

JURNAL TEKNIK SIPIL

Kajian Sambungan Lewatan Jenis *Contact Lap Splice* Pada Beton Bertulang
(*Arusmalem Ginting*)

Pengujian Oedometer Pada Tanah Residual Vulkanik Tropis
(*Hadi M. Ueno*)

Reliability of The Specific Gravity (SG) Value of Three Indonesian Hardwoods Using Experimental Test and Monte Carlo Simulation
(*Yosafat Aji Pranata, Pricillia Sofyan Tanuwijaya*)

Pengaruh Batu Api dari Daerah Masohi-Maluku Tengah Terhadap Kuat Tekan Beton
(*Ginardy Husada, Youlanda Luanmase*)

Mode I Non-Linear Fracture Model: Cases on Concrete and Fiber Reinforced Concrete
(*Rr. M.I. Retno Susilorini*)

J. Tek.Sipil	Vol. 4	No. 2	Hlm.105-165	Bandung, Oktober 2008	ISSN 1411-9331
--------------	--------	-------	-------------	-----------------------------	-------------------



JURNAL TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS KRISTEN MARANATHA

Jurnal Teknik Sipil adalah jurnal ilmiah jurusan teknik sipil Universitas Kristen Maranatha yang diterbitkan 2 kali setahun pada bulan April dan Oktober. Pertama kali terbit bulan Oktober 2003. Tujuan penerbitan adalah sebagai wadah komunikasi ilmiah dan juga penyebarluasan hasil penelitian, studi literatur dalam bidang teknik sipil atau ilmu terkait. Bila pernah dipresentasikan pada seminar agar diberi keterangan lengkap.

Pelindung	: Rektor Universitas Kristen Maranatha
Penanggung Jawab	: Dekan Fakultas Teknik Universitas Kristen Maranatha
Pemimpin Redaksi	: Yosafat Aji Pranata, ST., MT.
Ketua Dewan Penyunting	: Ir. Maksum Tanubrata, MT.
Penyunting Pelaksana	: Anang Kristianto, ST., MT. Andrias Suhendra Nugraha, ST., MT. Ir. Budi Hartanto Susilo, M.Sc. Ir. Herianto Wibowo, M.Sc. Robby Yussac Tallar, ST., MT.
Desain Visual dan Editor	: Aldrin Boy
Sekretariat dan Sirkulasi	: Dra. Dorliana, Kristianto
Alamat Redaksi	: Sekretariat Jurnal Teknik Sipil Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha Jl. Prof. drg. Suria Sumantri MPH. No. 65 Bandung 40164 Tel. 022 - 2012186 ext. 219, 212 Fax. 022 - 2017622
E-mail	: jurnal_ts@eng.maranatha.edu, atau jurnaltsukm@gmail.com
Penerbit	: Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha Jl. Prof. drg. Suria Sumantri MPH. No. 65 Bandung 40164



JURNAL TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS KRISTEN MARANATHA

DAFTAR ISI :

Kajian Sambungan Lewatan Jenis <i>Contact Lap Splice</i> Pada Beton Bertulang (<i>Arusmalem Ginting</i>)	105 - 114
Pengujian Oedometer Pada Tanah Residual Vulkanik Tropis (<i>Hadi M. Ueno</i>)	115 - 124
Reliability of The Specific Gravity (SG) Value of Three Indonesian Hardwoods Using Experimental Test and Monte Carlo Simulation (<i>Yosafat Aji Pranata, Pricillia Sofyan Tanuwijaya</i>)	125 - 134
Pengaruh Batu Api dari Daerah Masohi-Maluku Tengah Terhadap Kuat Tekan Beton (<i>Ginardy Husada, Youlanda Luanmase</i>)	135 - 149
Mode I Non-Linear Fracture Model: Cases on Concrete and Fiber Reinforced Concrete (<i>Rr. M.I. Retno Susilorini</i>)	150 - 165

KAJIAN SAMBUNGAN LEWATAN JENIS *CONTACT LAP SPLICE* PADA BETON BERTULANG

Arusmalem Ginting

Dosen Tetap, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Janabadra
Jl. Tentara Rakyat Mataram No. 55-57, Yogyakarta
e-mail: agintm@yahoo.com

ABSTRACT

Because limitations in process of transportation then length of reinforcement bar were produced by steel industry that is available in the market generally classified. Limitations on the length of reinforcement bar need spliced. Lap splices are the most common because the price was more economical. The length of the lap splices that was needed must be calculated to avoid the failure of spliced. The aim of this research was to know influence length of the lap splices type contact lap splice towards flexural strength of reinforced concrete beam. In this research was used 18 beam test with the dimension 20 x 20 x 120 cm. The beam test was consisting of 9 length lap splices variations that respectively the variation consisted of 2 test beams. The length of the lap splices that was used: 0, 7,50, 11,25, 15,00, 19,50, 22,50, 25,50, 30,00 cm, and the beam without splices as standard. The testing of the beam with two point loads in loading frame that was equipped with hydraulic jack and load cells to give the load. The results of this research was gotten average compression strength of concrete cylinder was 29 MPa. Average yield stress of deformed steel bar D7,32 was 344,50 MPa. Increasing the length of the lap splices from minimum length lap splices that was needed did not give the significant influence towards flexural strength of reinforced concrete beam. The length of the lap splices that sufficed could have flexural strength that was same or more than the beam without splices.

Keywords: *lap splices, flexural strength, beam.*

ABSTRAK

Karena keterbatasan dalam proses pengangkutan (transportasi) maka panjang batang tulangan baja hasil industri yang tersedia di pasaran umumnya dibatasi. Keterbatasan panjang batang tulangan baja ini mengakibatkan perlunya diadakan penyambungan tulangan. Sambungan yang umum digunakan adalah sambungan lewatan karena harganya lebih ekonomis. Panjang sambungan lewatan yang dibutuhkan harus diperhitungkan untuk menghindari keruntuhan atau kegagalan sambungan. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui pengaruh panjang sambungan lewatan jenis *contact lap splice* terhadap kuat lentur balok beton bertulang. Pada penelitian ini digunakan 18 buah benda uji balok dengan dimensi 20 x 20 x 120 cm. Benda uji balok dibagi menjadi 9 variasi panjang sambungan lewatan yang masing-masing variasi terdiri dari 2 benda uji. Variasi panjang sambungan lewatan yang digunakan adalah: 0, 7.50, 11.25, 15.00, 19.50, 22.50, 25.50, 30.00 cm, dan balok dengan tulangan utuh tanpa sambungan sebagai pembanding. Pengujian balok dilakukan dengan cara pembebanan dua titik pada *loading frame* yang dilengkapi dengan *hydraulic jack* dan *load cells* untuk memberikan beban. Dari hasil penelitian ini didapat kuat tekan rata-rata silinder beton sebesar 29 MPa. Tegangan luluh rata-rata tulangan D7,32 sebesar 344,50 MPa. Peningkatan panjang sambungan lewatan dari panjang sambungan lewatan minimum yang diperlukan tidak memberikan pengaruh yang berarti terhadap peningkatan kuat lentur balok. Balok dengan panjang sambungan lewatan yang mencukupi dapat mempunyai kuat lentur yang sama atau lebih dari balok dengan tulangan utuh tanpa sambungan.

Kata kunci: sambungan lewatan, kuat lentur, balok.

1. PENDAHULUAN

Karena keterbatasan dalam proses pengangkutan (transportasi) maka panjang batang tulangan baja hasil industri yang tersedia di pasaran umumnya dibatasi, hanya 12 m untuk tulangan baja dengan diameter kecil dan 6 m untuk diameter besar. Keterbatasan panjang batang tulangan baja ini mengakibatkan perlunya diadakan penyambungan tulangan pada pekerjaan penulangan beton untuk bentang yang panjang. Sambungan tulangan baja dapat dilakukan dengan cara pengelasan, penggunaan alat sambung mekanis, atau yang umum digunakan adalah sambungan lewatan. Dari berbagai cara penyambungan tulangan baja tersebut, sambungan lewatan merupakan sambungan yang paling ekonomis. Sambungan lewatan adalah sambungan dengan menyatukan bagian panjang tertentu ujung-ujung batang yang disambung dan diikat dengan menggunakan kawat baja (Dipohusodo, 1994).

Menurut *Technical Manual Part 6*, sambungan lewatan dapat dibagi menjadi dua macam yaitu sambungan lewatan antara dua batang tulangan yang bersinggungan satu sama lain kemudian diikat (*contact lap splice*), dan sambungan lewatan dengan spasi tertentu antara kedua batang (*non contact lap splice*).

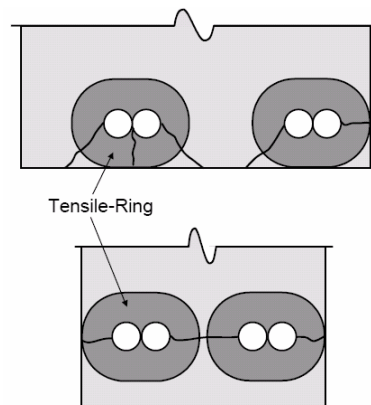
Panjang lewatan yang dibutuhkan harus diperhitungkan untuk menghindari keruntuhan atau kegagalan sambungan pada waktu tercapainya kekuatan nominal lentur di tempat tersebut. Kebutuhan panjang lewatan berhubungan dengan panjang penyaluran tegangan (L_d) yang bertambah sesuai dengan peningkatan tegangan. Panjang penyaluran adalah panjang penambatan yang diperlukan untuk mengembangkan tegangan luluh pada tulangan yang merupakan fungsi dari tegangan luluh baja (f_y), diameter tulangan (d_b), dan tegangan lekat (Dipohusodo, 1994).

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui pengaruh panjang penyaluran tulangan pada sambungan lewatan jenis *contact lap splice* terhadap kuat lentur balok beton bertulang.

2. TINJAUAN LITERATUR

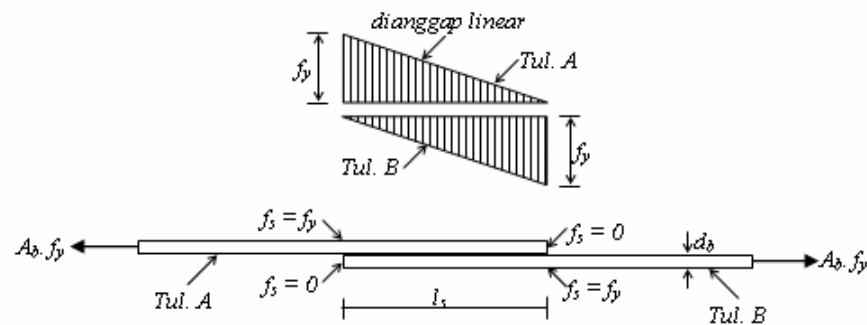
Menurut Elagroudy (2003) peningkatan panjang penyaluran tulangan pada sambungan lewatan secara umum akan meningkatkan kapasitas lekatan. Pada kenyataannya kegagalan lekatan tidak berbanding lurus dengan peningkatan kuat lekat dengan menambah panjang penyaluran. Hal ini menunjukkan bahwa distribusi lekatan tidak seragam sepanjang penyaluran tulangan. Walaupun hubungan antara kuat lekat dan panjang penyaluran sambungan lewatan tidak proporsional, tapi hampir linear.

Pada sambungan lewatan (*lap splices*) tulangan diletakkan bersebelahan satu dengan yang lain. Tegangan tarik di sekeliling tulangan pada sambungan lewatan berbentuk oval, tetapi tegangan ini hampir sama besar dengan tegangan tarik di sekeliling tulangan tunggal. Pada Gambar 1. ditunjukkan lingkaran tegangan tarik (*tensile ring*) dan pola retak pembelahan pada sambungan lewatan (Thompson dkk, 2002).



Gambar 1. Pola retak pembelahan pada sambungan lewatan (Thompson dkk, 2002).

Menurut Nawy (1998) distribusi tegangan pada sambungan lewatan seperti ditunjukkan pada Gambar 2. berikut ini.

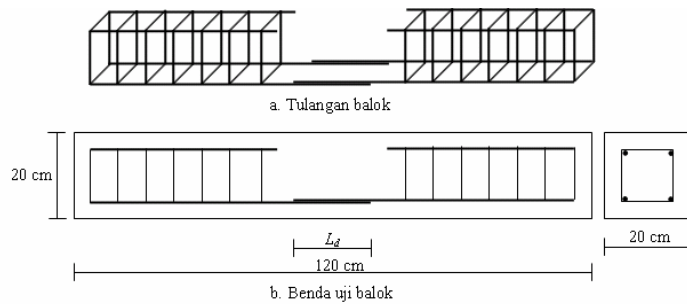


Gambar 2. Distribusi tegangan pada sambungan lewatan.

3. CARA PENELITIAN

3.1 Benda Uji

Benda uji yang digunakan pada penelitian ini terdiri dari benda uji silinder beton untuk pengujian kuat tekan, benda uji tarik baja, dan benda uji lentur balok. Benda uji balok dengan berbagai variasi panjang sambungan lewatan dapat dilihat pada Tabel 1. Untuk lebih jelasnya benda uji balok dapat dilihat pada Gambar 3.



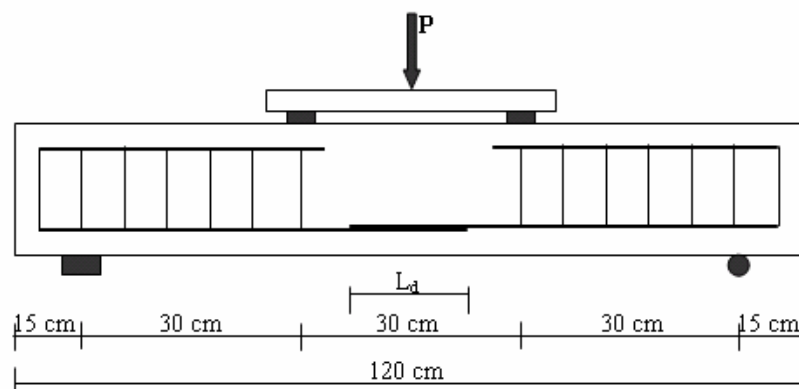
Gambar 3. Benda uji balok.

Tabel 1. Benda uji balok dengan berbagai variasi panjang sambungan lewatan.

Benda uji	Panjang lewatan, L_d (cm)	Jumlah benda uji
I	-	2
II	0	2
III	7,50	2
IV	11,25	2
V	15,00	2
VI	19,50	2
VII	22,50	2
VIII	25,50	2
IX	30,00	2
Jumlah total benda uji		18

3.2 Pengujian Benda Uji

Pengujian balok dilakukan dengan cara pembebanan dua titik pada *loading frame* yang dilengkapi dengan *hydraulic jack* dan *load cells* untuk memberikan beban. Hasil pengujian berupa data beban dan lendutan pada setiap interval beban sampai dicapai beban maksimum. Untuk lebih jelasnya pengujian kuat lentur balok dapat dilihat pada Gambar 4.



Gambar 4. Pengujian lentur balok.

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Kuat Tekan Beton

Hasil pengujian kuat tekan 6 buah silinder beton ditampilkan pada Tabel 2.

Tabel 2. Kuat tekan beton.

Benda Uji	Gaya tekan (N)	Diameter (mm)	Tegangan (MPa)	Tegangan rata-rata (MPa)
I	454000	148,83	26	29
II	488050	149,52	28	
III	567500	150,37	32	
IV	476700	149,53	27	
V	533450	148,92	31	
VI	556150	149,63	32	

Dari Tabel 2. dapat dilihat bahwa kuat tekan beton rata-rata sebesar 29 MPa. Beton ini termasuk beton normal sebab kuat tekannya berada antara 15 – 40 MPa.

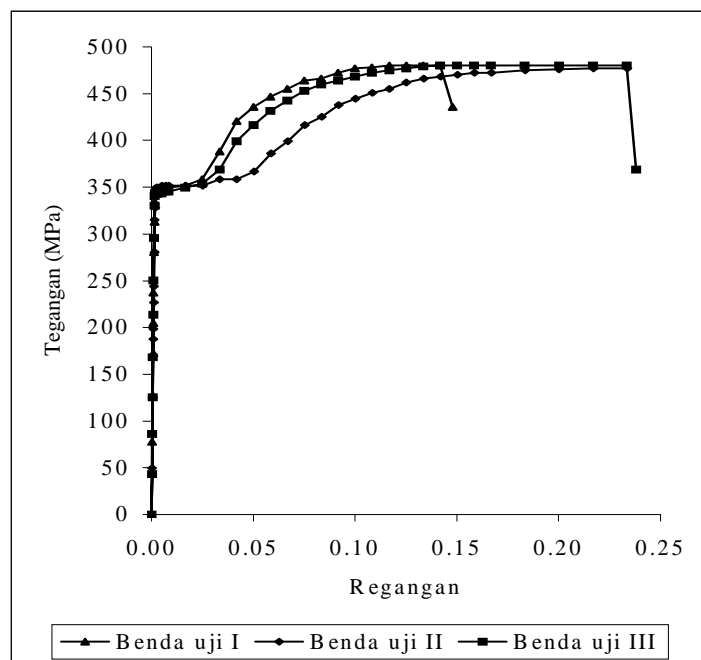
4.2 Kuat Tarik Baja

Hasil pengujian 3 buah benda uji tarik baja ditampilkan pada Tabel 3 dan Gambar 5.

Tabel 3. Pengujian tarik baja.

Benda Uji	Diameter (mm)	Gaya tarik (kN)	Gaya tarik rata-rata (kN)	Tegangan luluh (MPa)	Tegangan luluh rata-rata (MPa)
I	7,32	14,07	14,07	343,06	344,50
II	7,32	13,80		347,38	
III	7,32	14,35		343,06	

Dari Tabel 3 dan Gambar 5 dapat dilihat bahwa tegangan luluh baja rata-rata sebesar 344,5 MPa, dan gaya tarik rata-rata pada saat tulangan luluh sebesar 14,07 kN.



Gambar 5. Diagram tegangan regangan baja.

