOLOM GROUTING UNTUK MENGATASI LIKUIFAKSI TANAH DI BAWAH PONDASI

*M. Suherman*

### **RINGKASAN**

*Grouting merupakan suntikan bahan cair ke dalam rongga-rongga tanah atau ruang antara tanah dengan bangunan di dekatnya, biasanya dilakukan melalui lobang bor dan diberi tekanan. Kebanyakan grouting didesain untuk memperoleh perubahan sifat tanah dengan secara serentak atau melalui jangka waktu, setelah dilakukan injeksi.*

*Tujuan utama dari teknik grouting adalah untuk mendapatkan yang lebih kuat, lebih padat, dan kurang permeabel pada tanah atau batuan. Hal ini juga merupakan perlakuan sederhana untuk mengisi rongga yang tak dapat dicapai dan atau menjaga transfer tegangan dalam tanah atau dari struktur ke dalam tanah. Grouting terhadap tanah pondasi dimaksudkan untuk menambah stabilitas dan mereduksi kompresibilitas baik bersifat permanen maupun sementara. Tanah non kohesif dengan gradasi tidak lebih halus dari pasir medium, pemberian semen grouting sering dilakukan dengan menggunakan tekanan rendah.*

### **SUMMARY**

*Grouting is defined as the injection of fluidized materials into voids of the ground or space between the ground and adjacent structures, generally through borholes and under pressure. Many grouts are designed to set after injection, either instantly or over a period of time. The main objective of grouting is to produce a stronger, denser and less permeability soil or rock. It may also simply serve to fill voids which are otherwise inaccessible and or may prevent adequate stress transfer within the ground or from a structure to the ground. Foundation grouting for increasing stability and reducing compressibility, it may serve as a permanent or temporary function. The cohesionless soils with gradings no finer than the medium sand, the injection of cement grouting can often to be dealt with by low pressure.*

### **I. PENDAHULUAN**

Suatu konstruksi tidak selamanya dibangun di atas tanah dalam kondisi cukup baik, tetapi kadang kala konstruksi yang akan dibangun diletakan di atas lapisan tanah yang secara teknis kurang menguntungkan ditinjau dari segi geoteknik. Apabila konstruksi terpaksa harus dibangun di atas tanah yang kurang menguntungkan seperti tanah lunak yang kompresibilitasnya tinggi atau lapisan pasir halus bersifat lepas atau pasir lanauan yang berlokasi di daerah gempa, maka tanah ini akan mengalami likuifaksi. Berkurangnya daya dukung tanah merupakan suatu proses karena meningkatnya tekanan air pori secara berlebihan ketika atau sesaat setelah gempa terjadi.

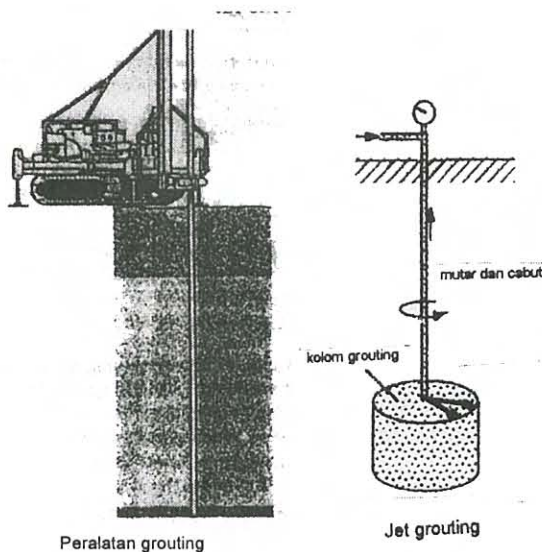
Untuk bangunan yang berada di atas pondasi dangkal dan dibuat cukup kuat untuk menahan deformasi yang berlebihan, maka pada saat terjadi likuifaksi, bangunan tersebut bisa berubah posisi menjadi miring. Untuk bangunan yang didirikan di atas pondasi tiang pancang, maka bila likuifaksi terjadi tekanan tanah yang bekerja di

sekeliling tiang akan mengecil akibat mencairnya tanah. Hal ini mengakibatkan tiang pancang tidak lagi berfungsi sebagai pondasi dalam, tetapi berperilaku sebagai kolom langsung yang bisa mengalami tekuk yang berakibat kerusakan pada bangunan atas.

Dalam pengkajian ini mencoba menganalisis penerapan pondasi dengan menggunakan kolom grouting pada pondasi jembatan overpass Danawinangun Sta 209+ 270 yang berada pada jalan tol Palimanan – Cirebon Jawa Barat

### **II. METODE KOLOM GROUTING**

Salah satu metode untuk mengatasi likuifaksi tanah pasir atau kepasiran adalah dengan cara jet grouting, di mana cara ini pada dasarnya adalah meningkatkan sifat teknis tanah pasir menjadi tanah yang lebih padat. Teknik grouting ini dilakukan dengan menginjeksikan bahan grouting (campuran semen dan air) pada lapisan tanah sampai kedalaman tertentu, sehingga terjadi kolom – kolom semen.



Gambar 1. Kinerja Jet Grouting

### 2.1 Kriteria Desain Kolom Grouting

Kriteria desain yang dipilih adalah menghitung rasio ketahanan likuifaksi yaitu sama dengan rasio regangan geser tanah akibat percepatan tambahan, dan dapat ditulis :

$$\left( \frac{\tau}{\sigma_{o'}} \right)_L = \frac{\tau}{\sigma_{o'}} \quad \dots [1]$$

Hal ini dapat diperoleh untuk meningkatkan nilai sondir  $q_c$  dan nilai SPT  $N_{spt}$  yang dibutuhkan untuk mengatasi likuifaksi, dengan asumsi faktor keamanan  $F_k = 1,5$ .

Kriteria desain hasil perhitungan :

- Nilai  $q_c$  atau  $N_{spt}$  harus meningkat minimal sebesar 3 kali lipat.
- Nilai  $q_c$  minimal harus menjadi sebesar  $100 \text{ kg/cm}^2$ .
- Nilai  $N_{SPT}$  minimal harus menjadi sebesar 30.
- Nilai kuat tekan bebas  $q_u$  pada kolom minimal  $20 \text{ kg/cm}^2$ .

### 2.2 Prosedur Desain

Prosedur desain menggunakan metode kolom semen mengacu pada Manual for Design and Construction of Cement Column Method, Department of Highways Thailand dan JICA (1998). Prosedur desain meliputi :

- Tentukan kondisi desain
- Asumsikan rasio peningkatan dan kekuatan kolom
- Hitung penurunan total dan perbedaan penurunan
- Hitung stabilitas dan tegangan tekan pada kolom

Ulangi langkah nomor dua, bila tidak memenuhi persyaratan

#### a. Kondisi Desain

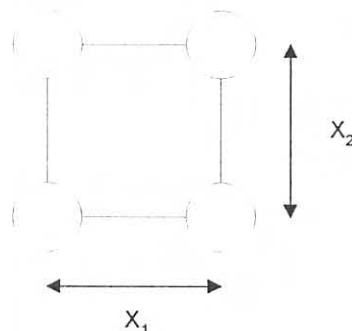
- Desain penurunan  
Penurunan total yang diijinkan  $s = 5 \text{ cm}$ , sedangkan perbedaan penurunan yang diijinkan  $\Delta s = 3,5 \text{ cm}$ . Faktor keamanan daya dukung  $F_k = 3$
- Desain pembebanan  
Pengaturan tiang dengan pola segi empat. Tentukan rasio peningkatan,  $a_p$ , yang merupakan indikator tingkat peningkatan dengan persamaan :

$$a_p = \frac{A_p}{X_1 X_2} \quad \dots [2]$$

dengan pengertian :

$a_p$  adalah rasio peningkatan

$A_p$  adalah luas area yang diperbaiki per kolom  
 $X_1, X_2$  adalah jarak antar kolom



Gambar 2. Pengaturan posisi kolom

- Asumsi kekuatan dan sifat tanah setempat  
Lebar tanah yang diperbaiki  $B$ , harus lebih besar dari  $\frac{1}{2} D$  (kedalaman yang diperbaiki). Kuat geser tanah yang diperbaiki diperoleh dari rasio kekuatan kolom dan tanah yang diperbaiki.

$$\sigma = a_p \cdot c_p = a_p \cdot (q_{uck}/2) \quad \dots [3]$$

dengan pengertian :

$\sigma$  adalah kuat geser rata-rata dari tanah yang diperbaiki

$c_p$  adalah kuat geser kolom

$q_{uck}$  adalah kekuatan kolom rencana

#### c. Perhitungan Penurunan kolom

- Penurunan kolom grouting.

