

PENANGANAN KEGAGALAN STRUKTUR JEMBATAN DI SURABAYA

1. NurAchmadHusin^{*)}

2. Mohammad Khoiri^{*)}

^{*)} Dosen Diploma Teknik Sipil ITS, Surabaya

Email: husinits@gmail.com

ABSTRAK

Jembatan sebagai salah satu sarana yang menghubungkan antara satu tempat dengan tempat lain yang dipisahkan oleh selokan, sungai atau bahkan laut sekalipun. Didalam perjalanannya pembangunan jembatan terjadi beberapa hal yang terkait dengan kegagalan dalam pembangunan jembatan tersebut. Hal ini diangkat sebagai pembelajaran bagi kita semua tentang hal-hal yang perlu dan bahkan harus menjadi perhatian kita semua baik pihak perencana maupun pihak pelaksana. Kali ini yang kasus yang diangkat adalah salah satu pembuatan jembatan di Surabaya yang dalam proses pembangunannya mengalami kegagalan yakni salah satu abutment yang sedang dibangun mengalami defleksi horisontal sebesar 40 cm.

Untuk mengetahui penyebab defleksi dan bagaimana penanganannya pada struktur abutment jembatan tersebut maka dilakukan analisis dengan data perencanaan yang ada. Dari analisis diperoleh informasi bahwa struktur abutment mengalami rotasi yang diakibatkan adanya tekanan dari tanah urugan di belakang abutment. Berdasarkan analisis tersebut selanjutnya didalam kelanjutan pembangunan jembatan tersebut berat tanah urugan di belakang abutment harus dikurangi untuk mengurangi gaya desak tanah terhadap abutment.

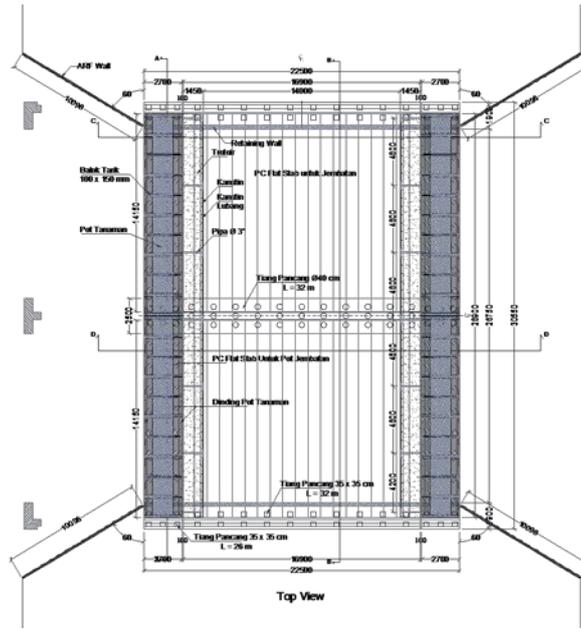
Berdasarkan analisis untuk tahapan penanganan struktur abutment jembatan yang mengalami defleksi tersebut dibuat pada beberapa tahapan 1.Membersihkanurugantanah di belakan abutment, 2.Membuat urugan di depan abutment, 3. Ereksi girder, 4.Pemasangan cerucuk sebagai pondasi box culvert, 5.Pemasangan box culvert, 6.Urugkembali di belakang abutment.

Kata Kunci : *defleksi , rotasi, box culvert*

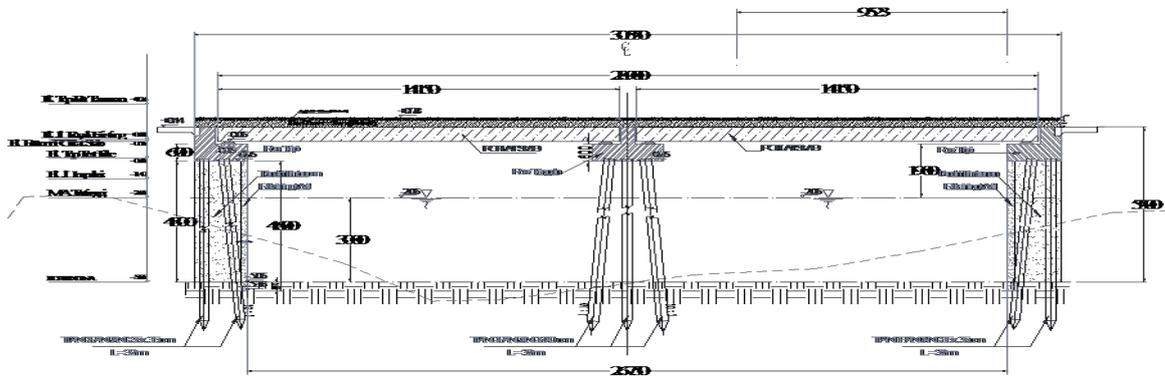
PENDAHULUAN

Jembatan sebagai salah satu sarana yang menghubungkan antara satu tempat dengan tempat lain yang dipisahkan oleh selokan, sungai atau bahkan laut sekalipun. Didalam perjalanannya pembangunan jembatan terjadi berapa hal yang terkait dengan kegagalan dalam pembangunan jembatan tersebut. Hal ini diangkat sebagai pembelajaran bagi kita semua tentang hal-hal yang perlu dan bahkan harus menjadi perhatian kita semua baik pihak perencana maupun pihak pelaksana. Kali ini kasus yang diangkat adalah salah satu pembangunan jembatan di Surabaya yang dalam proses pembangunannya mengalami kegagalan yakni salah satu abutment yang sedang dibangun mengalami defleksi sebesar 40 cm. Kondisi ini menyebabkan girder yang tersedia tidak bisa dipasang pada tempatnya dikarenakan spasi yang tersedia tidak cukup untuk ereksi girder di lapangan.

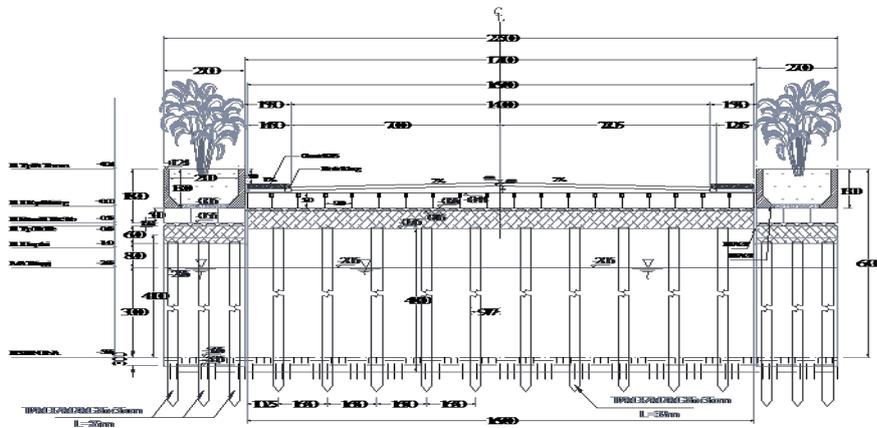
Kondisi kegagalan struktur jembatan eksisting tersebut diatas menyebabkan dihentikannya pekerjaan pembangunan jembatan tersebut oleh owner. Langkah berikutnya owner mensyaratkan adanya evaluasi terhadap kondisi eksisting perencanaan dan pelaksanaan pembangunan jembatan tersebut untuk keberlanjutan pembangunan jembatan tersebut, dengan maksud untuk mencari sumber masalah dan metode penanganan pembangunan jembatan tersebut selanjutnya.



Gambar 1 :DenahJembatan



Gambar 2 :Potonganmemanjangjembatan



Gambar 3 :Potonganmelintangjembatan

TAHAPAN PENANGANAN

1. KONTROL DEFLEKSI EKSISTING LAPANGAN

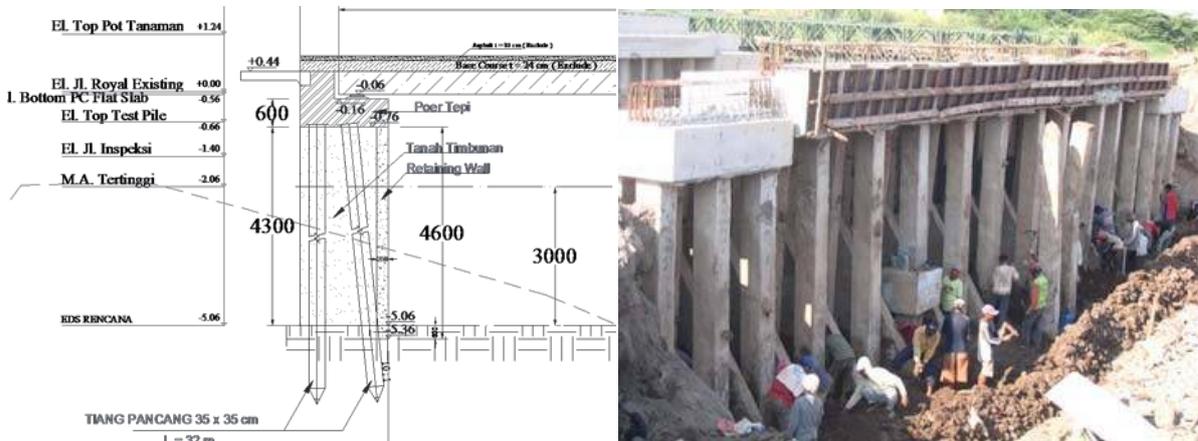
Setelah mendapatkan informasi terkait dengan kegagalan jembatan tersebut dan diminta untuk melakukan evaluasi terhadap kegagalan struktur jembatan tersebut selanjutnya dilakukan pengukuran di lapangan untuk mengetahui secara pasti defleksi arah horisontal yang terjadi pada struktur abutment jembatan. Hasil pengukuran eksisting menunjukkan defleksi maksimum yang terjadi pada abutment jembatan adalah 40 cm. Hypotesa awal terhadap timbulnya defleksi struktur abutment jembatan tersebut adalah diakibatkan tekanan tanah dan tiang pancang sebagai pondasi tidak mampu menahan tekanan tanah tersebut.

2. EVALUASI PERENCANAAN

Hasil pengukuran defleksi eksisting di lapangan menunjukkan adanya pergerakan yang cukup besar pada struktur abutment jembatan. Berkenaan dengan hal tersebut perlu dilakukan evaluasi terhadap data-data yang terkait dengan perencanaan dan pelaksanaan pembangunan jembatan seperti :

1. Perhitungan struktur
2. Gambar Perencanaan
3. Data tanah
4. Data pendukung lainnya.

untuk mencari penyebab abutment defleksi struktur abutment jembatan tersebut. Adapun kondisi abutment dan pondasi sebagaimana ditunjukkan pada gambar 4 berikut ini,



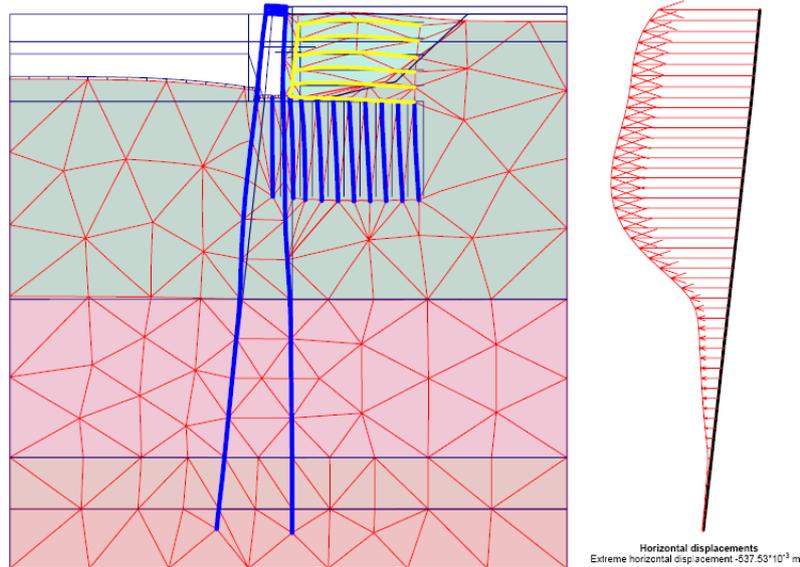
Gambar 4 : Kondisi Pondasi Abutment

Tinjauan Defleksi

Kondisi struktur abutment jembatan eksisting dilakukan kontrol untuk mengetahui prakiraan defleksi yang terjadi dengan pembebanan yang ada. Berikut pemodelan struktur abutment jembatan sebagaimana tampak pada gambar 5 berikut. Pada kondisi ini dicoba diberikan perkuatan cerucuk untuk memotong bidang sliding dengan harapan bisa melawan gaya desak yang akan menyebabkan deformasi ataupun sliding pada struktur abutment jembatan. Dari pemodelan yang ada diperoleh yaitu struktur abutment jembatan akan berdefleksi sekitar 40 cm sebagaimana ditunjukkan pada tabel 1 berikut,

Tabel 1 : Perhitungan defleksi abutment

Element	Node	X [m]	Y [m]	U _x [10 ⁻³ m]	U _y [10 ⁻³ m]
1	1727	16.500	0.000	-413.766	53.049
a-Tiang P	1532	16.438	-0.688	-446.183	56.038
	1531	16.375	-1.375	-468.671	58.249
	1530	16.313	-2.063	-483.182	59.630
	1539	16.250	-2.750	-491.671	60.558
2	1539	16.250	-2.750	-491.671	60.558
a-Tiang P	1331	16.188	-3.438	-496.031	61.035



Gambar 5 : Kontrol defleksi struktur abutment jembatan

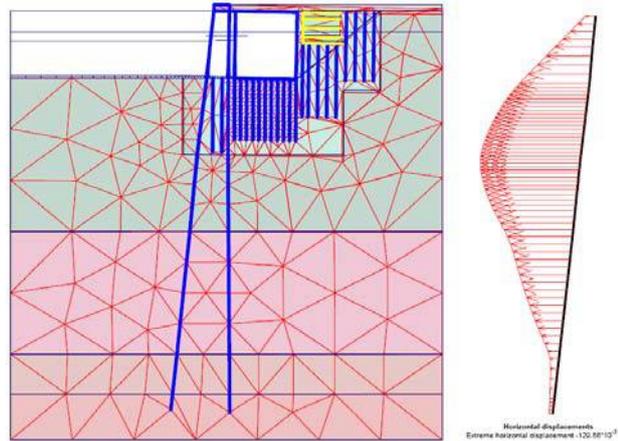
Dari perhitungan di atas tampak kondisi pondasi eksisting secara perhitungan menunjukkan kondisi yang cocok antara teoritis dan kenyataan di lapangan berkenaan dengan struktur abutment tersebut. Hasil perhitungan secara teoritis menunjukkan kondisi struktur abutment jembatan eksisting akan mengalami defleksi sebesar 40 cm dan kondisi tersebut cocok dengan kenyataan di lapangan yang menunjukkan defleksi yang terjadi pada struktur abutment jembatan sebesar 40 cm. Hal ini menunjukkan bahwa kondisi eksisting struktur abutment jembatan kurang mampu menerima beban timbunan setinggi sekitar 5 m di belakang abutment sehingga berdampak pada defleksi struktur abutment jembatan tersebut.

3. PENANGANAN

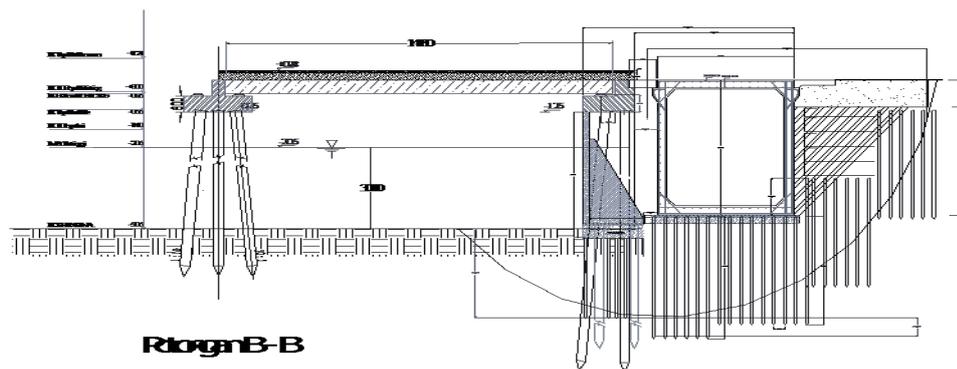
Berdasarkan analisa di atas menunjukkan bahwa kondisi eksisting struktur abutment tersebut kurang mampu menerima beban timbunan tanah dibelakang abutment dengan ketinggian sekitar 5 m. Hal itu ditunjukkan dengan adanya pergerakan pada struktur abutment sekitar 40 cm ke arah sungai. Sementara itu girder pada saat itu belum dipasang pada tempatnya. Berdasarkan kondisi tersebut baik dari hasil pengamatan di lapangan (praktis) dan hasil analisa teoritis menunjukkan adanya pergerakan dari abutment diakibatkan timbunan tanah di belakangnya sehingga untuk penanganan struktur jembatan tersebut diusulkan jenis penanganan yakni dengan penambahan box culvert di belakang abutment. Usulan penanganan ini mempunyai konsep dasar yang cukup sederhana yakni mengurangi berat tanah yang ada dibelakang abutment dengan box culvert yang beratnya sekitar 1/3 dari berat tanah keseluruhan sehingga dengan pengurangan berat tersebut juga mengurangi tekanan dari belakang abutment.

Selanjutnya dilakukan analisa terhadap usulan penambahan box culvert di belakang abutment untuk menguji keamanan usulan metode penanganan tersebut sebelum betul-betul diaplikasikan di lapangan. Hal itu untuk menghindari hal-hal yang tidak diinginkan sehingga kegagalan awal dari struktur jembatan tersebut betul-betul bisa diangani dengan tuntas. Sebagaimana tampak pada gambar 6 dilakukan analisa penambahan box culvert di belakang abutment diperoleh hasil dengan penambahan box culvert di belakang abutment prediksi defleksi yang mungkin akan terjadi pada abutment sekitar 1,2 cm. Kondisi ini secara teoritis menunjukkan penambahan box culvert mampu mengurangi tekanan tanah terhadap abutment dengan indikasi mengecilnya defleksi dari 40 cm menjadi 1,2 cm.

Berdasarkan hasil analisa di atas diusulkan penanganan dengan penambahan box culvert sebagaimana ditunjukkan pada gambar 7 berikut.



Gambar 6 : Analisa penanganan dengan penambahan box culvert



Gambar 7 : Usulan bentuk penanganan dengan penambahan box culvert

4. URUTAN PENANGANAN

Hasil analisa diatas yang melahirkan metode penanganan dengan penambahan box culvert dilakukan dengan urutan sebagai berikut :

- a. Urugan di belakang abutment dilakukan penggalian dengan tujuan mengurangi tekanan tanah urugan yang terus menerus terhadap abutment,
- b. Melakukan urugan di depan abutment setinggi sekitar 2,5 m untuk mengembalikan posisi abutment sambil dilakukan pengukuran dan pemantauan terhadap posisi abutment di lapangan,
- c. Pemasangan girder,
- d. Pemasangan terucuk sebagai pondasi box culvert yang sekaligus untuk stabilisasi tanah terhadap sliding.
- e. Pemasangan box culvert.
- f. Urug kembali di belakang abutment.

5. KESIMPULAN

Dari pengalaman ini dan analisa yang dilakukan diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Bahwa tiang pancang yang terpasang kurang mampu menerima beban tekanan tanah urugan setinggi sekitar 5 m sehingga berakibat pada gagalnya struktur abutment jembatan.
2. Kejadian ini pula bukan difokuskan pada kesalahan atau kegagalan strukturnya saja akan tetapi lebih ditekankan pada kita semua engineer sebagai pembelajaran bagi kita semua sehingga kedepan kejadian yang sama tidak terulang kembali.
3. Biaya perbaikan akan jauh lebih mahal.

REFERENSI

1. Joseph E. Bowles Edisi ke-empat 1988. "Analisis dan Disain Pondasi".
2. Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah, "Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung", SNI 03-2847.

Halaman ini sengaja dikosongkan

EVALUASI KUALITAS CONCRETE BOX GIRDER SECTION A0 BOX GIRDERPIER 38, 39 dan 40 JEMBATAN SURAMADU

Nur Ahmad Husin *)

*) Dosen Diploma Teknik Sipil ITS, Surabaya

Email: husinits@gmail.com

ABSTRAK

Jembatan Suramadu merupakan salah satu jembatan panjang di Indonesia yang menghubungkan antara pulau Jawa dan pulau Madura yang dipisahkan selat Madura. Keberadaannya sudah lama dinantikan masyarakat sebagai sarana untuk memperlancar arus perekonomian antar dua pulau yang terhubung. Jembatan ini membentang melintasi selat Madura dengan dilengkapi jalur untuk mobil maupun sepeda motor. Selama pelaksanaannya ada box girder Section A0 di pier 38, 39 dan 40 yang diindikasikan atau diragukan keropos betonnya sebagaimana tampak pada permukaan eksisting box girder di lapangan selama pelaksanaan.