4.3 Kuat Lentur Balok

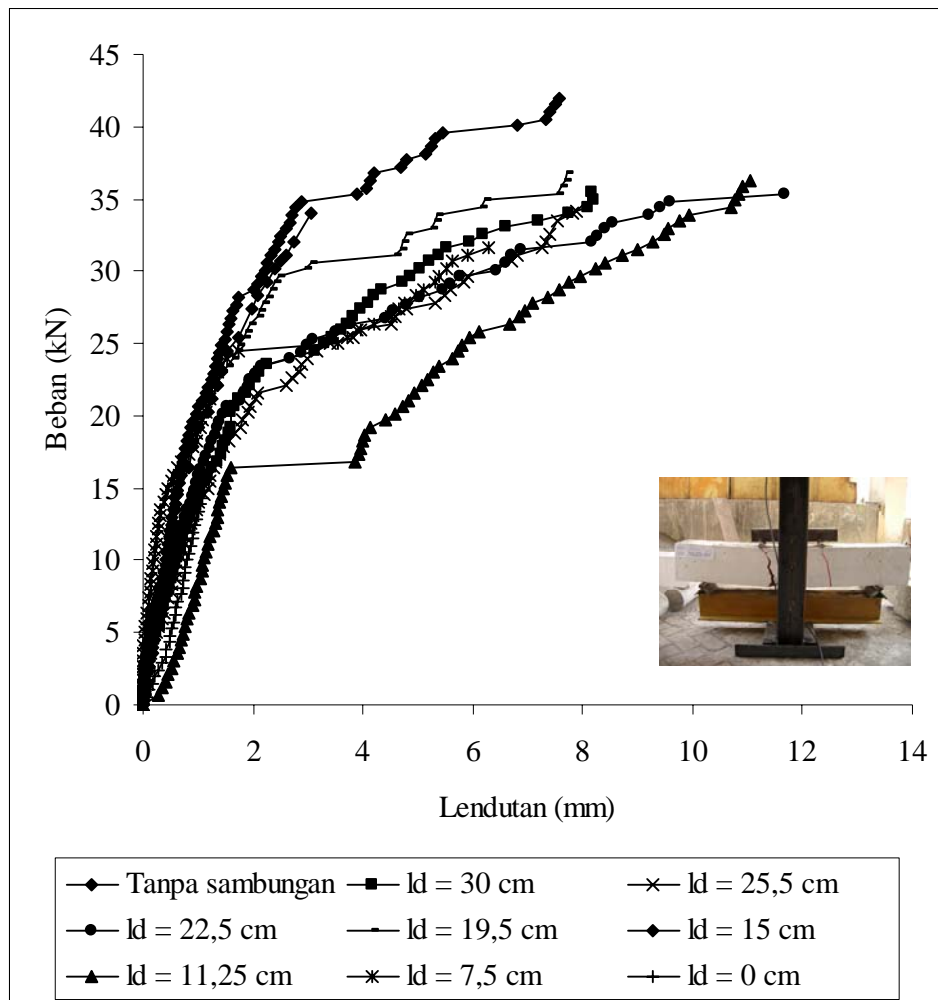
Hasil pengujian lentur balok dengan berbagai variasi panjang sambungan lewatan (L_d) seperti pada Tabel 4. dan Gambar 6.

Tabel 4. Beban lentur balok.

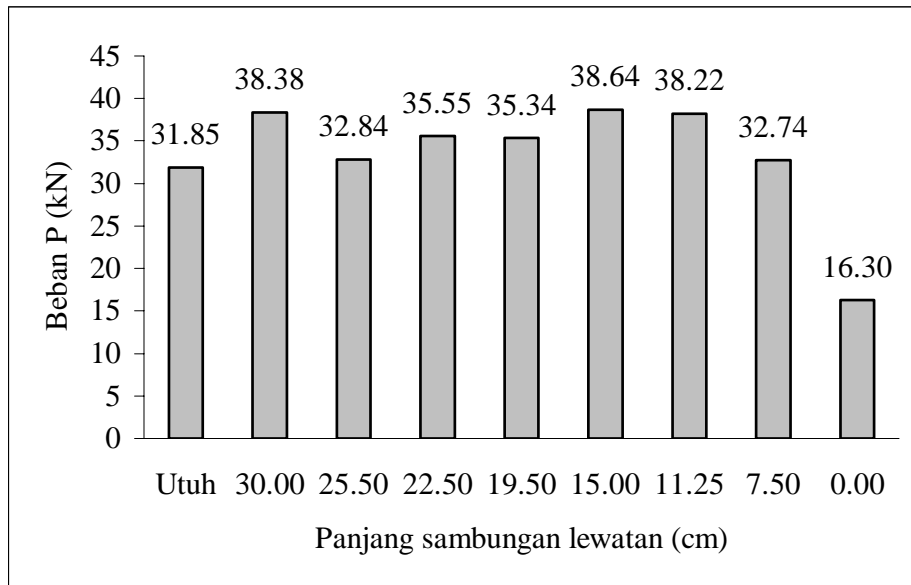
Panjang sambungan lewatan, l_d (cm)	Beban, P (kN)			Gaya tarik pada tulangan, T_s (kN)
	Balok I	Balok II	Rata-rata	
Tanpa sambungan	29,71	33,99	31,85	15,59
30,00	35,41	41,35	38,38	18,88
25,50	34,18	31,51	32,84	16,09
22,50	35,32	35,79	35,55	17,45
19,50	36,79	33,89	35,34	17,34
15,00	41,97	35,32	38,64	19,01
11,25	36,31	40,12	38,22	18,79
7,50	31,61	33,87	32,74	16,04
0,00	14,78	17,81	16,30	-

Dari Tabel 4. dan Gambar 6. dapat dilihat bahwa peningkatan panjang sambungan lewatan dari 7.50, 11.25, 15.00, 19.50, 22.50, 25.50, hingga 30 cm tidak memberikan pengaruh yang berarti terhadap peningkatan kuat lentur balok. Gaya tarik (T_s) yang terjadi pada semua variasi panjang sambungan lewatan tersebut sudah melampaui gaya tarik untuk mencapai tegangan luluh tulangan yaitu sebesar 14,07

kN. Hal ini berarti panjang sambungan lewatan untuk semua variasi masih mencukupi untuk mengembangkan tegangan luluh pada tulangan. Kuat lentur balok tanpa sambungan lewatan ($l_d = 0$) jauh lebih kecil dari balok dengan panjang sambungan lewatan tertentu, hal ini disebabkan tulangan tidak berfungsi menahan gaya tarik sehingga terjadi keruntuhan mendadak yang menyebabkan balok patah menjadi dua bagian. Untuk lebih jelasnya perbandingan kuat lentur balok dapat dilihat pada Gambar 7.



Gambar 6. Hubungan beban dan lendutan balok.



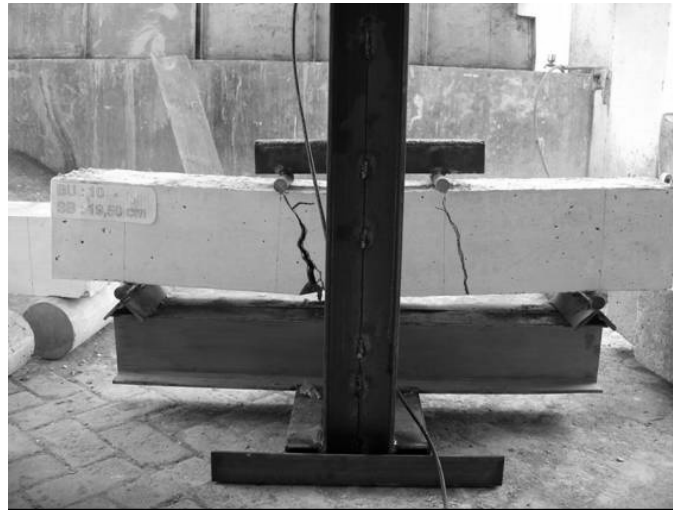
Gambar 7. Perbandingan kuat lentur balok.

Dari Gambar 7. dapat disimpulkan bahwa balok dengan panjang sambungan lewatan yang mencukupi dapat mempunyai kuat lentur yang sama atau lebih dari balok dengan tulangan utuh tanpa sambungan. Kuat lentur balok dengan sambungan lewatan dapat sedikit lebih besar diakibatkan luas tampang tulangan sepanjang sambungan lewatan lebih besar dari luas tampang tulangan utuh tanpa sambungan.

Kegagalan yang terjadi pada berbagai variasi panjang sambungan lewatan tulangan balok dapat dilihat pada Gambar 8. dan Gambar 9. berikut ini.



Gambar 8. Kegagalan balok dengan panjang sambungan lewatan tulangan $L_d = 0$.



Gambar 9. Kegagalan balok dengan panjang sambungan lewatan tulangan $L_d = 19,50$ cm.

5. KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

1. Peningkatan panjang sambungan lewatan dari panjang sambungan lewatan minimum yang diperlukan tidak memberikan pengaruh yang berarti terhadap peningkatan kuat lentur balok.
2. Balok dengan panjang sambungan lewatan yang mencukupi dapat mempunyai kuat lentur yang sama atau lebih dari balok dengan tulangan utuh tanpa sambungan.

5.2 Saran

1. Panjang sambungan lewatan perlu dibuat lebih bervariasi agar pengaruh panjang sambungan lewatan pada tulangan yang belum mencapai luluh menjadi lebih jelas.
2. Perhitungan gaya tarik yang bekerja pada tulangan sebaiknya dilakukan dengan memasang *strain gage* pada tulangan sehingga lebih akurat.

DAFTAR PUSTAKA

1. Anonim, *Part 6 – Steel Reinforcement for Walls*, Technical Manual, <http://www.amvicsystem.com/assets/manual/nov29/part6-steelreinforcementforwalls.pdf>
2. Dipohusodo, I. (1994), *Struktur Beton Bertulang*, PT, Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
3. Elagroudy, H. (2003), *Bond Characteristics Of Micro-Composite Multistructural Formable Steel Used In Reinforced Concrete Structures*, Master of Science Thesis,

Civil Engineering, North Carolina State University, USA,
<http://www.lib.ncsu.edu/theses/available/etd-07252003-213630/unrestricted/etd.pdf>

4. Nawy, E.G. (1998), *Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar*, Cetakan II, PT Refika Aditama, Bandung.
5. Thompson, M.K., Jirsa, J.O., Breen, J.E., Klingner, R.E. (2002), *Anchorage Behavior Of Headed Reinforcement: Literature Review*, Research Report, Center for Transportation Research The University of Texas, Austin,
http://www.utexas.edu/research/ctr/pdf_reports/1855_1.pdf

PENGUJIAN OEDOMETER PADA TANAH RESIDUAL VULKANIK TROPIS

Hadi U. Moeno

Dosen Tetap, Prodi Teknik Sipil, Universitas Sangga Buana-YPKP Bandung

Dosen LB, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha

ABSTRACT

Test of Oedometer or One Dimensional Consolidation usually done to get deformation parameter such as compression index C_c , coefficient of consolidation c_v and pre-consolidation pressure p_c , usually done to the sedimentary soils. This research done to the tropical residual soils which condition of physical of in field is not saturated then is done testing of oedometer at condition of saturated specimen and not saturated. From result obtained simple visible that there is the relation of strong correlation between values C_c for $S_r = 1$ and C_c for $S_r < 1$, with equation of continuity of empirical correlation is $C_{c_{S_r=1}} = 1,33 (C_{c_{S_r < 1}})$, and so it is with parameter OCR that is OCR for $S_r = 1$ equal to OCR for $S_r < 1$.

Keywords: Oedometer, C_c , OCR.

ABSTRAK

Pengujian oedometer atau konsolidasi ekamatra biasa dilakukan untuk mendapatkan parameter deformasi antara lain indeks pemampatan C_c , koefisien konsolidasi c_v dan tekanan pra-konsolidasi p_c yang biasa dilakukan pada tanah sedimen. Penelitian ini dilakukan pada tanah residual tropis padamana kondisi fisik di lapangan tidak jenuh, kemudian dilakukan pengujian oedometer pada kondisi benda uji yang jenuh dan tidak jenuh. Dari hasil yang diperoleh secara sederhana dapat dilihat bahwa terdapat hubungan korelasi yang erat antara nilai C_c untuk $S_r = 1$ dan C_c untuk $S_r < 1$, dengan persamaan korelasi empirik adalah $C_{c_{S_r=1}} = 1.33 (C_{c_{S_r < 1}})$, demikian juga dengan parameter OCR yaitu OCR untuk $S_r = 1$ sama dengan OCR untuk $S_r < 1$.

Kata kunci: Oedometer, C_c , OCR.

1. PENDAHULUAN

Pengujian oedometer atau yang lebih luas dikenal sebagai pengujian konsolidasi ekamatra adalah pengujian laboratorium untuk mendapatkan parameter konsolidasi yang akan dipakai sebagai data masukan dalam analisa penurunan fundasi. Pengujian ini biasanya dilakukan terhadap benda uji yang jenuh air sesuai dengan salah satu kriteria konsolidasi dari Terzaghi bahwa teori konsolidasi hanya berlaku untuk tanah lempung yang jenuh air, maka sebelum uji konsolidasi dilakukan, benda uji harus djenuhkan lebih dulu dan ini memerlukan waktu cukup lama belum lagi pengendalian kejenuhan benda uji yang jarang dibuktikan secara hitungan. Untuk itu dilakukan penelitian terhadap sepasang tanah dengan kondisi kejenuhan yang berbeda yaitu benda uji untuk $S_r = 1$ dan benda uji untuk $S_r < 1$. Penelitian dilakukan terhadap tanah residual tropis yang banyak terdapat di Indonesia agar dapat

dianalisa apakah teori konsolidasi yang didasarkan kepada tanah sedimen masih berlaku untuk tanah residual.

2. DASAR TEORI

Teori dasar yang dipakai sama dengan teori awal tentang konsolidasi (Terzaghi) dan prosedur uji sesuai dengan standar uji yang berlaku baik menurut ASTM maupun SNI. Untuk mendapatkan nilai tekanan tanah pra-konsolidasi p_c tidak digunakan cara Casagrande atau Schmertmann, tapi menggunakan metode Senol yang relatif belum banyak dikenal dan dipakai dalam menghitung p_c dari hasil uji konsolidasi. Secara logis teori konsolidasi yang dikenal selama ini didasarkan kepada hasil penelitian terhadap tanah sedimen, sehingga layak untuk dipelajari apakah masih dapat diberlakukan terhadap tanah residual.

3. METODOLOGI

Metode penelitian yang digunakan adalah metode eksperimen di laboratorium, yaitu melakukan serangkaian pengujian konsolidasi (oedometer) di laboratorium terhadap benda uji yang dibuat dari contoh uji asli (undisturbed samples), dimana contoh uji diambil dari lubang bor inti setiap kedalaman 2.00 m dari 2 titik bor inti yang masing-masing dengan kedalaman pemboran maksimum 20 m, sehingga keseluruhan diperoleh 20 contoh tanah asli. Dari setiap tabung contoh asli dibuat sepasang benda uji; satu benda uji dijenuhkan ($S_r = 1$) dan lainnya langsung di uji ($S_r < 1$). Lokasi pemboran di Resor Dago Pakar Bandung dengan ketebalan tanah residual cukup tebal lebih dari 30 m. Selain nilai C_c dilakukan pula perhitungan untuk mendapatkan nilai p_c atau untuk tanah residual lebih dikenal sebagai yield pressure p_{y-oed} yang nilai ini dipakai untuk menghitung OCR. Juga dihitung nilai modulus elastisitas E_{oed} untuk kedua kondisi derajat kejenuhan.

4. TANAH RESIDUAL TROPIS

Mekanika tanah, yang pada zaman ini merupakan bagian penting dari ilmu teknik sipil, berkembang dinegeri Eropah dan Amerika Utara. Pengertian akan sifat-sifat tanah (terutama tanah yang berbutir halus seperti lempung) berdasarkan pada pengujian dan penelitian jenis tanah yang disebut tanah endapan (sedimentary soils). Sebagian besar jenis tanah yang terdapat di Eropah dan Amerika Utara termasuk golongan tanah dari jenis endapan ini. Hampir setiap buku tentang mekanika tanah ditulis seolah-olah tidak ada tanah selain tanah endapan. Buku mekanika tanah juga membagi tanah endapan dalam dua macam, yaitu yang "*normally consolidated*" dan yang "*over consolidated*". Dapat dikatakan bahwa

dasar empirik atau dasar teoritis dari mekanika tanah berdasarkan hampir seratus persen pada penilaian dan penelitian tanah endapan. Buku mekanika tanah jarang mengakui adanya tanah “*residual*” (*residual soil*)(Wesley L.D., 1973, 2001).

Sifat-sifat tanah residual sering agak berbeda dengan sifat-sifat tanah endapan, dan teori-teori atau pengertian yang berlaku pada tanah endapan tidak dengan sendirinya dapat dipakai pada tanah (Wesley, 1973, 1978, 2001).

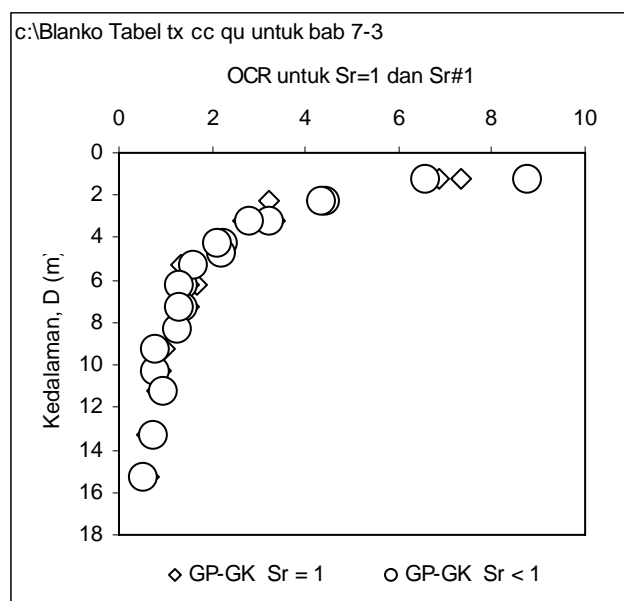
Pada tanah endapan, mineral-mineral yang terpenting adalah kaolinite, illite dan montmorillonite, dan pengaruhnya pada sifat-sifat tanah sudah lama diketahui dan diterapkan dalam buku mekanika tanah. Mineral-mineral tersebut juga terdapat pada sejumlah jenis tanah residual. Akan tetapi selain itu didalam tanah residual terdapat pula beberapa jenis mineral yang tidak terdapat pada tanah endapan. Mineral-mineral yang besar pengaruhnya terhadap sifat tanah residual adalah antara lain *Halloysite*, *Allophane* dan *Sesquioxides*

5. HASIL PENELITIAN

Pengujian konsolidasi dilaksanakan terhadap contoh tanah UNDS sebanyak 20 pengujian dari 20 Unds. Pengujian dibagi menjadi 2 bagian utama, yaitu contoh tanah diuji pada keadaan jenuh ($S_r = 1$) dan contoh tanah dalam keadaan asli tidak jenuh ($S_r < 1$), hal ini dilakukan untuk melihat kemungkinan hubungan yang ada diantaranya. Hasil pengujian secara lengkap terdapat pada lampiran hasil pengujian contoh tanah Unds, dan ringkasannya seperti pada Tabel 1. Karena pengujian dilakukan pada 2 (dua) kondisi derajat kejenuhan, maka hasil yang diperoleh adalah pasangan hasil pengujian dengan kondisi S_r yang berbeda.

Penentuan nilai indeks kompresi (C_c) dilakukan secara konvensional, sedangkan nilai tekanan pra-konsolidasi yang pada tanah residual diprediksikan sebagai tekanan leleh (yield pressure = $p_y = p'_c$ oed), ditentukan secara grafis dengan mempergunakan metode Senol (1997) yaitu Strain Energy – log pressure method. Metode ini memberikan hasil yang hampir sama dengan cara Casagrande, namun pada pelaksanaannya lebih mudah dan pasti dalam mendapatkan nilai p_y . Gambar 1. adalah profil OCR terhadap kedalaman untuk lokasi Graha Permai dan Graha Kusuma.

Dari Gambar 1 terlihat bahwa profil OCR untuk $S_r = 1$ dan $S_r < 1$, berimpit satu dengan lainnya, dengan demikian nilai OCR untuk $S_r = 1$ tidak berbeda dengan nilai OCR untuk $S_r < 1$, atau nilai OCR dapat ditentukan dengan pengujian pada contoh tanah asli pada keadaan $S_r < 1$ tanpa proses penjenuhan terlebih dahulu.