$$S_k = \sigma_{kolom} / E_{kolom} * L \quad \dots [4]$$

dengan pengertian :

$E_{kolom}$  adalah modulus deformasi kolom ( $100 q_u$ )

$\sigma_{kolom}$  adalah tegangan yang terjadi pada kolom

$L$  adalah panjang kolom total



- Penurunan tanah di bawah kolom

$$S_p = S_o \frac{\Delta p_c}{\Delta p} \dots\dots\dots [ 5 ]$$

$$\Delta p = V_t \times \gamma \dots\dots\dots [ 6 ]$$

$$\Delta p_c = \frac{V_c}{(1+d)^2 - \frac{\pi \cdot d^2}{4}} \dots\dots\dots [ 7 ]$$

$$V_c = \frac{\pi}{96} l^2 \cdot \tan \theta (9d+4 \cdot 1) + (4-\pi) \left( \frac{1+d}{2} \right)^2$$

$$\left[ \frac{1+d}{2} \tan \theta + \frac{1}{3} \left( \frac{1+d}{2} \right) \right] (\sqrt{2} - 1) \tan \theta \dots [ 8 ]$$

dengan pengertian

- $S_p$  adalah penurunan tanah di bawah kolom (cm)
- $S_o$  adalah penurunan tanpa kolom grouting (cm)
- $\Delta p_c$  adalah beban yang bekerja pada tanah di bawah kolom ( $kg/cm^2$ )
- $\Delta p$  adalah beban total ( $kg/cm^2$ )
- $V_c$  adalah volume tanah di bawah kolom ( $cm^3$ )
- $V_t$  adalah volume total ( $cm^3$ )
- $l$  adalah jarak dari tengah kolom (cm)
- $d$  adalah diameter kolom (cm)
- $\theta$  adalah sudut geser (derajat)

$$\text{Penurunan total } S_{tot} = S_k + S_p \dots\dots [ 9 ]$$

- d. Analisis tegangan pada kolom

Analisis tegangan pada kolom terdiri dari evaluasi tegangan internal dan kapasitas daya dukung dari lapisan tanah bawah. Evaluasi kapasitas daya dukung sering diabaikan apabila lapisan tanah bawah cukup kaku.

Tegangan pada kolom yang berfungsi sebagai tiang dihitung dengan rumus di bawah ini dengan asumsi bahwa seluruh beban konstruksi yang berada di atas tanah yang diperbaiki. Faktor keamanan  $F_s$  sebesar satu atau lebih dapat digunakan.

$$F_s = \frac{q_{uck}}{\rho_E \cdot H_E / a_p} \dots\dots\dots [ 10 ]$$

dengan pengertian :

- $\rho_E \cdot H_E$  adalah beban bangunan di atas tanah yang diperbaiki

## II. LIKUIFAKSI

Lapisan pasir jenuh air yang menerima beban getaran, maka pasir tersebut cenderung akan memadat dengan berkurangnya volume. Jika air pori yang berada di dalam pasir tidak mengalir keluar maka tidak akan terjadi pengurangan volume, sehingga berakibat timbulnya tegangan

air pori yang berlebihan. Apabila tegangan air pori yang berlebihan ini besarnya menyamai tekanan tanah total (*overburden pressure*), maka tekanan tanah efektif menjadi nol. Dengan adanya tekanan efektif nol, maka tanah akan mencair (likuifaksi) menyerupai bubur dan kehilangan daya dukungnya. Kejadian ini dapat terjadi pada saat adanya gempa.

Getaran tanah ini berakibat timbulnya tegangan siklik, yang terjadi sedemikian cepatnya sehingga air pori tidak mempunyai cukup waktu untuk keluar dan mendisipasikan tegangannya. Tegangan geser siklik yang timbul disebabkan oleh rambatan gelombang geser, gelombang tekan dan gelombang Rayleigh (SEED, 1982 ; ISHIHARA, 1987).

### 2.1 Tanah Berpotensi Likuifaksi

Daerah yang banyak mengalami likuifaksi menunjukkan bahwa lapisan pasir lepas dan pasir kelanauan yang jenuh air merupakan tanah yang paling berpotensi terjadinya likuifaksi tinggi, sedangkan pasir padat berpotensi likuifaksi rendah.

Menurut TSUCHIDA, 1970 (Committee on Earthquake Engineering, 1985), memberikan klasifikasi potensi bahaya likuifaksi berdasarkan gradasi tanah. Sedangkan SEED & IDRIS, 1971 mengklasifikasi potensi bahaya likuifaksi berdasarkan kepadatan relatif.

Kerikil dan tanah lempung pada umumnya tidak berpotensi likuifaksi. Namun demikian hasil studi di RRC mencatat bahwa likuifaksi terjadi juga pada tanah lempung dengan kandungan butiran yang lebih kecil dari 0,005 mm kurang dari 15% dengan batas cair LL kurang dari 35% dan kadar air  $w$  lebih dari 90%.

### 2.2 Penentuan Potensi Likuifaksi

Ketahanan likuifaksi tanah dapat diestimasi dengan menggunakan salah satu dari hasil uji lapangan atau uji laboratorium. Umumnya yang lebih praktis digunakan uji lapangan yaitu berdasarkan nilai SPT (Test Penetration Standard) atau dengan nilai  $q_c$  hasil sondir. Cara evaluasi potensi likuifaksi menggunakan nilai SPT, pertama kali dikembangkan oleh SEED & IDRIS (1971) dan kemudian diperbaiki oleh SEED dkk (1985), IWASAKI dkk (1978), TOKIMATSU & YOSHIMI (1983), IAI dkk (1989) dan Japan Road Association (1980, 1991). Cara evaluasi dengan menggunakan nilai sondir dikembangkan oleh SEED dan DE ALBA (1986), ISHIHARA (1985), SHIBATA dan TERARAKSA (1988), ROBERTSON dan CAMPANELLA (1985).

## III. KONDISI TANAH

Untuk mendapatkan informasi mengenai kondisi tanah yang berada di bawah permukaan, maka

dilakukan penyelidikan geoteknik meliputi : penyelidikan lapangan yang berupa penyondiran dan pemboran disertai pengambilan contoh. Pengujian laboratorium dilakukan terhadap contoh tanah yang diambil bersamaan dengan pekerjaan pemboran.

Kondisi tanah yang ada pada Jembatan over pass Danawinangun terletak pada Sta 209+270 Jalan tol Cirebon – Palimanan Jawa Barat, didasarkan hasil penyelidikan geoteknik yang berupa pengujian lapangan dan laboratorium memberikan gambaran sebagai berikut :

### 3.1 Data Lapangan

Dari hasil penyelidikan tanah di lapangan, maka diperoleh deskripsi tanah seperti tertera pada Tabel 1 di bawah ini

Tabel 1.  
DESKRIPSI TANAH

No Bor	Kedalaman (m) MT	Deskripsi Tanah	Nilai SPT (N)	Nilai sondir (qc) kg/cm <sup>2</sup>
BM I/P1	0,0 – 4,0	Pasir halus sampai kasar Lempung lanau pasiran Pasir halus dan kerikilan Lempung Lempung lanauan	4 - 10 - 20	4 - 25
	4,0 – 9,0		6 - 7 - 11	10 - 95
	9,0 – 13,0		10 - 50 - 39	150 - 200
	13,0 – 20,0		16 - 12 - 10 - 20	-
	20,0 – 30,0		9-16-38 -28- 21	-
BM II/P3	0,0 – 4,0	Lanau, pasir lempungan Pasir halus dan lanau Pasir halus,kasar kerikilan Lempung Lanau lempungan	10 - 20 - 12	10 - 75
	4,0 – 6,5		28 - 6 - 11	20 - 40
	6,5 – 14,0		15-22-16-36-27	35 - 180
	14,0 – 20,0		11-13 - 17	110 - 200
	20,0 – 30,0		40-26-28-25-34	-

### 3.2. Data Laboratorium

Hasil pemeriksaan tanah di laboratorium dapat diperoleh seperti Tabel 2 berikut ini

Tabel 2.  
PERSENTASE PEMBAGIAN BUTIR

No Bor Dan kedalaman (M)	Pern bagian Butir (%)			No Bor dan kedalaman (M)	Pern bagian Butir (%)		
	Kerikil	Pasir	# 200		Kerikil	Pasir	# 200
BM I/P1				BM 2/P3			
2,0 - 2,45	14,74	75,65	9,61	2,0 - 2,45	15,36	72,58	12,06
3,0 - 3,45	20,16	72,07	7,77	6,45 - 7,50	0,17	71,97	27,86
5,0 - 5,45	0,65	67,85	31,50	9,0 - 9,45	3,76	81,43	14,81
7,0 - 7,45	10,83	48,49	40,68	10,0 - 10,45	30,05	53,60	16,35
8,5 - 8,95	0,27	71,81	27,92	11,95-13,50	53,96	29,46	16,58
9,5 - 10,0	11,65	69,95	18,40	13,45- 14,0	20,04	55,17	24,79
10,45 - 11,0	56,60	28,74	14,66				
11,45-11,95	27,15	67,61	5,24				

## IV. EVALUASI LIKUIFAKSI DAN DESAIN KOLOM GROUTING

Dari hasil penyelidikan lapangan dan laboratorium, kondisi tanah di daerah penyelidikan didominasi oleh tanah pasiran berbutir halus sampai kasar kerikilan dengan konsistensi lepas hingga agak padat. Kondisi lapisan tanah tersebut diprediksi rentan terhadap gejala likuifaksi.