Selanjutnya dilakukan pengamatan kondisi eksisting di lapangan berkaitan dengan kondisi beton box girder di lapangan. Hasil pengamatan visual di lapangan dijumpai beberapa hal berkaitan dengan kondisi beton box girder A0 38, 39 dan 40 yakni (a). Adanya bekas perbaikan pada beton (b). Chipping pada dinding sisi luar gresik. (c). Adanya keropos di bawah angker (d). Keropos pada bagian bawah lantai box Gresik (e). Adanya indikasi tidak menyatu (*cold joint*) pada pelaksanaan pengecoran. Untuk mengetahui kondisi beton dari box girder dilakukan pengetesan baik destruktif maupun non destruktif. Nondestruktif test berfungsi untuk pemetaan kondisi pengecoran box girder sehingga bisa diindikasikan bagian-bagian beton yang baik dan kurang baik. Bagian beton yang diindikasikan kurang baik dilakukan destruktif test untuk memastikan indikasi yang mencurigakan terhadap kondisi beton girder.

Hasil pengetesan tersebut diatas diperoleh bahwa kondisi beton box girder yang diindikasikan keropos sampai pada bagian dalam beton box girder tidak terbukti setelah dilakukan 2853 pengetesan dengan non destruktif dengan ultrasonic test ditambah dengan 7 destruktif test yakni dengan core drill test pada bagian yang diindikasikan keropos. Dari hasil uji UPV menunjukkan kepadatan beton masih bisa diterima dan indikasi keropos pada bagian dalam box girder terbukti. Keropos terjadi pada bagian permukaan saja. Kondisi tersebut diperkuat dengan hasil core drill yang samasekali tidak menunjukkan keropos pada bagian dalam box girder akan tetapi hanya pada bagian permukaan saja.

Kata kunci : Destruktif test, nondestruktif test, keropos

1. Pendahuluan

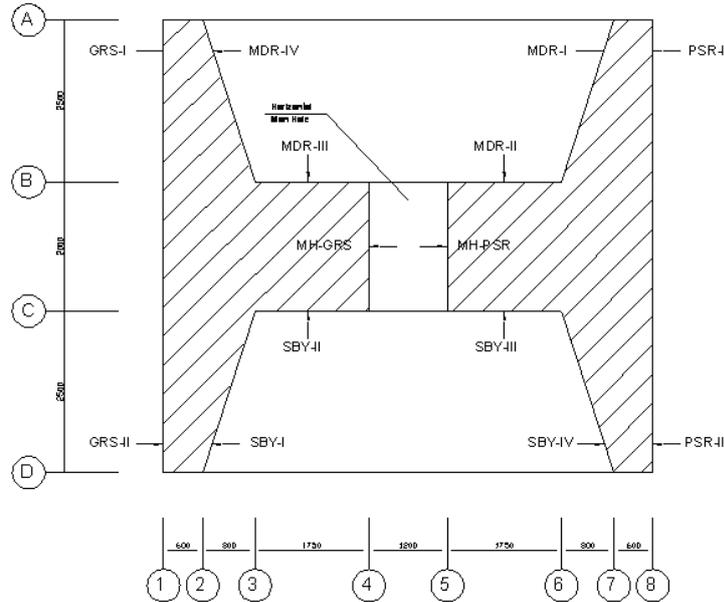
Jembatan Suramadu merupakan salah satu jembatan panjang di Indonesia yang menghubungkan antara pulau Jawa dan pulau Madura yang dipisahkan selat Madura. Keberadaannya sudah lama dinantikan masyarakat sebagai sarana untuk memperlancar arus perekonomian antar dua pulau yang terhubung. Jembatan ini membentang melintasi selat Madura dengan dilengkapi jalur untuk mobil maupun sepeda motor. Selama pelaksanaannya ada box girder Section A0 di pier 38, 39 dan 40 yang diindikasikan atau diragukan keropos betonnya sebagaimana tampak pada permukaan eksisting box girder di lapangan selama pelaksanaan.

Selanjutnya dilakukan pengamatan kondisi eksisting di lapangan berkaitan dengan kondisi beton box girder di lapangan. Hasil pengamatan visual di lapangan dijumpai beberapa hal berkaitan dengan kondisi beton box girder A0 38, 39 dan 40 yakni (a). Adanya bekas perbaikan pada beton (b). Chipping pada dinding sisi luar gresik. (c). Adanya keropos di bawah angker (d). Keropos pada bagian bawah lantai box Gresik (e). Adanya indikasi tidak menyatu (*cold joint*) pada pelaksanaan pengecoran. Untuk mengetahui kondisi beton dari box girder dilakukan pengetesan baik destruktif maupun non destruktif. Nondestruktif test berfungsi untuk pemetaan kondisi pengecoran box girder sehingga bisa diindikasikan bagian-bagian beton yang baik dan kurang baik. Bagian beton yang diindikasikan kurang baik dilakukan destruktif test untuk memastikan indikasi yang mencurigakan terhadap kondisi beton box girder.

2. Pentahapan Evaluasi

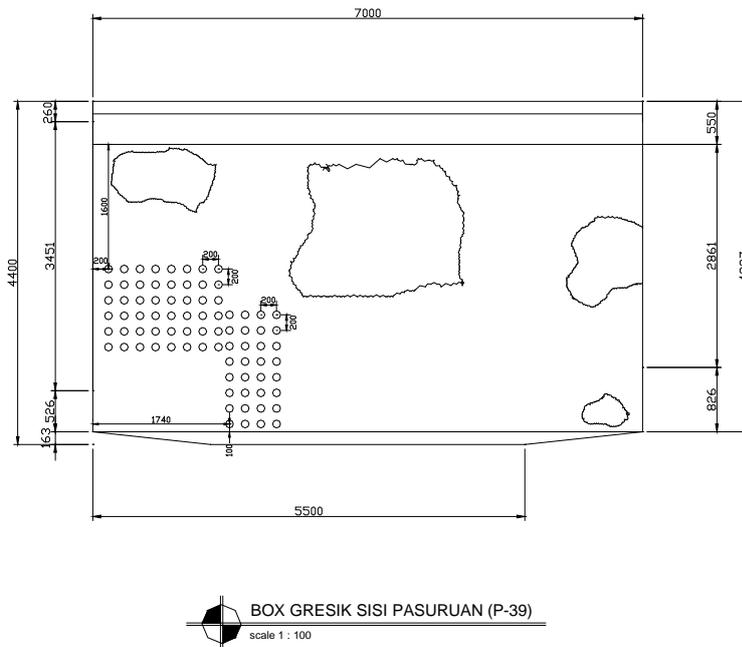
2.1. Nondstruktif test

Menindaklanjuti indikasi pengamatan visual dilapangan dilakukan nondstruktif test untuk pemetaan kondisi pengecoran box girder section A0 Pier 38, 39 dan 40. Sebelum dilakukan test dilakukan penamaan terhadap lokasi pengetesan untuk memudahkan identifikasi data pengetesan. Adapun penamaan untuk lokasi pengetesan sebagai tampak pada gambar 1 berikut,

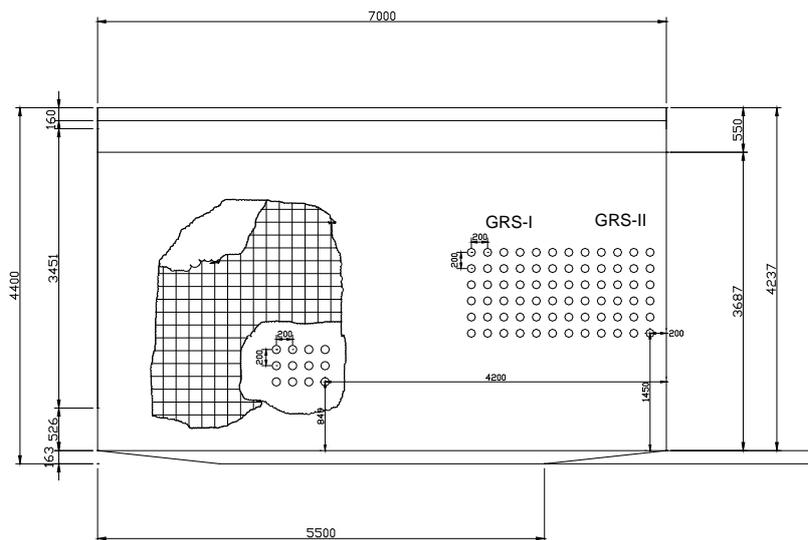


Gambar 1 : Penamaan lokasi uji UPV

Pengujian nondstruktif dilakukan dengan Ultrasonic Pulse Velocity (UPV) baik dengan direct maupun indirect test. Adapun lokasi pengetesan UPV digambarkan pada gambar 2,



Gambar 2 : Lokasi titik uji pada Box Gresik sisi Pasuruan pada box 39

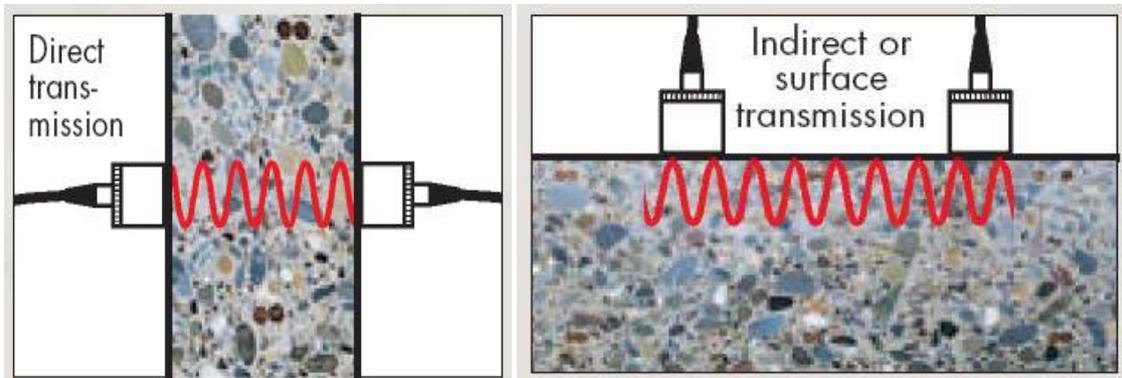


BOX GRESIK SISI GRESIK (P-39)
 scale 1 : 100

Gambar 3 : Lokasitikujipada Box Gresik sisi Gresik pada box39

2.1.1 Prosedur uji

Pengujian tingkat kerapatan beton menggunakan alat Ultrasonik Pulse Velocity (UPV) dilakukan dengan mengacu pada ketentuan ASTM C-597. Pengujian ini bertujuan untuk memeriksa keseragaman dan kerapatan beton berdasarkan kecepatan dari gelombang ultrasonik dengan frekwensi 50 KHz. Kecepatan gelombang tersebut akan semakin cepat bila melalui beton yang kepadatannya cukup tinggi atau dengan kata lain memiliki kekuatan yang tinggi, begitu juga sebaliknya terhadap beton yang kepadatannya kurang. Adapun pengukuran dilakukan dengan cara tidak langsung (*indirect*) dan langsung (*direct*). Pada pengujian dengan cara langsung media tranduser dan *receiver* diletakkan saling berhadapan langsung, dengan benda uji beton yang diamati berada di tengahnya sedangkan pada pengujian tak langsung posisi transmitter dan receiver diletakkan pada bidang uji yang sama (lihat Gambar).



Gambar4. TesUltrasonikdenganDirect dan Indirect test

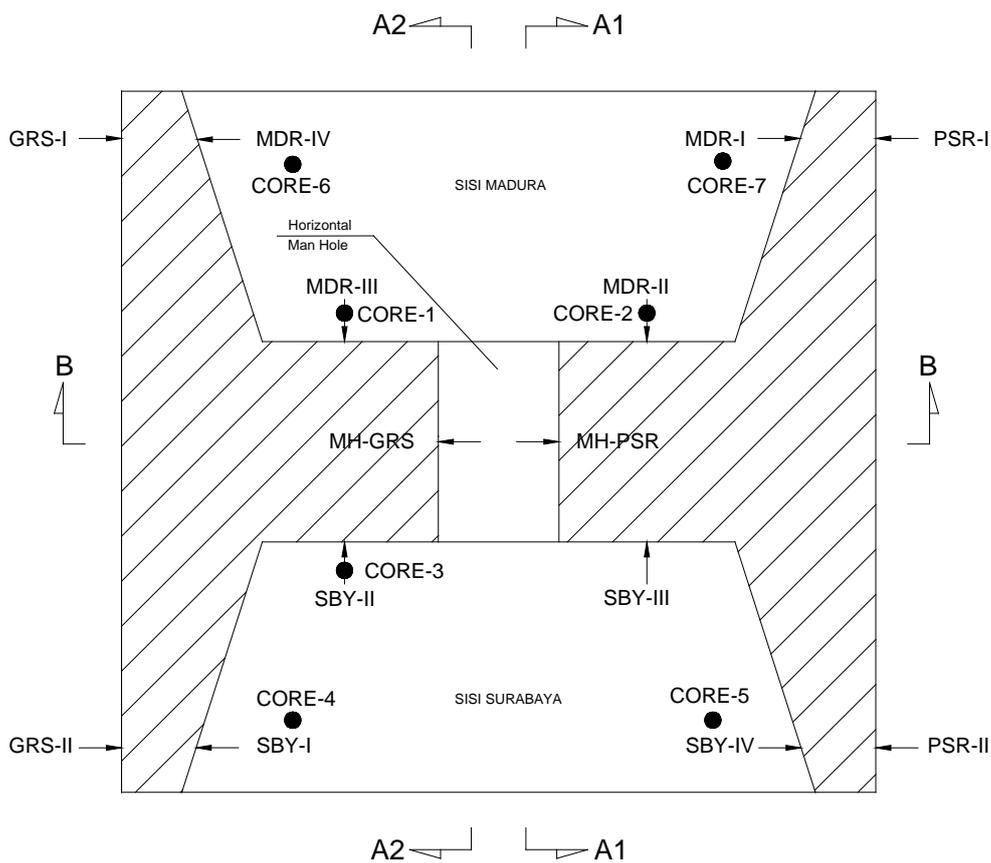
Dari hasil test tersebut akan didapatkan kecepatan rambat gelombang ultrasonik dari setiap elemen yang diuji dan hasilnya dibandingkan dengan klasifikasi hasil UPV menurut BS 1881-1986 (2004), lihat Tabel 1. Tabel 1 memperlihatkan bahwa untuk beton dengan nilai $V < 2130$ m/s dikategorikan sebagai beton dengan kualitas kurang (poor).

Tabel 1: Klasifikasi beton menurut BS1881-1986(2004)

Kecepatan V (m/s)	Klasifikasi
$V < 2130$	Kurang
$2130 < V < 3060$	Cukup
$3060 < V < 3670$	Cukup Baik
$3670 < V < 4570$	Baik
$V > 4570$	Baik Sekali

2.2 Destruktif test

Destruktif test dalam hal ini dilakukan dengan core drill. Uji core drill dilaksanakan sebagai visual darikon disisampel yang dilakukan di lokasi yang berdasar hasil uji UPV kecepatan rapat gelombang UPV rendah sebagaimana terlihat pada table 1. Uji dengan core drill di beberapa titik pada struktur box girder di Pier 39. Hasil coring selanjutnya diuji di laboratorium. Titik – titik lokasi core drill pada box girder ini ditunjukkan pada Gambar 5 berikut,

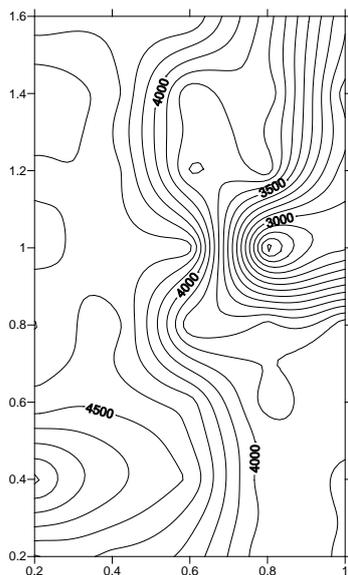


Gambar 5. Lokasi titik core pada box girder sisi Gresik di Pier 39

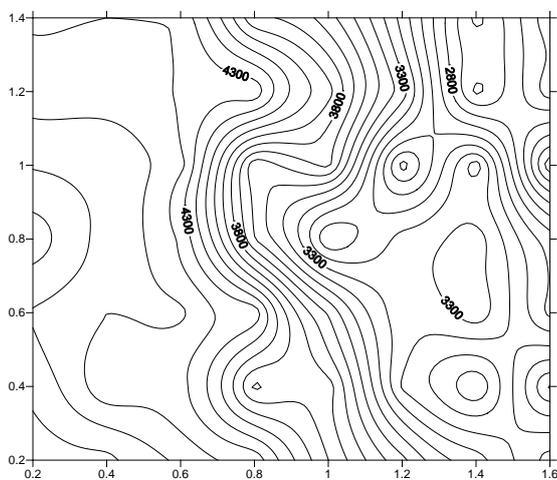
3. Hasil Uji

3.1. Nondestructive test

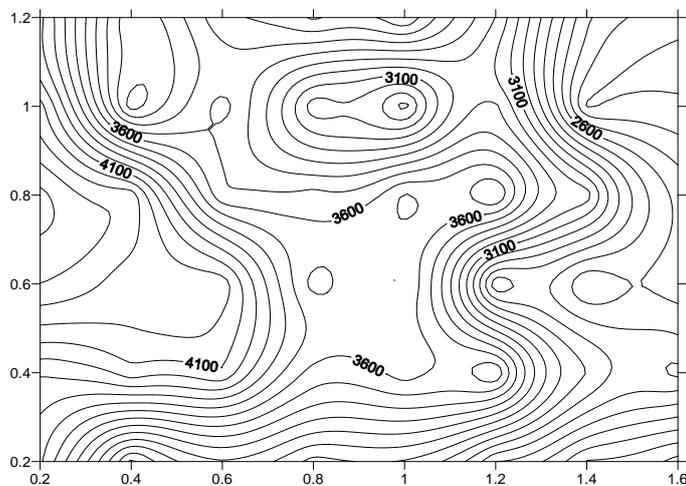
Pengujian ini telah dilakukan sebanyak 2853 titik uji UPV dan 7 (tujuh) titik core drill. Uji UPV dilakukan pada dinding, lantai bagian atas dan bawah bearing pad. Hasil uji UPV pada box girder di PIER 38, 39 dan 40 dalam bentuk kontur kecepatan berdasarkan besaran kecepatan gelombang. Hasil pengujian sebagaimana disajikan pada gambar 6 berikut,



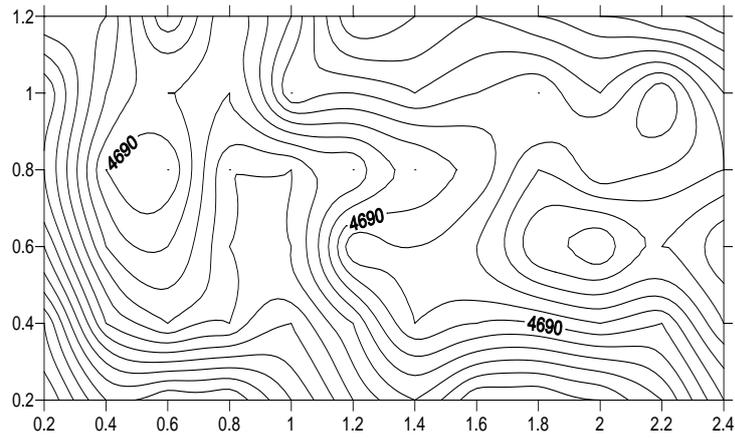
Gambar 5. Kontur nilai uji UPV pada lokasi SBY-I di Pier 38 dengan *Direct test*



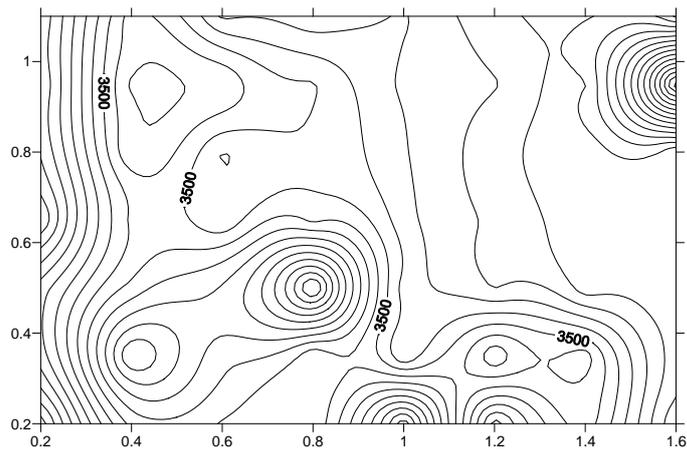
Gambar 6. Kontur nilai uji UPV pada lokasi SBY-III di Pier 38 dengan *Indirect test*



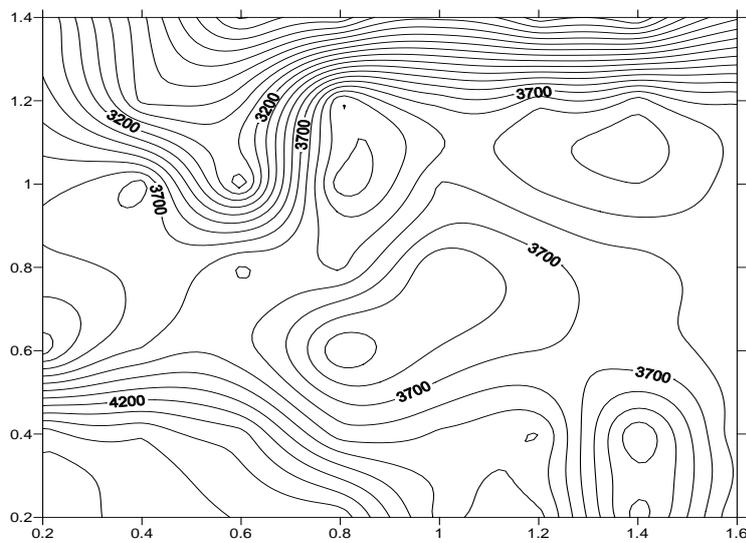
Gambar 7. Kontur nilai uji UPV pada lokasi SBY-II di Pier 39 dengan *Indirect test*



Gambar8. Kontur nilai uji UPV pada lokasi SBY-I dan GRS-II di Pier 39 dengan *Direct test*



Gambar9. Kontur nilai uji UPV pada lokasi SBY-I di Pier 40 dengan *Direct test*



Gambar10. Kontur nilai uji UPV pada lokasi SBY-II di Pier 40 dengan teknik *Indirect test*

3.2. Destructive test

Core drill pada 7(tujuh) titik yang diuji (lokasi lihat Gambar 5). Panjang core drill yang diperoleh untuk titik 1, 2, dan 3 bervariasi antara 80 s/d 100 cm, sementara panjang core drill untuk titik 4, 5, 6, dan 7 berkisar 80 cm. Gambar 11 memperlihatkan bahwa beton hasil core drill relatif cukup baik dan tidak ada tanda-tanda adanya keropos di bagian dalam (tengah). Keropos hanya terjadi pada bagian bawah untuk core pada titik 1, yang diakibatkan tidak dapat dilakukan proses pemadatan beton pada area tersebut karena rapatnya penulangan box girder.