Gambar 1. Profil OCR terhadap kedalaman untuk Sr = 1 dan Sr < 1, Resor Dago Pakar.

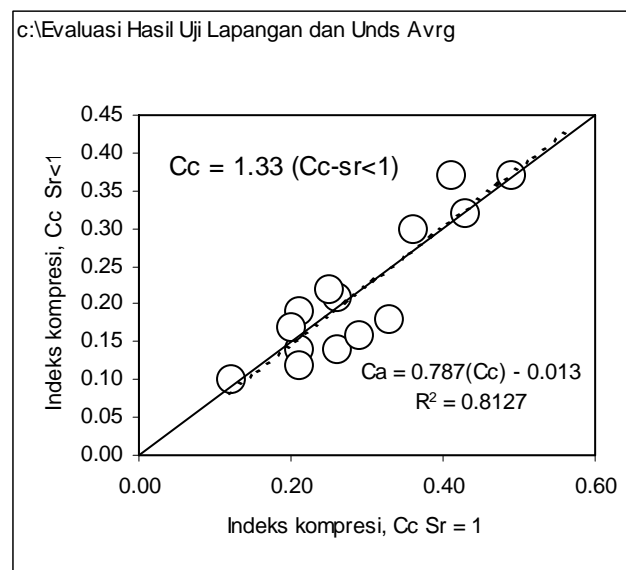
Tabel 1. Hasil pengujian konsolidasi Eka Matra (Oedometer test)

Hole No.	Depth m	Cc		py-oed		OCR		ov kg/cm ²
		Sr=1	Sr#1	Sr=1 kg/cm ²	Sr#1 kg/cm ²	Sr=1	Sr#1	
BH-1	1.0 - 1.50	0.33	0.18	1.37	1.75	6.85	8.75	0.20
	2.00 - 2.50	0.55	0.18	1.13	1.55	3.23	4.43	0.35
	3.00 - 3.50	0.56	0.25	1.70	1.65	3.33	3.24	0.51
	4.00 - 4.50	0.21	0.14	1.37	1.50	2.04	2.24	0.67
	4.50 - 5.00	0.36	0.30	1.70	1.65	2.27	2.20	0.75
	6.00 - 6.50	0.25	0.12	1.67	1.37	1.69	1.38	0.99
	7.00 - 7.50	0.21	0.19	1.73	1.59	1.52	1.39	1.14
	8.00 - 8.50	0.43	0.32	1.67	1.60	1.28	1.23	1.30
	10.00 - 10.50	0.26	0.14	1.44	1.24	0.89	0.77	1.62
BH-2	1.0 - 1.50	0.12	0.10	1.54	1.38	7.33	6.57	0.21
	2.00 - 2.50	0.41	0.20	1.58	1.60	4.27	4.32	0.37
	3.00 - 3.50	0.29	0.16	1.44	1.50	2.67	2.78	0.54
	4.00 - 4.50	0.20	0.17	1.40	1.46	2.00	2.09	0.70
	5.00 - 5.50	0.21	0.12	1.16	1.37	1.33	1.57	0.87
	6.00 - 6.50	0.26	0.21	1.53	1.34	1.49	1.30	1.03
	7.00 - 7.50	0.26	0.12	1.48	1.55	1.23	1.29	1.20
	9.00 - 9.50	0.49	0.37	1.53	1.21	1.00	0.79	1.53
	11.00 - 11.50	0.25	0.22	1.50	1.72	0.81	0.92	1.86
	13.00 - 13.50	0.36	0.15	1.31	1.55	0.61	0.72	2.14
	15.00 - 15.05	0.41	0.37	1.58	1.32	0.63	0.52	2.52

Gambar 2 adalah hubungan nilai indeks kompresi (C_c) untuk $S_r = 1$ dan $S_r < 1$ ($S_r \neq 1$). Dari hubungan tersebut dapat diperoleh persamaan korelasi empiris sebagai berikut:

$$C_{cSr=1} = 1.33 (C_{cSr<1}) \quad (1)$$

Diperoleh nilai C_c untuk $S_r = 1$, adalah 1.33 lebih besar daripada nilai C_c untuk $S_r < 1$, dengan demikian nilai C_c dapat diperoleh dari hasil pengujian konsolidasi eka matra pada contoh tanah dengan $S_r < 1$. (contoh tanah uji tidak perlu melalui proses penjenuhan terlebih dahulu).

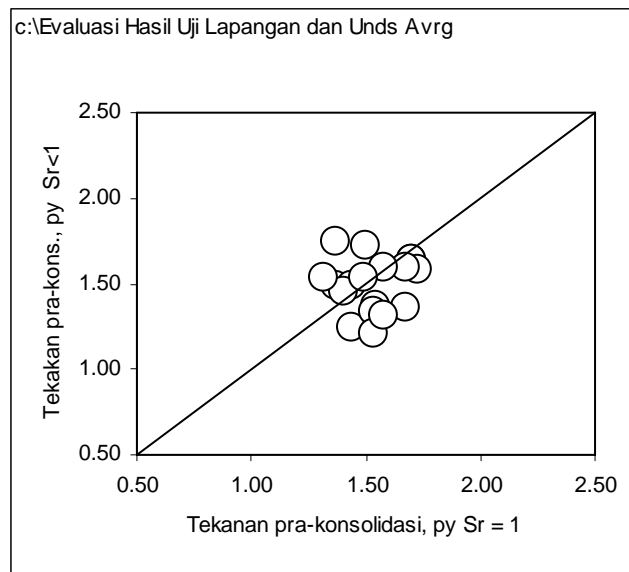


Gambar 2. Hubungan antara C_c dengan $S_r = 1$ dan C_c dengan $S_r < 1$, lokasi Resor Dago Pakar.

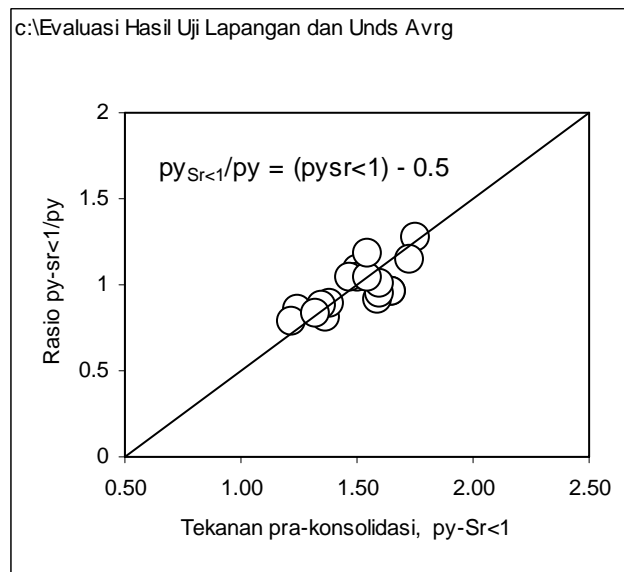
Gambar 3 adalah hubungan antara nilai p_{y-oed} untuk $S_r = 1$ dengan p_y untuk $S_r < 1$, dengan p_{y-oed} yang dimaksud adalah yield pressure atau p_c (pre-consolidation pressure) pada tanah sedimen. Terlihat bahwa data yang diperoleh menunjukkan satu kelompok yang saling berdekatan, dan untuk mendapatkan persamaan korelasi empiris yang mungkin ada ialah dengan membuat grafik hubungan antara rasio $(p_y \text{ } S_r < 1)/(p_y \text{ } S_r = 1)$ dengan nilai $p_y \text{ } S_r < 1$ seperti pada Gambar 4. Hasil yang diperoleh ialah:

$$(p_{ySr<1}/p_{ySr=1}) = (p_{ySr<1}) - 0.5 \quad (2)$$

dengan nilai $p_y \text{ } S_r < 1$ yang diketahui, dengan Gambar 4. dapat diketahui p_{y-oed} .



Gambar 3. Hubungan antara p_y dengan $S_r = 1$ dan p_y dengan $S_r < 1$, lokasi Resor Dago Pakar.



Gambar 4. Hubungan antara p_y dengan $S_r < 1$ dan $p_{ySr < 1} / p_{ySr = 1}$, lokasi Resor Dago Pakar.

Gambar 5 adalah profil dari nilai modulus elastisitas oedometer (E_{oed}) untuk 2 (dua) kondisi, yaitu E untuk kondisi $S_r < 1$ dan E_{oed} untuk $S_r = 1$. Dari profil tersebut terlihat bahwa E_{oed} mempunyai nilai yang lebih kecil dibandingkan dengan E dengan $S_r < 1$.

Untuk mendapatkan hubungan empiris diantara kedua data E tersebut dibuat grafik hubungan antara rasio (E/E_{oed}) dengan E ($S_r < 1$), disajikan pada Gambar 6. Data yang dipakai adalah sama dengan data untuk membuat profil E dan E_{oed} .

Dari perhitungan secara regresi diperoleh persamaan korelasi empiris sebagai berikut:

$$Y = 0.0207 X + 0.2308 ; R^2 = 0.8117 \quad (3)$$

dengan : Y : $E_{Sr<1} / E_{oed}$

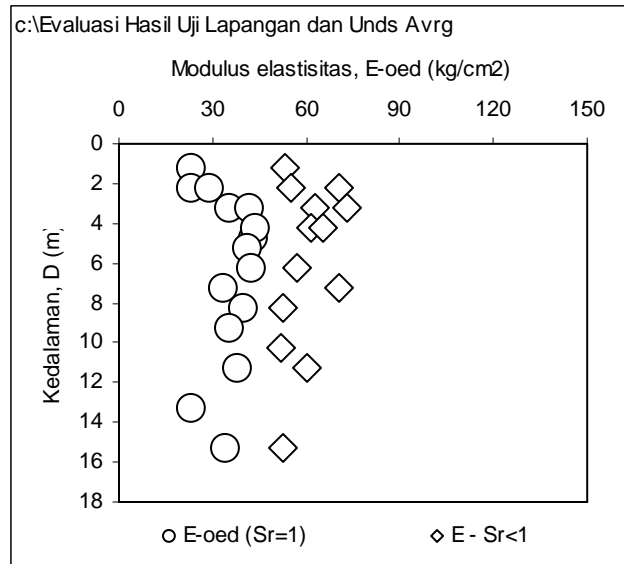
X : $E_{Sr<1}$

Sehingga persamaan diatas dapat ditulis dengan lengkap sebagai berikut :

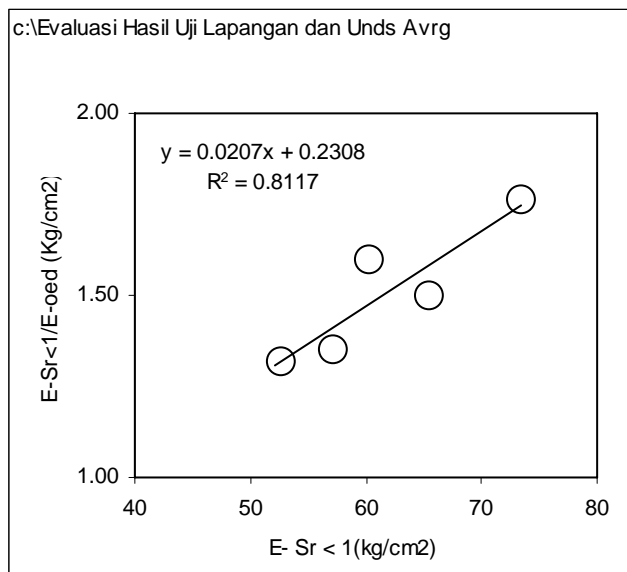
$$(E_{Sr<1} / E_{oed}) = 0.0207(E_{Sr<1}) + 0.2308 \quad (4)$$

$$(E_{oed}) = E_{Sr<1} / (0.0207(E_{Sr<1}) + 0.2308) \quad (5)$$

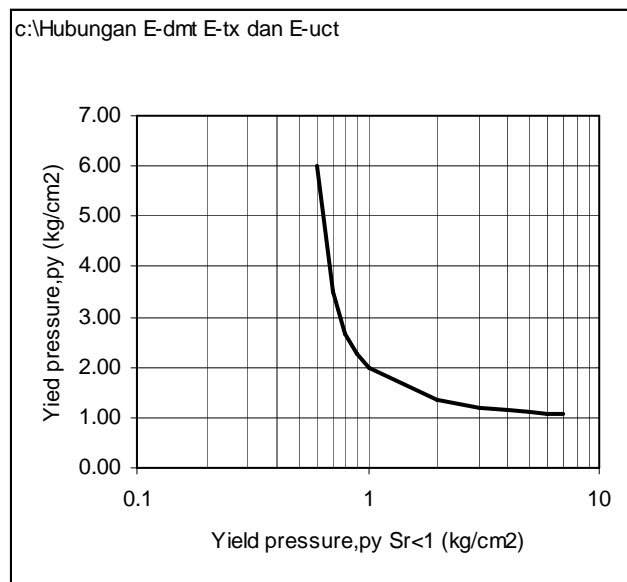
dengan demikian nilai E_{oed} dapat ditentukan dari hasil pengujian konsolidasi pada kondisi $S_r < 1$, kemudian gunakan grafik pada Gambar 6. untuk mendapatkan nilai rasio ($E_{Sr<1} / E_{oed}$), dan selanjutnya nilai E_{oed} dapat dihitung melalui nilai $E_{Sr<1}$ yang telah diketahui sebelumnya, atau dengan mempergunakan persamaan diatas melalui nilai $E_{Sr<1}$ yang diketahui dari hasil pengujian konsolidasi pada derajat kejenuhan $S_r < 1$.



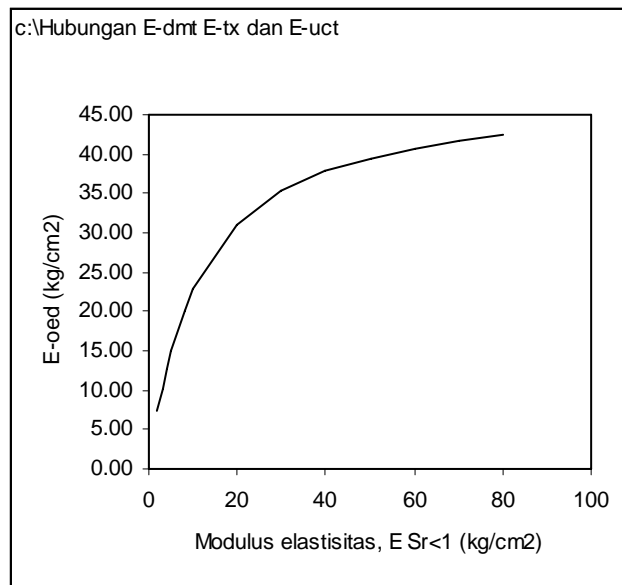
Gambar 5. Profil nilai modulus elastisitas hasil pengujian konsolidasi $S_r < 1$ dan $S_r = 1$.



Gambar 6. Hubungan antara ($E_{Sr < 1} / E_{oed}$) dan $E_{Sr < 1}$ hasil pengujian konsolidasi $Sr < 1$ dan $Sr = 1$, lokasi Resor Dago Pakar.



Gambar 7. Hubungan antara $p_{y-Sr < 1}$ dan p_{y-oed} (yield pressure), lokasi Resor Dago Pakar.



Gambar 8. Hubungan antara $E_{Sr<1}$ dan E_{oed} lokasi Resor Dago Pakar.

6. KESIMPULAN

Kesimpulan yang diperoleh bahwa dengan data yang minim pada penelitian ini dapat diperoleh persamaan korelasi empirik antara kondisi tanah jenuh air dan tidak jenuh air dalam nilai parameter hasil uji oedometer (konsolidasi ekamatra), C_c , p_{y-oed} , OCR dan E_{oed} .

Dibutuhkan kajian lebih dalam untuk menambah data hasil uji oedometer pada tanah residual sehingga diperoleh hasil yang lebih komprehensif yang berlaku umum.

DAFTAR PUSTAKA

1. Singh, A., Chowdhary, G.R. (1992), *Soil Engineering in Theory and Practice*, Second Edition Geotechnical Testing and Instrumentation, Civil Engineering Dept. University of Jodhpur, Jodhpur, CBS Publishers & Distributors Pvt. Ltd.
2. ASTM (1990), *Manual of Soil Laboratory Testing Vol.2 (ASTM D)*, Test Method for One Dimensional Consolidation Properties of Soils, ASTM D 2435-90, Annual Book of ASTM Standard vol. 2.
3. Das B.M. (1987), *Advanced Soil Mechanics*, Hemisphere Publishing Corporation, New York.
4. Head, K.H., *Manual of Soil Laboratory Testing*, Pentech Press London; Plymouth.
5. Hunt, R.E. (1984), *Geotechnical Engineering Investigation Manual*, McGraw-Hill Book Company, Series in Geotechnical Engineering.

6. Hayes, J.A. (1990), *The Marchetti Dilatometer and Compressibility*, Paper Presented to the Southern Ontario Section of the Canada Geotechnical Society, Seminar on "In-Situ Testing and Monitoring, September 1990.
7. Lambe, T.W., Whitman R.V. (1969), *Soil Mechanics*, Wiley Eastern Limited, New Delhi.
8. Schmertmann, J.H. (1953), *The Undisturbed Consolidation Behaviour of Clay Soils*, First Int. Conf. On Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brazil, 1-33.
9. Senol A. (1997), *Determination of Pre-consolidation Pressure*, The Institute of Science and Technology, Turkey, Phd Thesis.
10. Senol A., Saglamer A. (1996), *Determination of Pre-consolidation Pressure*, The British Geotechnical Society's Young Geotechnical Engineer's Symposium, Oxford University.
11. Wesley L.D. (1999), *Geotechnical Engineering in Residual Soil*, Paper KOGEI-8, 1999, Indonesia-HATTI.

RELIABILITY OF THE SPECIFIC GRAVITY (SG) VALUE OF THREE INDONESIAN HARDWOODS USING EXPERIMENTAL TEST AND MONTE CARLO SIMULATION

Yosafat Aji Pranata, Pricillia Sofyan Tanuwijaya

Department of Civil Engineering, Maranatha Christian University

Jl. Suria Sumantri 65, Bandung, 40164, West Java – Indonesia

e-mail : yosafat.ap@eng.maranatha.edu

ABSTRAK

Dalam perencanaan struktur dan properti material terdapat parameter-parameter dengan sifat ketidakpastian. Sebagai contoh adalah properti material, beban, dan kapasitas pembebanan suatu elemen struktur adalah bukan suatu kuantitas deterministic atau tidak secara tepat diketahui besarnya, melainkan merupakan nilai prediksi atau variabel acak. Sebagai contoh modulus elastisitas material kayu daun lebar, berat jenis, rasio poisson, dan lain-lain. Konsekuensinya, struktur harus didesain dengan metode probabilitas hingga terhadap kegagalan. Metode Monte Carlo merupakan suatu teknik spesial yang dapat digunakan untuk membangkitkan beberapa hasil numerik tanpa secara aktual melakukan tes fisik. Data dari hasil uji eksperimental sebelumnya dapat dimanfaatkan untuk digunakan untuk mendapatkan parameter-parameter penting. Ruang lingkup penelitian ini adalah melakukan uji eksperimental dengan benda uji tiga jenis kayu jenis daun lebar, yaitu: mersawa (*anisoptera spp.*), nyatoh (*palaquium spp.*), dan durian (*durio spp.*) dengan instrument *Universal Testing Machine*, dan melakukan simulasi numeric (monte carlo) menggunakan perangkat lunak mandiri, yang dikembangkan dengan bahasa pemrograman VisualBasic. Tujuan simulasi monte carlo simulation adalah untuk memprediksi keandalan persamaan modulus elastisitas (SG). Jumlah benda uji seluruhnya sebanyak 48 benda uji. Parameter yang ditinjau dalam simulasi monte carlo adalah luas (panjang, lebar, dan tebal), berat pada kondisi basah, berat kering, kadar air, dan berat jenis. Hasil penelitian mengindikasikan bahwa perbedaan antara hasil uji eksperimental terhadap simulasi monte carlo simulation adalah sebesar 12.93%. secara umum, hasil penelitian memperlihatkan bahwa simulasi Monte Carlo rasional digunakan untuk memprediksi keandalan persamaan berat jenis kayu jenis daun lebar.