Likuifaksi merupakan gejala menurunnya kuat geser tanah akibat peningkatan tekanan air pori berlebih, sehingga tanah akan berperilaku seperti

mencair (liquid). Likuifaksi banyak terjadi terutama pada tanah pasir halus dengan tingkat konsistensi lepas yang dipacu oleh percepatan tambahan yang terjadi pada tanah, seperti akibat getaran mesin ataupun gempa bumi. Mengingat pulau Jawa merupakan salah satu zona aktif gempa dan mengingat derajat kepentingan struktur, maka dilakukan evaluasi terhadap likuifaksi.

### 4.1 Potensi Likuifaksi dengan Metode Shibata dan Terapaksa

Metode *Shibata dan Terapaksa* menggunakan data sondir dan ukuran partikel butir tanah. Metode ini membandingkan rasio regangan geser akibat percepatan tambahan terhadap ketahanan likuifaksi tanah.

Rasio regangan geser tanah akibat percepatan tambahan diperoleh dengan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{\tau}{\sigma_o'} = 0.1(M-1) \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma_o'} (1 - 0.015.z) \dots [11]$$

dengan pengertian

$\frac{\tau}{\sigma_o'}$  adalah rasio regangan geser tanah

M adalah *magnitude* gempa = 7.5

$a_{max}$  adalah percepatan gempa (m/detik<sup>2</sup>)

g adalah percepatan gravitasi (m/detik<sup>2</sup>)

z adalah kedalaman tanah yang dievaluasi (m)

$\sigma_o$  adalah tekanan tanah di atasnya (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_o'$  adalah tekanan efektif tanah di atasnya (kg/cm<sup>2</sup>)

Ketahanan likuifaksi diperoleh dengan persamaan sebagai berikut :

$$\left( \frac{\tau}{\sigma_o'} \right)_L = 0.1 + 0.2 \left[ \frac{(q_{c1} / C_2) - 50}{250 - (q_{c1} / C_2)} \right] \dots [12]$$

dengan pengertian :

$\left( \frac{\tau}{\sigma_o'} \right)_L$  adalah rasio ketahanan terhadap likuifaksi

$q_{c1}$  adalah *critical tip resistance* =

$$\left( \frac{1.7}{\sigma_o' + 0.7} \right) q_c$$

$q_c$  adalah nilai tahanan konus (kg/cm<sup>2</sup>)

$C_2 = 1$  untuk tanah pasir halus dengan  $D_{50} \geq 0.25$  mm

=  $\frac{D_{50}}{0.25}$  untuk tanah kepasiran  $D_{50} < 0.25$  mm

$D_{50}$  = ukuran butir lolos 50% (mm)



Jika ketahanan likuifaksi lebih kecil dari pada rasio tegangan geser akibat suatu percepatan tambahan, maka tanah tersebut rentan terhadap likuifaksi atau :

$$\text{Jika } \left( \frac{\tau}{\sigma'_o} \right)_L < \frac{\tau}{\sigma'_o}, \text{ maka tanah rentan terhadap likuifaksi}$$

Hasil evaluasi pada setiap lubang bor ditunjukkan pada Tabel 3, di bawah ini

**Tabel 3.**  
**EVALUASI DENGAN METODE SHIBATA DAN TERAPAKSA**

Nomor Bor No.	Kedalaman sampel (m)	$(\tau / \sigma'_o)_L$	$\tau / \sigma'_o$	Keterangan
S1/P1	1,25	0,090	0,153	Liquifaksi
	2,75	0,768	0,193	Tidak Liquifaksi
S2/P2	5,75	0,080	0,237	Liquifaksi
	8,75	0,206	0,251	Liquifaksi
S3/P3	2,75	0,093	0,192	Liquifaksi
BM 1/P1	2,00	0,100	0,155	Liquifaksi
	3,00	0,154	0,192	Liquifaksi
	5,00	0,100	0,224	Liquifaksi
	7,00	0,113	0,237	Liquifaksi
	8,50	0,152	0,241	Liquifaksi
	9,50	0,318	0,241	Tidak Liquifaksi
	10,45	0,289	0,241	Tidak Liquifaksi
BM 2/P3	11,50	0,179	0,240	Liquifaksi
	2,00	0,166	0,155	Tidak Liquifaksi
	6,45	0,090	0,235	Liquifaksi
	9,00	0,122	0,241	Liquifaksi
	10,00	0,098	0,241	Liquifaksi
	11,95	0,181	0,240	Liquifaksi
	13,45	0,121	0,237	Liquifaksi

Berdasarkan tabel ini, maka dapat ditarik kesimpulan bahwa tanah pasir dan tanah kepasiran rentan terhadap likuifaksi sampai dengan kedalaman 8,75 meter, sedangkan lapisan pasir kerikilan-kerakal mempunyai potensi likuifaksi sampai dengan kedalaman 13,45 meter.

#### 4.2 Evaluasi potensi likuifaksi berdasarkan "Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards, Revised Version, 1996"

Metode ini berlaku untuk lapisan alluvial pasir yang memenuhi kriteria sebagai berikut :

- Muka air tanah kurang dari 10,0 meter dari permukaan tanah.
- Kedalaman pasir kurang dari 20,0 meter dari permukaan tanah
- Fraksi halus  $F_c \leq 35\%$  atau indeks plastisitas  $I_p \leq 15$

d.  $D_{50} \leq 10\text{mm}$  dan  $D_{10} \leq 1\text{ mm}$

Metode ini mempunyai kelebihan yaitu memper hitungkan bahwa tanah kerikilan dengan  $D_{50}$  lebih besar dari 2 mm dapat terlikuifaksi. Metode ini juga memperhitungkan pengaruh ukuran butir dan kandungan fraksi halus dengan mengkoreksi nilai  $N_{SPT}$  pada tanah kepasiran. Untuk tanah kerikilan, nilai  $N_{SPT}$  dikurangi dengan ukuran butir rata-rata, karena nilai  $N_{SPT}$  pada tanah kerikilan cenderung mempunyai nilai yang besar akibat adanya kerikil.

Tanah mempunyai potensi likuifaksi jika  $F_L \leq 1$ , dimana  $F_L = R/L$

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_L \quad \dots\dots\dots [13]$$

dengan pengertian :

$R_L$  adalah kekuatan likuifaksi

$$R_L = 0.882 \sqrt{N_a} / 1.7, \text{ untuk } (N_a < 14)$$

$$R_L = 0.0882 \sqrt{N_a} / 1.7 + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5},$$

untuk  $(N_a \geq 14)$

$C_1, C_2, C_3, C_4, C_5$ , adalah faktor koreksi

Untuk tanah kepasiran :

$$a = a N_1 + b$$

$$N_1 = 1,7 N / \sigma'_v + 0,7$$

$$a = 1 \text{ untuk } (0\% \leq F_c < 10\%)$$

$$a = (F_c + 40) / 50 \text{ untuk } (10\% \leq F_c < 60\%)$$

$$a = (F_c / 20 - 1) \text{ untuk } (60\% \leq F_c$$

$$b = 0 \text{ untuk } (0\% \leq F_c < 10\%)$$

$$b = (F_c - 10) / 18 \text{ untuk } (10\% \leq F_c < 60\%)$$

Untuk tanah kerikilan:  $N_a = (1 - 0,6 \log_{10} / 2) N_1$

$N_1$  adalah : nilai N ekuivalen pada tegangan efektif tanah di atasnya  $1 \text{ kg/cm}^2$

$N_a$  adalah nilai N terkoreksi oleh ukuran butir

$a, b$  faktor koreksi, tergantung fraksi halus

$C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5$  adalah faktor koreksi = 1

$$L = r_d \cdot k_{hc} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad \dots\dots\dots [14]$$

dengan pengertian :

$L$  adalah rasio regangan geser akibat gempa

$r_d$  adalah  $1 - 0,015z$ , dengan  $z$  adalah kedalaman yang ditinjau (m)

$k_{hc} \cdot C_z \cdot k_{hco}$

$k_{hc}$  adalah gempa horisontal pada permukaan tanah

$C_z$  adalah faktor zona gempa

$k_{hco}$  adalah koefisien gempa horisontal standar seperti pada tabel berikut :

**Tabel 4.**  
**KOEFISEN GEMPA**

Tanah	Tipe 1	Tipe 2	Tipe 3
Ground motion tipe 1	0,30	0,35	0,4
Ground motion tipe 2	0,80	0,70	0,60

Tabel 5.