Hasil core drill diambil sample untuk tes tekan dengan ukuran 50 mm x 100 mm pada titik 1, 2 dan 3. Sample ditimbang dan diberi capping dan diuji tekan sesuai dengansesuai persyaratan ASTM C39-93A. Hasil pengujian dapat dilihat pada Tabel 2. Tabel 4.1 menunjukkan bahwa kuat tekan rata-rata sebesar 504 kg/cm², dengan nilai kuat tekan terendah sebesar 460 kg/cm².



Gambar11. Hasil uji core pada titik 1 (atas), 2(tengah) dan 3(bawah).



Gambar12. Hasil uji core pada titik 4 (atas), 5, 6, dan 7(bawah).

4. Pembahasan hasil uji

Hasil uji UPV dianalisis secara statistik. Selain nilai uji pada setiap titik, nilai rata rata (*mean*) dari titik uji dalam satu lokasi juga dihitung sehingga justifikasi kualitas relatif beton berdasarkan nilai yang diberikan British Standard (BS) seperti disajikan pada lihat Tabel 1, dapat dilakukan. Untuk memperkirakan nilai uji yang sama, kontur nilai uji UPV sebagaimana telah disajikan pada gambar 5, 6, 7, 8, 9 dan 10. Hasil analisa statistik hasil uji UPV serta klasifikasinya menurut BS standar disajikan pada Tabel 3, 4, dan 5 masing masing untuk PIER 38, 39, dan 40.

Hasil uji UPV menunjukkan kerapatan beton pada PIER 38 dapat diklasifikasikan antara cukup baik sampai baik sekali. Secara keseluruhan PIER 38 mempunyai nilai UPV rata-rata sebesar 4085 m/s (baik). Kerapatan beton di lokasi uji PIER 39 dapat dikategorikan cukup sampai baik sekali dengan nilai rata rata terendah sebesar 2319 m/s. Secara keseluruhan nilai UPV pada PIER ini mempunyai rata-rata sebesar 3619 m/s (cukup baik), Sedangkan PIER 40 mempunyai nilai UPV rata-rata sebesar 4083 m/s (baik), lihat Tabel 5.3. Uji UPV menunjukkan bahwa pada lokasi uji di PIER 39 mempunyai nilai rata rata UPV yang lebih rendah dibandingkan dengan dua pier yang lain. Hasil UPV ini menunjukkan bahwa untuk area dimana beton dapat dipadatkan dengan baik, kerapatan beton yang diperoleh mempunyai nilai yang cukup tinggi. Kekeporosan beton yang terjadi pada bagian bawah box girder disebabkan rapatnya tulangan sehingga menyulitkan proses pemadatan, dan tidak disebabkan campuran beton yang tidak memenuhi syarat.

Hasil uji kuat tekan hasil core drill setelah diuji di laboratorium. Dari hasil kuat tekan 3 benda uji diperoleh kuat tekan rata-rata sebesar 504 kg/cm², dengan hasil kuat tekan terendah sebesar 460 kg/cm². Kuat tekan

yang disyaratkan (f_c') adalah sebesar 500 kg/cm^2 . Menurut SNI 03-2847-2002 (yang mengacupada ACI-318) Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung Pasal 7.6 tentang evaluasi penerimaan mutu beton dengan memakai benda uji core drill, maka mutu beton dinyatakan dapat diterima bila kuat tekan rata-rata $\geq 85\% f_c'$ (425 kg/cm^2) dan tidak ada satupun hasil uji $< 75\% f_c'$ (375 kg/cm^2). Berdasarkan kriteria tersebut maka mutu beton pada PIER 38, 39 dan 40 dinyatakan dapat diterima.

5. Kesimpulan

Berdasarkan hasil uji UPV sebanyak 2853 titik dan core drill sebanyak 7(tujuh) sampel dapat disimpulkan sebagai berikut:

- Hasil UPV menunjukkan terdapat ketidakseragaman beton pada beberapa tempat di permukaan. Keseragaman beton pada bagian sisi dalam struktur secara umum cukup baik.
- Berdasarkan pada BS1881-1986 (2004) maka dari hasil UPV secara keseluruhan dapat dinyatakan bahwa beton pada pier 38 masuk kategoribaik, pier 39 kategori cukup baik dan pier 40 kategori baik.
- Secara visual hasil uji drilling core beton di tiga titik, konsisten dengan hasil uji UPV dan tidak ada indikasi bahwa bagian beton yang tidak terlihat (bagiandalam/tengah) mengalami keropos. Keropos/defect hanya terjadi hanya pada bagian bawah box girder dimana tulangan sangat rapat dan beton tidak dapat dipadatkan dengan sempurna.
- Dari uji tekan 3 (tiga) sample hasil core drill, mutu beton pada titik pengujian dinyatakan dapat diterima secara teknis.
- Berdasarkan hasil investigasi diatas secara teknis box pada pier 38, 39 dan 40 bisa dilakukan perbaikan (repair) terhadap bagian-bagian beton yang mengalami keropos karena beton pada ketiga pier tersebut dari hasil investigasi keseragaman beton sebagian besar cukup baik.
- Pembongkaran sebagai penyelesaian terakhir hanya dapat dilakukan setelah melalui tahapan evaluasi teknis dengan hasil yang secara engineering tidak bisa diperbaiki.

6. Daftar Pustaka

1. Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah, "Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung", SNI 03-2847-2002.
2. Annual Book of ASTM Standard, "ASTM C42-90".
3. Annual Book of ASTM Standard, "ASTM C597-83(91)".

STUDI KOLOM BIAKSIAL BERPENAMPANG LINGKARAN TANPA PENGEKANGAN MENGGUNAKAN PEMROGRAMAN VISUAL BASIC 6.0

Oleh

1.Tavio, S.T., M.T., Ph.D

Dosen /Staf pengajar Jurusan Teknik Sipil
Institut Teknologi 10 Nopember (ITS) Surabaya
E-mail:tavio@ce.its.ac.id

2.Ir. Iman Wimbadi, M.S

Dosen /Staf pengajar Jurusan Teknik Sipil
Institut Teknologi 10 Nopember (ITS) Surabaya
E-mail:iman@ce.its.ac.id

3. Chinta Advent Sisca

Alumni (S-1) Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya

ABSTRAK

Kolom bulat yang mengalami gaya aksial dengan eksentrisitas terhadap sumbu x dan sumbu y sering dijumpai dalam perencanaan kolom terutama kolom-kolom pojok dan kolom-kolom yang menahan beban dari dua arah yang tidak sama besar. Kolom-kolom bulat lebih ideal dibandingkan dengan persegi, kolom pojok yang demikian disebut kolom yang menahan momen biaksial. Untuk menganalisis momen biaksial yang bekerja pada kolom dikembangkan program komputer dengan bahasa Visual Basic 6.0 berdasarkan analisa keseimbangan dan kompatibilitas tegangan-regangan. Dalam studi ini juga akan dihasilkan tampilan diagram interaksi kolom beton bertulang biaksial secara tiga dimensi.

Studi ini hanya membahas masalah investigasi kolom bulat, juga membahas konsep Unified Design Provision yang sudah masuk dalam Pasal 9.3.2 ACI 318-2002. Sebelumnya konsep ini masih ada di dalam Appendix / Usulan. Maka dari itu, diperlukan sosialisasi mengingat nilai faktor reduksi (ϕ) tidak tergantung pada harga Pu, tetapi tergantung pada harga regangan tarik tulangan (ϵ_t).

Hasil dari studi ini akan dianalisa beberapa studi kasus dengan membandingkan program hasil studi dengan program bantu yang telah ada, dalam hal ini adalah PCA Col. Dengan demikian dapat diketahui validitas dari program bantu ini. Dari hasil studi didapatkan sekitar (7 s/d 8)% lebih besar dibandingkan dengan PCACol Selanjutnya studi ini masih perlu dikembangkan diverifikasi dalam hal untuk keperluan desain, pembahasan yang lebih detail dan tampilan yang lebih baik, serta dapat dilanjutkan dengan menambahkan pengaruh dari kelangsingan kolom.

Kata Kunci : ACI 318-2002, beban aksial, faktor reduksi, momen biaksial, SNI 03-2847-2002, Unified Design Provisions, VisualBasic 6.0, momen biaksial, SNI 03-2847-2002, Unified Design Provisions, VisualBasic 6.0

1. PENDAHULUAN

Kolom adalah batang tekan vertikal dari suatu rangka struktural yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan elemen utama karena berfungsi meneruskan beban-beban dari balok atau lantai (dari elevasi atas) ke kolom di bawahnya hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi.

Meskipun balok atau pelat di atasnya dibuat sangat kaku, bila kolom tidak kuat menahan beban maka akan terjadi keruntuhan struktur secara keseluruhan, yang tentunya akan sangat membahayakan dan merugikan. Oleh sebab itu, perencanaan kolom perlu mendapat perhatian yang seksama (Nawy, 1985).

Pada kondisi lapangan ternyata beban aksial yang dipikul oleh kolom menyebabkan terjadinya momen biaksial. Momen biaksial adalah momen yang diakibatkan oleh adanya eksentrisitas beban aksial pada dua arah sumbu utama, yaitu arah sumbu x dan sumbu y. Selama ini materi tentang kolom yang dikenai momen biaksial sering kali tidak dibahas dalam perkuliahan atau hanya dibahas secara singkat saja. Pada umumnya peristiwa seperti ini terjadi pada kolom-kolom yang terletak di tepi atau di ujung bangunan (Nawy, 1985), atau apabila terjadi gempa bumi seluruh struktur kolom yang ada pada bangunan itu dapat mengalami momen biaksial.

Umumnya, pada daerah yang rawan gempa dianjurkan menggunakan penampang kolom bundar, karena gaya yang diterima oleh penampang didistribusikan secara merata ke seluruh sudut penampang kolom sehingga diperoleh daktilitas yang lebih tinggi dibanding dengan penampang lain (Mac Gregor, 1992) . Disamping itu, dari segi arsitektural bentuk kolom lingkaran lebih indah untuk dipandang.

Pada proses analisa tegangan kolom biaksial diperlukan perhitungan yang semakin rumit dan teliti. Hal ini disebabkan adanya proses coba-coba (trial and error) dalam menentukan letak garis netral dan sudut inklinasi terhadap bidang horizontal agar dapat memenuhi persamaan keseimbangan yang ada.

Tentu saja hal tersebut akan membutuhkan waktu yang banyak apabila dilakukan secara manual dan pada akhirnya menjadi tidak efektif dalam segi waktu (Mac Gregor, 1992).

Penggunaan *software* dalam membantu mendesain maupun mengontrol suatu struktur bangunan merupakan alternatif yang efektif dan efisien. Selain hasil yang didapat akurat, waktu pengerjaannya juga relatif cepat. Selain itu, dalam penggunaan program bantu ini juga perlu diperhatikan masalah keasliannya.

Pada beberapa tahun yang akan datang, pemerintah akan menertibkan masalah lisensi dari produk-produk yang masuk ke Indonesia.

Oleh karena itu, sejak dini perlu dipersiapkan program bantu yang dihasilkan sendiri, terjamin keasliannya, dan bisa digunakan untuk keperluan mendesain maupun mengontrol suatu penampang kolom akibat adanya momen biaksial ini.

Visual Basic 6.0 adalah suatu bahasa pemrograman yang dapat membantu dalam merancang program bantu (software) disamping banyaknya bahasa-bahasa pemrograman. Visual Basic memiliki banyak keunggulan diantaranya banyak perintah, fungsi, dan fasilitas yang berhubungan langsung dengan Windows GUI (Graphical User Interface), yaitu tampilan Windows yang berbasis visual (grafik).

Karena bahasa pemrograman ini berbasis visual, maka sebagian besar kegiatan pemrograman dapat difokuskan pada penyelesaian problem utama dan bukan pada pembuatan tampilannya.

Keunggulan lain menggunakan Visual Basic 6.0 adalah kemampuannya dalam mengintegrasikan aplikasi-aplikasi lain seperti Microsoft Office dan aplikasi lain yang berbasis Windows (Recky, 2008)

1.2 Perumusan Masalah

Perumusan masalah :Bagaimana cara mencari kapasitas dari kolom biaksial dengan penampang lingkaran tersebut ?, bagaimana menyusun perencanaan kolom lingkaran biaksial dalam bahasa pemrograman Visual Basic 6.0 ? dan bagaimana membuat diagram interaksi dari suatu kolom lingkaran biaksial dengan Visual Basic 6.0?

1.3 Batasan Masalah

Penampang kolom yang dianalisa berbentuk lingkaran, Menggunakan blok desak Whitney, $a = \beta_1.c$, mutu beton normal,Memakai desain penampang kolom pendek dan Menggunakan bahasa pemrograman Visual Basic 6.0

1.4 Tujuan

Bagaimana cara mencari kapasitas dari kolom biaksial dengan penampang bujursangkar tersebut ? dan bagaimana menyusun perencanaan kolom bujursangkar biaksial dalam bahasa pemrograman Visual Basic 6.0 ?.

1.5 Manfaat

Dengan adanya program bantu ini, proses analisa secara manual yang berulang-ulang tersebut dapat dihindari sehingga menghemat waktu dalam proses perencanaan, mempunyai program bantu hasil karya sendiri dan dapat digunakan untuk keperluan desain dan kontrol struktur bangunan , tanpa perlu rasa khawatir karena terjamin keasliannya, dapat menjadi referensi untuk pengembangan secara terus-menerus program-program bantu lain yang lebih kompleks demi terciptanya kemajuan di bidang *structural engineering* di Indonesia dan dapat menambah wawasan mengenai perilaku kolom lingkaran yang terkena momen biaksial, serta pengetahuan tentang prosedur penguasaan untuk pembuatan suatu program bantu.

2. KOLOM BULAT

2.1 Kolom Beton Bertulang

Berdasarkan posisi beban terhadap beban melintang, kolom dapat diklasifikasikan menjadi kolom dengan beban sentris (terpusat) dan kolom dengan beban eksentris. Kolom yang mengalami beban sentris berarti tidak mengalami momen lentur. Akan tetapi dalam prakteknya di lapangan, semua kolom hendaknya direncanakan terhadap eksentrisitas yang diakibatkan oleh hal-hal yang tidak terduga, seperti tidak tepatnya pembuatan acuan beton dan sebagainya (Nawy, 1985).

Akibat adanya gaya aksial tekan (yang biasanya cukup besar) maka perilaku keruntuhan kolom akan berbeda, dan dapat dikategorikan menjadi (Nawy, 1985) :

Kolom pendek, yaitu jika keruntuhan diakibatkan kegagalan material penampang seperti leleh (yielding) pada tulangan atau pecah (crushing) pada beton

Kolom langsing, yaitu jika terjadi tekuk (buckling) pada penampang akibat gaya tekan yang bekerja, padahal tegangan pada penampang masih elastis.

2.2 Kekuatan Kolom dengan Beban Eksentris

Prinsip-prinsip pada balok mengenai distribusi tegangan dan blok tegangan segiempat ekuivalennya dapat diterapkan juga pada kolom. Gambar 2.1 memperlihatkan penampang melintang suatu kolom segiempat tipikal dengan diagram distribusi regangan, tegangan dan gaya padanya.

Persamaan keseimbangan gaya dan momen dari Gambar 2.1 untuk kolom pendek dapat dinyatakan sebagai :

Gaya tahan nominal P_n dalam keadaan runtuh :

$$C_c + C_s - T_s \quad (2.1)$$

Momen tahanan nominal M_n , yaitu sebesar $P_n e$, dapat diperoleh dengan menuliskan keseimbangan momen terhadap pusat plastis penampang. Untuk kolom yang penulangannya simetris, pusat plastisnya sama dengan pusat geometrisnya

$$M_n = P_n e = C_c \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\bar{y} + d') + T_s (d - \bar{y}) \quad (2.2)$$

karena

$$C_c = 0,85 f'_c b a$$

$$C_s = A'_s f'_s$$

$$T_s = A_s f_s$$

Persamaan 2.1 dan 2.2 dapat pula ditulis sebagai :

$$P_n = 0,85 f'_c b a + A'_s f'_s - A_s f_s \quad (2.3)$$

$$M_n = P_n e = 0,85 f'_c b a \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (\bar{y} + d') + A_s f_s (d - \bar{y}) \quad (2.4)$$

Dalam persamaan 2.5 dan 2.6, tinggi sumbu netral c dianggap kurang daripada tinggi efektif d penampang, juga baja pada sisi yang tertarik memang mengalami tarik. Kondisi ini dapat berubah apabila eksentrisitas e beban P_n sangat kecil. Untuk eksentrisitas yang kecil ini (yang seluruh bagian penampang mengalami tekan) kontribusi tulangan tarik harus ditambahkan kepada kontribusi baja dan beton yang tertekan. Suku $A_s f_s$ dalam persamaan 2.5 dan 2.6, dalam hal ini mempunyai tanda positif karena semua tulangan baja mengalami tekan. Dalam persamaan ini juga diasumsikan bahwa $(b - A'_s) \sim b a$, yaitu volume beton yang hilang akibat adanya tulangan diabaikan.