Kata kunci: Berat jenis, *Hardwood*, Keandalan, Uji eksperimental, Simulasi Monte Carlo.

ABSTRACT

Many sources of uncertainty are inherent in structural design and material properties. Despite what we often think, the parameters of the material properties, loading, and the load-carrying capacities of structural members are not deterministic quantities or they are not perfectly known. But they are “the predicted values” or random variables. For example, modulus of elasticity of hardwood material, specific gravity, poisson ratio and many more. Consequently, structures must be designed to serve their function with a finite probability of failure. The Monte Carlo method is a special technique that we can use to generate some results numerically without actually doing any physical testing. We can use results of previous tests to establish the probability distributions of the important parameters in our problem. Then we use this distribution information to generate samples of numerical data. The scope of this research are doing an experimental testing of three Indonesian hardwoods: mersawa (*anisoptera spp.*), nyatoh (*palaquium spp.*), and durian (*durio spp.*) using *Universal Testing Machine* instrument, and doing numerical simulation (monte carlo technique) using self-developed software, which was developed using VisualBasic programming language. The aim of the monte carlo simulation is to predict and verify the reliability of the specific gravity (SG). Total samples that used for experimental testing are 48 samples. The parameters which are considered for monte carlo simulation are area dimensions (length, width, and thickness), green weight, dry weight, moisture content, and specific gravity. Results indicated that relative difference between experimental test results and monte carlo

simulation are less than 12.93%. For overalls, results in this research indicate that Monte Carlo simulation technique is reasonable used to predict the reliability of the specific gravity of hardwood.

Keywords: Specific Gravity, Hardwood, Reliability, Experimental test, Monte Carlo simulation.

1. INTRODUCTION

Many sources of uncertainty are inherent in structural design and material properties. Despite what we often think, the parameters of the material properties, loading, and the load-carrying capacities of structural members are not deterministic quantities or they are not perfectly known. But they are “the predicted values” or random variables. For example, modulus of elasticity of hardwood material, specific gravity, poisson ratio and many more. Consequently, structures must be designed to serve their function with a finite probability of failure. The Monte Carlo method is a special technique that we can use to generate some results numerically without actually doing any physical testing. We can use results of previous tests to establish the probability distributions of the important parameters in our problem. Then we use this distribution information to generate samples of numerical data.

The scope of this research are doing an experimental testing of three Indonesian hardwoods: mersawa (*anisoptera* spp.), nyatoh (*palaquium* spp.), and durian (*durio* spp.) using Universal Testing Machine instrument, and doing numerical simulation (monte carlo technique) using self-developed software, which was developed using VisualBasic programming language. The aim of the monte carlo simulation is to predict and verify the reliability of the specific gravity (SG). Total samples that used for experimental testing are 48 samples. The parameters which are considered for monte carlo simulation are area dimensions (length, width, and thickness), green weight, dry weight, moisture content, and specific gravity.

2. BASIC THEORY

Wood may be described as an orthotropic material; that is, it has unique and independent mechanical properties in the directions of three mutually perpendicular axes: longitudinal, radial, and tangential. The longitudinal axis L is parallel to the fiber (grain); the radial axis R is normal to the growth rings (perpendicular to the grain in the radial direction); and the tangential axis T is perpendicular to the grain but tangent to the growth rings [FPL, 1999]. Twelve constants (nine are independent) are needed to describe the elastic behavior of wood: three moduli of elasticity E , three moduli of rigidity G , and six Poisson's ratios μ . The moduli of elasticity and Poisson's ratios are related by expressions of the equation 1.

$$\frac{\mu_{ij}}{E_i} = \frac{\mu_{ji}}{E_j}, \quad i \neq j \quad i, j = L, R, T \quad (1)$$

General relations between stress and strain for a homogeneous orthotropic material can be found in texts on anisotropic elasticity.

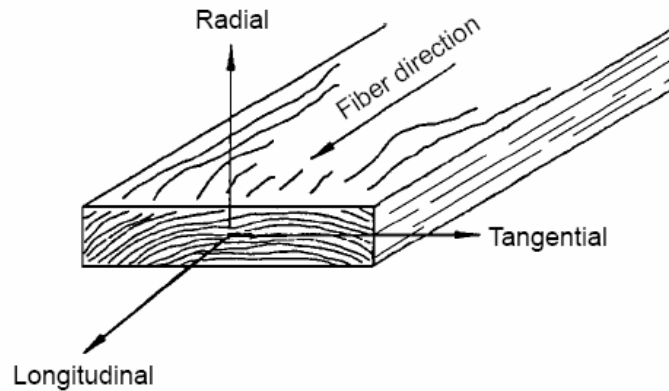


Figure 1. Three principal axes of wood with respect to grain direction and growth rings [FPL, 1999].

Elasticity implies that deformations produced by low stress are completely recoverable after loads are removed. When loaded to higher stress levels, plastic deformation or failure occurs. The three moduli of elasticity, which are denoted by E_L , E_R , and E_T , respectively, are the elastic moduli along the longitudinal, radial, and tangential axes of wood. These moduli are usually obtained from compression tests; however, data for E_R and E_T are not extensive. Average values of E_R and E_T for samples from a few species are presented in Wood Handbook Table 4-1 [FPL, 1999] as ratios with E_L ; the Poisson's ratios are shown in Wood Handbook Table 4-2 [FPL, 1999]. The elastic ratios, as well as the elastic constants themselves, vary within and between species and with moisture content and specific gravity.

When a member is loaded axially, the deformation perpendicular to the direction of the load is proportional to the deformation parallel to the direction of the load. The ratio of the transverse to axial strain is called Poisson's ratio. The Poisson's ratios are denoted by μ_{LR} , μ_{RL} , μ_{LT} , μ_{TL} , μ_{RT} , and μ_{TR} . The first letter of the subscript refers to direction of applied stress and the second letter to direction of lateral deformation. For example, μ_{LR} is the Poisson's ratio for deformation along the radial axis caused by stress along the longitudinal axis. Average values of Poisson's ratios for samples of a few species are given in Wood

Handbook Table 4–2 [FPL, 1999]. Values for μ_{RL} and μ_{TL} are less precisely determined than are those for the other Poisson's ratios. Poisson's ratios vary within and between species and are affected by moisture content and specific gravity.

The modulus of rigidity, also called shear modulus, indicates the resistance to deflection of a member caused by shear stresses. The three moduli of rigidity denoted by G_{LR} , G_{LT} , and G_{RT} are the elastic constants in the L_R , L_T , and R_T planes, respectively. For example, G_{LR} is the modulus of rigidity based on shear strain in the L_R plane and shear stresses in the L_T and R_T planes. Average values of shear moduli for samples of a few species expressed as ratios with E_L are given in Wood Handbook Table 4–1 [FPL, 1999]. As with moduli of elasticity, the moduli of rigidity vary within and between species and with moisture content and specific gravity.

2.1 Specific Gravity

Specific gravity is based on weight when oven-dry and volume when green or at 12% moisture content. Specific gravity is reported in many tables [FPL, 1999] because this property is used as an index of clear wood mechanical properties. The specific gravity values represent the estimated average clear wood specific gravity of the species. In the other tables, the specific gravity values represent only the specimens tested. The variability of specific gravity, represented by the coefficient of variation derived from tests on 50 species.



(a). Oven

(b). Instrument.

Figure 2. Specific Gravity Instrument.

Clear straight-grained wood is used for determining fundamental mechanical properties; however, because of natural growth characteristics of trees, wood products vary in specific gravity, may contain cross grain, or may have knots and localized slope of grain. Natural defects such as pitch pockets may occur as a result of biological or climatic elements

influencing the living tree. These wood characteristics must be taken into account in assessing actual properties or estimating the actual performance of wood products.

$$SG = \frac{W_{dry}}{V} \quad (2)$$

$$MC = \frac{W_{wet} - W_{dry}}{W_{dry}} \cdot 100\% \quad (3)$$

where: SG = specific gravity

W_{kering} = dry weight

V = volume

MC = moisture content

W_{basah} = wet weight

The substance of which wood is composed is actually heavier than water; its specific gravity is about 1.5 regardless of wood species. In spite of this, the dry wood of most species floats in water, and it is thus evident that part of the volume of a piece of wood is occupied by cell cavities and pores. Variations in the size of these openings and in the thickness of the cell walls cause some species to have more wood substance per unit volume than other species and therefore higher specific gravity. Thus, specific gravity is an excellent index of the amount of wood substance contained in a piece of wood; it is a good index of mechanical properties as long as the wood is clear, straight grained, and free from defects.

However, specific gravity values also reflect the presence of gums, resins, and extractives, which contribute little to mechanical properties. Approximate relationships between various mechanical properties and specific gravity for clear straight-grained wood of hardwoods and softwoods as power functions. Those relationships are based on average values for the 43 softwood and 66 hardwood species [FPL, 1999]. The average data vary around the relationships, so that the relationships do not accurately predict individual average species values or an individual specimen value. In fact, mechanical properties within a species tend to be linearly, rather than curvilinearly, related to specific gravity; where data are available for individual species, linear analysis is suggested.

2.2 Monte Carlo Simulation

Monte Carlo methods are a widely used class of computational algorithms for simulating the behavior of various physical and mathematical systems. They are distinguished from other simulation methods (such as molecular dynamics) by being stochastic, that is nondeterministic in some manner - usually by using random numbers (or,

more often, pseudo-random numbers) as opposed to deterministic algorithms. Because of the repetition of algorithms and the large number of calculations involved, Monte Carlo is a method suited to calculation using a computer, utilizing many techniques of computer simulation. A Monte Carlo algorithm is a numerical Monte Carlo method used to find solutions to mathematical problems (which may have many variables) that cannot easily be solved, for example, by integral calculus, or other numerical methods. For many types of problems, its efficiency relative to other numerical methods increases as the dimension of the problem increases.

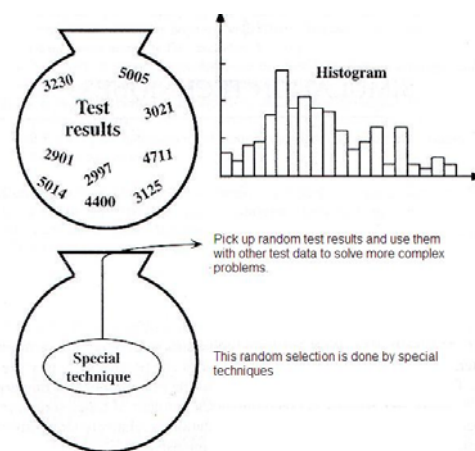


Figure 3. Monte Carlo Technique [Nowak, 2000].

The monte carlo method is a technique that we can use to generate some results numerically without actually doing any experimental tests. We can use results from previous tests to establish the probability distributions of the parameters in our problems. The we use this information to generate parameters of numerical data. However, in some instances, the problem being analyzed is extremely complex and the time needed to evaluate the problem for a single trial may be very long. As a result, the time needed to perform hundreds, thousands, or millions of simulations may be unfeasible.

Monte Carlo methods are especially useful in studying systems with a large number of coupled degrees of freedom, such as liquids, disordered materials, and strongly coupled solids [Wikipedia, 2008]. More broadly, Monte Carlo methods are useful for modeling phenomena with significant uncertainty in inputs, such as the calculation of risk in business. A classic use is for the evaluation of definite integrals, particularly multidimensional integrals with complicated boundary conditions.

Monte Carlo methods are very important in computational physics and related applied fields, and have diverse applications from esoteric quantum chromodynamics calculations to designing heat shields and aerodynamic forms. Monte Carlo methods have also proven efficient in solving coupled integral differential equations of radiation fields and energy transport, and thus these methods have been used in global illumination computations which produce photorealistic images of virtual 3D models, with applications in video games, architecture, design, computer generated films, special effects in cinema, business, economics and other fields.

3. CASE STUDY AND RESULTS

Total samples that used for experimental testing are 48 samples. The parameters which are considered for monte carlo simulation are area dimensions (length, width, and thickness), green weight, dry weight, moisture content, and specific gravity. In this study, parameters such as a , W , b , h , W_{dry} , and SG will be used as random variables, that are normal, lognormal, and uniformly distributed. To get some level of accuration results, hence used 2000 data of random variables and experimental results.

Table 1. Moisture content and Specific gravity of Mersawa.

Model	W_{wet} (gr)	W_{dry} (gr)	Moisture content (%)	Specific Gravity (gr/cm ³)
MW01	111,0	98,0	13,27	0,5964
MW02	118,0	106,0	11,32	0,6760
MW03	105,0	94,0	11,70	0,5878
MW05	106,0	93,0	13,98	0,5564
MW06	109,0	96,0	13,54	0,5589
MW07	121,0	108,0	12,04	0,6755
MW08	106,0	94,0	12,77	0,5798
MW09	119,0	106,0	12,26	0,6888
MW10	122,0	109,0	11,93	0,6658
MW11	118,0	105,0	12,38	0,5858
MW12	110,0	97,0	13,40	0,5771
MW13	110,0	97,0	13,40	0,5843
MW14	118,0	104,0	13,46	0,5984
MW15	120,0	106,0	13,21	0,6119
MW16	114,0	101,0	12,87	0,5852

Table 2. Moisture content and Specific gravity of Nyatoh.

Model	W_{wet} (gr)	W_{dry} (gr)	Moisture content (%)	Specific Gravity (gr/cm ³)
NY02	109,0	97,0	12,37	0,5707
NY03	120,0	107,0	12,15	0,6207
NY05	119,0	107,0	11,21	0,6230
NY06	105,0	94,0	11,70	0,5455
NY07	116,0	104,0	11,54	0,5782
NY08	114,0	102,0	11,76	0,5958
NY09	112,0	100,0	12,00	0,5719
NY10	116,0	104,0	11,54	0,5913
NY11	108,0	96,0	12,50	0,5571
NY12	113,0	101,0	11,88	0,5919
NY13	115,0	106,0	8,49	0,5994
NY14	116,0	104,0	11,54	0,5904

Table 3. Moisture content and Specific gravity of Durian.

Model	W_{wet} (gr)	W_{dry} (gr)	Moisture content (%)	Specific Gravity (gr/cm ³)
DR01	102,0	90,0	13,33	0,5111
DR03	84,0	74,0	13,51	0,4293
DR07	98,0	86,0	13,95	0,5041
DR09	91,0	79,0	15,19	0,4545
DR10	94,0	83,0	13,25	0,4709
DR12	93,0	81,0	14,81	0,4658
DR13	92,0	81,0	13,58	0,4658
DR14	94,0	82,0	14,63	0,4831
DR15	92,0	81,0	13,58	0,4719
DR16	93,0	82,0	13,41	0,4897
DR17	91,0	80,0	13,75	0,4857
DR18	93,0	82,0	13,41	0,4739

3.1 Results

In general, results for this study indicated that the difference relative of specific gravity (*SG*) between monte carlo simulation method and experimental tests, giving results between 9.28% - 31.79%.

Table 4. Results of simulation.

	SG		
	simulasi	experimental	%- relatif
normal	0.0495	0.5674	9.28
lognormal	0.3870	0.5674	31.79
seragam	0.4940	0.5674	12.93



Figure 4. Monte carlo simulation software.

Data	Bil 1	Bil 2	Bil 3	b (cm)	h (cm)	P (kg)
1	0.4074	0.2114	0.3222	15.4074	15.2114	842.32
2	0.4829	0.0471	0.1893	15.4829	15.0471	763.59
3	0.0625	0.2993	0.4050	15.0625	15.2993	693.40
4	0.4567	0.2355	0.2864	15.4567	15.2355	809.84
5	0.3162	0.3480	0.1754	15.3162	15.348	785.24
6	0.0480	0.3499	0.4695	15.0480	15.3499	931.7
7	0.1352	0.3193	0.4380	15.1352	15.3193	812.8
8	0.2734	0.0188	0.2751	15.2734	15.0188	815.06
9	0.4780	0.0344	0.3112	15.4780	15.0344	836.72
10	0.4804	0.1588	0.2935	15.4804	15.1588	826.1
11	0.0788	0.2654	0.1039	15.0788	15.2654	712.34
12	0.4853	0.3272	0.1506	15.4853	15.3272	740.36
13	0.4786	0.2038	0.2385	15.4786	15.2038	791.3
14	0.2427	0.4190	0.1152	15.2427	15.41	719.12
15	0.4801	0.3582	0.4222	15.4801	15.3582	803.32
16	0.0709	0.4843	0.0874	15.0709	15.4843	708.44
17	0.2109	0.2657	0.1130	15.2109	15.2657	717.8
18	0.4579	0.1628	0.0854	15.4579	15.1628	701.24
19	0.3961	0.0528	0.1138	15.3961	15.0528	718.28
20	0.4797	0.3095	0.2178	15.4797	15.3095	780.68
21	0.3279	0.3894	0.1556	15.3279	15.3894	742.36
22	0.0976	0.2117	0.4417	15.0976	15.2117	677.09

Figure 5. Uniform random variables for length, width, and load parameters.

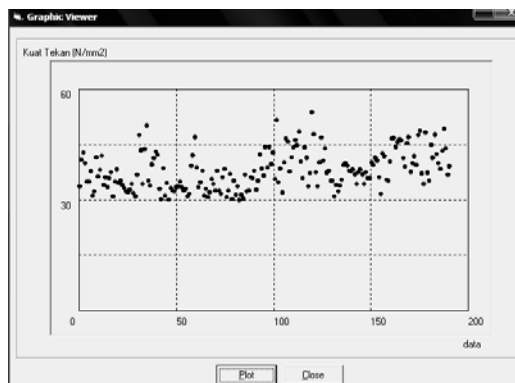


Figure 6. Graphic viewers.

4. CONCLUSION

The general conclusion for this study are:

1. Difference between monte carlo using normal random and uniform variables and experimental (using Grandt's equation) are less than 12.93%, giving results which are much the same.
2. For overalls, results in this research indicate that Monte Carlo simulation technique is reasonable used to predict the reliability of the specific gravity of hardwood.