Hasil Evaluasi Likuifaksi menggunakan "Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards"

3

Nomor bor	Kedalaman sampel (m)	Deskripsi tanah	RL	L	FL=R/L	Keterangan
BM 1/P1	2,2	Pasir halus sampai kasar	0,140	0,024	5,910	Tidak likuifaksi
	3,2	Pasir kasar, abu-abu	0,285	0,295	0,968	Likuifaksi
	5,2	Lempung pasiran halus – kasar	0,259	0,344	0,751	Likuifaksi
	7,2	Lanau pasiran agak padat	0,349	0,364	0,959	Likuifaksi
	8,75	Pasir halus lempungan, padat	0,678	0,369	1,840	Tidak Likuifaksi
	9,25	Pasir kasar kerikilan	0,306	0,373	0,821	Likuifaksi
	10,75	Pasir kasar kerikilan	0,579	0,369	1,569	Tidak Likuifaksi
	11,75	Pasir kasar kerikilan	1,097	0,368	2,981	Tidak Likuifaksi
BM2/P3	2,25	Pasir halus sampai kasar, agak padat	1.195	0.967	4.556	Tidak Likuifaksi
	6,95	Pasir halus, lepas	0,275	0,895	0,705	Likuifaksi
	9,25	Pasir kasar kerikilan, lepas	0,344	0,862	0,869	Likuifaksi
	10,25	Pasir kasar kerikilan, lepas	0,305	0,847	0,841	Likuifaksi
	12,45	Pasir kasar, kerakal lempungan, agak padat	0,399	0,813	1,120	Tidak Likuifaksi
	13,75	Pasir kasar kerikilan, lepas	0,749	0,794	2,109	Tidak Likuifaksi

Berdasarkan hasil perhitungan di atas dapat ditarik kesimpulan bahwa tanah pasir atau kepasiran dengan konsistensi lepas rentan terhadap likuifaksi sampai dengan kedalaman 7,2 meter. Untuk tanah pasir kerikilan dengan konsistensi lepas berpotensi likuifaksi sampai kedalaman 10,2 meter, sedangkan lapisan pasir kasar campur kerikil-kerakal pada kedalaman dibawah 10,75 meter tidak berpotensi terhadap likuifaksi. Dengan menggabungkan kedua metode tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa: kedalaman tanah yang rentan terhadap likuifaksi terjadi pada tanah pasir dan pasir kerikilan sampai dengan kedalaman 10,0 meter.

#### 4.3 Desain Kolom Grouting

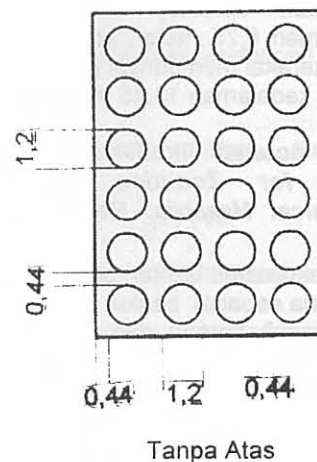
##### 1. Kekuatan kolom grouting

Dalam analisis awal dapat digunakan kolom semen berdiameter 1,2 meter dengan rasio peningkatan sebesar 43% dan panjang tiang 6,0 meter (dari kedalaman 4,0m – 10,0 m). Hasil analisis tersebut adalah sebagai berikut: Beban maksimum pada satu kolom  $P = 23,98$  ton dan luas penampang kolom  $A_b = 1,13 \text{ m}^2$ , maka tegangan yang terjadi pada kolom  $\sigma = 23,98 / 1,13 = 21,22 \text{ ton/m}^2$ . Digunakan kekuatan tekan kolom grouting  $q_u = 20 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ ton/m}^2$ , dengan faktor

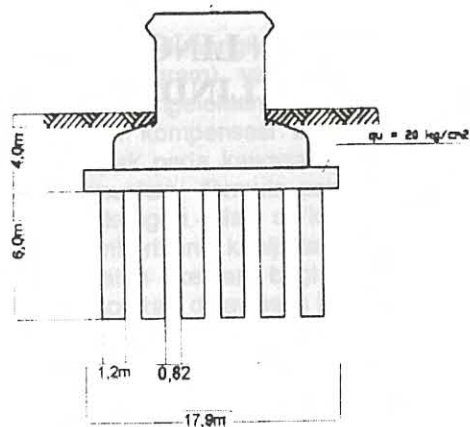
##### 2. Penurunan kolom grouting

Penurunan pada tiang kolom  $S_c = 0,006 \text{ m} = 0,6 \text{ cm}$  dan penurunan pada lapisan tanah di bawah kolom  $S_s = 0,041 \text{ m} = 4,1 \text{ cm}$ . Penurunan total  $S_t = 4,7 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$  (memenuhi persyaratan)

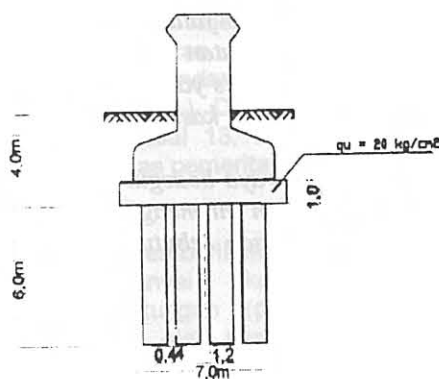
Luas daerah yang diperkuat hanya di bawah rencana pondasi, atau jumlah kolom grouting pada setiap pondasi  $n = 6 \text{ baris} \times 4 \text{ kolom} = 24$  buah.







Tampak Samping



Tampak Depan

Gambar 3 Pondasi langsung di atas Kolom grouting

## V. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis di atas maka dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Lapisan tanah yang berada pada rencana pondasi jembatan Danawinangun merupakan tanah kepasiran yang berpotensi likuifaksi akibat gempa Tanah pasir dan pasir kerikil ini sifat lepas dan rentan terhadap bahaya likuifaksi mencapai kedalaman 10,0 meter dari muka tanah setempat
2. Salah satu cara untuk mengatasi masalah likuifaksi pada lokasi ini, maka dapat dilakukan perbaikan tanah dengan menggunakan metode kolom grouting yang mampu merubah tanah kepasiran sifat lepas menjadi padat.

3. Dalam desain kolom grouting untuk meningkatkan tanah di bawah pondasi, syarat utama yang harus dipenuhi adalah besarnya daya dukung hasil gruting dan penurunan yang diperkirakan ditoleransi..
4. Pondasi langsung yang diletakan di atas tanah hasil jet grouting dengan ukuran lebar  $B = 7,0$  meter dan panjang  $L = 9,9$  meter. Lapisan tanah yang digrouting berada pada kedalaman 4,0 sampai dengan 10,0 meter di bawah muka tanah. Nilai kuat tekan bebas kolom grouting minimal sebesar  $q_u = 20 \text{ kg/cm}^2$ .
5. Untuk mengetahui tingkat keefektipan kekuatan kolom grouting, perlu dilakukan uji kuat tekan, baik terhadap sampel yang dibuat di laboratorium maupun hasil grouting lapangan.