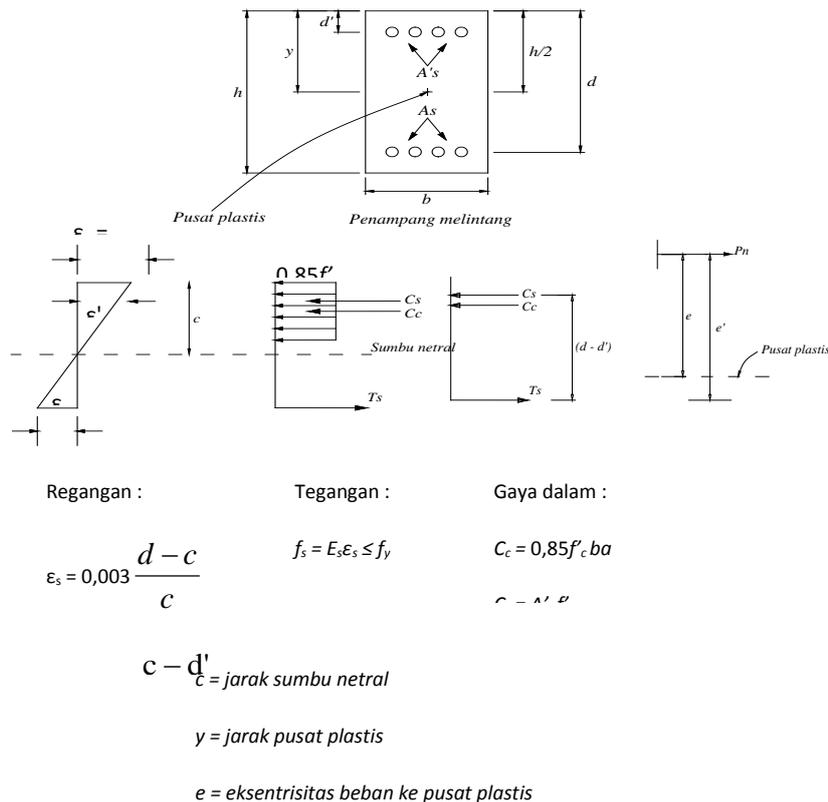
Jika dalam analisis atau desain digunakan komputer, solusi yang lebih halus dapat diperoleh. Dengan demikian luas beton yang tergantung oleh baja dapat ditinjau dalam solusi dengan bantuan komputer.

Perlu ditekankan di sini bahwa gaya aksial P_n tidak dapat melebihi kekuatan dengan aksial maksimum $P_n(\text{maks})$ yang dihitung dengan menggunakan persamaan 2.3 Tulangan tekan A_s atau tulangan tarik A_s akan mencapai kekuatan lelehnya f_y , bergantung pada besarnya eksentrisitas e . Tegangan f'_s pada baja dapat mencapai f_y apabila keruntuhan yang terjadi berupa hancurnya beton.

Apabila keruntuhannya berupa lelehnya tulangan baja, besaran f_s harus disubstitusikan dengan f_y . Apabila f'_s atau f_s lebih kecil daripada f_y , maka yang disubstitusikan adalah tegangan aktualnya, yang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang diperoleh dari segitiga yang sebangun dengan distribusi regangan di seluruh tinggi penampang (Gambar 2.1), yaitu persamaan :

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s = E_s \frac{0,003(c - d')}{c} \leq f_y \quad (2.5)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s = E_s \frac{0,003(d - c)}{c} \leq f_y \quad (2.6)$$



Gambar 2.3 Kalkulasi P_n dan M_n untuk kondisi regangan tertentu (Mac Gregor, 1992)

Persamaan 2.3 dan 2.4 dapat dipakai untuk menentukan beban aksial nominal P_n yang dapat bekerja dengan aman pada eksentrisitas e untuk suatu kolom yang mengalami beban eksentris. Apabila dipelajari lebih lanjut, pada kedua persamaan tersebut ada beberapa koefisien yang dapat diklasifikasikan sebagai :

1. Tinggi blok tegangan ekuivalen, a
2. Tegangan pada baja yang tertekan, f'_s
3. Tegangan pada baja yang tertarik, f_s
4. P_n untuk suatu e yang diberikan, atau sebaliknya e untuk P_n yang diberikan

Tegangan f'_s dan f_s dapat dinyatakan dalam tinggi sumbu netral c seperti pada persamaan 2.3 dan 2.4 atau juga dalam a . Dua koefisien yang lain adalah β_1 dan β_2 dapat dipecahkan dengan menggabungkan persamaan 2.3 dan 2.6 akan dihasilkan persamaan pangkat tiga dengan peubah tinggi sumbu netral c . Selain itu, perlu juga dicek apakah tegangan pada baja memang benar lebih kecil daripada kekuatan lelehnya, f_y .

Untuk suatu geometri penampang dan eksentrisitas e yang diberikan, asumsikan besarnya jarak sumbu netral c . Dengan harga c ini dapat dihitung tinggi blok tegangan ekuivalen a dengan menggunakan $a = \beta_1 c$. Dengan menggunakan c yang diasumsikan tadi, hitung besarnya beban aksial nominal P_n dengan menggunakan persamaan 2.3. Hitung juga eksentrisitas untuk beban P_n ini dengan menggunakan persamaan 2.4. Eksentrisitas ini harus sama atau cukup dekat dengan eksentrisitas yang diberikan semula. Apabila tidak memenuhi, maka ulangi semua langkah di atas sampai tercapai konvergensi. Apabila eksentrisitas yang dihitung lebih besar daripada eksentrisitas yang diberikan, ini berarti bahwa besarnya c (dan juga a) lebih kecil daripada harga sesungguhnya. Dalam hal demikian, untuk langkah berikutnya gunakan harga c yang lebih besar. Proses coba – coba dan penyesuaian ini dapat konvergen dengan cepat dan menjadi sangat mudah apabila digunakan suatu program komputer.

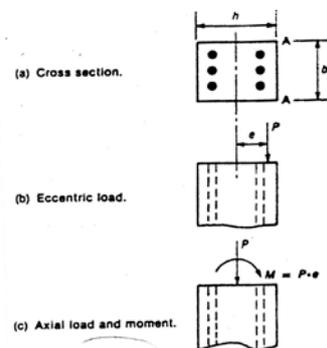
2.3 Diagram Interaksi Kolom

Kapasitas penampang kolom beton bertulang dapat dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi aksial-momen (P-M) yang menunjukkan hubungan beban aksial dan momen lentur pada kondisi batas. Setiap titik kurva menunjukkan kombinasi P dan M sebagai kapasitas penampang terhadap suatu garis netral tertentu.

Suatu kombinasi beban yang diberikan pada kolom bila diplot ternyata berada di dalam diagram interaksi kolom, berarti kolom masih mampu memikul dengan baik kombinasi pembebanan tersebut. Demikian pula sebaliknya, yaitu jika suatu kombinasi pembebanan yang diplot ternyata berada di luar diagram itu berarti kombinasi beban itu telah melampaui kapasitas kolom dan dapat menyebabkan keruntuhan.

2.3.1 Konsep dan Asumsi Diagram Interaksi Kolom Bulat

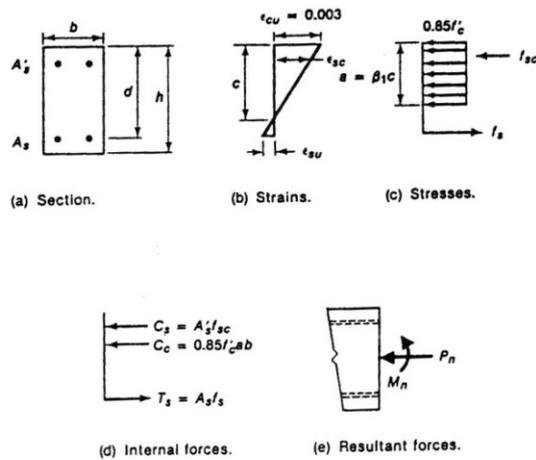
Jarak e diartikan sebagai eksentrisitas terhadap beban. Kedua kasus ini pada dasarnya sama, Beban P eksentris pada Gambar 2.2(b) bisa diganti dengan beban p yang bekerja pada centroidal, ditambah dengan momen, $M = P \cdot e$ terhadap sumbu centroid. Beban P dan momen M dapat dikalkulasi dengan memperhatikan geometri daripada aksis centroid karena momen dan gaya yang didapatkan dari analisa struktur dihitung terhadap aksis ini.



Gambar 2.2 Beban eksentris pada kolom (Mac Gregor, 1992)

2.3.2 Penggambaran Diagram Interaksi Uniaxial

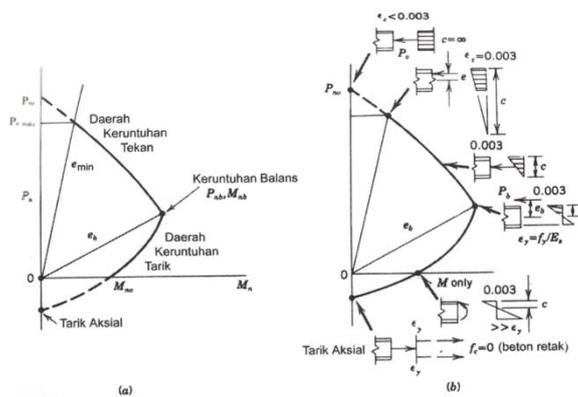
Diagram interaksi untuk kolom umumnya dihitung dengan mengasumsikan regangan yang didistribusikan, setiap regangan yang bersesuaian dengan titik tertentu pada diagram interaksi, dan menghitung nilai yang bersesuaian dengan P dan M . Bila titik-titik tersebut telah dihitung barulah hasilnya ditunjukkan dengan diagram interaksi



Gambar 2.3 Kalkulasi P_n dan M_n untuk kondisi regangan tertentu (Mac Gregor, 1992)

Proses kalkulasi ditunjukkan pada Gambar 2.3 untuk satu regangan tertentu. Potongan penampang digambarkan pada Gambar 2.3(a), dan satu regangan distribusi diasumsikan seperti pada Gambar 2.3(b). Maksimum regangan tekan beton 0,003, bersesuaian dengan kegagalan kolom. Lokasi garis netral dan regangan pada tiap level tulangan dihitung dari distribusi regangan. Hasilnya kemudian digunakan untuk menghitung besarnya blok tekanan dan besarnya gaya yang bekerja pada tiap tulangan, seperti pada Gambar 2.3(c). Gaya yang bekerja pada beton dan tulangan, ditunjukkan pada Gambar 2.3(d), dihitung dengan mengalikan gaya dengan luas dimana gaya tersebut bekerja. Akhirnya, gaya aksial P_n dihitung dengan menjumlahkan gaya-gaya individual pada beton dan tulangan., dan momen M_n dihitung dengan menjumlahkan gaya-gaya ini terhadap titik pusat dari potongan penampang. Nilai P_n dan M_n ini menggambarkan satu titik di diagram interaksi.

Gambar 2.4 di bawah menggambarkan beberapa seri dari distribusi regangan dan menghasilkan titik-titik pada diagram interaksi. Distribusi regangan 1 dan titik 1 menunjukkan keadaan murni aksial tekan. Titik 5 menunjukkan hancurnya satu muka kolom dan nol gaya tarik pada muka lainnya. Bila kuat tarik daripada beton diabaikan pada kalkulasi, hal ini menunjukkan terjadinya retak pada bagian bawah muka penampang.



Gambar 2.4 Hubungan P - M pada keruntuhan kolom beton bertulang (Nawy, 1985)

Dari semua titik-titik yang diperlukan untuk menggambar diagram interaksi, minimal ada lima titik yang harus ada pada kurva interaksi ini. Adapun titik-titik tersebut adalah :

1. Beban aksial tekan maksimum

Kolom dalam keadaan beban konsentris dapat dituliskan sebagai rumus dibawah ini:

$$P_{no} = (0.85 f'_c)(A_g - A_{st}) + f_y(A_{st}) \quad (2.7)$$

Dimana:

- f'_c = Kuat tekan maksimum beton
- A_g = Penampang bruto kolom
- F_y = Kuat leleh tulangan
- A_{st} = Luas tulangan pada penampang

2. Beban aksial tekan maksimum yang diijinkan

$$P_{n maks} = 0.8 P_{no} \quad (2.8)$$

$$M_n = P_{n maks} \cdot e_{min} \quad (2.9)$$

3. Beban lentur dan aksial pada kondisi balans, nilainya ditentukan dengan mengetahui kondisi regangan ultimate beton $\epsilon_{cu} = 0,003$; dan regangan baja

$$\epsilon_s = \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (2.10)$$

4. Beban lentur pada kondisi beban aksial nol, kondisi seperti pada balok.

5. Beban aksial tarik maksimum

$$P_{n-T} = \sum_{i=1}^n - f_y A_{si} \quad (2.11)$$

2.4 Perkembangan Metode Perencanaan Elemen Struktur Beton Bertulang

2.4.1 Strength Design Method (*Ultimate Strength Design*)

Strength design method (metode perencanaan kekuatan) ini dahulu dinamakan ultimate strength method (metode kekuatan batas). Dimana dalam metode ini beban kerja dinaikkan secukupnya dengan beberapa faktor untuk mendapatkan beban pada waktu keruntuhan dinyatakan sebagai "telah di ambang pintu (imminent)". Beban ini dinamakan sebagai beban berfaktor (factored service load). Struktur atau unsurnya lalu diproporsikan sedemikian hingga mencapai kekuatannya pada saat bekerjanya beban berfaktor. Perhitungan dari kekuatan ini memperhitungkan sifat hubungan yang tidak linear antara tegangan dan regangan dari beton. Metode rencana kekuatan dapat dinyatakan sebagai berikut:

Kekuatan yang tersedia \geq kekuatan yang diperlukan untuk memikul beban berfaktor

Dimana kekuatan yang tersedia (seperti kekuatan momen) dihitung sesuai dengan peraturan dan permisalan dari sifat yang ditetapkan oleh suatu peraturan bangunan, dan kekuatan yang diperlukan adalah kekuatan yang dihitung dengan menggunakan suatu analisa struktur dengan menggunakan beban berfaktor.

Dalam metode ini, beban berfaktor (momen, geser, gaya aksial, dan lain - lain) didapat dengan jalan mengalikan beban kerja dengan faktor U sedangkan kekuatan rencana diperoleh dengan jalan mengalikan kekuatan nominal dengan suatu faktor reduksi kekuatan (ϕ). Daktilitas dicapai pada saat regangan tulangan tarik mencapai titik leleh sebelum beton mencapai regangan ultimate yaitu 0,003. Kondisi tersebut didefinisikan sebagai kondisi regangan seimbang. ϕ_b adalah rasio penulangan yang menghasilkan kondisi regangan seimbang.

Dasar dari kekuatan lentur nominal dari metode ini didahului oleh pernyataan F. Stussi (1932) yang mengatakan bahwa sifat tegangan - regangan umum untuk beton memperlihatkan hubungan yang nonlinear untuk tegangan diatas $0,5f'_c$.

Perhitungan kekuatan lentur M_n yang didasarkan pada distribusi tegangan yang mendekati parabola dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan - persamaan yang ditetapkan (Wang dan Salmon, 1985). C.S.Whitney dan Edward Cohen (Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete, ACI Journal, November 1956) menyarankan penggunaan suatu distribusi tegangan tekan pengganti yang berbentuk persegi seperti gambar 2.8, dipakai suatu tegangan persegi dengan besar rata - rata $0,85f'_c$ dan tinggi $a = \beta_1c$. Dengan menggunakan tegangan persegi ekuivalen, kekuatan momen nominal dapat diperoleh sebagai berikut :

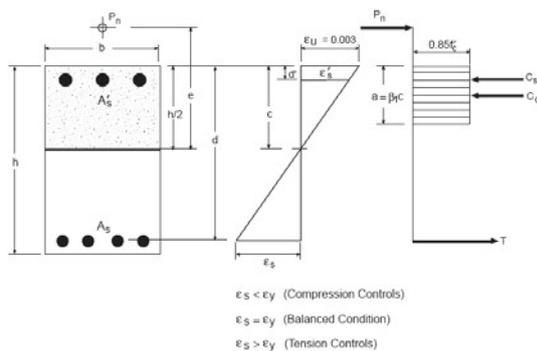
$$T = A_s f_s = A_s (E_s \epsilon) \quad \text{saat } \epsilon < \epsilon_y$$

atau $T = A_s f_y \quad \text{saat } \epsilon \geq \epsilon_y$

$$C_s = A_s' f_s' = A_s' (E_s \epsilon')$$

atau $C_s = A_s' f_y \quad \text{saat } \epsilon' \geq \epsilon_y$

$$C_c = 0.85 f'_c b a$$



Gambar 2.8 Regangan dan distribusi tegangan ekuivalen untuk penampang yang menerima lentur dan tekan

Dari keseimbangan gaya didapatkan :

$$P_n = C_c + C_s - T$$

Dari keseimbangan momen di tengah penampang :

$$M_n = P_n e = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Kekuatan nominal dicapai pada saat regangan pada serat tekan ekstrim sama dengan regangan runtuh beton (ϵ_{cu}). Pada waktu itu regangan pada tulangan tarik A_s kemungkinan lebih besar atau lebih kecil atau sama dengan $\epsilon_y = f_y/E_s$, tergantung pada perbandingan relatif dari tulangan terhadap beton. Jika jumlah tulangan cukup sedikit (underreinforced), maka tulangan akan meleleh sebelum beton hancur, ini akan menghasilkan suatu ragam keruntuhan yang duktal (ductile) dengan deformasi yang besar. Sedangkan jika jumlah tulangan cukup banyak (overreinforced) sehingga tulangan tetap dalam keadaan elastis pada saat kehancuran beton maka ini akan menghasilkan suatu ragam keruntuhan yang tiba - tiba atau getas (brittle).

Pada metode ini (USD) tegangan tidak proporsional dengan regangannya dan prosedur beban desain merupakan beban layan yang dikalikan dengan suatu faktor beban. Sedangkan pada metode WSM tegangan yang terjadi proporsional dengan regangan yang terjadi dan beban desain sama besarnya dengan beban layan.

2.4.2 Metode Perencanaan Batas (*Limit State Method*)

Perkenalan daripada teori beban ultimate untuk beton bertulang pada awalnya adalah untuk menggantikan teori yang lama yaitu teori elastis, namun seiring perkembangan ilmu pengetahuan membawa setiap teori tersebut ke persepektifnya masing – masing dan telah menunjukkan aplikasi teori – teori tersebut kepada konsep yang lebih luas yang kemudian disatukan dalam teori limit state. Dimana Service Ability Limit State menggunakan teori elastis dan Ultimate Limits State of Colapse menggunakan teori beban ultimate.

SNI 03-2847-2002 saat ini menggunakan metode perencanaan batas ini (*Limit State Method*). Limit state adalah sebuah kondisi batas dimana sebuah stuktur menjadi tidak layak digunakan sebagaimana mestinya. Tujuan daripada desain ini adalah untuk mengurangi kemungkinan terjadinya keadaan limit state selama umur desain sampai pada tingkat yang bisa diterima.

Kondisi - kondisi batas ini dibagi menjadi dua kategori:

1. Batas *limit state* ini berkaitan dengan kapasitas untuk menerima beban maksimum (kekuatan dari struktur).
2. Batas limit kelayanan (*serviceability limit state*); ini berkaitan dengan kriteria (ketahanan) pada kondisi dibawah beban normal/kerja.

Desain penampang dengan metode keadaan batas memiliki asumsi bahwa panampang beton bertulang didesain dalam kondisi regangan plastisnya. Dalam hal ini beton mencapai kekuatan tekan maksimumnya dan baja mencapai leleh. Kekuatan nominal penampang tersebut setelah dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan harus mampu menerima beban berfaktor. Untuk menjamin keamanan struktur, metode ini menggunakan filosofi keamanan LRFD (*Load Resistance Factor Design*), yaitu :

$$\text{kuat rencana} > \text{kuat perlu} \quad (\phi R \geq \lambda Q)$$

dimana :

ϕ = faktor reduksi,

R = resistance atau kekuatan nominal,

λ = faktor beban, dan

Q = beban kerja

Pada metode batas ultimate, faktor keamanan didasarkan pada suatu metode desain probabilistik dimana parameter - parameter dasarnya (beban, kekuatan dari material, dimensi, dsb) diperlakukan sebagai suatu nilai yang acak (random). Dimana ada beberapa faktor yang dapat digolongkan didalam dua kategori umum : faktor yang berhubungan dengan pelampauan beban dan faktor yang berhubungan dengan kekurangan kekuatan. Beban berlebih dapat terjadi akibat kemungkinan perubahan dari penggunaan dari tujuan semula struktur tersebut direncanakan, dapat juga akibat penaksiran yang kurang dari pengaruh beban akibat terlalu disederhanakannya prosedur perhitungan, dan akibat pengaruh dari urutan - urutan dari metoda pelaksanaan. Kekurangan kekuatan dapat diakibatkan oleh variasi yang merugikan dari kekuatan bahan, pengerjaan, dimensi, pengendalian, dan pengawasan, sekalipun masih didalam toleransi yang disyaratkan.

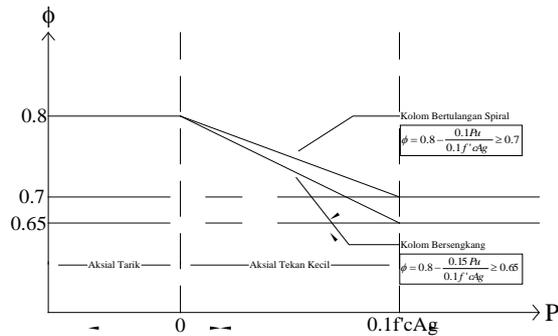
Sedangkan metode batas kelayanan bertujuan untuk melihat tingkat kelayanan elemen struktur sebagai akibat daripada adanya defleksi, ketahanan atau durabilitas, kerusakan lokal akibat retak, belah maupun spalling yang semuanya dikontrol terhadap beban kerja yang ada atau sesuai dengan teori elastis.