REFERENCES

1. American Society for Testing and Materials (2002). *Standard Test Methods for Small Clear Specimens of Timber*, ASTM Standard D143-94, Annual Book of ASTM Standards v4.10, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.
2. Broek, D. (1982). *Elementary Engineering Fracture Mechanics*, Martinus Nijhoff Publishers, The Hague/Boston/London.
3. Forest Products Laboratory (1999). *Wood Handbook Wood As An Engineering Material*, General Technical Report FPL-GTR-113, Forest Products Laboratory, United States Departments of Agriculture.
4. Grandt, Jr., A.F. (2004). *Fundamental of Structural Integrity*, John Wiley & Sons, Inc.
5. Microsoft Corp. (2007). *MSDN Library for Microsoft VisualBasic 6.0*, Microsoft Corp.
6. Mirzaei, M. (2006). *Fracture Mechanics – Lecturer Notes*, Department of Mechanical Engineering, TMU, url: <http://www.modares.ac.ir>, April 2008.
7. Nowak, A.S., Collins, K.R. (2000). *Reliability of Structures*, McGraw-Hill.
8. Pranata, Y.A. (2008). *Studi Perbandingan Kuat Fracture Material Ortotropik dari Uji Eksperimental dengan Analisis Metode Elemen Hingga - Seminar Bidang Kajian 2*. Program Doktor Ilmu Teknik Sipil, Universitas Parahyangan, Bandung.
9. Saouma, V.E. (2000). *Lecture Notes in: Fracture Mechanics*, Department of Civil Engineering and Architectural Engineering University of Colorado, Boulder, CO 80309-0428.
10. Smith, I., Landis, E., Gong, M. (2003). *Fracture and Fatigue in Wood*, John Wiley & Sons, Inc.
11. Todinov, M. (2005). *Reliability and Risk Models*, Wiley.
12. Wikipedia (2008). *Monte Carlo Simulation*, Online Encyclopedia.

PENGARUH BATU API DARI DAERAH MASOHI-MALUKU TENGAH TERHADAP KUAT TEKAN BETON

Ginardy Husada, Youlanda Luanmase
Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha
Jalan Prof. Drg. Suria Sumantri MPH. 65, Bandung, 40164
E-mail: betaagin@yahoo.com

ABSTRAK

Studi ekperimental uji kuat tekan beton, dimana agregat kasar yang pada umumnya dipakai untuk campuran beton, akan diganti dengan batu api yang berasal dari daerah Masohi-Maluku Tengah, yang mana mempunyai potensi untuk menaikkan mutu beton. Benda uji yang dipakai dalam penelitian ini berbentuk silinder berdiameter 150 mm dan tinggi 300 mm dengan mutu beton 25 MPa. Perencanaan campuran beton berdasarkan metode SK-SNI-T-15-1990-03. Persentase batu api yang digunakan adalah 10%, 30%, 50%, dan 100%. Benda uji yang dibuat berjumlah 45 buah, yaitu masing-masing 9 buah untuk beton normal dan beton yang agregatnya diganti dengan batu api. Pengujian kuat tekan beton dilakukan pada umur 7, 14, dan 28 hari. Hasil percobaan diperoleh bahwa batu api dapat menaikkan mutu beton sampai 11,991 % terhadap beton normal.

Kata kunci: Mutu beton, Batu api.

ABSTRACT

This article presents an experimental study on testing compressive strength of concrete, where coarse aggregate used in general for concrete mixture will be changed with flint coming from Masohi at the central district Moluccas. This flint has the influence to increase the compressive strength of concrete. The specimen used in this research is concrete cylinder specimen with diameter 150 mm, height 300 mm and the quality of concrete 25 MPa. The forecast of concrete mixture is based on method SK-SNI-T-15-1990-03. The flint percentage applied by 10%, 30%, 50% and 100%. The amounts of the specimens are 45 pieces, which is each 9 pieces of standard concrete and concrete which the aggregate is changed with flint. The testing compressive strength of concrete are performed at ages of 7, 14 and 28 days. The result of experiment is obtained that the flint can boost up the compressive strength of concrete until 11,991% to normal concrete.

Keywords: Strength of concrete, Flint coming.

1. PENDAHULUAN

Beton yang digunakan sebagai bahan struktur dalam konstruksi Teknik Sipil, dapat dimanfaatkan dalam banyak hal, terutama untuk memajukan konstruksi pembangunan di Indonesia yang sangat pesat ini. Hal ini tentu saja haruslah didukung oleh adanya material yang tersedia di alam dan dapat dimanfaatkan dengan sebaik-baiknya. Pemanfaatan material yang tersedia di alam dapat memberikan suatu kemudahan dan memberikan keuntungan tersendiri bagi pembangunan khususnya daerah-daerah di Indonesia yang sebagian besar bahan materialnya mudah ditemukan.

Pada penelitian ini, agregat kasar dalam material campuran beton akan digantikan dengan batu api dari daerah Masohi-Maluku Tengah. Batu api yang tersedia di sekitar pantai ini dimanfaatkan oleh masyarakat sekitar untuk dipergunakan sebagai salah satu material dalam pembuatan konstruksi bangunan. Batu api ini sering dipakai dalam pembangunan rumah-rumah beton, pembuatan jembatan juga sebagai lapisan perkerasan jalan. Gambar 1 memperlihatkan batu api yang banyak dijumpai di sekitar pesisir pantai.



Gambar 1. Batu api di sekitar pesisir pantai Masohi-Maluku Tengah

Batu api ini sering dipakai dalam pembangunan di daerah Masohi - Maluku Tengah. Selain banyak ditemukan, batu api juga ternyata mempunyai kandungan mineral yaitu mineral kuarsa yang membuat batu ini lebih kuat dibandingkan dengan agregat kasar lain. Untuk itu batu api sangat baik digunakan dalam campuran beton.

Kekerasan mineral dinyatakan dalam skala kekerasan yang dikemukakan oleh seorang ahli mineral Jerman, Friedrich Mohs. Dengan menentukan 10 mineral menurut urutan kekerasannya, disusun suatu standar yang dipakai sebagai pembanding terhadap mineral-mineral lain. Menurut skala kekerasannya mineral kuarsa berada pada skala kekerasan 7.

Tujuan penelitian adalah untuk mengetahui mutu dan kekuatan dari batu api sebagai pengganti agregat kasar yang sengaja didatangkan dari daerah Masohi-Maluku Tengah dan membandingkan kuat tekan yang dihasilkan oleh kedua jenis agregat yang berbeda ini dalam campuran beton.

2. BAHAN-BAHAN DALAM PERENCANAAN CAMPURAN BETON

2.1 Semen

Semen yang digunakan dalam campuran beton adalah semen Portland. Semen Portland diproduksi pertama kali pada tahun 1824 oleh Joseph Aspdin, seorang tukang batu berkebangsaan Inggris. Semen Portland dibentuk dari semen yang dihasilkan menyerupai

batuan di pulau Portland. Semen Portland didalam ilmu bahan-bahan termasuk dalam golongan bahan perekat hidrolis, yaitu suatu bahan yang akan mengeras bila dicampur dengan air.

Sesuai dengan tujuan penggunaannya, semen Portland dibagi dalam 5 jenis (SK.SNI T-15-1990-03) yaitu:

- a. Tipe I, semen Portland yang dalam penggunaannya tidak memerlukan persyaratan khusus seperti jenis-jenis lainnya
- b. Tipe II, semen Portland yang dalam penggunaannya memerlukan ketahanan terhadap sulfat dan panas hidrasi sedang
- c. Tipe III, semen Portland yang dalam penggunaannya memerlukan kekuatan awal yang tinggi dalam fase permulaan setelah pengikatan terjadi
- d. Tipe IV, semen Portland yang dalam penggunaannya memerlukan panas hidrasi yang rendah
- e. Tipe V, semen Portland yang dalam penggunaannya memerlukan ketahanan yang tinggi terhadap sulfat.

2.2 Agregat

Kandungan agregat dalam campuran beton biasanya sangat tinggi. Walaupun fungsinya hanya sebagai pengisi, karena komposisinya yang cukup besar, agregat inipun menjadi penting, karena itu perlu dipelajari karakteristik agregat yang akan menentukan sifat mortar atau beton yang akan dihasilkan.

Secara umum, agregat dapat dibedakan berdasarkan ukurannya, yaitu, agregat kasar dan agregat halus. Batasan antara agregat halus dan agregat kasar berbeda antara disiplin ilmu yang satu dengan yang lainnya. Meski demikian, dapat diberikan batasan ukuran antara agregat halus dan agregat kasar yaitu 4,8 mm atau 4,75 mm. Agregat kasar adalah batuan yang butirnya lebih besar dari 4,80 mm (4,75 mm) dan agregat halus adalah batuan yang lebih kecil dari 4,8 mm (4,75 mm).

2.2.1 Modulus Halus Butir

Modulus halus butir (*finnes modulus*) atau biasa disingkat dengan MHB ialah suatu indek yang dipakai untuk mengukur kehalusan atau kekasaran butir-butir agregat. MHB didefinisikan sebagai jumlah persen kumulatif dari butir agregat yang tertinggal di atas satu set ayakan (38, 19, 9,6, 4,8, 2,4, 1,2, 0,6, 0,3, 0,15 mm), kemudian nilai tersebut dibagi seratus.

Makin besar nilai MHB suatu agregat berarti semakin besar butiran agregatnya. Umumnya agregat halus mempunyai MHB sekitar 1,5–3,8 dan agregat kasar mempunyai nilai MHB 5,0–8,0. Nilai ini juga dapat dipakai sebagai dasar untuk mencari perbandingan dari campuran agregat. Untuk agregat campuran nilai MHB yang biasa dipakai sekitar 5,0–6,0. Hubungan ketiga nilai MHB tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$W = (K-C)/(C-P) \times 100\% \quad (1)$$

dimana: W = Berat agregat halus terhadap berat agregat kasar

K = Modulus halus butir agregat kasar

P = Modulus halus butir agregat halus

C = Modulus halus butir agregat campuran.

2.2.2 Serapan Air

Serapan air dihitung dari banyaknya air yang mampu diserap oleh agregat pada kondisi jenuh permukaan kering (JPK) atau *saturated surface dry* (SSD), kondisi ini merupakan:

1. Keadaan kebasahan agregat yang hampir sama dengan agregat dalam beton, sehingga agregat tidak menambah maupun mengurangi air dari pastanya
2. Kadar air di lapangan lebih banyak mendekati kondisi SSD daripada kondisi kering tungku.

2.2.3 Kadar Air

Kadar air adalah banyaknya air yang terkandung dalam suatu agregat. Kadar air agregat dapat dibedakan menjadi empat jenis:

1. Kadar air kering tungku yaitu keadaan yang benar-benar tidak berair
2. Kadar air kering udara yaitu kondisi agregat yang permukaannya kering tetapi sedikit mengandung air dalam porinya dan masih dapat menyerap air
3. Jenuh Kering Permukaan (JPK), yaitu keadaan dimana tidak ada air di permukaan agregat, tetapi agregat tersebut masih mampu menyerap air. Pada kondisi ini, air dalam agregat tidak akan menambah atau mengurangi air pada campuran beton
4. Kondisi basah, yaitu kondisi dimana butir-butir agregat banyak mengandung air, sehingga akan menyebabkan penambahan kadar air campuran beton.

Dari keempat kondisi tersebut hanya ada dua kondisi yang sering dipakai yaitu kering tungku dan kondisi SSD.

2.2.4 Gradasi Agregat Halus dan Gradasi Agregat Campuran

Dalam pengerjaan beton yang banyak dipakai adalah agregat normal dengan gradasi yang harus memenuhi syarat. Gradasi yang baik kadang sangat sulit didapatkan langsung dari suatu tempat (*quarry*). Dalam praktek, biasanya dilakukan pencampuran agar didapatkan gradasi yang baik antara agregat kasar dengan agregat halus.

2.3 Air

Air yang dapat diminum umumnya dapat digunakan sebagai campuran beton. Air yang mengandung senyawa-senyawa yang berbahaya, yang tercemar misalnya garam, minyak, gula, atau bahan kimia lainnya, bila dipakai dalam campuran beton akan menurunkan kualitas beton, bahkan dapat mengubah sifat-sifat beton yang dihasilkan.

2.4 Beton

Secara umum beton sangat tergantung pada komposisi campuran (perbandingan agregat kasar, agregat halus, semen, dan air), mutu bahan-bahan penyusunnya terutama agregat kasar serta agregat halus-nya yaitu kerikil dan pasir. Kuat tekan beton merupakan salah satu kinerja utama beton. Kuat tekan adalah kemampuan beton untuk menerima gaya tekan persatuan luas. Kekuatan tekan beton akan bertambah dengan naiknya umur beton. Kekuatan beton akan naik secara cepat sampai umur 28 hari, tetapi setelah itu kenaikannya relatif kecil.

2.5 Syarat Perancangan Beton

2.5.1 Kuat Tekan Rencana

Beton yang dirancang harus memenuhi persyaratan kuat tekan rata-rata, yang memenuhi syarat berdasarkan data deviasi standar hasil uji kuat tekan pada umur 28 hari untuk kondisi dan jenis konstruksi yang sama. Persyaratan kuat tekan didasarkan pada hasil uji kuat tekan silinder.

2.5.2 Berat Jenis Agregat Normal menurut SII.0052 - 80

Agregat normal (campuran agregat kasar dan agregat halus) dihasilkan dari pemecahan batuan dengan quarry atau langsung dari sumber alam. Berat jenis rata-ratanya adalah 2,5-2,7.

2.5.3 Agregat Normal menurut SII.0052-80

Agregat halus

1. Modulus halus butir 1,5 sampai 3,8
2. Kadar lumpur atau bagian yang lebih kecil dari 70 mikron (0,074 mm) maksimum 5%
3. Kadar zat organik yang terkandung ditentukan dengan mencampur agregat halus dengan larutan natrium sulfat (NaSO_4) 3%, jika dibanding dengan warna standar/pembanding tidak lebih tua dari warna standar
4. Kekekalan (jika diuji dengan natrium sulfat bagian yang hancur maksimum 10%, dan jika dipakai magnesium sulfat, maksimum 15%).

Agregat Kasar

1. Modulus halus butir 5,0 sampai 8,0
2. Kadar lumpur atau bagian yang lebih kecil dari 70 mikron (0,074 mm) maksimum 1%
3. Kadar bagian yang lemah jika diuji dengan goresan batang tembaga maksimum 5%
4. Kekekalan jika diuji dengan natrium sulfat bagian yang hancur maksimum 12%, dan jika dipakai magnesium sulfat bagian yang hancur maksimum 18%
5. Tidak bersifat reaktif terhadap alkali jika kadar alkali dalam semen sebagai Na_2O lebih besar dari 0,6%
6. Tidak mengandung butiran yang panjang dan pipih lebih dari 20%
7. Kekerasan agregat harus memenuhi syarat Tabel 1.

Tabel 1. Syarat mutu kekuatan agregat

Kelas dan Mutu Beton	Kekerasan dengan bejana Rudeloff, bagian yang hancur menembus ayakan 2 mm, persen (%) maksimum		Kekerasan dengan bejana Los Angelos, Bagian hancur menembus ayakan 1,7 mm, % maks.
	Fraksi Butir 9,5 – 19 mm	Fraksi Butir 19-30 mm	
(1)	(2)	(3)	(4)
Beton Kelas I dan mutu B_0 dan B_1	22-30	24-32	40-50
Beton Kelas II dan mutu K. 125, K175 dan K.225	14-22	16-24	27-40
Beton Kelas III dan mutu > K. 225 atau beton pratekan.	Kurang dari 14	Kurang dari 16	Kurang dari 27

Sumber : SII-0052-80

2.6 Perencanaan Proporsi Campuran

2.6.1 Kuat Tekan Rata-rata yang Direncanakan

Nilai standar deviasi didapat dari hasil pengujian yang lalu untuk kondisi pekerjaan dan lingkungan yang sama dengan benda uji yang lebih besar dari 30 benda uji yang berpasangan. Standar deviasi dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (2)$$

dimana s adalah standar deviasi, x_i adalah kuat tekan beton yang didapat dari hasil pengujian untuk masing-masing benda uji, \bar{x} adalah kuat tekan rata-rata dan n adalah jumlah data. Perhitungan nilai standar deviasi awal ditentukan dari data yang diambil dari Tabel 2.2 .

Tabel 2. Faktor pengali untuk deviasi standar untuk perencanaan awal

Tingkat Pengendalian Mutu Pekerjaan	S (MPa)
Memuaskan	2,8
Sangat Baik	3,5
Baik	4,2
Cukup	5,6
Jelek	7,0
Tanpa Kendali	8,4

2.6.2 Nilai Tambah (*Margin*)

Nilai tambah atau margin dihitung menurut rumus $m = k \times s$, dimana m adalah nilai tambah, k adalah tetapan statistik yang nilainya tergantung pada hasil uji yang lebih rendah dari mutu beton (f'_c). k diambil 1,64 dan s adalah standar deviasi. Sehingga $m = 1,64 s$.

Dalam hal ini, kuat tekan rencana yang ditargetkan:

$$f'_{cr} = f'_c + 1,64 s \quad (3)$$

2.6.3 Pemilihan Faktor Air Semen

Secara umum diketahui bahwa semakin tinggi nilai FAS, semakin rendah mutu kekuatan beton. Namun demikian, nilai FAS yang semakin rendah tidak selalu berarti bahwa kekuatan beton semakin tinggi. Nilai FAS yang rendah akan menyebabkan kesulitan dalam pengerjaan, yaitu kesulitan dalam pelaksanaan pemadatan yang pada akhirnya akan

menyebabkan mutu beton menurun. Umumnya nilai FAS minimum yang diberikan sekitar 0,4 dan maksimum 0,65.

2.6.4 Slump

Slump ditetapkan sesuai dengan kondisi pelaksanaan pekerjaan agar diperoleh beton yang mudah dituangkan dan dipadatkan. Nilai slump dapat diambil dari Tabel 3.

Tabel 3. Slump yang diisyaratkan untuk berbagai konstruksi

Jenis Konstruksi	Slump (mm)	
	Maksimum*	Minimum
Dinding Penahan dan Pondasi	76.2	25.4
Pondasi sederhana, sumuran, dan dinding sub struktur	76.2	25.4
Balok dan dinding beton	101.6	25.4
Kolom struktural	101.6	25.4
Perkerasan dan slab	76.2	25.4
Baton masal	50.8	25.4

2.6.5 Kadar Air Bebas

Kadar air bebas ditentukan oleh agregat yang dipecah atau agregat yang tak pecah (alami) menggunakan Tabel 4 dan agregat campuran dihitung menurut rumus:

$$\text{Kadar air bebas} = 2/3 W_h + 1/3 W_k \quad (4)$$

dimana W_h adalah perkiraan jumlah air untuk agregat halus dan W_k adalah perkiraan jumlah air untuk agregat kasar.