## DAFTAR PUSTAKA

1. Agency, *Manual for Design and Construction of Cement Column Method*, 1998.
2. Das, B.M., *Principles of Foundation Engineering*, 1990. Department of Highways of Thailand dan Japan International Cooperation
3. Plaxis B.V., *Plaxis :Finite Element Code for Soil and Rock Analysis Version 7.1*, 1998
4. PT. Jasa Marga (Persero) dan Indec & Associates Limited, *Analisa Struktur Jembatan Overpass dan Underpass, Proyek Penyusunan Rencana Teknik Jalan Tol Cirebon Palimanan*, (tak bertanggal).
5. Rahardjo, P., *In Situ Testing and Soil Correlation*, Geotechnical Engineering Center, Parahyangan Catholic University, 2001.
6. The Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4 of ISSMGE, *Manual for Zonation on seismic Geotechnical Hazards*, Revised Version, Maret 1999.
7. The Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4 of ISSMGE, *Case Histories of Liquefaction Remediation*, Agustus 2001.

### Penulis :

**Drs. M. Suherman**, Peneliti Madya Bidang Geoteknik, pada Puslitbang Prasarana Transportasi, Badan Litbang Departemen Kimpraswil.



## PENGAJIAN PENGELOLAAN LINGKUNGAN JALAN DI KAWASAN HUTAN LINDUNG (BEDUGUL BALI)

*Lanalyawati*

### **RINGKASAN**

*Pembangunan jalan melalui hutan tropis terutama kawasan konservasi seringkali berhadapan dengan adanya indikasi dampak berupa penggundulan hutan, penebangan liar maupun desakan pemukiman yang tumbuh disekitar jalan yang dibangun sehingga mengubah fungsi ekologis dari kawasan tersebut*

*Secara umum kerusakan hutan karena pembangunan jalan sudah mulai dilihat sebagai permasalahan serius dan kasus-kasus penebangan ilegal yang dipicu oleh rencana koridor jalan telah diangkat ke permukaan, namun belum ditemukan adanya indikasi langkah-langkah lanjutan yang diambil untuk menangani kejadian-kejadian tersebut. Pemerintah belum memiliki petunjuk teknis yang cukup jelas dalam penanganan kasus-kasus semacam ini, sehingga polemik dalam penanganan kasus-kasus ini menjadi berkepanjangan yang berakibat buruk terhadap efisiensi proyek.*

*Dalam tulisan ini mengambil topik pengelolaan lingkungan jalan di hutan raya bedugul Bali. Dari hasil analisis dapat dikatakan sudah berjalan baik. Pengelolaan Lingkungan jalan ini menguntungkan karena pengelolaan secara utuh terintegrasi, Pengelolaan terkontrol dan sesuai dengan kebutuhan setempat dan pengembangan kawasan lebih mudah.*

### **SUMMARY**

*Road constructions passed through rainforests especially conservation areas have resulted in deforestation and uncontrolled population growth around the roads built which changed the ecological functions of those areas.*

*Deforestation impacted by road constructions has been recognized and discussed, however, the following actions to solve the problem have not been taken yet. Since the government has not owned technical manuals or standard specifications to handle such problem, as a consequence, continous polemics occurred and created bad impact on the efficiency of some projects.*

*The article discusses road environmental management in Bedugul Forest, Bali. An analysis showed that the environmental management in the area was well organized, beneficial, integrated, suited to local needs and the area was easily developed.*

## **I. PENDAHULUAN**

### **1. Latar Belakang**

Kawasan sensitif yang dimaksud tulisan ini adalah kawasan yang fungsinya mudah berubah karena adanya aktifitas pembangunan prasarana ataupun kegiatan-kegiatan yang didukung oleh prasarana tersebut. Kawasan sensitif dapat berupa kawasan konservasi, seperti hutan lindung, taman nasional atau cagar budaya/ kawasan lain, seperti kawasan padat penduduk maupun kawasan yang memiliki fungsi strategis dalam kaitannya dengan kepentingan nasional.

Pembangunan jalan melalui hutan tropis terutama kawasan konservasi seringkali berhadapan dengan adanya indikasi dampak berupa

penggundulan hutan, penebangan liar maupun desakan pemukiman yang tumbuh disekitar jalan yang dibangun sehingga mengubah fungsi ekologis dari kawasan tersebut.

Secara umum kerusakan hutan karena pembangunan jalan sudah mulai dilihat sebagai permasalahan serius dan kasus-kasus penebangan ilegal yang dipicu oleh rencana koridor jalan telah diangkat ke permukaan, namun belum ditemukan adanya indikasi langkah-langkah lanjutan yang diambil untuk menangani kejadian-kejadian tersebut. Pemerintah belum memiliki petunjuk teknis yang cukup jelas dalam penanganan kasus-kasus semacam ini, sehingga polemik dalam penanganan kasus-kasus ini menjadi berkepanjangan yang berakibat buruk terhadap efisiensi proyek.



Tulisan ini bermaksud mengkaji kebijakan, strategi rencana aksi (program) yang telah disiapkan dalam rangka pengelolaan lingkungan jalan, mitigasi maupun kompensasi lingkungan akibat terjadinya dampak pada kawasan sensitif. Fokus studi ini merumuskan formula pengelolaan yang tepat bagi lingkungan jalan di kawasan sensitif termasuk memberikan kebijakan yang dapat memberikan jalan keluar bagi pembangunan prasarana transportasi di kawasan Bedegul Bali.

## II. KAJIAN LITERATUR

### 2.1 Tanggung Jawab Keikutsertaan Pemerintah dan Peran Serta Masyarakat dalam Pengelolaan Lingkungan Jalan

Kewenangan dan mekanisme pengelolaan lingkungan merupakan aspek penting yang tercantum dalam Undang-undang Pengelolaan Lingkungan 23 (UUPL) Disebutkan mulai pasal 8 sampai dengan pasal 13, tentang kewenangan, kewajiban dan tugas pemerintah dalam pengelolaan lingkungan.

Butir pertama memberikan penegasan bahwa negara mempunyai kewenangan dalam pengelolaan lingkungan (pasal 8). Pasal ini tentunya dilandasi oleh pasal 33 UUD 45 yang menegaskan bahwa sumberdaya alam dikuasai oleh negara dan dipergunakan untuk sebesar-besarnya bagi kemakmuran rakyat. Penting dicatat disini bahwa meskipun negara mempunyai kewenangan penuh dalam pengelolaan lingkungan, kewenangan ini ditujukan tidak lain untuk kemakmuran rakyat.

Butir kedua menegaskan bahwa pemerintah mempunyai tugas untuk menetapkan kebijaksanaan nasional tentang pengelolaan lingkungan bahwa kebijaksanaan ini harus dilakukan secara terpadu oleh instansi pemerintah (pasal 9). Disebutkan dalam ayat dua pasal 9 UUPL 23 bahwa pengelolaan lingkungan dilaksanakan secara terpadu oleh instansi pemerintah sesuai dengan bidang dan tugas masing-masing. Dengan kata lain, meskipun terdapat instansi khusus yang diberi kewenangan untuk merumuskan kebijaksanaan pengelolaan lingkungan dan operasionalnya tidak berarti bahwa instansi pemerintah ini tidak mengawasi.

Selain itu, hal yang penting dalam konteks kewenangan pengelolaan lingkungan ini berkaitan dengan desentralisasi pengelolaan lingkungan dalam arti penyerahan beberapa kewenangan dan urusan pengelolaan lingkungan dari pemerintah pusat kepada pemerintah daerah (pasal 12 dan 13). Butir ini memberikan peluang sekaligus tantangan bagi pemerintah daerah untuk dapat secara langsung mengembangkan berbagai

mekanisme pengelolaan lingkungan yang disesuaikan dengan kondisi daerahnya masing-masing.

UUPL 23 juga menegaskan secara eksplisit tentang hak masyarakat untuk berperan secara aktif dalam berbagai upaya pengelolaan lingkungan (pasal 5, 6 dan 7). Ini sejalan dengan semangat reformasi yang menuntut dikembalikannya kedaulatan rakyat dalam pengelolaan sumber daya termasuk kawasan sensitif. Mekanisme lebih lanjut tentang peran serta rakyat dalam pengelolaan lingkungan perlu dirumuskan lebih detail dalam peraturan lain. Perlu dicatat bahwa kesadaran dari aparat pemerintah bahwa kedaulatan rakyat merupakan prinsip yang penting dalam pengelolaan lingkungan.

Direktorat Jenderal Tata Perkotaan dan Tata Pedesaan telah mengeluarkan Pedoman Teknis Dampak Pembelahan Masyarakat. Pedoman teknis ini disusun untuk digunakan para perencana dan pelaksana proyek jalan Perkotaan untuk mempertimbangkan sedini mungkin dampak jalan terhadap masyarakat. Khususnya dampak terhadap integrasi tingkat masyarakat yang terbentuk dan akses terhadap fasilitas umum dan fasilitas sosial.