Ketentuan mengenai faktor reduksi pada elemen struktur akibat tekan dan lentur yang ada pada SNI 03-2847-2002 atau pada Limit State ini mengacu pada pasal 11.3.2.2 dimana :

Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur :

- Komponen struktur tulangan spiral yang sesuai dengan 12.9.3.....0.7
- Komponen struktur lainnya.....0.65

Namun bila beban aksial yang bekerja lebih kecil dari $0.1f'cAg$ maka faktor reduksi tersebut boleh ditingkatkan hingga 0.8 (SNI 03-2847-2002) atau 0.9 (ACI 318-1999), hal ini untuk menunjukkan bahwa struktur mengalami beban aksial yang kecil dan mengalami beban lentur yang besar, atau pada saat itu kolom hampir berperilaku sama dengan balok.



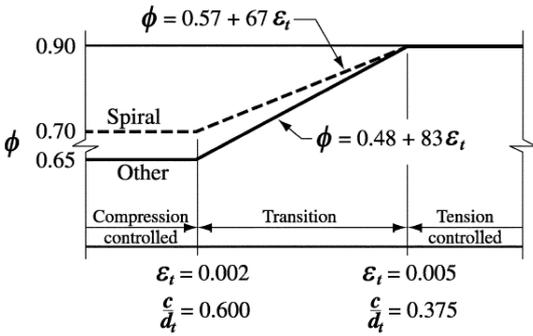
Gambar 2.9 Faktor reduksi SNI 03-2847-2002 untuk beban aksial dan lentur (Limit State)

2.8.3 Unified Design Provisions

Konsep perhitungan menggunakan ketentuan unified design (Unified Design Provisions) ini pertama kali diperkenalkan oleh Robert F. Mast (Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members, ACI Journal, Maret - April 1992). Konsep utama yang berubah dalam unified design ini adalah tentang bagian lentur diganti dengan konsep tension controlled sections. Selain itu, juga dibuat satu konsep tentang compression controlled sections. Tension dan compression controlled sections didefinisikan dalam hubungannya dengan regangan tarik tulangan pada kekuatan nominal. Rasio penulangan dalam keadaan seimbang (pb) tidak lagi diperlukan. Keuntungan dari cara berpikir ini adalah memperjelas perlakuan untuk bagian - bagian yang menerima beban aksial yang kecil maupun yang menerima beban aksial yang besar. Ketentuan tentang faktor reduksi kapasitas (φ) juga diganti.

Tujuan pemakaiaan faktor reduksi adalah:

- Adanya kemungkinan variasi dari kekuatan material dan dimensi.
- Adanya kemungkinan ketidaktelitian dalam perencanaan.
- Mencerminkan arti pentingnya suatu bagian dalam struktur.
- Diharapkan struktur mampu menerima beban yang direncanakan.



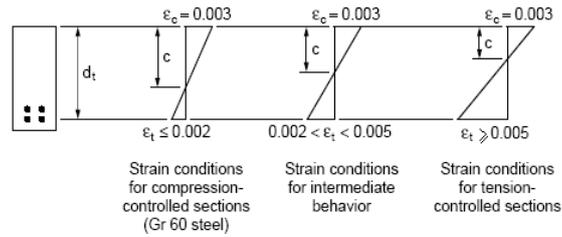
Gambar 2.10 Variasi φ yang terjadi berdasarkan ε_t yang terjadi (f_y = 400Mpa)

Nilai φ menurut unified design provisions :

- Tension Controlled Members : 0.9
- Compression Controlled Members : 0.65 atau 0.7 (untuk tulangan Spiral), dengan transisi diinterpolasikan secara lurus berdasarkan regangan yang ada.

Faktor reduksi yang lebih rendah diberikan untuk kondisi compression daripada kondisi tension karena kondisi compression memberikan daktilitas yang lebih rendah. Kondisi compression juga lebih sensitif terhadap variasi dari kekuatan beton. Bagian yang menggunakan tulangan spiral diberikan faktor reduksi yang lebih tinggi karena mereka memiliki daktilitas yang lebih tinggi.(ACI 318-2002).

Regangan tarik bersih di atas diukur pada dekstrem (jarak dari tulangan pratekan atau non pratekan yang terjauh ke serat tekan terluar). Regangan pada dekstrem ini sebagai tanda yang baik untuk menunjukkan daktilitas, potensial keretakan, maupun lebar keretakan dari elemen struktur beton.

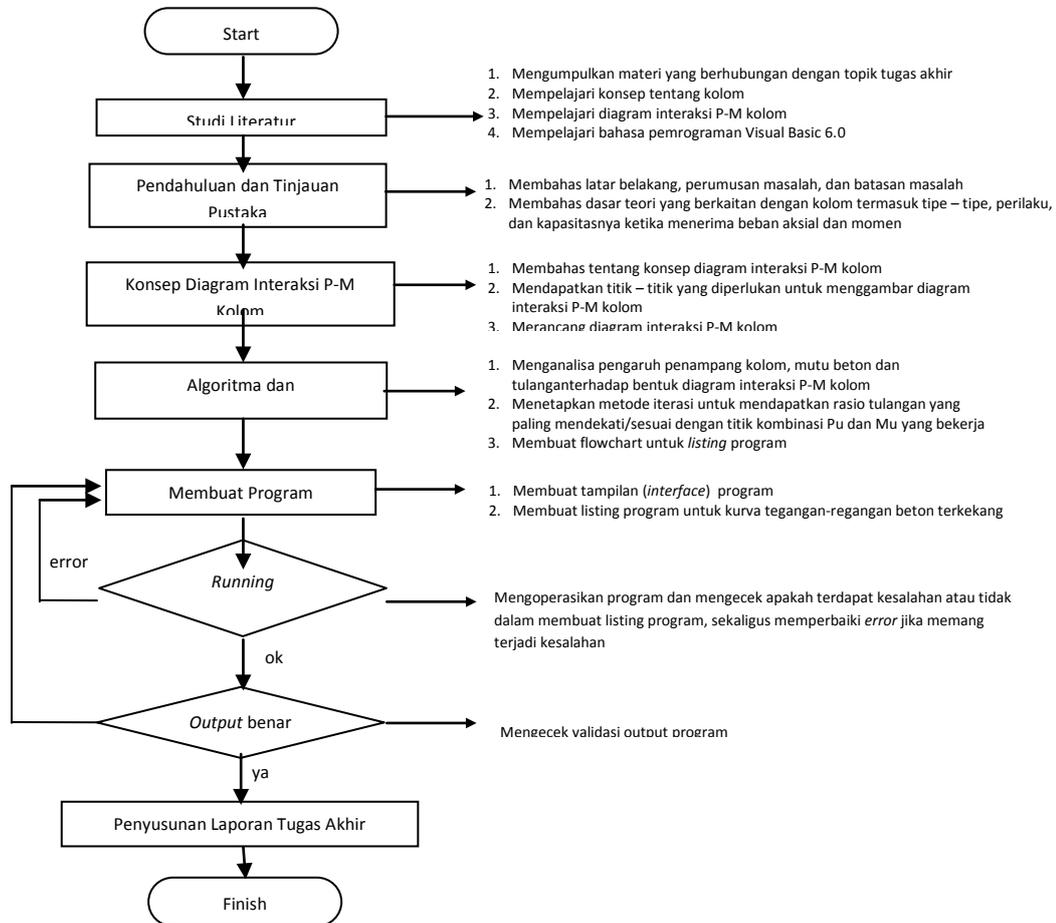


Gambar 2.11 Berbagai macam kriteria regangan pada penampang beton menurut Unified Design Provisions

Jadi dengan adanya konsep unified design provisions ini perhitungan - perhitungan untuk mendesain penampang elemen beton dapat disederhanakan dengan menggunakan kondisi regangan untuk menjelaskan batas - batas antara kelakuan "tension controlled sections" dan "compression controlled sections", yaitu dengan satu perubahan dalam menentukan jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (d) yang nantinya digunakan untuk membuat batas - batas tersebut untuk menentukan besarnya faktor reduksi (ϕ) dalam menghitung kapasitas penampang. Dengan konsep dan definisi yang baru tersebut berarti nantinya hanya akan ada satu batasan - untuk menghitung kapasitas penampang untuk semua elemen beton. Baik itu kolom, balok, beton bertulang biasa, maupun beton pratekan. Dan hal tersebut berlaku sama untuk berbagai macam bentuk penampang. Dalam menganalisa penampangnya metode unified design provisions ini menggunakan metode kekuatan batas sama seperti halnya di SNI 03-2847-2002.

3. LANGKAH 2 KERJA

3.1 Bagan Alir



Gambar 3.1 Metodologi pelaksanaan tugas akhir

3.2 Merancang Diagram Interaksi P-M Kolom

Untuk mendapatkan kombinasi P dan M pada diagram interaksi maka solusi yang dapat dilakukan adalah dengan mengadopsi algoritma numerik, meskipun algoritma manual juga dapat dibuat tetapi akan cukup kompleks. Untuk menentukan P dan M tersebut perlu mempelajari sifat diagram interaksi yang ada dengan mendapatkan minimal lima titik yaitu :

1. Beban aksial tekan maksimum (teori) sesuai dengan perumusan 2.1 pada bab II sub bab 2.3
2. Beban aksial tekan maksimum yang diijinkan,
 $P_{n maks} = 0.8 P_0 \rightarrow M_n = P_{n maks} \cdot e_{min}$
3. Beban lentur dan aksial pada kondisi *balanced*, nilainya ditentukan dengan mengetahui kondisi regangan beton $\epsilon_{cu} = 0,003$ dan baja $\epsilon_s = \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$
4. Beban lentur pada kondisi beban aksial nol, kondisi seperti balok.
5. Beban aksial tarik maksimum, $P_{n-T} = \sum_{i=1}^n -A_{st} f_y$

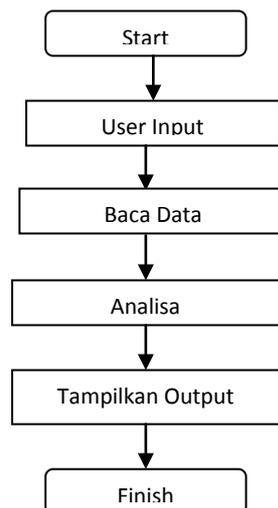
Kelima titik di atas adalah titik – titik minimum yang harus ada pada diagram interaksi. Jika perlu, ketelitian yang lebih baik dapat ditambahkan titik lain :

- di daerah keruntuhan tekan yaitu titik – titik di antara A dan C seperti pada gambar 2.7
- di daerah keruntuhan tarik yaitu titik – titik di antara C dan E seperti pada gambar 2.7

Jadi, agar seimbang maka setiap penambahan titik pada kurva diperlukan dua buah titik yaitu untuk mengantisipasi dua kondisi keruntuhan yang terjadi.

3.3 Algoritma

Susunan program secara umum dibuat menurut diagram alir gambar 3.2 seperti di bawah ini.



Gambar 3.2 Flowchart program utama

3.4 MERANCANG PROGRAM MEMAKAI VISUAL BASIC 6.0

Langkah awal yang dilakukan pada tahap ini adalah mempelajari dasar-dasar pemrograman Visual Basic 6.0. Setelah mempelajari bahasa pemrograman ini, kemudian dilanjutkan dengan membuat program sederhana mengenai kolom biaksial berpenampang lingkaran. Langkah-langkah pembuatan program adalah sebagai berikut:

1. Membuat listing program untuk diagram tegangan-regangan kolom beton biaksial. Sebelumnya dirangkum terlebih dahulu metode analisa yang dipakai, sudah dibahas bab sebelumnya.
2. Membuat listing program untuk diagram interaksi aksial-momen.
3. Membuat rancangan tampilan program (*interface*)
4. Mengecek kelengkapan menu dan melengkapi tampilan
5. Mengoperasikan program (*running program*) untuk mengecek apakah semua listing program bisa terbaca dan dapat berjalan dengan baik.
6. Melakukan verifikasi atau mengecek kebenaran hasil output dari program sederhana yang telah dibuat.
7. Bila output program sudah benar, langkah selanjutnya adalah mengevaluasi dengan cara membuat variasi tulangan dan dimensi penampang, lalu membandingkan output program

4. PENGOPERASIAN PROGRAM

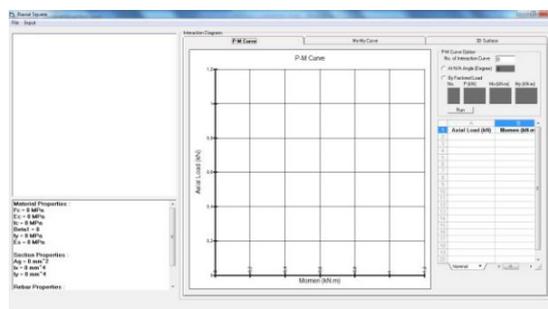
4.1 Penjelasan Program

Program bantu untuk kolom biaksial ini, dibuat untuk menginvestigasi kemampuan kolom beton bertulang penampang lingkaran yang dibebani gaya aksial dan momen dua sumbu (biaksial). Bahasa pemrograman yang digunakan adalah Visual Basic 6.0. Program ini dibuat dengan membagi menjadi beberapa modul dengan harapan untuk mempermudah proses *debugging* jika terjadi kesalahan pada saat penyusunan program. Diagram interaksi yang dihasilkan sesuai dengan input yang diberikan berdasarkan metoda SNI 03-2847-2002. Penggunaan program analisa kolom biaksial ini dapat menggantikan pekerjaan perhitungan coba – coba garis netral penampang manual yang rumit dan memakan waktu lama.

4.2 Prosedur Pengoperasian Program

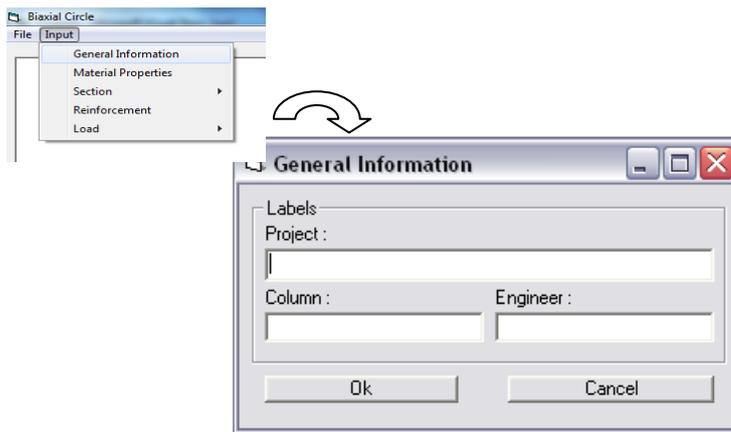
Berikut ini merupakan langkah – langkah untuk mengoperasikan program :

1. Langkah pertama untuk memulai program, klik *Biaxial Column.exe* sebanyak dua kali sehingga muncul tampilan pertama jendela utama program seperti pada gambar 4.1.



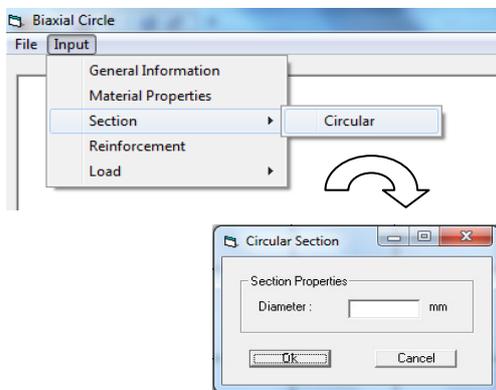
Gambar 4.1 Tampilan awal program

2. Langkah kedua adalah memulai *project* baru dengan cara klik menu *Input > General Information*. Menu ini berisi tentang nama *project* baru, nama kolom yang akan didesain, dan nama perencana. Ketiga parameter tersebut boleh dikosongkan karena tidak akan mempengaruhi jalannya program. Selain itu, terdapat juga menu pilihan untuk *design code* yang akan digunakan. Klik *OK* untuk keluar dari jendela input *General Information* jika data yang diisikan oleh user diyakini sudah benar atau *cancel* untuk membatalkan data yang telah diinputkan.oleh user diyakini sudah benar atau *cancel* untuk membatalkan data yang telah diinputkan.



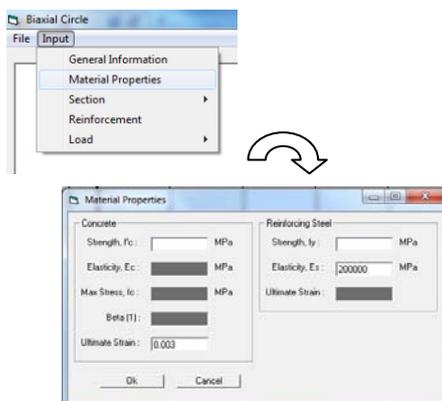
Gambar 4.2 *Input General Information*

- Langkah ketiga adalah menginputkan data – data material/bahan yaitu kuat tekan beton, f'_c dan kuat leleh tulangan baja, f_y dengan cara klik menu *Input > Material Properties*. Ketika data f'_c diinputkan, parameter – parameter yang lain akan berubah dengan sendirinya seperti modulus elastisitas beton (E_c), tegangan maksimal beton (f_c), dan beta dengan menganggap bahwa regangan batas beton sebesar 0,003. Selanjutnya, ketika data f_y diinputkan, parameter yang berubah adalah regangan baja dengan menganggap nilai modulus elastisitas sebesar 200000 MPa dan regangan batas baja sebesar 0,002.



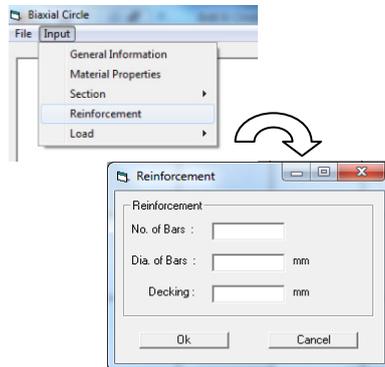
Gambar 4.3 *Input Material Properties*

- Langkah keempat adalah input *property* penampang. Klik menu *Input > Section > Circular* untuk membuka jendela input penampang. Di dalam menu ini, user diminta untuk memasukkan data diameter kolom.



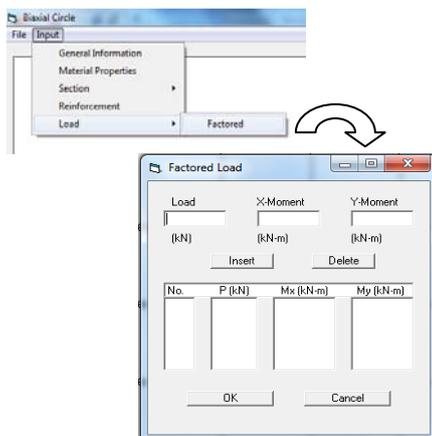
Gambar 4.4 *Input Circular Section*

- Langkah kelima adalah memasukkan data – data penulangan dengan cara klik menu *Input* > *Reinforcement*. Sub-Menu Reinforcement terdiri dari tiga buah text-box. Pertama adalah *No. of Bars*, merupakan text-input jumlah tulangan logitudinal yang terdapat dalam kolom. Karena yang ditinjau adalah kolom bulat, maka banyak tulangan logitudinal tersebut akan secara otomatis dibagi merata pada penampang kolom. Kedua adalah *Dia. of Bars*, merupakan text-input diameter tulangan logitudinal (mm). Ketiga adalah *Decking*, merupakan text-input tebal selimut beton (mm).



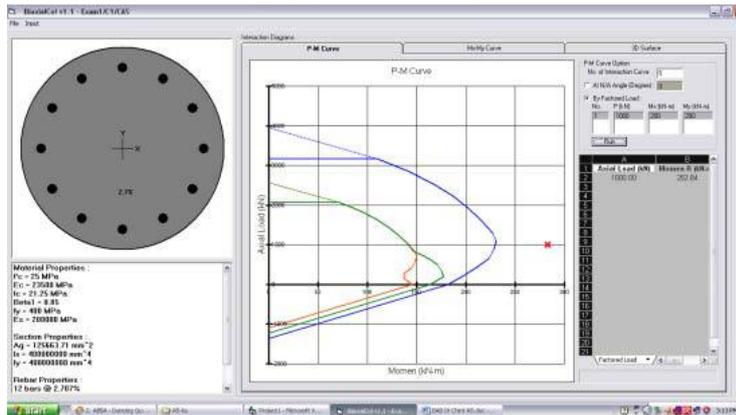
Gambar 4.5 *Input Reinforcement*

- Langkah keenam adalah memasukkan input beban aksial dan momen dengan cara klik menu *Input* > *Load* > *Factored*. Di dalam menu ini user menginputkan beban aksial pada kolom *Load* dan momen masing-masing sumbu yaitu arah x serta arah y pada kolom *X-Moment* dan *Y-Moment*. Setelah menginputkan beban – beban di atas, klik *insert* agar tersimpan di dalam *Listbox* lalu klik *OK*. Perlu diingat, user hanya dapat menginputkan beban aksial dan momen sekali saja.