Tabel 4. Perkiraan kadar air bebas (kg/m^3) yang dibutuhkan untuk beberapa tingkat kemudahan pekerjaan adukan

Ukuran Besar Butir Agregat Maksimum (mm)	Jenis Agregat	Slump (mm)			
		0-10	10-30	30-60	60-100
10	Batu tak pecah	150	180	205	225
	Batu pecah	180	205	230	250
20	Batu tak pecah	135	160	180	195
	Batu pecah	170	190	210	225
30	Batu tak pecah	115	140	160	175
	Batu pecah	155	175	190	205

2.6.6 Proporsi Agregat Halus

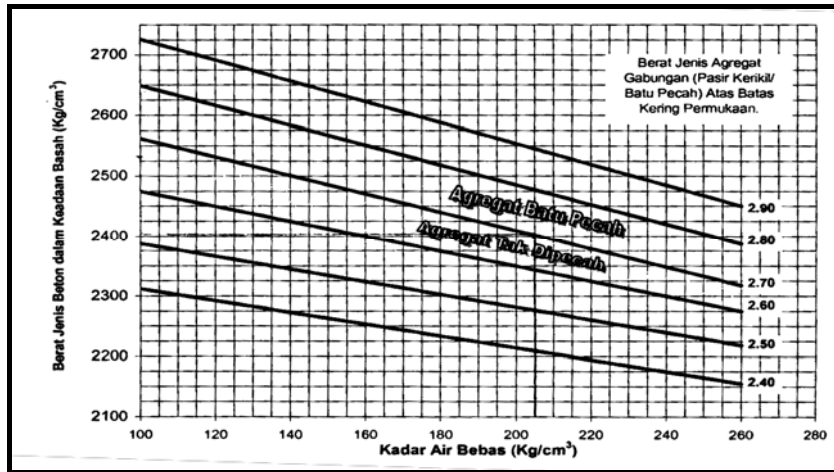
Proporsi agregat halus ditentukan berdasarkan nilai ukuran butir maksimum yang dipakai, faktor air semen, dan nilai slump yang digunakan serta zona gradasi agregat halus.

2.6.7 Berat Jenis Relatif Agregat

Berat jenis relatif agregat diambil berdasarkan data hasil pengujian laboratorium. Jika data tersebut tidak ada, untuk agregat kasar diambil nilai $2,6 \text{ gr/cm}^3$ dan untuk agregat halus diambil nilai $2,7 \text{ gr/cm}^3$. Berat jenis agregat gabungan dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut:

$$\text{Berat Jenis (BJ) Agregat Gabungan} = [\% \text{ Agregat Halus} \times \text{BJ Agregat Halus}] + [\% \text{ Agregat Kasar} \times \text{BJ Agregat Kasar}] \quad (5)$$

Nilai agregat gabungan kemudian diplotkan kedalam Gambar 2.1, untuk mendapatkan berat jenis beton dalam keadaan basah.



Gambar 2.1 Perkiraan berat jenis beton basah yang dimampatkan secara penuh

2.6.8 Koreksi Proporsi Campuran

Apabila agregat tidak dalam keadaan jenuh kering permukaan (SSD), proporsi campuran harus dikoreksi terhadap kandungan dalam agregat. Koreksi proporsi campuran dilakukan terhadap kadar air dalam agregat minimum satu kali dalam sehari dan dihitung menurut rumus sebagai berikut:

$$\text{Air} = B - (C_k - C_a) \times C / 100 - (D_k - D_a) \times D / 100 \quad (6)$$

$$\text{Agregat halus} = C + (C_k - C_a) \times C / 100 \quad (7)$$

$$\text{Agregat kasar} = D + (D_k - D_a) \times C / 100 \quad (8)$$

dimana: B = Jumlah air (kg/m^3)
 C = Jumlah agregat halus (kg/m^3)
 D = Jumlah kerikil (kg/m^3)

C_a = Penyerapan air agregat halus (%)

D_a = Penyerapan air agregat kasar (%)

C_k = Kandungan air agregat halus (%)

D_k = Kandungan air agregat kasar (%).

3. PELAKSANAAN CAMPURAN

3.1 Pemeriksaan Material

Sebelum melaksanakan pencampuran beton ada baiknya dilakukan pemeriksaan material. Pemeriksaan ini dilakukan di Laboratorium Teknologi Beton, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha, Bandung. Pemeriksaan yang dilakukan antara lain:

1. Penentuan kadar lumpur agregat halus
2. Kadar air agregat kasar, halus dan batu api
3. Berat jenis dan penyerapan agregat halus, kasar dan batu api
4. Kekerasan agregat kasar dan batu api
5. Analisa ayak agregat kasar, halus dan batu api
6. Menentukan slump beton
7. Pemeriksaan kuat tekan beton.

3.2 Perencanaan Proporsi Gabungan Agregat

Tujuan dari perhitungan perencanaan proporsi agregat gabungan ini adalah untuk mendapatkan suatu variasi campuran agregat kasar dan halus. Agar menghasilkan campuran beton dengan kemampuan yang baik. Hasil dan perhitungan analisa ayak agregat kasar, batu api, dan agregat halus akan dipakai dalam perhitungan perencanaan proporsi agregat gabungan ini dengan persen batu api 10%, 30%, 50%, dan 100%.

3.3 Perencanaan Proporsi Pencampuran Beton

Untuk mendapatkan proporsi campuran beton maka, harus dilakukan perhitungan terhadap jumlah semen, agregat, dan air dalam 1 sampel silinder. Dan hasil yang diperoleh dapat dilihat pada Tabel 5 merupakan kebutuhan sampel campuran beton.

Tabel 5. Kebutuhan sampel proporsi campuran beton

Banyaknya benda uji untuk (7, 14, 28) hari	Semen	Air	Agregat Halus	Agregat Kasar
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Proporsi (Kg/m^3)	366	246,04	822,86	980,1
1 Sampel Silinder (Kg)	1,9403	1,304	4,362	5,196

Setiap 1 sampel silinder pada Tabel 3.1 proporsi untuk semen, air, agregat halus, agregat kasar dikalikan dengan volume silinder. Untuk 1 sampel silinder kadar semen, air dan agregat halus tidak berubah atau tetap. Yang mengalami perubahan adalah agregat kasar terhadap batu api. Hal ini dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini.

Jumlah 1 sampel silinder untuk agregat kasar = 5,196 kg

Maka, untuk masing-masing persen batu api adalah:

- | | | |
|------------------|------------------|-------------|
| 1. Batu api 10% | = 5,196 * 10% | = 0,5196 kg |
| Agregat kasar | = 5,196 – 0,5196 | = 4,6764 kg |
| 2. Batu api 30% | = 5,196 * 30% | = 1,5588 kg |
| Agregat kasar | = 5,196 – 1,5588 | = 3,6372 kg |
| 3. Batu api 50% | = 5,196 * 50% | = 2,598 kg |
| Agregat kasar | = 5,196 – 2,598 | = 2,598 kg |
| 4. Batu api 100% | = 5,196 * 100% | = 5,196 kg |

4. PEMBAHASAN DAN ANALISIS HASIL PENELITIAN

4.1 Data Hasil Kuat Tekan Beton

Hasil uji kuat tekan beton di Laboratorium Teknologi Beton, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha diperoleh data hasil uji kuat tekan beton untuk setiap campuran. Dalam hal ini campuran beton dengan agregat kasar, juga beton dengan batu api sebagai pengganti agregat kasar dengan persentase 10%, 30%, 50%, dan 100% dalam berbagai umur beton, yaitu umur 7, 14, dan 28 hari. Data-data tersebut tercantum dalam Tabel 6 sampai Tabel 10.

Tabel 6. Data hasil uji kuat tekan beton dengan agregat kasar

No	Umur Beton	Beban Runtuh	Beban Runtuh	Diameter Silinder d	Luas Penampang Silinder A	Kuat Tekan Beton
	(Hari)	(kN)	(N)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
1	7	340	340000	150	17678,57	19,232
2		350	350000	150	17678,57	19,798
3		360	360000	150	17678,57	20,364
4	14	432,5	432500	150	17678,57	24,465
5		445	445000	150	17678,57	25,172
6		462,5	462500	150	17678,57	26,162
7	28	490	490000	150	17678,57	27,717
8		510	510000	150	17678,57	28,848
9		525	525000	150	17678,57	29,697

Tabel 7. Data hasil uji kuat tekan beton dengan batu api 10%

No	Umur Beton	Beban Runtuh	Beban Runtuh	Diameter Silinder d	Luas Penampang Silinder A	Kuat Tekan Beton
	(Hari)	(kN)	(N)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
1	7	342,5	342500	150	17678,57	19,374
2		355	355000	150	17678,57	20,081
3		362,5	362500	150	17678,57	20,505
4	14	435	435000	150	17678,57	24,606
5		460	460000	150	17678,57	26,020
6		462,5	462500	150	17678,57	26,162
7	28	495	495000	150	17678,57	28,000
8		512,5	512500	150	17678,57	28,990
9		525	525000	150	17678,57	29,697

Tabel 8. Data hasil uji kuat tekan beton dengan batu api 30%

No	Umur Beton	Beban Runtuh	Beban Runtuh	Diameter Silinder d	Luas Penampang Silinder A	Kuat Tekan Beton
	(Hari)	(kN)	(N)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
1	7	350	350000	150	17678,57	19,798
2		360	360000	150	17678,57	20,364
3		375	375000	150	17678,57	21,212
4	14	435	435000	150	17678,57	24,606
5		460	460000	150	17678,57	26,020
6		475	475000	150	17678,57	26,869
7	28	515	515000	150	17678,57	29,131
8		525	525000	150	17678,57	29,697
9		525	525000	150	17678,57	29,697

Tabel 9. Data hasil uji kuat tekan beton dengan persentase batu api 50%

No	Umur Beton	Beban Runtuh	Beban Runtuh	Diameter Silinder d	Luas Penampang Silinder A	Kuat Tekan Beton
	(Hari)	(kN)	(N)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
1	7	360	360000	150	17678,57	20,364
2		365	365000	150	17678,57	20,646
3		370	370000	150	17678,57	20,929
4	14	450	450000	150	17678,57	25,455
5		455	455000	150	17678,57	25,737
6		475	475000	150	17678,57	26,869
7	28	525	525000	150	17678,57	29,697
8		530	530000	150	17678,57	29,980
9		535	535000	150	17678,57	30,263

Tabel 10. Data hasil uji kuat tekan beton dengan persentase batu api 100%

No	Umur Beton	Beban Runtuh	Beban Runtuh	Diameter Silinder d	Luas Penampang Silinder A	Kuat Tekan Beton
	(Hari)	(kN)	(N)	(mm)	(mm ²)	(MPa)
1	7	372,5	372500	150	17678,57	21,070
2		380	380000	150	17678,57	21,494
3		385	385000	150	17678,57	21,778
4	14	465	465000	150	17678,57	26,303
5		475	475000	150	17678,57	26,869
6		480	480000	150	17678,57	27,152
7	28	550	550000	150	17678,57	31,111
8		552,5	552500	150	17678,57	31,253
9		565	565000	150	17678,57	31,960

4.2 Analisis Regresi Hasil Uji Kuat Tekan

Pembahas tentang pengolahan data kuat tekan yang sudah diperoleh lewat hasil pengujian di laboratorium. Dengan memiliki sekumpulan data terganggu yang diperoleh dari hasil penelitian ini maka, dipakai persamaan trendline excel untuk lebih mempermudah menganalisis data terganggu tersebut (S.C. Bloch;2002).

Analisis hasil uji kuat tekan beton untuk campuran beton dengan batu api dapat disimpulkan bahwa persamaan garis yang dipakai yaitu persamaan polinomial. Persamaan polinomial mempunyai nilai R-kuadrat yang lebih mendekati nilai 1 yaitu 0,993 ini berarti hasil penelitian yang diharapkan tercapai.

Dari data-data kuat tekan dan regresi kuat tekan beton yang diperoleh dari hasil uji dan analisis maka, dilakukan perhitungan tentang faktor konversi yang dilalui pada masa beton mengeras. Faktor konversi dalam kuat tekan perlu diperhatikan karena dapat memperlihatkan perkembangan dan kondisi dari beton itu sendiri.

Dibawah ini adalah hasil mutu beton (f'_c) yang telah diperoleh dari hasil perhitungan faktor konversi dan standar deviasi. Tabel 11 dibuat untuk dapat melihat bahwa mutu kuat tekan beton yang dicari dari agregat kasar dan masing-masing persen batu api mengalami peningkatan mutu dari perencanaan awal yaitu 25 MPa.

Berdasarkan Tabel 11 dapat dihitung berapa persen-kaah kenaikan batu api yang diperoleh terhadap agregat kasar. Perhitungan persen kenaikan untuk masing-masing persentase batu api terhadap agregat kasar:

$$\text{Untuk batu api 10\%} = \frac{27,924 - 27,555}{27,555} \times 100 \% = 1,339 \%$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk batu api 30\%} &= \frac{28,135 - 27,555}{27,555} \times 100 \% = 2,105 \% \\ \text{Untuk batu api 50\%} &= \frac{29,194 - 27,555}{27,555} \times 100 \% = 5,948 \% \\ \text{Untuk batu api 100\%} &= \frac{30,859 - 27,555}{27,555} \times 100 \% = 11,991 \% \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas batu api dapat meningkatkan mutu beton hingga 11,991 %.

Tabel 11. Hasil mutu beton (f'_c) yang dicari dari agregat kasar dan batu api dengan masing-masing persentasenya

Campuran Beton		Mutu Beton f'_c (MPa)
Agregat Kasar		27,555
Batu Api	10%	27,924
	30%	28,135
	50%	29,194
	100%	30,859

5. KESIMPULAN

Dari hasil pengujian dilaboratorium, dan evaluasi hasil pengujian dapat diambil kesimpulan bahwa:

1. Agregat halus mempunyai kadar lumpur < 5% yaitu 3,298% kondisi ini membuat agregat halus tidak perlu dicuci lagi pada saat pencampuran beton. Berbeda dengan agregat kasar dan batu api yang tidak diukur kadar lumpurnya karena untuk syarat agregat kasar kadar lumpur atau bagian yang lebih kecil dari 70 mikron (0,074 mm) maksimum 1% tapi ternyata agregat kasar dan batu api pada saringan tersebut memiliki nilai 0% jadi kedua agregat tersebut tidak memiliki kadar lumpur dan tidak perlu dicuci lagi.
2. Dalam hasil penelitian terlihat bahwa ada perbedaan ketinggian slump pada masing-masing campuran beton. Semakin besar persen pengganti batu api semakin kecil slump yang dihasilkan. Hal ini diakibatkan karena permukaan batu api yang kasar sehingga menyebabkan gesekan antara batu api dan pasta semen tidak mudah lepas sehingga slump yang dihasilkan batu api tidak mudah longsor.
3. Jenis konstruksi yang dapat dipenuhi untuk hasil slump campuran beton pada batu api adalah balok dan dinding beton serta kolom struktural.

4. Agregat kasar memiliki persen hancur 7,31% pada tekanan maksimum 120 kN sedangkan batu api memiliki persen hancur 11,563% pada tekanan maksimum 264 kN. Walaupun persen hancur agregat kasar lebih kecil tetapi batu api memiliki kekuatan agregat 2 kali lebih besar dari agregat kasar karena agregat yang kuat biasanya mempunyai modulus elastisitas (sifat dalam pengujian beban *uniaxial*) yang lebih tinggi.
5. Batu api memang mempunyai pengaruh yang baik untuk beton dibandingkan dengan agregat kasar pada umur 28 hari. Kenaikan batu api mempengaruhi mutu beton itu sendiri seperti terlihat dibawah ini.

f'c (untuk campuran dengan agregat kasar)	= 27,555 MPa
f'c (untuk campuran dengan batu api 10%)	= 27,924 MPa
f'c (untuk campuran dengan batu api 30%)	= 28,135 MPa
f'c (untuk campuran dengan batu api 50%)	= 29,194 MPa
f'c (untuk campuran dengan batu api 100%)	= 30,859 MPa

6. Batu api dapat meningkatkan mutu beton. Dibawah ini adalah persentase kenaikan mutu beton yang dicapai hingga 11,991 % dalam campuran beton.

Batu api 10%	= 1,339 %
Batu api 30%	= 2,105 %
Batu api 50%	= 5,948 %
Batu api 100%	= 11,991 %

DAFTAR PUSTAKA

1. Departemen Pekerjaan Umum, (1989), *Tata cara rencana pembuatan campuran beton normal*, SK.SNI.T-15-1990-03, Cetakan Pertama, Bandung, DPU – Yayasan LPMB.
2. Sagel., R dan H. Kesuma, Gideon, (1994), *Pedoman Pekerjaan Beton*, Cetakan Ketiga, Penerbit: Erlangga, Jakarta.
3. S. C. Bloch, (2002), *Excel untuk Insinyur dan Ilmuwan*, Penerbit: Erlangga, Jakarta.
4. Tri Mulyono, (2004), *Teknologi Beton*, Penerbit: Andi, Yogyakarta.

MODE I NON-LINEAR FRACTURE MODEL: CASES ON CONCRETE AND FIBER REINFORCED CONCRETE

Rr. M.I. Retno Susilorini

Lecturer, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering,
Soegijapranata Catholic University
Jl. Pawiyatan Luhur IV/1, Bendan Dhuwur, Semarang 50234
E-mail: retno_susilorini@yahoo.com; susilorini@unika.ac.id

ABSTRACT

Mode I non-linear fracture model has been used widely to derive the values of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$ as fracture criterions for concrete and fiber reinforced concrete. Some previous mode I non-linear fracture models are *Fictitious Crack Model* by Hillerborg, (1976), *Crack Band Model* by Bazant (1983, 1986), "Two-Parameters Model" by Jenq and Shah (1986), "Mode I Crack Propagation Model" by Zhang and Li (2005), and "Non-local Damage Model" by Ferrara and Prisco (2005). This paper implements the theories of mode I non-linear fracture model on 2 cases. One case is implemented to concrete and another case is implemented to fiber reinforced concrete. Those two cases will derive the values of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$ for each case. Case 1 is a case of concrete (without fiber) notched beam specimen of mode I non-linear fracture model and Case 2 is infinite fiber reinforced concrete of mode I non-linear fracture model. Case 1 results the values of stress intensity factor K_{Ic}^S as $15.078 \text{ MPa mm}^{-1/2}$ and crack tip opening displacement $CTOD_c$ as 0.023 mm . Case 2 results the values of stress intensity factor K_{Ic}^S as $3.917 \cdot 10^{-4} \text{ MPa mm}^{-1/2}$ and crack tip opening displacement $CTOD_c$ as $-1.994 \cdot 10^{-4} \text{ mm}$. In general, the fiber existence gives a great influence in deriving the analytical solution. This paper meets the conclusion as follows: (1) Mode I non-linear fracture model can be used to derive the values of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$ as fracture criterions for concrete and fiber reinforced concrete, (2) The fracture behavior of fiber reinforced concrete is specific compared to concrete because of the existence of fiber bridging phenomenon, (3) Calculating stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$, the result will be over-estimated if fiber traction is ignored, and it could be under-estimated if FPZ is ignored, and (4) It is a good solution to combine Case 1 and Case 2 calculation together to get the values of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$ by considering the existence of fiber in fiber-matrix composites.

Keywords: mode I, non-linear, fracture, model, concrete, fiber reinforced concrete.