### 2.2 Prinsip keharusan dan Sukarela (Voluntary) dalam Pengelolaan Lingkungan Jalan di Kawasan Sensitif

Karena setiap orang mempunyai hak atas lingkungan jalan yang baik dan sehat, maka setiap orang bertanggung jawab untuk memelihara lingkungan dari kemungkinan timbulnya kerusakan dan pencemaran. Tanggung jawab untuk memelihara atau mengelola lingkungan jalan tersebut dibedakan dalam bentuk keharusan (Mandatory) yang ditetapkan melalui perundangan dan kegiatan sukarela (Voluntary) melalui konsep pengelolaan lingkungan jalan yang disetujui bersama.

Contoh perangkat lingkungan yang bersifat keharusan yang ditetapkan di Indonesia adalah Analisis Mengenai Dampak Lingkungan (AMDAL) dan Upaya Pemantauan Lingkungan (UKL-UPL). AMDAL adalah hasil studi mengenai dampak dari suatu kegiatan yang direncanakan terhadap lingkungan yang diperlukan bagi proses pengambilan keputusan (PP 51/93). Penelaahan dampak kegiatan pembangunan jalan merupakan hal pokok yang mendominasi pada kegiatan studi. Dampak didefinisikan sebagai perubahan keadaan dan fungsi lingkungan yang disebabkan oleh suatu kegiatan. UKL-UPL diselenggarakan jika ditentukan bahwa kegiatan yang direncanakan tidak menimbulkan dampak penting. Penentuan



ada atau tidaknya dampak penting dilakukan dengan mengacu kepada Kepmen 39 tahun 1996. AMDAL dan UKL-UPL diharuskan dilaksanakan melalui UU No 23 tahun 1997, PP 51 tahun 1993 dan Kepmen 39 tahun 1996 PERMEN PU 69 tahun 1995 tentang Pedoman Teknis AMDAL bidang PU dimana terangkum tentang proses menyusun AMDAL proyek bidang PU sejak munculnya gagasan kegiatan sampai ditetapkan studi AMDAL. Keputusan Kepala Bapedal no 8 tahun 2000 tentang Keterlibatan Masyarakat dan keterbukaan informasi Dalam proses Analisis Mengenai Dampak Lingkungan dimana tersirat keterlibatan masyarakat dan keterbukaan informasi dalam proses AMDAL, bertujuan untuk melindungi kepentingan dan memperdayakan masyarakat, memastikan adanya transparansi dan menciptakan suasana kemitraan yang setara antara semua pihak yang berkepentingan.

Contoh perangkat pengelolaan lingkungan yang bersifat sukarela adalah sistem pengelolaan lingkungan dan audit lingkungan. Meskipun sifatnya sukarela, ada semacam desakan atau tekanan untuk melaksanakannya. Sebagai contoh kalau produsen tidak mempunyai ISO 14000, maka negara-negara tertentu, biasanya negara dengan ekonomi kuat, akan menolak untuk produk yang dijual. Dengan demikian kesempatan untuk menjual produk kenegara maju tertutup.

Penyelenggaraan pengelolaan lingkungan jalan dengan memanfaatkan perangkat sukarela dianggap sebagai gambaran kepedulian yang lebih tinggi dalam upaya pengelolaan lingkungan. Hal ini disebabkan karena tanpa harus diatur oleh undang-undang, orang sudah berusaha untuk melakukan pengelolaan lingkungan. Sebagai contoh masyarakat di sekitar hutan lindung jika tidak menjaganya akan mengakibatkan longsor/banjir pada musim hujan, maka itu mereka berusaha untuk menjaga kelestariannya.

### **2.3 Dampak Pembangunan jalan pada kawasan sensitif**

Direktorat Jenderal Tata Perkotaan dan Tata Pedesaan telah mengeluarkan Pedoman Teknis Manajemen Dampak Jalan terhadap Situs Purbakala dan Peninggalan Sejarah. Dimana pedoman ini diperuntukkan bagi para perencana dan pelaksana pembangunan jalan perkotaan untuk memperhatikan dan melindungi warisan sejarah dan budaya masa lalu, yang sudah ada maupun yang ditemukan disepanjang alinyemen-alinyemen jalan alternatif. Sehingga pembangunan jalan perkotaan dapat dilaksanakan tanpa merusak

atau merubah situs-situs purbakala maupun warisan sejarah lainnya.

Pedoman teknis yang dikeluarkan oleh Direktorat Jenderal Tata Perkotaan dan Tata Pedesaan yaitu 1) pedoman umum rekayasa lingkungan ,2) pedoman umum rute jalan dan pedoman pembangunan jalan di Daerah kawasan lindung termasuk warisan budaya dan situs bersejarah..

Pedoman rekayasa lingkungan berisi komponen teknik lingkungan, pertimbangan sosial dan pengelolaannya, keindahan lingkungan, kelestarian tanaman budaya, perlindungan selama konstruksi, pemindahan tanaman contoh teknik perlindungan lereng, galian drainase, pemanfaatan geoteknik, pengelolaan kebisingan, kualitas udara dan pokok-pokok persoalan sosial.

Pedoman umum rute jalan berisi peningkatan jalan yang sudah ada, alinyemen baru dengan memperhatikan nilai lingkungan yang sudah ada dan akan terbangun (nilai lahan, kebudayaan, kelembagaan, visual, flora dan fauna, nilai topografi, nilai hidrologis)

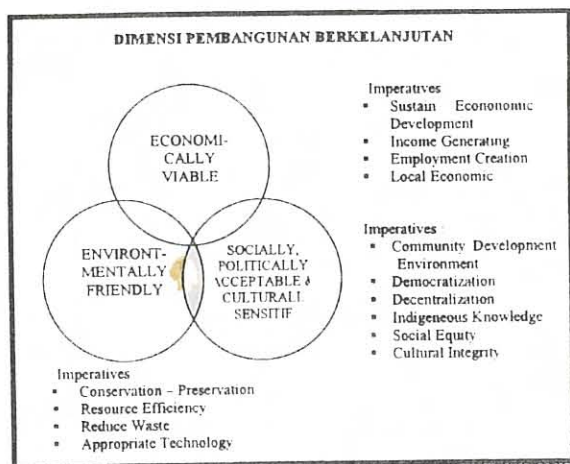
Pedoman pembangunan jalan di daerah kawasan lindung berisi tentang :

1. Memberikan arahan dalam langkah-langkah dan rencana tindak bagi perencana, pelaksana jalan yang melewati kawasan lindung atau berbatasan langsung dengan kawasan lindung (hutan lindung, warisan budaya dan situs purbakala)
2. Adanya unit studi yang menyelenggarakan studi kelayakan, perencanaan teknis, pelaksana dan konsultan yang membantunya
3. Deskripsi mencakup :
  - a. Berisi penjelasan, petunjuk dan arahan dalam langkah-langkah dalam mempersiapkan pembangunan jalan di kawasan lindung
  - b. Pengertian Kawasan lindung (jenis,tujuan dan kriteria kawasan lindung)
  - c. Dampak kegiatan dan mitigasi di kawasan lindung
  - d. Pertimbangan pelestarian lingkungan yang dilengkapi dengan contoh dan gambar.

### **2.4 Konteks pengelolaan lingkungan Pembangunan Yang berkelanjutan**

Dalam banyak tulisan, pembangunan berkelanjutan diartikan atau dirumuskan sebagai paradigma pembangunan yang diarahkan untuk tidak saja memenuhi kebutuhan generasi saat ini melainkan juga generasi mendatang. Rumusan ini cenderung bersifat sangat umum sehingga mengundang berbagai interpretasi dan kritik.





(Martopo dan Michell, 1995:21)

**Pertama**, konsepsi pembangunan berkelanjutan menekankan pentingnya 'integrasi' antara ide-ide 'pembangunan' dan 'lingkungan' yang sebelumnya cenderung dipertentangkan. **Kedua**, pembangunan berkelanjutan berpijak dari pandangan bahwa konsepsi tentang pembangunan tidaklah cukup ekonomi semata melainkan mencakup pula pembangunan dalam arti yang lebih luas dan dalam antara lain menyangkut kualitas hidup dan kehidupan manusia secara keseluruhan. **Ketiga**, konsepsi pembangunan berkelanjutan menyadari terdapatnya batas-batas teknologi dan lingkungan untuk mendukung proses pembangunan yang tidak terkontrol. **Keempat**, konsepsi pembangunan berkelanjutan menekankan pentingnya aspek sosial-politik, khususnya keadilan dan demokrasi yang merupakan aspek tak terpisahkan dari persoalan-persoalan lingkungan. Dan terakhir, atau **Kelima**, konsepsi pembangunan berkelanjutan menyadari adanya ketimpangan situasi dan dengan sendirinya juga sasaran dan prioritas pembangunan antara negara-negara berkembang dan negara-negara maju.