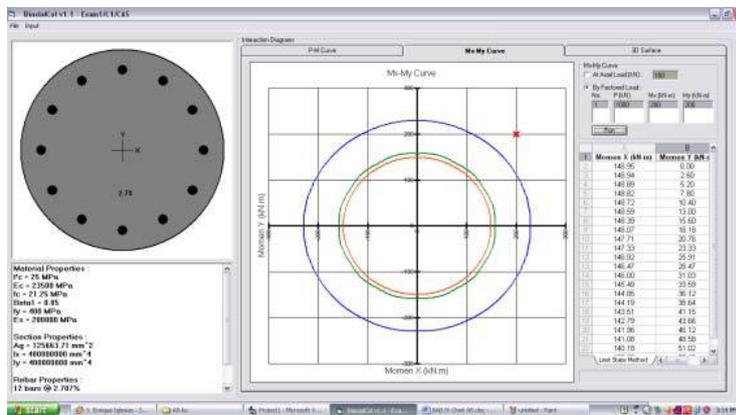
Gambar 4.6 *Input Factored Load*

- Langkah ketujuh adalah menganalisa kapasitas kolom yang data-datanya telah diinputkan sebelumnya. Diagram interaksi disajikan dalam tiga pilihan tampilan, yaitu : *P-M Curve*, *Mx-My Curve*, dan tampilan secara tiga dimensi (*3D Interaction Surface*).
 - P-M Curve*
Klik SSTab *P-M Curve*, ketik besarnya sudut inklinasi pada textbox at N/A angle (degree) lalu klik Run. Maka akan muncul grafik yang dimaksud.



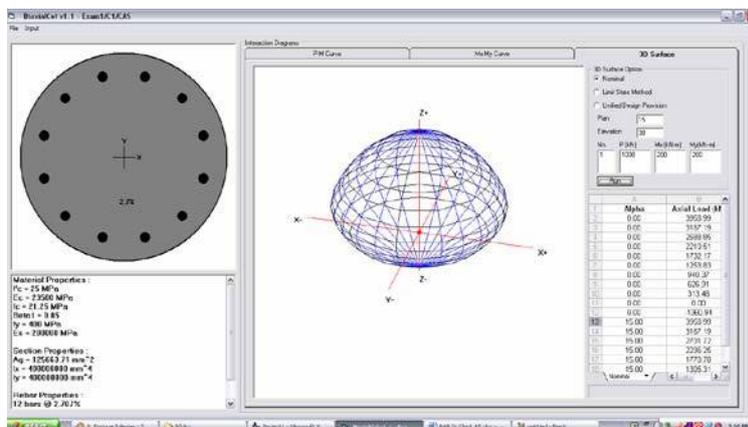
Gambar 4.7 Tampilan P-M Curve

- **Mx-My Curve**
Klik SSTab *Mx-My Curve*, ketik besarnya P_n pada textbox at axial load (kN) lalu klik Run. Maka akan muncul grafik yang dimaksud.



Gambar 4.8 Tampilan Mx-My Curve

- **3D Interaction Surface**
Klik SSTab *3D Interaction Surface*, maka akan muncul grafik yang dimaksud.



Gambar 4.9 Tampilan 3D Interaction Surface

5. STUDI KASUS

Untuk mengetahui kebenaran dan ketelitian program *BiaxialCol v1.2* ini, maka diperlukan *verifikasi* hasil output program tersebut dengan program lain yaitu *PCA Column ver 4.0*. Ketelitian program *BiaxialCol v1.2* ini dilakukan dengan membandingkan lima titik kontrol pada kurva nominal, yaitu:

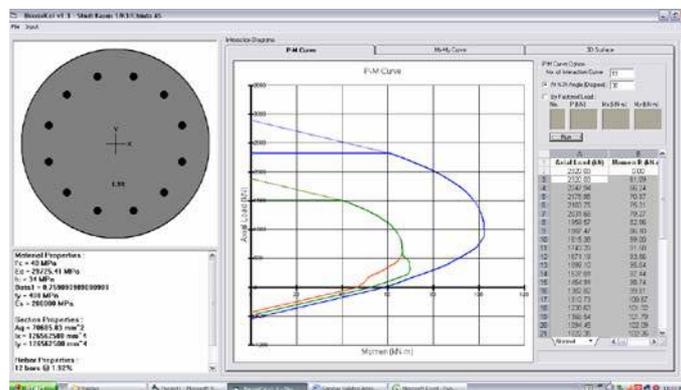
1. Pada titik koordinat (Pmax, Mn).
2. Pada titik koordinat (Pn max ijin, Mn), dimana Pn max ijin = 0.8 Pmax.
3. Pada titik koordinat (Pn, Mn max).
4. Pada titik koordinat (Pn = 0, Mn) kondisi balok.
5. Pada titik koordinat (Pnt, Mn) kondisi tarik penuh.

Nilai perbandingan lima titik kontrol yang dihasilkan disajikan dalam bentuk tabel untuk memudahkan verifikasi.

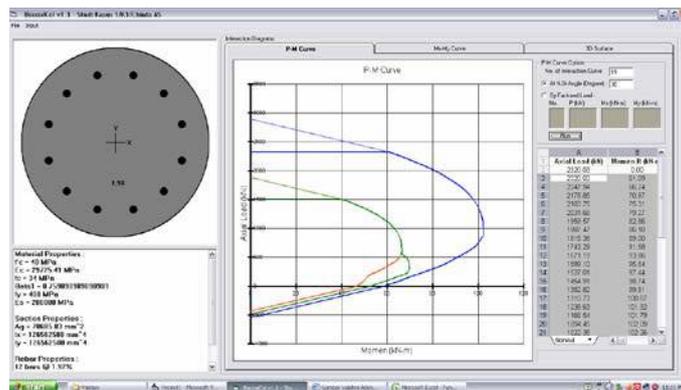
Contoh Kasus:

Pada studi kasus ini, akan dianalisa kapasitas kolom dengan data – data seperti di bawah ini :

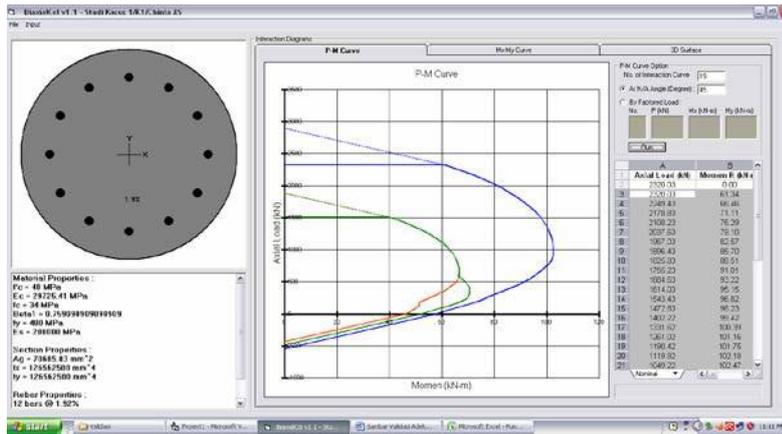
1. Dimensi kolom, $d = 300$ mm
2. Mutu beton, $f'_c = 40$ MPa
3. Mutu tulangan, $f_y = 400$ MPa
4. Diameter tulangan longitudinal, $\phi_t = 12$ mm
5. Jumlah tulangan = 12
6. Selimut beton (*decking*) = 40 mm
7. Sudut Inklinasi = $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ$ dan 45°



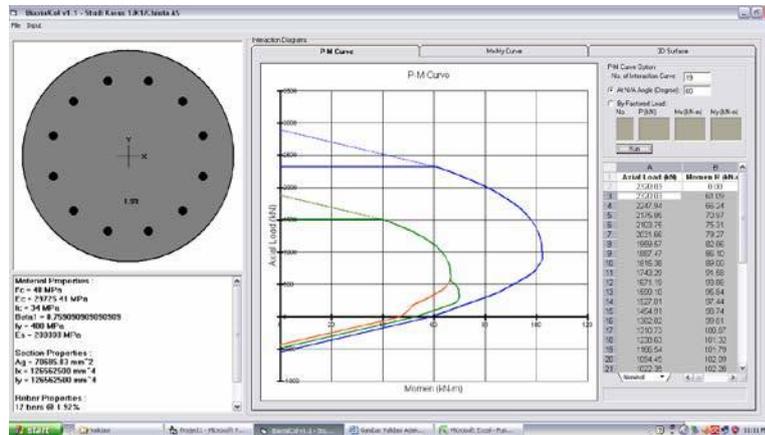
Gambar 5.1 Output program *BiaxialCol v1.1* untuk contoh studi kasus pada sudut 0° (Grafik Nominal digambarkan oleh kurva berwarna biru)



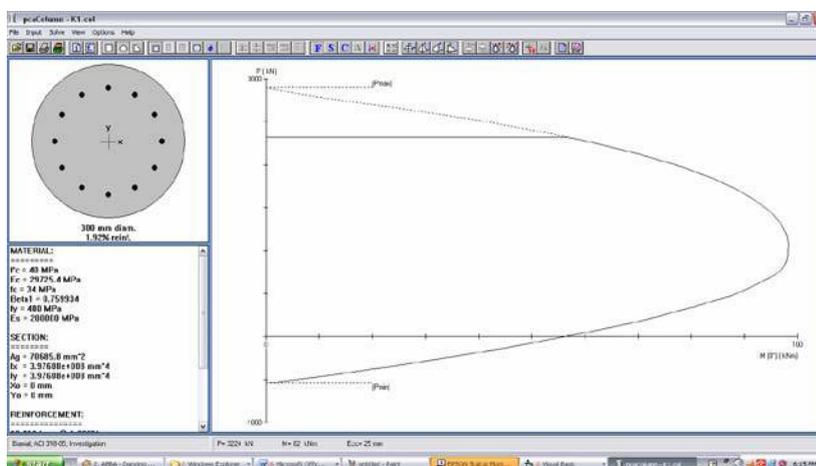
Gambar 5.2 Output program *BiaxialCol v1.1* untuk contoh studi kasus pada sudut 15° (Grafik Nominal digambarkan oleh kurva berwarna biru)



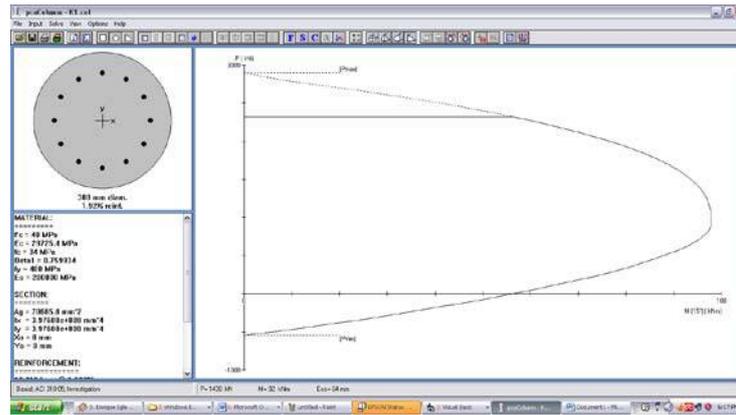
Gambar 5.3 Output program BiaxialCol v1.1 untuk contoh studi kasus pada sudut 30° (Grafik Nominal digambarkan oleh kurva berwarna biru)



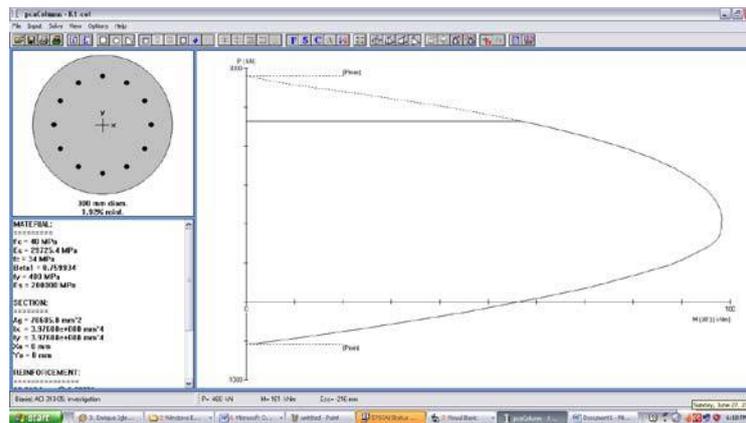
Gambar 5.4 Output program BiaxialCol v1.1 untuk contoh studi kasus pada sudut 45° (Grafik Nominal digambarkan oleh kurva berwarna biru)



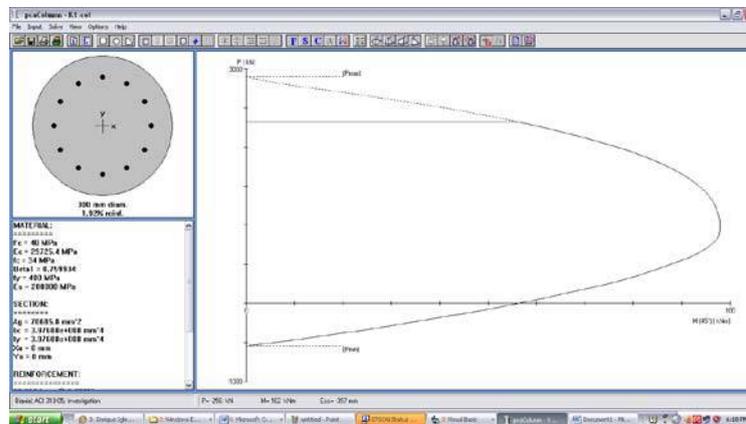
Gambar 5.5 Output program PCA Col untuk contoh studi kasus 1 pada sudut 0°



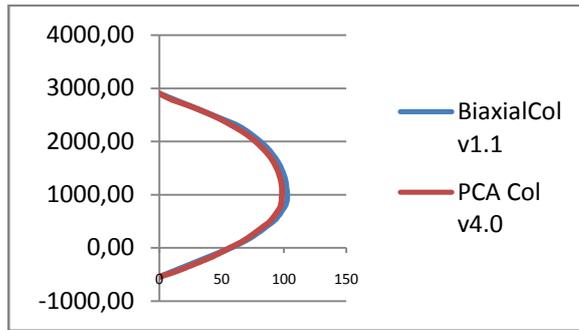
Gambar 5.6 Output program PCA Col untuk contoh studi kasus 1 pada sudut 15°



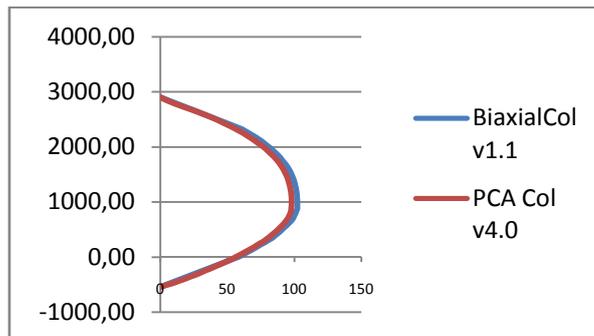
Gambar 5.7 Output program PCA Col untuk contoh studi kasus 1 pada sudut 30°



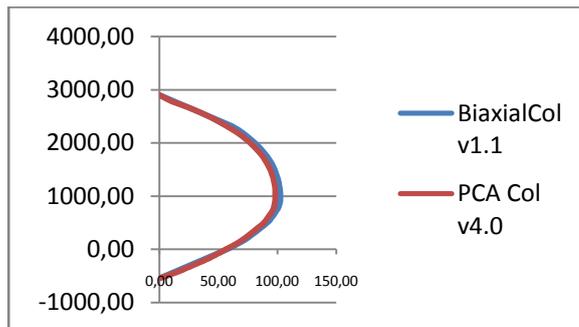
Gambar 5.8 Output program PCA Col untuk contoh studi kasus 1 pada sudut 45°



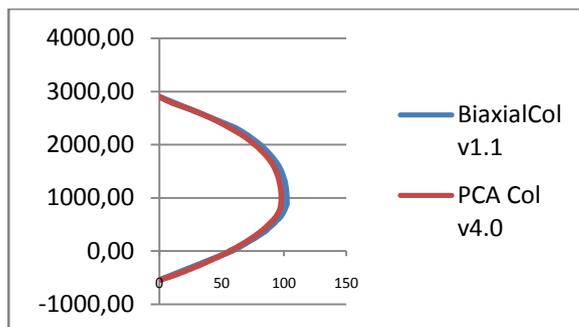
Grafik 5.1 Grafik perbandingan titik kurva BiaxialColv1.1. dengan PCACOL v4.0 untuk contoh studi kasus pada sudut 0°.



Grafik 5.2 Grafik perbandingan titik kurva BiaxialColv1.1. dengan PCACOL v4.0 untuk contoh studi kasus pada sudut 15°.



Grafik 5.3 Grafik perbandingan titik kurva BiaxialColv1.1. dengan PCACOL v4.0 untuk contoh studi kasus pada sudut 30°.



Grafik 5.4 Grafik perbandingan titik kurva BiaxialColv1.1. dengan PCACOL v4.0 untuk contoh studi kasus pada sudut 45°.

Titik Kontrol	BiaxialCol v1.1		PCA Col		Selisih Mn	% Mn
	Pn	Mn	Pn	Mn		
1	2900.04	0.00	2900.04	0.00	0.00	0
2	2320.03	61.34	2320.03	56.86	4.48	7.89
3	978.62	102.57	978.62	98.20	4.37	4.45
4	0.00	57.63	0.00	56.35	1.28	2.28
5	-542.87	0.00	-542.87	0.00	0.00	0

Tabel 5.1 Selisih nilai Mn pada titik kontrol pada sudut inklinasi 0° untuk kasus

Titik Kontrol	BiaxialCol v1.1		PCA Col		Selisih Mn	% Mn
	Pn	Mn	Pn	Mn		
1	2900.04	0.00	2900.04	0.00	0.00	0
2	2320.03	61.09	2320.03	56.43	4.66	8.26
3	950.26	102.31	950.26	97.84	4.47	4.57
4	0.00	58.35	0.00	56.35	2.00	3.56
5	-542.87	0.00	-542.87	0.00	0.00	0

Tabel 5.2 Selisih nilai Mn pada titik kontrol pada sudut inklinasi 15° untuk kasus .

Titik Kontrol	BiaxialCol v1.1		PCA Col		Selisih Mn	% Mn
	Pn	Mn	Pn	Mn		
1	2900.04	0.00	2900.04	0.00	0.00	0
2	2320.03	61.34	2320.03	56.86	4.48	7.89
3	978.62	102.57	978.62	98.20	4.37	4.45
4	0.00	57.63	0.00	56.35	1.28	2.28
5	-542.87	0.00	-542.87	0.00	0.00	0

Tabel 5.3 Selisih nilai Mn pada titik kontrol pada sudut inklinasi 30° untuk kasus.

Titik Kontrol	BiaxialCol v1.1		PCA Col		Selisih Mn	% Mn
	Pn	Mn	Pn	Mn		
1	2900.04	0.00	2900.04	0.00	0.00	0
2	2320.03	61.09	2320.03	56.43	4.66	8.26
3	950.26	102.31	950.26	97.84	4.47	4.57
4	0.00	58.35	0.00	56.35	2.00	3.54
5	-542.87	0.00	-542.87	0.00	0.00	0

Tabel 5.4 Selisih nilai Mn pada titik kontrol pada sudut inklinasi 45° untuk kasus.

6. KESIMPULAN dan SARAN

6.1 Kesimpulan

Setelah membandingkan hasil perhitungan dari program *BiaxialCol v1.1* dengan *PCA Column v4.0* dalam beberapa kasus, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Untuk mencari kapasitas kolom biaksial lingkaran dapat di analisa dengan menggunakan program *BiaxialCol v1.2* ini karena telah diverifikasi validitasnya.
2. Dari beberapa studi kasus yang telah dianalisa pada bab sebelumnya hasil perhitungan telah divalidasi dengan *PCA Column v4.0*. Terdapat selisih antara nilai titik kurva pada *BiaxialCol v.1.1* dengan *PCA Col v4.0*. Semakin tinggi rasio yang dibandingkan semakin besar pula selisih nya begitu pula sebaliknya. Hasil Biaxial Col v1.1 lebih besar sekitar (7-8) % dari PCA-Col v4.0
3. Perbedaan selisih perhitungan antara *BiaxialCol v1.1* dengan *PCA Col v4.0* disebabkan oleh pengurangan luas blok tegangan karena jumlah luas tulangan tertekan yang uga diperhitungkan pada metode penyelesaian yang digunakan *PCA Col v4.0*.
4. Nilai *output* program aplikasi *BiaxialCol v1.1* perlu diverifikasi secara perhitungan manual.