ABSTRACT

Model fraktur ragam I non-linier telah banyak digunakan untuk memperoleh faktor intensitas tegangan K_{Ic}^S dan perpindahan bukaan ujung retak $CTOD_c$ sebagai kriteria fraktur untuk beton dan beton serat. Beberapa model fraktur ragam I non-linier terdahulu antara lain *Model Retak Fiktif* oleh Hillerborg, (1976), *Model Pita Retak* oleh Bazant (1983, 1986), *Model Dua-Parameter* oleh Jenq dan Shah (1986), *Model Penjalaran Retak Mode I* oleh Zhang dan Li (2005), dan Model Kerusakan Non-Lokal oleh Ferrara dan Prisco (2005). Tulisan ini mengimplementasikan model fraktur ragam I non-linier pada 2 kasus. Kasus pertama diimplementasikan pada beton sedangkan kasus kedua diimplementasikan pada beton serat. Kedua kasus tersebut akan memperoleh nilai faktor intensitas tegangan K_{Ic}^S dan perpindahan bukaan ujung retak $CTOD_c$. Kasus 1 adalah kasus benda uji balok beton bertakik model fraktur ragam I non-linier dan kasus 2 adalah beton serat tak hingga model fraktur ragam I non-linier. Kasus 1 menghasilkan nilai faktor intensitas tegangan K_{Ic}^S sebesar $15.078 \text{ MPa mm}^{-1/2}$ dan perpindahan bukaan ujung retak $CTOD_c$ sebesar 0.023 mm . Kasus 2 menghasilkan nilai faktor intensitas tegangan K_{Ic}^S sebesar $3.917 \cdot 10^{-4} \text{ MPa mm}^{-1/2}$ dan perpindahan bukaan ujung

retak $CTOD_c$ sebesar $-1.994.10^{-4}$ mm. Secara umum, keberadaan serat sangat mempengaruhi solusi analitis. Tulisan ini memperoleh kesimpulan sebagai berikut: (1) Model fraktur ragam I non-linier dapat digunakan untuk memperoleh faktor intensitas tegangan K_{Ic}^S dan perpindahan bukaan ujung retak $CTOD_c$ sebagai kriteria fraktur untuk beton dan beton serat, (2) Perilaku fraktur beton serat adalah spesifik dibandingkan beton karena adanya fenomena penjembatanan serat, (3) Dalam perhitungan hasil faktor intensitas tegangan K_{Ic}^S dan perpindahan bukaan ujung retak $CTOD_c$ akan berlebihan bila traksi serat diabaikan dan kurang bila Zona Proses Fraktur diabaikan, (4) Akan sangat baik bila mengkombinasikan Kasus 1 dan Kasus 2 bersama-sama untuk memperoleh nilai faktor intensitas tegangan K_{Ic}^S dan perpindahan bukaan ujung retak $CTOD_c$ dengan memperhatikan keberadaan serat dalam komposit matriks berserat.

Kata kunci: ragam I, non-linier, fraktur, model, beton, beton serat.

1. INTRODUCTION

Crack on concrete is associated seldomly with the growth of micro cracks at crack-tip zone which is described by inelastic zone or *fracture process zone* (FPZ). The FPZ becomes obstacle in implementing *Linear Elastic Fracture Mechanics* (LEFM) on cementitious materials (Shah et. al, 1995). The obstacles is that LEFM doesn't take account stable crack growth related to FPZ, or in another words it can be said that there is small FPZ in LEFM, therefor the initial crack length is used to determine the critical stress intensity factor. Contrary to the fact, there is a relative large microcracking zone exists adjacent the crack front (Zhang and Li, 2005). Covering the problem, the *Non-Linear Fracture Mechanics* (NLFM) is chosen as more appropriate tool in modeling the concrete fracture.

Failure on cementitious materials has shown the formation and growth of cracks (Chern et.al, 1989). In case of fiber reinforced concrete, the fibers that are distributed on brittle materials will against the formation and growth of cracks. It is pointed by fiber bridging that increases the fiber-matrices bond mechanism and also the fiber stiffness around the crack surface.

Ratanalert dan Wecharatana (1989) noted some previous classical non-linear models which are applied to opening mode of fracture mechanics (Broek, 1982), generally stated as "mode I". The models mentioned above are (for example): *Fictitious Crack Model* by Hillerborg, 1976, *Crack Band Model* by Bazant, 1983, 1986, and "Two-Parameter Model" by Jenq and Shah, 1986. However, there are other latest models, for examples, "Mode I Crack Propagation Model" by Zhang and Li (2005) and "Non-local Damage Model" by Ferrara and Prisco (2005).

Considering some models mentioned above, this paper will review the mode I non-linear fracture model by implementing the theories on two cases of concrete and fiber reinforced concrete to derive fracture parameters of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$.

2. LITERATURE REVIEW

2.1 Elastic Linear Fracture Mechanics

Linear Elastic Fracture Mechanics (LEFM) assumed that all fracture process happens at crack-tip while all the body volume remains elastic (Bazant, 1992). Based on this assumption, the crack growth and structural failure will be solved by elastic-linear method. According to elasticity theory, stress near by the crack-tip is close to infinity eventhough the load appllied is very small (Bazant, 1992) then the failure is considered by energy criterion, not strength criterion. While the crack-tip is growing, the energy flows to crack-tip and dissipated by fracture process. The critical crack growth is postulated by Griffith as:

$$G = G_f \quad (1)$$

where:

$$\begin{aligned} G &= \text{fracture energy (J/m}^2 \text{ or N/m)} \\ G_f &= \text{critical fracture energy (J/m}^2 \text{ or N/m)} \end{aligned}$$

For $G < G_f$, crack will not grow, for $G > G_f$, the equilibrium will not be reached.

The energy released rate for mode I expressed by:

$$G_I = \frac{K_I^2}{E} \quad (2)$$

where:

$$\begin{aligned} G_I &= \text{energy released rate mode} \\ K_I &= \text{stress intensity factor mode I} \\ E &= \text{modulus of elasticity} \end{aligned}$$

Critical crack growth on mode I defined by stress intensity factor, that is:

$$K_I = K_{Ic} \quad (3)$$

where:

$$\begin{aligned} K_{Ic} &= \text{critical value on } K_I, \\ &\text{defined as fracture toughness which represents material properties} \\ &\text{for } K_{Ic} = G_f E \end{aligned}$$

It is noted that K_{Ic} is difficult to be determined, that is indirectly determined by calculating G_f .

2.2 Quasi-Brittle Non-Linear Fracture Mechanics

The stress-strain curve for ideal brittle materials will be elastic-linear until reach the maximum stress. The different curve trend will be found on quasi-brittle material such as

concrete, that is the non-linearity which is happened before the maximum stress is reached. The mechanism after proportional limit, f_y , cannot be fully understood (Shah et. al, 1995). On initial stage, micro cracks are distributed randomly. On some points before peak stress, micro cracks being localized to be macro cracks which grow critically while peak stress is reached. Strain-softening will occur on steady-state crack growth. On post-peak stage, the displacement accompanies the opening of major cracks with unloading condition.

Fracture of concrete's behaviour is dominated by FPZ. The FPZ existence generates significant energy dissipation (Balaguru and Shah, 1992). It is understandable that initial notch length cannot be accepted as critical crack measurement because the crack will propagate in stable condition until the effective crack length be reached. In cases of fiber reinforced concrete, the fibers contribute to load-carrying capacity as well as increase the composites toughness which influences the formation of FPZ.

The LEFM is not considered for direct implementation to concrete or other cementitious materials because of particles bridging and FPZ variation along the thickness (Shah and McGarry, cited by Balaguru dan Shah, 1992). Therefore, accurate description of concrete fracture should be presented such as parts of crack and also inelastic respon of material in FPZ. The application of fracture mechanics on concrete failure is currently covered by models of fracture mode I simulations on effective crack line (Shah and McGarry, cited by Balaguru and Shah, 1992). FPZ variation along the thickness is commonly ignored.

Inelastic fracture response caused by FPZ existence is considered as cohesive pressure that is applied on crack surface (Jenq and Shah, 1989). The FPZ toughening mechanism is modeled as cohesive pressure on crack surface. Cohesive pressure $\sigma(w)$ is a monotonic decreasing function of crack separation displacement, w . The cohesive pressure $\sigma(w)$ has same value with material tension strength f_t for $w = 0$ on crack tip. This phenomenon is implied that micro crack in front of the crack is not included in FPZ. It can be understood if the size of crack tip of FPZ is smaller than the crack growth zone.

Since concrete with quasi-brittle crack suffers load, the effective quasi-brittle crack tip produces energy released rate G_q . The energy released rate G_q divided into 2 parts: (1) Energy rate during the fracture process of 2 surfaces, G_{Ic} , that is ekivalent to material surface energy, and (2) Energy rate to cope the cohesive pressure $\sigma(w)$ that separates the surfaces, G_σ , by showing the parts of energy which will open the crack. Then, the energy released rate G_q for quasi-brittle crack of mode I defined as:

$$G_q = G_{Ic} + G_\sigma \quad (4)$$

The value of G_{Ic} would be evaluated by LEFM and stated as critical energy released rate. When the value of G_{\square} is the same as the cohesive pressure work for a unit of crack length for a structure with a unit thickness, then the value of G_{\square} will be expressed by:

$$G_{\sigma} = \frac{1}{\Delta a} \int_0^{\Delta a} \int_0^w \sigma(w) dx dw = \frac{1}{\Delta a} \int_0^{\Delta a} dx \int_0^w \sigma(w) dw = \int_0^{w_t} \sigma(w) dw \quad (5)$$

where:

$\sigma(w)$ = normal cohesive pressure

w_t = crack separation displacement at initial crack tip

If the part of dx is taken out of the integral, then the equation (5) explains that form of crack opening displacement w does not vary with crack length change. It is noted that equation (5) remains accurate when materials at crack tip remain touching each other. When crack separation is too bigger that some of crack surfaces have been separated, then $w_t > w_c$, and the upper limit on equation (5) will be replaced by w_c . Hence, the term of w_c is stated as critical crack separation displacement where crack separation reaches $\sigma(w) = 0$.

The w_t will become smaller than w_c on peak load. Substituting equation (5) to equation (4), the expression (6) will be defined as:

$$G_q = G_{Ic} + \int_0^{w_t} \sigma(w) dw \quad (6)$$

According to equation (6), it should be remembered that the integral upper limit w_t must be replaced by w_c when $w_t > w_c$. Equation (6) will remain valid when there are two forces, they are applied force and cohesive force, that are applied into FPZ. Therefore, equation (6) represents general energy equilibrium for quasi-brittle crack of mode I growth. It is also emphasized that equation (6) indicates that energy released rate G_q of quasi-brittle fracture influenced by 2 mechanisms of fracture energy dissipation. Those 2 mechanisms are: (1) Griffith-Irwin energy dissipation mechanism that is represented by energy released rate G_{Ic} , and (2) Dugdale-Barenblatt energy dissipation mechanism that is represented by material tension force G_{\square} . It should be noted that energy dissipation mechanisms can be used as equivalent elastic crack approach for non-linear fracture modeling.

2.3 Two-Parameters Fracture Model by Jenq and Shah

Previous section emphasizes that modeling the FPZ can be approached by Griffith-Irwin energy dissipation mechanism. The model assumes that $\sigma(w) = 0$, as adopted by

equivalent-elastic crack approach. According to Shah, et. al (1995), some models used LEFM criterion and equivalency between actual crack and effective crack that was explicitly determined. Hence, energy released rate for mode I effective elastic crack is defined as well as:

$$G_q = G_{Ic} \quad (7)$$

where:

- G_q = function of geometry, structural size, and applied load (i.e. effective-elastic crack)
 G_{Ic} = critical energy released rate (i.e. material fracture toughness)

It is shown by equation (7) that effective-elastic crack grows with the applied load change increase. When the increase of crack length on stable crack growth grows with the applied load change, there must be another equation needed before calculation of equation (7). Empirically, effective-elastic crack length is independent with geometry and structural size. It can be understood that effective-elastic crack length can't be used as independent fracture criterion. Therefore, another fracture criterion should be implemented in the calculation.

A proper procedure may be used to distinguish whether the fracture criterion component is elastic or plastic. A specimen is loading until maximum stress σ_c reached by. The next step, unloading is implemented followed by reloading. According to compliance of unloading, value of CMOD (*Crack Mouth Opening Displacement*) at peak load $CMOD_c$, will be divided into elastic and plastic components, and expressed by:

$$CMOD_c = CMOD_c^e + CMOD_c^p \quad (8)$$

where:

- $CMOD_c$ = CMOD value at peak load
 $CMOD_c^e$ = elastic $CMOD_c$ component
 $CMOD_c^p$ = plastic $CMOD_c$ component

Measured values from procedure mentioned above, $CMOD_c^e$ and σ_c will be substituted into equations of LEFM to derive critical stress intensity factor K_{Ic}^S and effective-elastic crack length a_c that is defined by:

$$K_{Ic}^S = \sigma_c \sqrt{\pi a_c} g_1 \left(\frac{a_c}{b} \right) \quad (9)$$

$$CMOD_c^e = \frac{4\sigma_c a_c}{E} g_2 \left(\frac{a_c}{b} \right) \quad (10)$$

The value of $CTOD_c^e$ can be determined by $CMOD_c^e$, σ_c , and a_c , by using equation:

$$CTOD_c^e = CMOD_c^e g_3 \left(\frac{a_c}{b}, \frac{a_0}{a_c} \right) \quad (11)$$

where: K_{Ic}^S = critical stress intensity factor
 σ_c = maximum stress
 a_c = effective-elastic crack length
 a_0 = initial crack length
 $CMOD_c^e$ = elastic $CMOD_c$ component
 E = elasticity modulus
 $CTOD_c^e$ = critical crack tip opening displacement
 $g_1, g_2, \text{ and } g_3$ = geometrical function for each different specimen
 (Shah, et. al, 1995)

Jenq and Shah (1985, cited in Shah, et. al, 1995) proposed the two-parameters fracture model based on elastic fracture response of structure. Their experimental test resulted that beams with different sizes but consisted of same material had constant values of K_{Ic}^S and $CTOD_c^e$. According to their experimental result, Jenq and Shah proposed critical fracture properties of quasi-brittle material that are stated as values of K_{Ic}^S and $CTOD_c^e$. For any certain structural material with different size and geometry that is applied by critical fracture load (in this case, peak load) will meet 2 criterions as follow:

$$K_I = K_{Ic}^S \text{ and } CTOD = CTOD_c^e \quad (12)$$

where: K_I = stress intensity factor
 $CTOD$ = crack tip opening displacement
 K_{Ic}^S = critical stress intensity factor
 $CTOD_c^e$ = critical crack tip opening displacement

2.4 RILEM Method by Jenq and Shah for K_{Ic}^S and $CTOD_c^e$ Calculation

RILEM Technical Committee 89-F (1990) proposed a recommendation to measure fracture parameters of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c^e$ by using three-point flexural beam. The proposed method is based on two-parameter fracture model by Jenq and Shah (Shah et. al, 1995). The calculation procedure to derive K_{Ic}^S and $CTOD_c^e$ are described as follow:

(1) Plot the load-CMOD curve of specimen

- (2) Calculate *compliance* C_i and C_u . The values of C_i derived by initial stage of the load-CMOD curve, and the values of C_u derived by unloading stage of the load-CMOD curve
- (3) Calculate elasticity modulus, E , at initial stage by using equation:

$$E = \frac{6Sa_c g_2(\alpha_0)}{C_i b^2 t} \quad (13)$$

where:

- E = elasticity modulus
 S = beam span
 $g_2(\alpha_0)$ = geometry function
 C_i = *compliance* of initial stage of the load-CMOD curve
 b = beam's depth
 t = beam's width

- (4) The values of $g_2(\alpha_0)$ can be derived by:

$$g_2(\alpha_0) = 0.76 - 2.28\alpha_0 + 3.87\alpha_0^2 - 2.04\alpha_0^3 + \frac{0.66}{(1-\alpha_0)^2} \quad (14)$$

$$\alpha_0 = \frac{(a_0 + HO)}{(b + HO)} \quad (15)$$

where:

- a_0 = initial notch depth
 b = beam's depth
 HO = clipper gage thickness

- (5) Calculate elasticity modulus, E , at unloading stage by using equation:

$$E = \frac{6Sa_c g_2(\alpha_c)}{C_u b^2 t} \quad (16)$$

where:

- E = elasticity modulus
 S = beam span
 $g_2(\alpha_0)$ = geometry function
 C_u = *compliance* of unloading stage of the load-CMOD curve
 b = beam's depth
 t = beam's width

(6) The values of $g_2(\alpha_c)$ can be derived by:

$$g_2(\alpha_c) = 0.76 - 2.28\alpha_c + 3.87\alpha_c^2 - 2.04\alpha_c^3 + \frac{0.66}{(1-\alpha_c)^2} \quad (17)$$

$$\alpha_c = \frac{(a_c + HO)}{(b + HO)} \quad (18)$$

where:

a_c = critical effective-elastic crack length

b = beam's depth

HO = clipper gage thickness

(7) Critical effective-elastic crack length, a_c , can be derived by:

$$a_c = a_0 \frac{C_u g_2(\alpha_0)}{C_i g_2(\alpha_c)} \quad (19)$$

2.5 Non-Linear Mode I Fracture Model for Fiber Reinforced Concrete

2.5.1 Two-Parameters Fracture Model by Jenq and Shah for

Fiber Reinforced Concrete

According to Balaguru and Shah (1992), the 2 criterions of failure for fiber reinforced concrete are expressed by equations;

$$K_{Ic}^s = K_I^m + K_I^f \quad (20)$$

$$CTOD_c = CTOD_m + CTOD_f \quad (21)$$

where:

K_{Ic}^s = total stress intensity factor for composite of fiber-matrix

K_I^m = stress intensity factor for matrix

K_I^f = stress intensity factor for fiber

$CTOD_c$ = crack tip opening displacement for matrix

$CTOD_f$ = crack tip opening displacement for fiber

The values of K_I^f and $CTOD_f$ are negative.

The equation (20) and (21) are restated by Shah, et. al (1995) by postulate the failure criterion of fiber reinforced concrete based on superposition principles to be:

$$K_{Ic} = K_{Im}(\sigma_{mc}, a_c) - \int_0^{a_c} p_f(x, a_c) K_F(x, a_c) dx \quad (22)$$

$$CTOD_c = CTOD_m(\sigma_{mc}, a_c, a_0) - \int_0^{a_c} p_f(x, a_c) Q(\sigma_{mc}, a_c, a_0) dx \quad (23)$$

where:

K_{Ic}^s = total stress intensity factor

K_{Im} = stress intensity factor for matrix

$CTOD_c$ = total crack tip opening displacement

$CTOD_m$ = crack tip opening displacement for matrix

σ_{mc} = stress on BOP⁴ (*bend-over point*) that is arrested by matrix

Q = Green function for closing crack along a_0 (initial crack mouth) with a unit load applied on x along the crack surface

p_f = closing force on x along along the crack surface

K_F = stress intensity with a unit load applied on x along the crack

surface

2.5.2 Mode I Non-Linear Fracture Model by Chern, et. al

Mode I non-linear fracture model proposed by Chern, et. al (1989) for fiber reinforced concrete is covering 2 fracture criterions: (1) stress intensity factor criterion, and (2) crack tip opening displacement. The first criterion assumes that stress intensity factor lies on crack tip and then crack will grow when the values of stress intensity factor exceed its critical values. The second criterion assumes that FPZ line lies on crack tip and then stress intensity factor is going to be vanished on the tip zone. This proposed model allows the fiber existence inside the crack. Fiber traction on surface crack is a function of crack tip opening displacement so that there is no numerical iteration needed to get solution.

There is specific phenomenon in cases of fiber reinforced concrete related to fiber bridging. In fiber reinforced concrete, fiber traction will resist the crack growth and generates fiber bridging on crack surface. The fiber traction resistance causes different crack mode of fiber reinforced concrete compares to concrete without fiber reinforcement which has no fiber bridging on its surface crack. An infinite plate is shown on Figure 1 with plane strain assumption. The crack zones are divided into 3 parts: (A) traction-free zone, (B) crack

⁴ BOP, *bend-over point* is a point on stress-strain curve where crack start to be localized when the matrix contribution is maximum

bridging zone, and (C) fracture process zone. The material stress on crack tip increases from infinite values (σ_∞) of specimen boundary until ultimate tensile strength (σ_t) on nearer crack tip. For stress intensity factor criterion, there is only fiber traction zone taken account and the FPZ is ignored.