#### Kriteria Pembangunan berkelanjutan Untuk Bali (Martopo dan Michell, 1995:21) :

1. **Integritas ekologi** : untuk memelihara sistem-sistem pendukung kehidupan, untuk melestarikan keragaman genetik dan untuk meyakinkan berlanjutnya pemanfaatan spesies dan berbagai ekosistem yang ada.
2. **Efisiensi** : untuk mengevaluasi berbagai alternatif jalan atau model-model pembangunan yang efisien (baik dari aspek pembiayaan, sumber daya dan kesertaan masyarakat).
3. **Keadilan** : berupaya untuk menjamin keadilan akan kesempatan dan pengakuan atas kebutuhan individu dan keluarga, kelompok-kelompok sosial dan gender lintas generasi dan spesies.

4. **Integritas Kultur** : Untuk memperkuat pelestarian dan perbaikan kehidupan dan kebudayaan Bali sebagaimana diekspresikan dalam agama, seni dan organisasi sosial.
5. **Komunitas** : untuk meningkatkan kemampuan lokal untuk berpartisipasi dalam proses pembangunan serta dapat berperan aktif dalam mencapai berbagai tujuan pembangunan seperti memenuhi kebutuhan dasar, keadilan, serta integritas kultur dan ekologi.
6. **Integrasi/Keseimbangan/harmoni** : untuk mencapai integrasi yang lebih tinggi antara beberapa faktor kunci yakni antara ekonomi dan lingkungan pertanian dan pariwisata.
7. **Pembangunan Sebagai Realisasi Potensi** : untuk meningkatkan kapasitas pada semua tingkatan, mulai dari tingkat desa sampai pada propinsi dan nasional, untuk memperbaiki kualitas hidup.

Ringkasnya, perkembangan pemikiran tentang pembangunan berkelanjutan saat ini mengkristal pada disepakati dua prinsip utama pembangunan yakni pelestarian lingkungan dan kesejahteraan sosial. Dengan kata lain konsepsi pembangunan berkelanjutan mencoba mengintegrasikan pendekatan 'deep-ecology' yang mewarnai gerakan-gerakan pelestarian lingkungan yang dikritik terlalu Utopia dan hanya menekankan kepentingan pelestarian lingkungan alam, dengan pendekatan 'anthropocentris' yang dikritik terlalu egois menekankan hanya pada kepentingan manusia. Dapat disimpulkan disini bahwa pembangunan berkelanjutan mengandung dimensi yang luas, tidak saja dimensi fisik-ekologis, melainkan juga dimensi sosial, budaya dan politik. Perlu dicatat disini bahwa dimensi sosial, budaya dan politik pembangunan berkelanjutan ini semakin menjadi penting di negara-negara berkembang, oleh karena ketimpangan sosial, ekonomi dan politik yang begitu besar.

Menarik dalam konteks ini disimak rumusan pembangunan berkelanjutan yang dicapai oleh Bali Sustainable Development Project/BDSP, yang menyertakan aspek kultur serta harmoni atau keseimbangan sebagai salah satu kriteria (lihat Tabel). Rumusan tersebut menarik untuk dikaji dan dikembangkan lebih lanjut, terutama karena berhasil memberikan sumbangannya terhadap perkembangan wacana pemikiran tentang pembangunan berkelanjutan yang memang masih terbuka. Sebagaimana dikemukakan oleh Redcliff (1987), konsepsi pembangunan berkelanjutan memang bukan merupakan suatu konsep yang dinamik dan terbuka sehingga perlu dikaji dan dikembangkan.



### III. METODOLOGI

#### 3.1 Metoda Pengumpulan Data

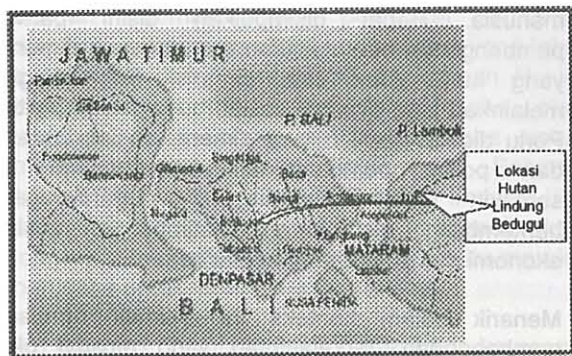
- a. Data Sekunder  
Data sekunder dilakukan dengan studi pustaka dalam rangka pengembangan model, selain itu dikaji peraturan yang terkait dengan cagar budaya dan hutan lindung serta pengguna publik. Pengambilan data sekunder dilakukan ke Bapedalda, Hankam, Pariwisata, Kehutanan dan Bakosurtanal.
- b. Data Primer  
Pengumpulan data primer dilakukan dengan Wawancara pada Instansi yang terkait (Cabang Dinas Binamarga, Kehutanan dan Pariwisata) dan masyarakat sekitar kawasan tersebut. Wawancara tersebut dilakukan dengan kuesioner untuk menanyakan persepsi mereka terhadap sensitifitas lingkungan pada cagar budaya dan hutan lindung.

### IV. PRESENTASE DATA DAN KEGIATAN ANALISIS PELAPORAN PERSEPSI MASYARAKAT DI LOKASI HUTAN RAYA BEDUGUL BALI

#### 4.1. Lokasi hutan Raya Bedugul Bali

##### 4.1.1 Lokasi Studi

Peta Lokasi Hutan Lindung Bedugul dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 7 Peta Lokasi Hutan Lindung Bedugul

##### 4.1.2. Deskripsi sampel

1. Jenis Kelamin :
  - a. Laki-laki berjumlah 7 orang = 75 %
  - b. Wanita berjumlah 2 orang = 25 %
2. Jenis Pekerjaan :
  - a. Swasta berjumlah 9 orang = 100 %
3. Tingkat Pendidikan:
  - a. SLTP berjumlah 3 orang = 33,33 %
  - b. SLTA berjumlah 5 orang = 55,56 %
  - c. Tidak Menjawab (missing) berjumlah 1 orang = 11,11 %

#### 4. Lama Tinggal :

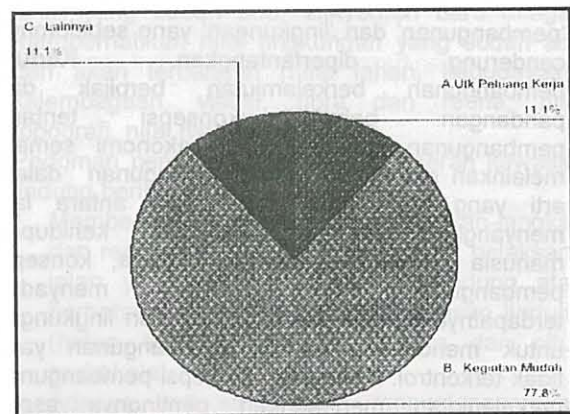
- a. 6 – 10 tahun berjumlah 3 = 33,33 %
- b. >10 tahun berjumlah 6 orang = 66,67 %

#### 4.1.3. Data persepsi/ Quisioner masyarakat

##### 1. Keuntungan Utama Jalan

Tabel 1  
KEUNTUNGAN UTAMA JALAN

Pilihan	Frekuensi	Persen	Persen Kumulatif
A. Peluang Kerja Meningkat	1	11.1	11.1
B. Memudahkan Untuk Kegiatan	7	77.8	88.9
C. Lainnya	1	11.1	100.0
<b>Total</b>	<b>9</b>	<b>100.0</b>	



Gambar 1 Distribusi/ Penyebaran Persepsi Masyarakat Tentang Keuntungan Jalan

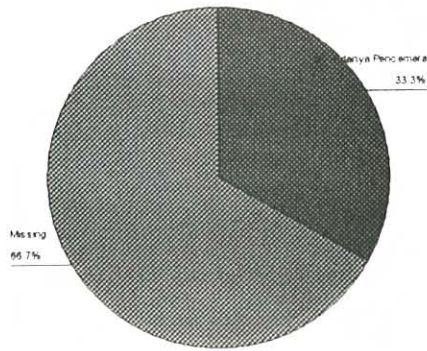
Dari gambar 1 dapat dilihat dengan adanya jalan maka 77,8 % menjawab memudahkan kegiatan, 11,1 % menjawab Peluang kerja meningkat, dan 11,1 % memilih Lainnya. Dengan demikian dapat diambil kesimpulan bahwa masyarakat sangat membutuhkan jalan yang melalui kawasan hutan lindung tersebut untuk memudahkan kegiatan seperti kemudahan mencapai tujuan baik rumah maupun sekolah dan fasilitas lainnya