6.2 Saran

Saran yang dapat diberikan penulis guna pengembangan program *BiaxialCol v1.1* ini antara lain :

1. Perlu dilakukan lagi pengembangan studi kolom biaksial diantaranya kolom biaksial dengan penampang lain, kurva tegangan parabolik, pengaruh pengekangan, dll.
2. Perlu digunakan bahasa pemrograman yang lebih baik dan lebih singkat agar penggunaan program tidak membutuhkan waktu yang lama dan dan ukuran database file yang tidak terlalu besar, juga pencatatan waktu running dan komputer yang dipakai, untuk diverivikasi pada studi berikutnya.

DAFTAR PUSTAKA

1. MacGregor, J.G., *Reinforced Concrete Mechanics and Design*, Edisi kedua, Prentice Hall Inc., 1992, 848 hal.
2. Nawy, E.G., *Reinforced Concrete : A Fundamental Approach*, Prentice Hall Inc., 1985, 763 hal.
3. McCormac, J.C., *Design of Reinforced Concrete*, Edisi kelima, John Wiley & Sons, 2001, 422 hal.
4. Wang, C.K., dan Salmon, C.G., *Reinforced Concrete Design*, Edisi keempat, Harper & Row Inc., 1985, 484 hal.
5. Purwono, R., Tavio, Imran ,I., dan Raka, I.G.P., *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002) Dilengkapi Penjelasan (S-2002)*, ITS Press, Surabaya, 2007, 408 hal.
6. Mast, R.F, *Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members*, ACI Structural Journal, V.89, No.2, Maret-April 1992, hal 188-191.
7. Dewobroto, W., *Aplikasi Sain dan Teknik dengan Visual Basic 6.0*, PT. Elex Media Komputindo, Jakarta, 2003, 317 hal.
8. Dewobroto, W., *Aplikasi Rekayasa Konstruksi dengan Visual Basic 6.0 (Analisis dan Desain Penampang Beton Bertulang sesuai SNI 03-2847-2002)*, PT. Elex Media Komputindo, Jakarta, 2005, 451 hal.
- 9 Deitel, H., 1999, *Visual Basic 6 How To Program*, USA, Prentice Hall.
- 10 Park, R dan T. Paulay, 1976, *Reinrorcement Concrete Design*, Edisi kedua, Willey.
11. Wangsadinata, W., 1993, *Diagram Interaksi Lentur Biaksial (DINT)*, Wiratman & Associates

STUDI KOLOM BIAKSIAL BERPENAMPANG BUJUR SANGKAR TANPA PENGEKANGAN DENGAN PEMROGRAMAN VISUAL BASIC 6.0

Oleh

1.Ir. Iman Wimbadi, M.S, 2.Tavio, S.T., M.T., Ph.D, 3. Riaditya Dwi Aryadi

1Dosen /Staf pengajar Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi 10 Nopember (ITS) Surabaya
E-mail:iman@ce.its.ac.id

2Dosen /Staf pengajar Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi 10 Nopember (ITS) Surabaya
E-mail:tavio@ce.its.ac.id

3Alumni (S-1) Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya

ABSTRAK

*Kolom bujur sangkar dalam studi ini yang mengalami gaya aksial dengan eksentrisitas terhadap sumbu x dan sumbu y sering dijumpai dalam perencanaan kolom terutama kolom-kolom pojok dan kolom-kolom yang menahan beban dari dua arah yang tidak sama besar. Kolom-kolom yang demikian disebut kolom yang menahan **momen biaksial**.*

*Untuk menganalisis momen biaksial yang bekerja pada kolom dikembangkan program komputer dengan bahasa **Visual Basic6.0** berdasarkan analisa keseimbangan dan kompatibilitas tegangan-regangan. Dalam studi ini masih dibatasi untuk **investigasi** juga akan dihasilkan tampilan diagram interaksi kolom beton bertulang biaksial secara tida dimensi.*

*Studi ini juga membahas konsep **Unified Design Provision** yang sudah masuk dalam Pasal 9.3.2 ACI 318-2002. Sebelumnya konsep ini masih ada di dalam Appendix / Usulan. Maka dari itu, diperlukan sosialisasi mengingat nilai faktor reduksi (ϕ) tidak tergantung pada harga P_u , tetapi tergantung pada harga regangan tarik tulangan (ϵ_t).*

*Hasil dari studi ini akan akan bermanfaat untuk **Investigasi dan Assesment** terhadap kolom yang sudah ada. Studi ini menganalisa beberapa studi kasus dengan membandingkan program hasil studi dengan program bantu yang telah ada, dalam hal ini adalah PCA Col v4.0. Hasil yang didapat lebih besar sekitar (6-7) % lebih besar dibandingkan dengan PCA-Col, dengan demikian dapat diketahui validitas dari program bantu ini.*

Selanjutnya studi ini masih perlu dikembangkan dalam hal keperluan desain, pembahasan yang lebih detail untuk kolom persegi panjang dan tampilan yang lebih baik, serta dapat dilanjutkan dengan menambahkan pengaruh lain, yaitu kelangsingan kolom dan pengaruh pengekangan.

Kata Kunci : ACI 318-2002, beban aksial, faktor reduksi, ,momen biaksial, SNI 03-2847-2002, Unified Design Provisions, VisualBasic 6.0

1.PENDAHULUAN

Pada konstruksi beton bertulang, kolom merupakan salah satu struktur terpenting. Kolom memikul beban aksial dan momen baik satu arah maupun dua arah yang pada akhirnya beban-beban tersebut disalurkan kepada pondasi. Umumnya dalam konstruksi bangunan yang banyak digunakan adalah kolom berpenampang bujursangkar dikarenakan pelaksanaannya yang relatif cepat, mudah dan ekonomis (Nawy, 1985).

Pada perencanaan kolom selama ini sebagian besar menggunakan perhitungan momen uniaksial. Padahal perlu diketahui bahwa hampir semua kolom memikul momen biaksial. Momen biaksial adalah momen yang diakibatkan oleh adanya eksentrisitas beban aksial pada dua arah sumbu utama, yaitu arah sumbu x dan sumbu y. Pada umumnya peristiwa seperti ini terjadi pada kolom-kolom yang terletak di tepi atau di ujung bangunan, atau apabila terjadi gempa bumi seluruh struktur kolom yang ada pada bangunan itu dapat mengalami momen biaksial (Mac Gregor, 1992). Selama ini materi tentang kolom yang terbebani momen biaksial sering kali tidak dibahas dalam perkuliahan atau hanya dibahas secara singkat saja.

Pada proses analisa tegangan kolom biaksial diperlukan perhitungan yang semakin rumit dan teliti. Hal ini disebabkan adanya proses coba-coba (*trial and error*) dalam menentukan letak garis netral dan sudut inklinasi terhadap bidang horizontal agar dapat memenuhi persamaan keseimbangan yang ada. Tentu saja hal tersebut akan membutuhkan waktu yang banyak apabila dilakukan secara manual dan pada akhirnya menjadi tidak efektif dalam segi waktu (*Mac Gregor, 1992*).

Penggunaan *software* dalam membantu mendesain maupun mengontrol suatu struktur bangunan merupakan alternatif yang efektif dan efisien. Selain hasil yang didapat akurat, waktu pengerjaannya juga relatif cepat. Program-program bantu yang sudah ada (contohnya PCACOL, SAP 2000, ETABS) sebagian besar telah menggunakan konsep biaksial namun dalam penggunaan program bantu ini perlu diperhatikan masalah keasliannya. Pada beberapa tahun yang akan datang, pemerintah akan menertibkan masalah lisensi dari produk-produk yang masuk ke Indonesia. Oleh karena itu, sejak dini perlu dipersiapkan program bantu yang dihasilkan sendiri, terjamin keasliannya, dan bisa digunakan untuk keperluan mendesain maupun mengontrol suatu penampang kolom akibat adanya momen biaksial ini.

Visual Basic 6.0 adalah suatu bahasa pemrograman yang dapat membantu dalam merancang program bantu (*software*) disamping banyaknya bahasa-bahasa pemrograman. Visual Basic memiliki banyak keunggulan diantaranya banyak perintah, fungsi, dan fasilitas yang berhubungan langsung dengan Windows GUI (*Graphics User Interface*), yaitu tampilan Windows yang berbasis visual (grafik).

Karena bahasa pemrograman ini berbasis visual, maka sebagian besar kegiatan pemrograman dapat difokuskan pada penyelesaian problem utama dan bukan pada pembuatan tampilannya.

Keunggulan lain menggunakan Visual Basic 6.0 adalah kemampuannya dalam mengintegrasikan aplikasi-aplikasi lain seperti Microsoft Office dan aplikasi lain yang berbasis Windows (*Recky, 2008*).

1.2 Perumusan Masalah

Bagaimana cara mencari kapasitas dari kolom biaksial dengan penampang bujursangkar tersebut ? dan bagaimana menyusun perencanaan kolom bujursangkar biaksial dalam bahasa pemrograman Visual Basic 6.0 ?

1.3 Batasan Masalah

Penampang kolom yang dianalisa berbentuk bujursangkar, memakai desain penampang kolom pendek., desain tulangan empat sisi sama, menggunakan blok desak Whitney, $a = \beta_1 \cdot c$, mutu beton normal dan menggunakan bahasa pemrograman Visual Basic 6.0

1.4 Tujuan

Mencari kapasitas dari kolom bujursangkar suatu bangunan akibat adanya momen biaksial, membuat suatu program dengan Visual Basic yang dapat membantu mencari kapasitas suatu kolom bujur sangkar biaksial.

1.5 Manfaat

Dengan adanya program bantu ini, proses analisa secara manual yang berulang-ulang tersebut dapat dihindari sehingga menghemat waktu dalam proses perencanaan, mempunyai program bantu hasil karya sendiri dan dapat digunakan untuk keperluan desain dan kontrol struktur bangunan, tanpa perlu rasa khawatir karena terjamin keasliannya, dapat menjadi referensi untuk pengembangan secara terus-menerus program-program bantu lain yang lebih kompleks demi terciptanya kemajuan di bidang *structural engineering* Indonesia yang lebih maju dan dapat menambah wawasan mengenai perilaku kolom lingkaran yang terkena momen biaksial, serta pengetahuan tentang prosedur penguasaan untuk pembuatan suatu program bantu

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pendahuluan

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (frame) struktural yang memikul beban dari balok atau pelat lantai. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui fundasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan collapse (runtuh) lantai yang bersangkutan, dan juga runtuh batas total (ultimate total collapse) seluruh strukturnya.

Keruntuhan kolom struktural merupakan hal yang sangat berarti ditinjau dari segi ekonomis maupun segi manusiawi. Oleh karena itu, dalam merencanakan kolom perlu lebih waspada, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen struktural horizontal lainnya, terlebih karena keruntuhan tekan tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas.

Seperti yang akan terlihat, peraturan ACI mensyaratkan faktor reduksi kekuatan Φ yang jauh lebih kecil dibandingkan dengan faktor-faktor dalam desain lentur, geser maupun torsi. Hal ini memberikan gambaran tambahan bahwa dalam mendesain batang tekan diperlukan kekuatan cadangan yang cukup besar.

Banyaknya penulangan dalam hal balok telah dikontrol agar balok dapat berperilaku duktail. Dalam hal kolom, beban aksial biasanya dominan sehingga keruntuhan yang berupa keruntuhan tekan yang sulit dihindari.

Apabila beban pada kolom bertambah, maka retak akan banyak terjadi di seluruh tinggi kolom pada lokasi-lokasi tulangan sengkang. Dalam keadaan batas keruntuhan (limit state of failure) selimut beton di luar sengkang (pada kolom bersengkang) atau di luar spiral (pada kolom berspiral) akan lepas sehingga tulangan memanjangnya akan mulai terlihat. Apabila bebanya terus bertambah, maka terjadi keruntuhan dan tekuk lokal (local buckling) tulangan memanjang pada batang tak tertumpu sengkang atau spiral. Dapat dikatakan bahwa dalam keadaan batas keruntuhan selimut beton lepas dahulu sebelum lekatan baja-beton hilang.

Seperti halnya balok, kekuatan kolom dievaluasi berdasarkan prinsip-prinsip dasar: Distribusi regangan linier di seluruh tebal kolom. Tidak ada gelincir antara beton dengan tulangan baja (ini berarti regangan pada baja sama dengan regangan pada beton yang mengelilinginya). Regangan beton maksimum yang diizinkan pada keadaan gagal (untuk perhitungan kekuatan) adalah 0,003 in./in. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan.

2.2 Jenis Kolom

Kolom dapat diklasifikasikan berdasarkan bentuk dan susunan tulangannya, posisi beban pada penampangannya, dan panjang kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateralnya.

Bentuk dan susunan tulangan pada kolom dapat dibagi menjadi tiga kategori seperti yang diperlihatkan pada gambar 2.1

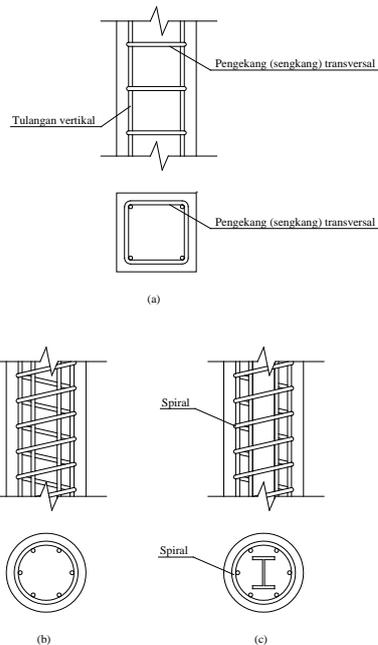
- Kolom segiempat atas bujur sangkar dengan tulangan memanjang dan sengkang (Gambar 2.1a)
- Kolom bundar dengan tulangan memanjang dan tulangan lateral berupa sengkang atau spiral.
- Kolom komposit yang terdiri atas beton dan profil baja struktural di dalamnya. Profil baja ini biasanya diletakkan di dalam selubung tulangan biasa seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.1(c)

Kolom bersengkang merupakan jenis yang paling banyak digunakan karena murah harganya pembuatannya. Sekalipun demikian, kolom segiempat maupun bundar dengan tulangan berbentuk spiral kadang-kadang digunakan juga, terutama apabila diperlukan daktilitas kolom yang cukup tinggi seperti pada daerah gempa. Kemampuan kolom berspiral untuk menahan beban maksimum pada deformasi besar mencegah terjadinya collapse pada struktur secara keseluruhan sebelum terjadinya redistribusi total momen dan tegangan selesai. Gambar 2.2 memperlihatkan peningkatan daktilitas sebagai efek dari digunakannya tulangan spiral.

Berdasarkan posisi beban terhadap penampang melintang, kolom dapat diklasifikasikan atas kolom dengan beban sentris dan kolom dengan beban eksentris seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.3. Kolom yang mengalami beban sentris (Gambar 2.3(a)) berarti tidak mengalami momen lentur. Akan tetapi, dalam prakteknya semua hendaknya direncanakan terhadap eksentrisitas yang diakibatkan oleh hal-hal tak terduga, seperti tidak tepatnya pembuatan acuan beton dan sebagainya.

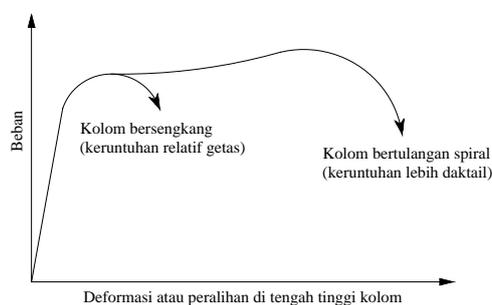
Kolom dengan beban eksentris (Gambar 2.3(b) dan (c)) mengalami momen lentur selain juga gaya aksial. Momen ini dapat dikonversikan menjadi suatu beban P dengan eksentrisitas e seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.3(b) dan (c). Momen lentur ini dapat bersumbu tunggal (uniaksial) seperti dalam hal kolom eksterior bangunan bertingkat banyak, dan kolom A serta B dalam Gambar 2.4 di mana beban pada panel yang berdekatan tidak sama. Kolom dianggap bersumbu rangkap (biaksial) apabila lenturnya terjadi pada terhadap sumbu X dan Y seperti dalam hal kolom pojok C dalam Gambar 2.4.

Keruntuhan kolom dapat terjadi apabila tulangan bajanya leleh karena tarik, atau terjadinya kehancuran pada beton yang tertekan. Selain itu dapat pula kolom mengalami keruntuhan apabila terjadi kehilangan stabilitas lateral, yaitu tekuk.



Gambar 2.1 Jenis kolom berdasarkan bentuk dan macam penulangan : (a) kolom bersengkang; (b) kolom berspiral; (c) kolom komposit (Nawy, 1985).

Apabila kolom runtuh karena kegagalan materialnya (yaitu lelehnya baja atau hancurnya beton), kolom ini diklasifikasikan sebagai kolom pendek (short column). Apabila panjang kolom bertambah, kemungkinan kolom runtuh karena tekuk semakin besar. Dengan demikian ada suatu transisi dari kolom pendek (runtuh karena material) ke kolom panjang (runtuh karena tekuk) yang terdefinisi dengan menggunakan perbandingan panjang efektif k_{lu} dengan jari-jari girasi r . Tinggi lu adalah panjang tak tertumpu (unsupported length) kolom, dan k adalah faktor yang bergantung pada kondisi ujung kolom, dan kondisi adakah penahan deformasi lateral atau tidak. Sebagai contoh, dalam hal kolom yang tidak ada penahan lateral (unbraced column), apabila angka $k_{lu}/r \leq 22$, maka kolom demikian diklasifikasikan sebagai kolom pendek sesuai dengan kriteria ACI. Apabila tidak demikian, kolom tersebut diklasifikasikan sebagai kolom panjang atau lazim disebut kolom langsing. Angka k_{lu}/r disebut angka kelangsingan.



Gambar 2.2 Perbandingan perilaku beban-deformasi antara kolom bersengkang dengan kolom berspiral (Nawy, 1985).

2.3 Diagram Interaksi Kolom

Kapasitas penampang kolom beton bertulang dapat dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi aksial-momen (P-M) yang menunjukkan hubungan beban aksial dan momen lentur pada kondisi batas. Setiap titik kurva menunjukkan kombinasi P dan M sebagai kapasitas penampang terhadap suatu garis netral tertentu.

Suatu kombinasi beban yang diberikan pada kolom bila diplot ternyata berada di dalam diagram interaksi kolom, berarti kolom masih mampu memikul dengan baik kombinasi pembebanan tersebut.

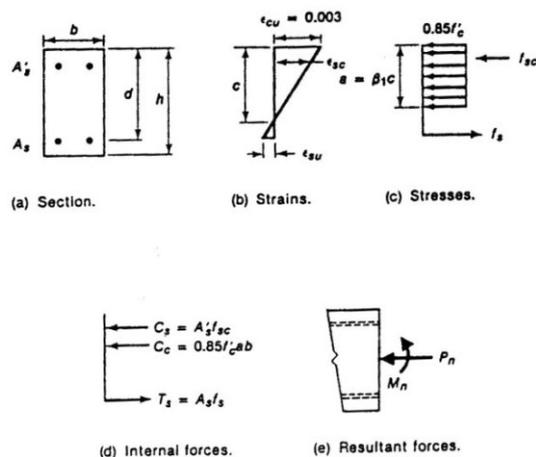
Demikian pula sebaliknya, yaitu jika suatu kombinasi pembebanan yang diplot ternyata berada di luar diagram itu berarti kombinasi beban itu telah melampaui kapasitas kolom dan dapat menyebabkan keruntuhan.

2.3.1 Konsep dan Asumsi Diagram Interaksi Kolom

Jarak e diartikan sebagai eksentrisitas terhadap beban. Kedua kasus ini pada dasarnya sama, Beban P eksentris pada Gambar 2.2(b) bisa diganti dengan beban p yang bekerja pada *centroidal*, ditambah dengan momen, $M = P.e$ terhadap sumbu *centroid*. Beban P dan momen M dapat dikalkulasi dengan memperhatikan geometri daripada aksis centroid karena momen dan gaya yang didapatkan dari analisa struktur dihitung terhadap aksis ini.