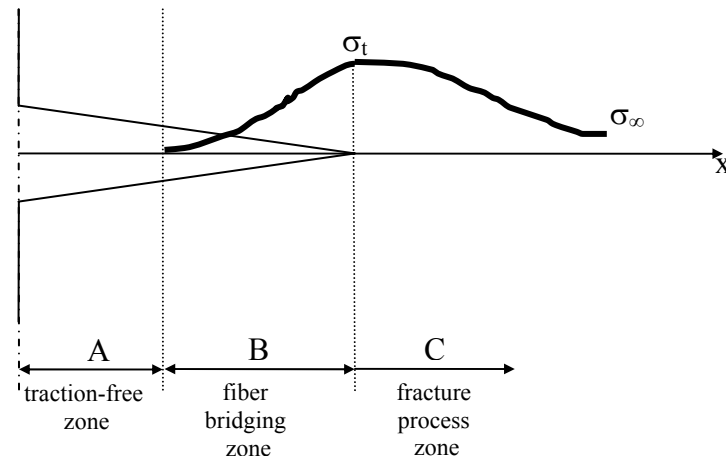


Figure 1. Crack Zones of Infinite Plate.

Mode I non-linear fracture model for fiber reinforced concrete (Chern et. al, 1989) described by Figure 2. It postulates stress intensity factor based on Dugdale mathematics model (Broek, 1982), that is expressed by:

$$K_I = 2\sqrt{\frac{a}{\pi}} \int_0^a (\sigma_\infty(s) - \sigma_c(s)) \log \left| \frac{\sqrt{a^2 - x^2} + \sqrt{a^2 - s^2}}{\sqrt{a^2 - x^2} - \sqrt{a^2 - s^2}} \right| ds \quad (24)$$

Then, vertical crack displacement along the crack surfaces defined by:

$$v(x) = \frac{1}{\pi} \int_0^{a_e} (\sigma_\infty - \sigma_c(s) - \sigma_0) \log \left| \frac{\sqrt{a^2 - x^2} + \sqrt{a^2 - s^2}}{\sqrt{a^2 - x^2} - \sqrt{a^2 - s^2}} \right| ds \quad (25)$$

with:

$$\sigma_c(x) = \sigma_t \left(1 - \frac{v(x)}{v(a_0)} \right)^2 \quad \text{for} \quad a_0 \leq x \leq a \quad (26)$$

$$\sigma_c(x) = 0 \quad \text{for} \quad x < a_0 \quad \text{or} \quad x > a \quad (27)$$

$$\sigma_0 = 0 \quad \text{for} \quad x < a \quad (28)$$

$$\sigma_0 = \sigma_t \quad \text{for} \quad a_e \geq x > a \quad (29)$$

where:

- K_I = stress intensity factor
- a = crack bridging zone
- a_0 = traction-free zone
- a_e = critical crack length
- σ_∞ = stress on specimen boundary
- σ_u = ultimate tensile strength
- σ_c = fiber traction
- σ_0 = stress on fracture process zone

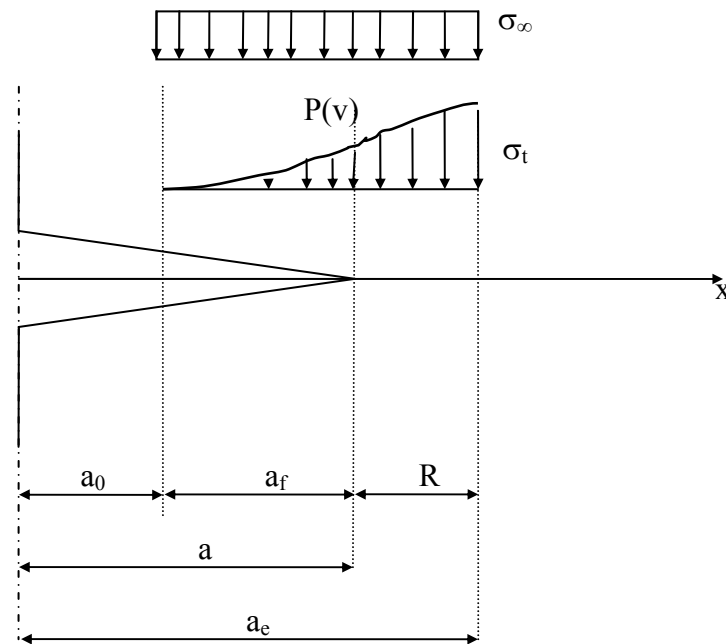


Figure 2. Crack Profile of Fiber Reinforced Concrete for Non-linear Fracture Model.

3. METHOD OF RESEARCH

This paper implements the theories of mode I non-linear fracture model on 2 cases. One case is implemented to concrete and another case is implemented to fiber reinforced concrete. Those 2 cases will derive the values of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$ for each case. The cases are explained below.

The case 1 is a case of concrete (without fiber) notched beam specimen of mode I non-linear fracture model with specification:

Beam's depth, b	= 155 mm
Beam's width, t	= 85 mm
Beam's length, L	= 650 mm
Beam's span, S	= $4b$ = 620 mm
Initial notch depth, a_0	= $b/3$ = 51.66 mm
Measured maximum load, P_c	= 900 N
Assumed compliance C_i	= 0.0008 mm/N (based on Figure 3)
Assumed C_u	= 0.000052 mm/N (based on Figure 3)
Concrete unit weight	= 2400 kg/m ³ .

Curve of load-CMOD relationship described by Figure 3.

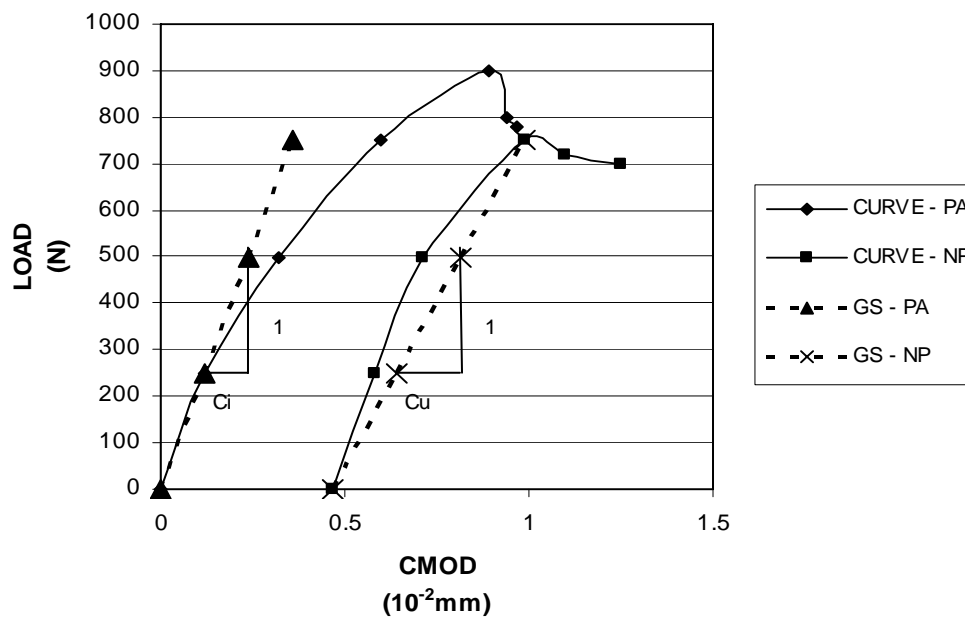


Figure 3. Load-CMOD Relationship for Case 1.

Equations (13)-(19) are used to derive the values of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$ of Case 1.

The case 2 is infinite fiber reinforced concrete of mode I non-linear fracture model of with specification:

Crack length, a	= 1 mm
Fiber bridging zone, a_f	= 0.5 mm

External force, σ_{∞}	= $1.19 \cdot 10^{-4}$ MPa
Ultimate tensile strength, σ_t	= $3.4 \cdot 10^{-4}$ MPa
Assumed FPZ length, R	= 0.2 mm

Ultimate tensile strength for crack length comes from traction-free zone to area before FPZ with ($a_0 \leq x \leq a$). The values of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$ of Case 2 will be calculated by equation (24)-(29), when crack length is a half of critical crack length ($x = 0.5 a_c$).

4. RESULT AND DISCUSSION

Mode I non-linear fracture model has been used widely to derive critical stress intensity and critical crack tip opening displacement as fracture criteria for concrete and fiber reinforced concrete. The fracture criteria apply global energy equilibrium to predict fracture behavior of notched beam. It should be noted that the implementation of those fracture criteria is specific for each case. The fracture behavior of fiber reinforced concrete will be so specific because of the fiber bridging phenomenon that resists the crack growth.

According to mode I non-linear fracture models in this paper, there are some important facts that should be considered. All analytical solution of Case 1 and 2 are derived by mathematics software as a tool. Case 1 results the values of stress intensity factor K_{Ic}^S as $15.078 \text{ MPa mm}^{-1/2}$ and crack tip opening displacement $CTOD_c$ as 0.023 mm. Case 2 results the values of stress intensity factor K_{Ic}^S as $3.917 \cdot 10^{-4} \text{ MPa mm}^{-1/2}$ and crack tip opening displacement $CTOD_c$ as $-1.994 \cdot 10^{-4}$ mm. In general, the fiber existence gives a great influence in deriving the analytical solution.

The mode I fracture behavior of Case 1 and Case 2 are absolutely influenced by the fiber existence. When the approach of two-parameter model for concrete without fiber is applied to fiber reinforced concrete, as reviewed by Case 1, then fiber traction will be ignored and the stress intensity factor could be over-estimated. The over-estimate calculation is caused by the absence of fiber stress intensity factor. On the contrary, if the calculation that is based on Chern et. al (1989) model directly applied to fiber reinforced concrete, then the fiber-matrix composites stress intensity factor will be under-estimated because of the absence of FPZ. Concerning the calculation of crack tip opening displacement, the value may be over-estimated or under-estimated when each component, matrix or fiber, is calculated independently.

The calculation of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$ for mode I non-linear fracture model should be taken account the existence of fiber in fiber-matrix composites. According to Balaguru dan Shah (1992)⁵, Zhang dan Li (2003), maupun Shah et. al (1995)⁶, it is a good solution to combine Case 1 and Case 2 calculation together to get the values of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$ by considering the existence of fiber in fiber-matrix composites. It should be emphasized that external load and bridging force will give great contribution in determining those values mentioned above.

6. CONCLUSIONS

- (1) Mode I non-linear fracture model can be used to derive the values of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$ as fracture criterions for concrete and fiber reinforced concrete
- (2) The fracture behavior of fiber reinforced concrete is specific compare to concrete because the existence of fiber bridging phenomenon
- (3) Calculating stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$, the result will be over-estimated if fiber traction is ignored, and it could be under-estimated if FPZ is ignored
- (4) It is a good solution to combine Case 1 and Case 2 calculation together to get the values of stress intensity factor K_{Ic}^S and crack tip opening displacement $CTOD_c$ by considering the existence of fiber in fiber-matrix composites

ACKNOWLEDGMENT

The author gratefully acknowledges her Promotor, Prof. Ir. Moh. Sahari Besari, MSc., PhD. and also her Co-Promotor Prof. Bambang Suryoatmono, PhD. for their great contributions of ideas, discussions, and assistance, during the author's Doctoral study on fracture mechanics. Hopefully, this paper will give ideas and significant contribution to fracture mechanics topics.

REFERENCES

1. Balaguru, P.N., dan Shah, S.P. (1992), *Fiber Reinforced Cement Composites*. McGraw-Hill International Edition. Singapore.

⁵ See equation (20) and (21)

⁶ See equation (22) and (23)

2. Broek, D. (1982), *Elementary Engineering Fracture Mechanics*. Martinus Nijhoff Publishers, The Hague. Boston, London.
3. Bazant, Z.P. (1992), *Fracture Mechanics of Concrete Structures*. Elsevier Applied Science. London & New York.
4. Chern, J.C, Young, C.H, and Wu, K.C. (1989), *A Nonlinear Model For Mode I Fracture of Fiber Reinforced Concrete, ACI SP-118: Fracture Mechanics: Application to Concrete*, (Eds: Li, V.C. and Bazant, Z.P.), ACI Committee 446, ACI, Detroit. Michigan, pp. 91-112.
5. Ferrara, M, and Prisco, M.D. (2006), *Mode I Fracture of Concrete: Non-local Damage Modeling*, <http://ace-mrl.engin.umich.edu/New/Files/others.html> (May, 2006).
6. Jenq, Y.S., and Shah, S.P. (1989), *Features of Mechanics of Quasi-Brittle Crack Propagation in Concrete, Current Trends in Concrete Fracture Research*, (Ed: Bazant, Z.P.), Kluwer Academic Publishers. Dordrecht/Boston/London, pp. 103-120.
7. Ratanalert, S, and Wecharatana, M. (1989), *Evaluation of Existing Fracture Models in Concrete, ACI SP-118: Fracture Mechanics: Application to Concrete*, (Eds: Li, V.C. and Bazant, Z.P.), ACI Committee 446, ACI, Detroit. Michigan, pp. 113-146.
8. Shah, S.P., Swartz, S.E., and Ouyang, C. (1995), *Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock, and Other Quasi-Brittle Materials*, John Wilwy & Sons, Inc, New York.
9. Zhang, J, and Li, V.C. (2006), *Modeling of Mode I Crack Propagation in Fiber reinforced Concrete by Fracture Mechanics*, <http://ace-mrl.engin.umich.edu/New/Files/others.html>, (downloaded on May, 2006).

INDEKS PENGARANG JURNAL TEKNIK SIPIL VOLUME 4

Alfredo Satyanaga Nio. *Appraisal of Landslides Due To Rainfall*. Vol 4. No. 1 April 2008: 1-8

Arusmalem Ginting. *Kajian Sambungan Lewatan Jenis Contact Lap Splice Pada Beton Bertulang*. Vol 4. No. 2 Oktober 2008: 105-114

Budi Hartanto Susilo, Apriyanto Loentan. *Kajian Operasional Bus Rapid Transit Trans-Jakarta Dan Transmilenio Bogota*. Vol 4. No. 1 April 2008: 87-104

Deni Setiawan. *Komputerisasi Perhitungan Parameter Marshall Untuk Rancangan Campuran Beton Aspal*. Vol 4. No. 1 April 2008: 9-27

Ginardy Husada, Youlanda Luanmase. *Pengaruh Batu Api dari Daerah Masohi-Maluku Tengah Terhadap Kuat Tekan Beton*. Vol 4. No. 2 Oktober 2008: 135-149

Hadi M. Ueno. *Pengujian Oedometer Pada Tanah Residual Vulkanik Tropis*. Vol 4. No. 2 Oktober 2008: 115-124

Hanny J. Dani, Olga Pattipawaej, Putra W. Remantan. *Perhitungan Lentutan Pondasi Telapak Dengan Metode Elemen Hingga*. Vol 4. No. 1 April 2008: 60-76

Maksum Tanubrata, Dini Handayani Asmara. *Studi Manajemen Pemeliharaan Jalan Tol Padalarang-Cileunyi*. Vol 4. No. 1 April 2008: 28-45

Robby Yussac Tallar. *Analisa Daya Dukung Tata Guna Lahan Dalam Menunjang Keberlanjutan Sungai (Studi Kasus DAS Ciliwung)*. Vol 4. No. 1 April 2008: 46-59

Rr. M.I. Retno Susilorini. *Mode I Non-Linear Fracture Model: Cases on Concrete and Fiber Reinforced Concrete*. Vol 4. No. 2 Oktober 2008: 150-165

Yosafat Aji Pranata, Anang Kristianto. *Visualisasi Pembelajaran Tekuk Pada Kolom Dengan Bantuan Software Berbasis Perhitungan Numerik*. Vol 4. No. 1 April 2008: 77-86

Yosafat Aji Pranata, Pricillia Sofyan Tanuwijaya. *Reliability of The Specific Gravity (SG) Value of Three Indonesian Hardwoods Using Experimental Test and Monte Carlo Simulation*. Vol 4. No. 2 Oktober 2008: 125-134

PEDOMAN PENULISAN JURNAL TEKNIK SIPIL UNIVERSITAS KRISTEN MARANATHA

1. Jurnal Teknik Sipil UKM merupakan jurnal ilmiah, hasil penelitian, atau studi literatur disertai analisis ilmiah dalam bidang teknik sipil.
2. Tulisan harus asli dan belum pernah dipublikasikan sebelumnya, dikirim dengan mencantumkan kelompok bidang keahlian dalam teknik sipil.
3. Apabila pernah dipresentasikan dalam seminar, agar diberi keterangan lengkap.
4. Naskah ditulis dalam bahasa Indonesia atau bahasa Inggris yang benar, singkat, jelas dilengkapi dengan abstrak dan kata kunci dalam bahasa Indonesia dan bahasa Inggris.
5. Naskah ditulis pada kertas A4, menggunakan Microsoft® Word dengan ketentuan sebagai berikut :
 - a. Judul ditulis dengan huruf kapital, **TIMES NEW ROMAN**, ukuran 13, huruf tebal.
 - b. Abstrak ditulis dengan huruf biasa, Times New Roman, ukuran 10, spasi 1, demikian juga dengan kata kunci.
 - c. Isi naskah ditulis dengan huruf biasa, Times New Roman, ukuran 11, spasi 1.5.
 - d. Jumlah halaman beserta lampiran minimal 10 halaman, maksimal 20 halaman.
 - e. Jumlah halaman untuk lampiran maksimal 20% dari jumlah halaman total.
 - f. Nama penulis ditulis tanpa pencantuman gelar akademik.
 - g. Penulisan sub bab disertai nomor, contoh :
 - 1. HURUF KAPITAL**
 - 1.1 Huruf Biasa**
 - h. Gambar diberi nomor dan keterangan gambar ditulis dibawah gambar.
 - i. Tabel diberi nomor dan keterangan tabel ditulis diatas tabel.
 - j. Daftar pustaka ditulis dengan format sebagai berikut :
 1. Timoshenko, S.P, Young, D.H., (1995). *Theory of Structures*, McGraw Hill Book Co, New York.
 - k. Kata-kata asing (jika naskah ditulis dalam bahasa Indonesia) dicetak *miring*.
6. Menggunakan sistematika penulisan sebagai berikut :
 - a. Judul Naskah.
 - b. Nama penulis utama, penulis pembantu.
 - c. Abstrak dalam bahasa Indonesia dan bahasa Inggris.
 - d. Kata kunci.
 - e. Pendahuluan (berisi latar belakang, tujuan, ruang lingkup, dan metodologi).
 - f. Isi (tinjauan pustaka).
 - g. Studi Kasus (data, studi kasus, dan pembahasan)
 - h. Penutup (kesimpulan, saran, dan daftar pustaka).
7. Naskah dapat dikirim dalam bentuk cetak di kertas A4 beserta *file* dalam CD-ROM, atau dapat dikirim dalam bentuk *file* via E-mail.
8. Naskah yang masuk redaksi akan ditinjau oleh penelaah ahli dalam bidangnya sebelum diterbitkan.
9. Jurnal terbit 2x dalam setahun pada bulan April dan Oktober.