##### 2. Permasalahan Akibat Jalan

Tabel 2  
PERMASALAHAN YANG DI AKIBATKAN OLEH JALAN

Pilihan	Frekuensi	Persen	Persen Kumulatif
B. Adanya Pencemaran Udara	3	33.3	100.0
Missing System	6	66.7	
<b>Total</b>	<b>9</b>	<b>100.0</b>	





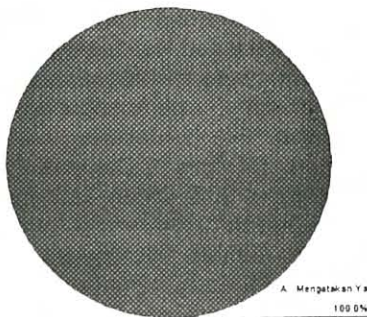
Gambar 2. Distribusi/ Penyebaran Tentang Permasalahan Akibat Jalan

Dari Gambar 2 dapat dilihat bahwa permasalahan akibat jalan itu 33,3 menjawab adanya pencemaran udara seperti bising, dan 66,7 % tidak menjawab (missing). Maka dapat disimpulkan bahwa akibat dibangunnya jalan telah menyebabkan perubahan yang besar pada kehidupan masyarakat, serta dapat terhindar dari segala permasalahan yang timbul.

### 3. Norma Tentang Hutan Lindung

Tabel 3  
PENGETAHUAN MASYARAKAT TENTANG NORMA DI KAWASAN HUTAN LINDUNG

Pilihan	Frekuensi	Persen	Persen Kumulatif
A. Mengatakan Ya	9	100.0	100.0



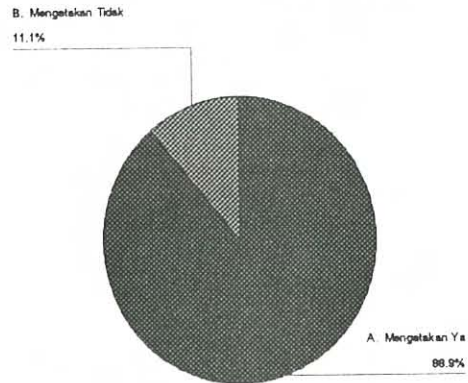
Gambar 3. Distribusi Tentang Tahu/Tidaknya Masyarakat Tentang Norma di kawasan Hutan Lindung

Dari Gambar 8.3. dapat dilihat bahwa 100 % menjawab Ya. Maka dapat disimpulkan bahwa masyarakat di kawasan hutan lindung tersebut mengetahui dan taat kepada norma dan peraturan-peraturan yang berlaku disana.

### 4. Partisipasi Aparat

Tabel 4  
PARTISIPASI APARAT TENTANG PENYULUHAN TATA TERTIB HUTAN LINDUNG

Pilihan	Frekuensi	Persen	Persen Kumulatif
A. Mengatakan Ya	8	88.9	88.9
B. Mengatakan Tidak	1	11.1	100.0
Total	9	100.0	



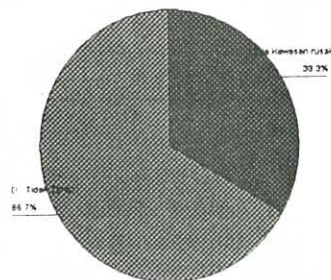
Gambar 4. Partisipasi Aparat Tentang Penyuluhan tata tertib Hutan Lindung

Dari Gambar 4 dapat dilihat bahwa 88,9 % menjawab Ya, dan 11,1 % menjawab tidak. Maka dapat disimpulkan bahwa aparat atau instansi selalu memberikan penyuluhan kepada masyarakat tentang tata tertib hutan lindung, sehingga masyarakat yang tidak mau melanggar peraturan yang telah ditetapkan disana.

### 5. Rutinitas Penyuluhan Aparat Tentang Tata Tertib

Tabel 5  
RUTINITAS PENYULUHAN APARAT TENTANG TATA TERTIB

Pilihan	Frekuensi	Persen	Persen Kumulatif
C. Hanya Bila Kawasan itu Rusak	3	33.3	33.3
D. Tidak Tentu	6	66.7	100.0
Total	9	100.0	



Gambar 5. Rutinitas Penyuluhan Aparat Tentang Tata Tertib Hutan Lindung

Dari Gambar 5. dapat dilihat bahwa 66,7 % menjawab tidak tentu, dan 33,3 % menjawab hanya bila kawasan itu rusak. Maka dapat disimpulkan bahwa aparat sangat jarang sekali (tidak tentu) memberikan penyuluhan kepada masyarakat.

## 6. Kebersediaan masyarakat Dalam Pengelolaan Lingkungan

Tabel 6  
KEBERSEDIAAN MASYARAKAT DALAM PENGELOLAAN LINGKUNGAN

Pilihan	Frekuensi	Persen	Persen Kumulatif
A. Mengatakan Ya	9	100.0	100.0



Gambar 6. Kebersediaan Masyarakat Dalam Pengelolaan Lingkungan

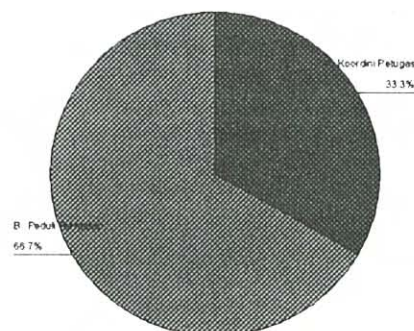
Dari Gambar 6 dapat dilihat bahwa 100 % menjawab ya. Maka dapat disimpulkan bahwa masyarakat bersedia mengelola lingkungannya, karena masyarakat merasa bahwa itu sebagai tanggung jawabnya.

## 7. Kebersediaan Masyarakat Dalam Mengelola Lingkungan (ya)

Tabel 7  
KEBERSEDIAAN MASYARAKAT DALAM MENGELOLA LINGKUNGAN

Pilihan	Frekuensi	Persen	Persen Kumulatif
A. Ada Petugas Yang Mengkoordinir	3	33.3	33.3
B. Peduli Terhadap Kawasan	6	66.7	100.0
Total	9	100.0	

Dari Gambar 7. dapat dilihat bahwa 66,7 % menjawab peduli terhadap kawasan dan 33,3 % menjawab ada petugas yang mengkoordinir. Maka dapat disimpulkan bahwa masyarakat peduli pada kawasan lindung tersebut.



Gambar 7. Kebersediaan Masyarakat Dalam Mengelola Lingkungan

## VI. KESIMPULAN

### 6.1 Kesimpulan

Dari analisis data dapat dilihat bahwa pengelolaan lingkungan jalan di hutan raya edegul Bali dapat dikatakan sudah berjalan baik. Pengelolaan Lingkungan jalan ini menguntungkan karena :

1. Pengelolaan secara utuh terintegrasi
2. Pengelolaan terkontrol dan sesuai dengan kebutuhan setempat
3. Pengembangan kawasan lebih mudah

### 6.2 Saran

Dengan model pengelolaan jalan di hutan raya bedegul sebaiknya dapat diterapkan di seluruh Indonesia.

## DAFTAR PUSTAKA

- ADB (1988). Environment Guidelines for Selected Infrastructure Projects. Asian Development Bank, Manila, Philippines.
- ESCAP (1990). Road Development and The Environment. United Nations, New York
- Otto Soemarwoto., 1994, Ekologi Lingkungan Hidup dan pembangunan, Penerbit Djambatan, Jakarta
- Pedoman Teknis Dampak Pembelaan Masyarakat .2002. Dirjen Tata Perkotaan dan Tata Pedesaan.
- Pedoman umum Rekeyasa Lingkungan. 2002. Dirjen Tata Perkotaan dan Tata Pedesaan.
- Pedoman umum Rute Jalan .2002. Dirjen Tata Perkotaan dan Tata Pedesaan.
- Pedoman Pembangunan Jalan di Kawasan Lindung . 2002. Dirjen Tata Perkotaan dan Tata Pedesaan.

### Penulis :

*Lanallyawati ST, Ajun Peneliti Muda, Pada Puslitbang Prasarana Transportasi, Badan Litbang Kimpraswil, Departemen Kimpraswil*