2.3.2 Penggambaran Diagram Interaksi Uniaxial

Diagram interaksi untuk kolom umumnya dihitung dengan mengasumsikan regangan yang didistribusikan, setiap regangan yang bersesuaian dengan titik tertentu pada diagram interaksi, dan menghitung nilai yang bersesuaian dengan P dan M . Bila titik-titik tersebut telah dihitung barulah hasilnya ditunjukkan dengan diagram interaksi



Gambar 2.3 Kalkulasi P_n dan M_n untuk kondisi regangan tertentu (Mac Gregor,1992)

Proses kalkulasi ditunjukkan pada Gambar 2.3 untuk satu regangan tertentu. Potongan penampang digambarkan pada Gambar 2.3(a), dan satu regangan distribusi diasumsikan seperti pada Gambar 2.3(b). Maksimum regangan tekan beton 0,003, bersesuaian dengan kegagalan kolom. Lokasi garis netral dan regangan pada tiap level tulangan dihitung dari distribusi regangan. Hasilnya kemudian digunakan untuk menghitung besarnya blok tekanan dan besarnya gaya yang bekerja pada tiap tulangan, seperti pada Gambar 2.3(c). Gaya yang bekerja pada beton dan tulangan, ditunjukkan pada Gambar 2.3(d), dihitung dengan mengalikan gaya dengan luas dimana gaya tersebut bekerja. Akhirnya, gaya aksial P_n dihitung dengan menjumlahkan gaya-gaya individual pada beton dan tulangan., dan momen M_n dihitung dengan menjumlahkan gaya-gaya ini terhadap titik pusat dari potongan penampang. Nilai P_n dan M_n ini menggambarkan satu titik di diagram interaksi.

2.4. Ultimate Strength Design dan Limit State Method

2.4.1 Strength Design Method (Ultimate Strength Design)

Strength design method (metode perencanaan kekuatan) ini dahulu dinamakan *ultimate strength method* (metode kekuatan batas). Dimana dalam metode ini beban kerja dinaikkan secukupnya dengan beberapa faktor untuk mendapatkan beban pada waktu keruntuhan dinyatakan sebagai "telah di ambang pintu (*imminent*)". Beban ini dinamakan sebagai beban berfaktor (*factored service load*). Struktur atau unsurnya lalu diproporsikan sedemikian hingga mencapai kekuatannya pada saat bekerjanya beban berfaktor. Perhitungan dari kekuatan ini memperhitungkan sifat hubungan yang tidak linear antara tegangan dan regangan dari beton. Metode rencana kekuatan dapat dinyatakan sebagai berikut:

Kekuatan yang tersedia \geq kekuatan yang diperlukan untuk memikul beban berfaktor

Dimana kekuatan yang tersedia (seperti kekuatan momen) dihitung sesuai dengan peraturan dan permisalan dari sifat yang ditetapkan oleh suatu peraturan bangunan, dan kekuatan yang diperlukan adalah kekuatan yang dihitung dengan menggunakan suatu analisa struktur dengan menggunakan beban berfaktor.

Dalam metode ini, beban berfaktor (momen, geser, gaya aksial, dan lain - lain) didapat dengan jalan mengalikan beban kerja dengan faktor U sedangkan kekuatan rencana diperoleh dengan jalan mengalikan kekuatan nominal dengan suatu faktor reduksi kekuatan (ϕ). Daktilitas dicapai pada saat regangan tulangan tarik mencapai titik leleh sebelum beton mencapai regangan ultimate yaitu 0,003. Kondisi tersebut didefinisikan sebagai kondisi regangan seimbang. ρ_b adalah rasio penulangan yang menghasilkan kondisi regangan seimbang.

Dasar dari kekuatan lentur nominal dari metode ini didahului oleh pernyataan F. Stussi (1932) yang mengatakan bahwa sifat tegangan - regangan umum untuk beton memperlihatkan hubungan yang nonlinear untuk tegangan diatas $0,5f'_c$.

Perhitungan kekuatan lentur M_n yang didasarkan pada distribusi tegangan yang mendekati parabola dapat dilakukan dengan menggunakan (2.9)

persamaan - persamaan yang ditetapkan (Wang dan Salmon, 1985). C.S. Whitney dan Edward Cohen (Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete, ACI Journal, November 1956) menyarankan penggunaan suatu distribusi tegangan tekan pengganti yang berbentuk persegi seperti gambar 2.8, dipakai suatu tegangan persegi dengan besar rata - rata $0,85f'_c$ dan tinggi $a = \beta_1c$. Dengan menggunakan tegangan persegi ekuivalen, kekuatan momen nominal dapat diperoleh sebagai berikut :

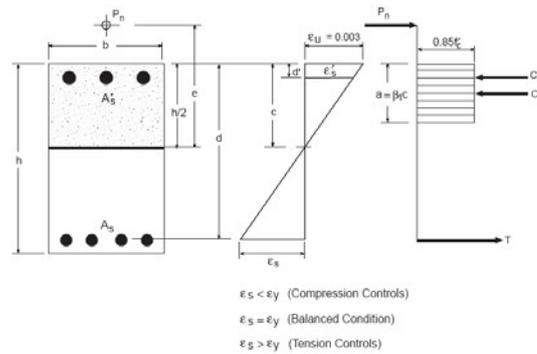
$$T = A_s f_s = A_s (E_s \epsilon_s) \quad \text{saat } \epsilon_s < \epsilon_y$$

$$\text{atau } T = A_s f_y \quad \text{saat } \epsilon_s \geq \epsilon_y$$

$$C_s = A_s' f_s' = A_s' (E_s \epsilon_s') \quad \text{saat } \epsilon_s' < \epsilon_y'$$

$$\text{atau } C_s = A_s' f_y' \quad \text{saat } \epsilon_s' \geq \epsilon_y'$$

$$C_c = 0.85 f'_c b a$$



Gambar 2.5 Regangan dan distribusi tegangan ekuivalen untuk penampang yang menerima lentur dan tekan

Dari keseimbangan gaya didapatkan :

$$P_n = C_c + C_s - T$$

Dari keseimbangan momen di tengah penampang :

$$M_n = P_n e = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Kekuatan nominal dicapai pada saat regangan pada serat tekan ekstrim sama dengan regangan runtuh beton (ϵ_{cu}). Pada waktu itu regangan pada tulangan tarik A_s kemungkinan lebih besar atau lebih kecil atau sama dengan $\epsilon_y = f_y/E_s$, tergantung pada perbandingan relatif dari tulangan terhadap beton. Jika jumlah tulangan cukup sedikit (*underreinforced*), maka tulangan akan meleleh sebelum beton hancur, ini akan menghasilkan suatu ragam keruntuhan yang daktil (*ductile*) dengan deformasi yang besar. Sedangkan jika jumlah tulangan cukup banyak (*overreinforced*) sehingga tulangan tetap dalam keadaan elastis pada saat kehancuran beton maka ini akan menghasilkan suatu ragam keruntuhan yang tiba - tiba atau getas (*brittle*).

Pada metode ini (USD) tegangan tidak proporsional dengan regangannya dan prosedur beban desain merupakan beban layan yang dikalikan dengan suatu faktor beban. Sedangkan pada metode WSM tegangan yang terjadi proporsional dengan regangan yang terjadi dan beban desain sama besarnya dengan beban layan.

2.4.2 Metode Perencanaan Batas (*Limit State Method*)

Perkenalan daripada teori beban *ultimate* untuk beton bertulang pada awalnya adalah untuk menggantikan teori yang lama yaitu teori elastis, namun seiring perkembangan ilmu pengetahuan membawa setiap teori tersebut ke persepektifnya masing – masing dan telah menunjukkan aplikasi teori – teori tersebut kepada konsep yang lebih luas yang kemudian disatukan dalam teori *limit state*. Dimana *Service Ability Limit State* menggunakan teori elastis dan *Ultimate Limits State of Collapse* menggunakan teori beban *ultimate*.

SNI 03-2847-2002 saat ini menggunakan metode perencanaan batas ini (*Limit State Method*). *Limit state* adalah sebuah kondisi batas dimana sebuah stuktur menjadi tidak layak digunakan sebagaimana mestinya. Tujuan daripada desain ini adalah untuk mengurangi kemungkinan terjadinya keadaan *limit state* selama umur desain sampai pada tingkat yang bisa diterima.

Kondisi - kondisi batas ini dibagi menjadi dua kategori:

6. Batas *limit state* ini berkaitan dengan kapasitas untuk menerima beban maksimum (kekuatan dari struktur).
7. Batas limit kelayanan (*serviceability limit state*); ini berkaitan dengan kriteria (ketahanan) pada kondisi dibawah beban normal/kerja.

Desain penampang dengan metode keadaan batas memiliki asumsi bahwa panampang beton bertulang didesain dalam kondisi regangan plastisnya. Dalam hal ini beton mencapai kekuatan tekan maksimumnya dan baja mencapai leleh. Kekuatan nominal penampang tersebut setelah dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan harus mampu menerima beban berfaktor. Untuk menjamin keamanan struktur, metode ini menggunakan filosofi keamanan LRFD (*Load Resistance Factor Design*), yaitu :

$$\text{kuat rencana} > \text{kuat perlu} \quad (\phi R \geq \lambda Q)$$

dimana :

- ϕ = faktor reduksi,
- R = resistance atau kekuatan nominal,
- λ = faktor beban, dan
- Q = beban kerja

Pada metode batas *ultimate*, faktor keamanan didasarkan pada suatu metode desain probabilistik dimana parameter - parameter dasarnya (beban, kekuatan dari material, dimensi, dsb) diperlakukan sebagai suatu nilai yang acak (random). Dimana ada beberapa faktor yang dapat digolongkan didalam dua kategori umum : faktor yang berhubungan dengan pelampauan beban dan faktor yang berhubungan dengan kekurangan kekuatan. Beban berlebih dapat terjadi akibat kemungkinan perubahan dari penggunaan dari tujuan semula struktur tersebut direncanakan, dapat juga akibat penaksiran yang kurang dari pengaruh beban akibat terlalu disederhanakannya prosedur perhitungan, dan akibat pengaruh dari urutan - urutan dari metoda pelaksanaan. Kekurangan kekuatan dapat diakibatkan oleh variasi yang merugikan dari kekuatan bahan, pengerjaan, dimensi, pengendalian, dan pengawasan, sekalipun masih didalam toleransi yang disyaratkan.

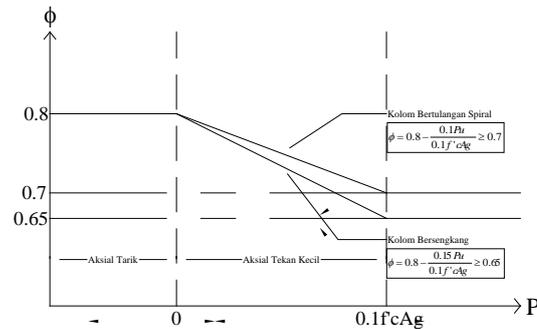
Sedangkan metode batas kelayanan bertujuan untuk melihat tingkat kelayanan elemen struktur sebagai akibat daripada adanya defleksi, ketahanan atau durabilitas, kerusakan lokal akibat retak, belah maupun *spalling* yang semuanya dikontrol terhadap beban kerja yang ada atau sesuai dengan teori elastis.

Ketentuan mengenai faktor reduksi pada elemen struktur akibat tekan dan lentur yang ada pada SNI 03-2847-2002 atau pada *Limit State* ini mengacu pada pasal 11.3.2.2 dimana :

Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur :

- Komponen struktur tulangan spiral yang sesuai dengan 12.9.3.....0.7
- Komponen struktur lainnya.....0.65

Namun bila beban aksial yang bekerja lebih kecil dari $0.1f'_c A_g$ maka faktor reduksi tersebut boleh ditingkatkan hingga 0.8 (SNI 03-2847-2002) atau 0.9 (ACI 318-1999), hal ini untuk menunjukkan bahwa struktur mengalami beban aksial yang kecil dan mengalami beban lentur yang besar, atau pada saat itu kolom hampir berperilaku sama dengan balok.



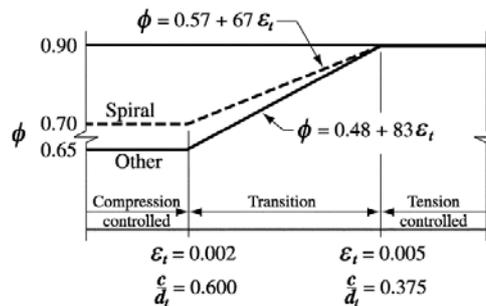
Gambar 2.6 Faktor reduksi SNI 03-2847-2002 untuk beban aksial dan lentur (Limit State)

2.4.3 Unified Design Provision

Konsep perhitungan menggunakan ketentuan unified design (*Unified Design Provisions*) ini pertama kali diperkenalkan oleh Robert F. Mast (*Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members*, ACI Journal, Maret - April 1992). Konsep utama yang berubah dalam unified design ini adalah tentang bagian lentur diganti dengan konsep *tension controlled sections*. Selain itu, juga dibuat satu konsep tentang *compression controlled sections*. *Tension* dan *compression controlled sections* didefinisikan dalam hubungannya dengan regangan tarik tulangan pada kekuatan nominal. Rasio penulangan dalam keadaan seimbang (ρ_b) tidak lagi diperlukan. Keuntungan dari cara berpikir ini adalah memperjelas perlakuan untuk bagian - bagian yang menerima beban aksial yang kecil maupun yang menerima beban aksial yang besar. Ketentuan tentang faktor reduksi kapasitas (ϕ) juga diganti.

Tujuan pemakaian faktor reduksi adalah:

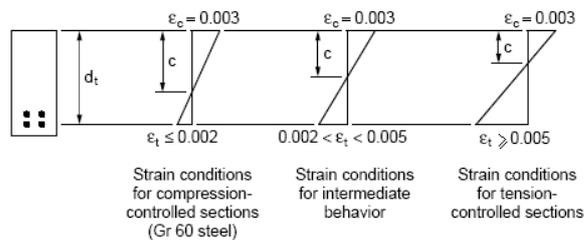
- Adanya kemungkinan variasi dari kekuatan material dan dimensi.
- Adanya kemungkinan ketidaktepatan dalam perencanaan.
- Mencerminkan arti pentingnya suatu bagian dalam struktur.
- Diharapkan struktur mampu menerima beban yang direncanakan.



Gambar 2.7 Variasi ϕ yang terjadi berdasarkan ϵ_t yang terjadi ($f_y = 400\text{Mpa}$)

Nilai ϕ menurut *unified design provisions* :

- *Tension Controlled Members* : 0.9
- *Compression Controlled Members* : 0.65 atau 0.7 (untuk tulangan Spiral), dengan transisi diinterpolasikan secara lurus berdasarkan regangan yang ada.

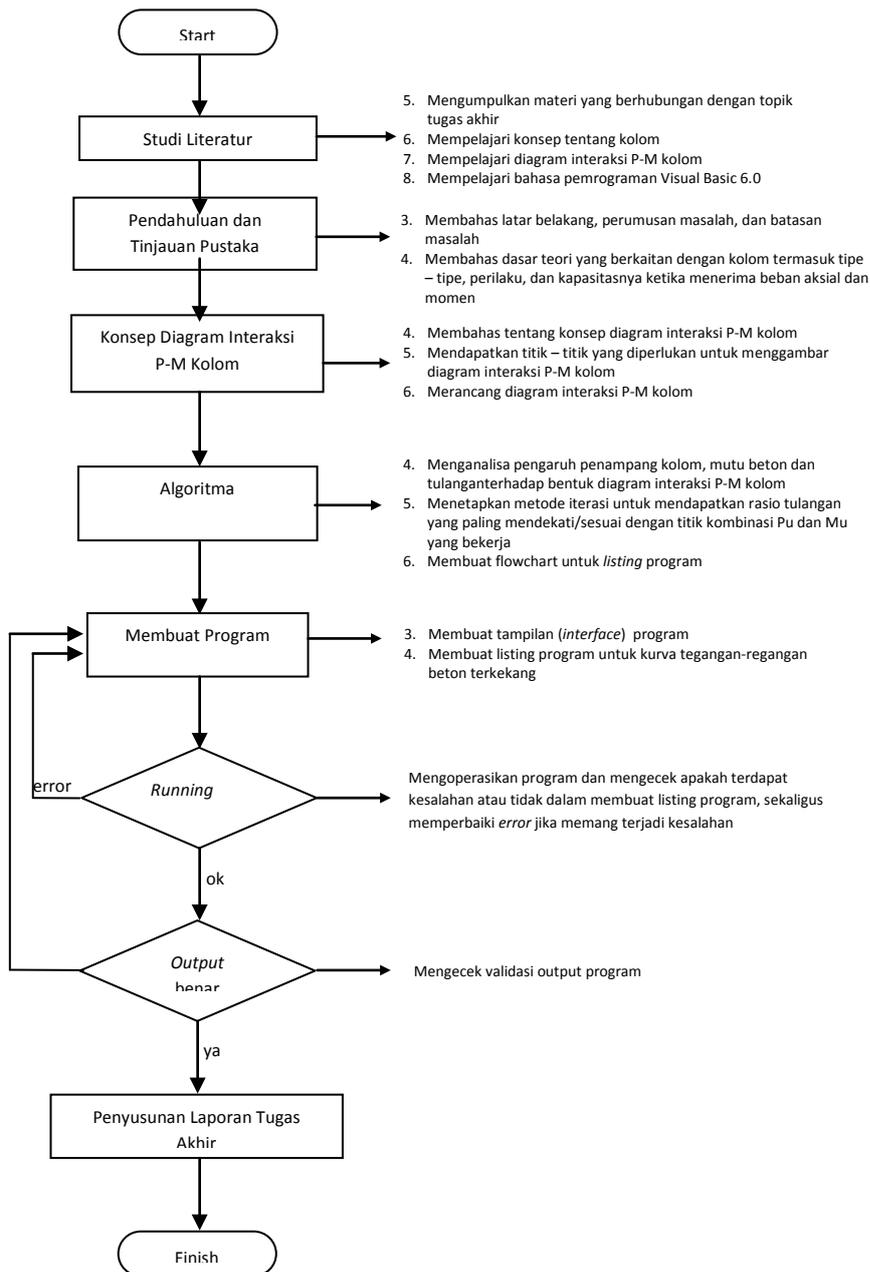


Gambar 2.8 Berbagai macam kriteria regangan pada penampang beton menurut *Unified Design Provisions*

Jadi dengan adanya konsep *unified design provisions* ini perhitungan - perhitungan untuk mendesain penampang elemen beton dapat disederhanakan dengan menggunakan kondisi regangan untuk menjelaskan batas - batas antara kelakuan "*tension controlled sections*" dan "*compression controlled sections*", yaitu dengan satu perubahan dalam menentukan jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (d) yang nantinya digunakan untuk membuat batas - batas tersebut untuk menentukan besarnya faktor reduksi (ϕ) dalam menghitung kapasitas penampang. Dengan konsep dan definisi yang baru tersebut berarti nantinya hanya akan ada satu batasan - untuk menghitung kapasitas penampang untuk semua elemen beton. Baik itu kolom, balok, beton bertulang biasa, maupun beton pratekan. Dan hal tersebut berlaku sama untuk berbagai macam bentuk penampang. Dalam menganalisa penampangnya metode *unified design provisions* ini menggunakan metode kekuatan batas sama seperti halnya di SNI 03-2847-2002.

3.LANGKAH 2 KERJA

3.1 Bagan Alir Penyelesaian



Gambar 3.1 Metodologi pelaksanaan tugas akhir

3.2 Studi Literatur

Pada tahap ini dilakukan studi literatur mengenai konsep dasar kolom termasuk tipe – tipe kolom, perilakunya ketika menerima beban aksial dan momen lentur serta kapasitas kolom yang digambarkan dalam diagram interaksi P-M kolom. Literatur-literatur yang digunakan .(lihat Daftar Pustaka)

3.3 Merancang Diagram Interaksi P-M Kolom

Untuk mendapatkan kombinasi P dan M pada diagram interaksi maka solusi yang dapat dilakukan adalah dengan mengadopsi algoritma numerik, meskipun algoritma manual juga dapat dibuat tetapi akan cukup kompleks. Untuk menentukan P dan M tersebut perlu mempelajari sifat diagram interaksi yang ada dengan mendapatkan minimal lima titik yaitu :

6. Beban aksial tekan maksimum (teori) sesuai dengan perumusan 2.1 pada bab II sub bab 2.3

7. Beban aksial tekan maksimum yang diijinkan,

$$P_{n maks} = 0.8 P_0 \rightarrow M_n = P_{n maks} \cdot e_{min}$$

8. Beban lentur dan aksial pada kondisi *balanced*, nilainya ditentukan dengan mengetahui kondisi regangan

$$\text{beton } \varepsilon_{cu} = 0,003 \text{ dan baja } \varepsilon_s = \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

9. Beban lentur pada kondisi beban aksial nol, kondisi seperti balok.

10. Beban aksial tarik maksimum, $P_{n-T} = \sum_{i=1}^n - A_{st} f_y$

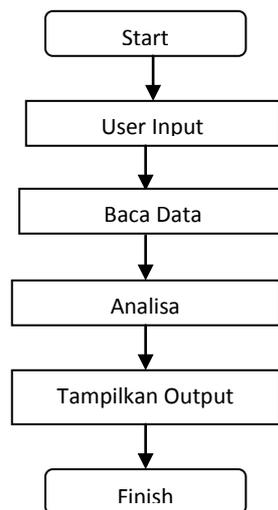
Kelima titik di atas adalah titik – titik minimum yang harus ada pada diagram interaksi. Jika perlu, ketelitian yang lebih baik dapat ditambahkan titik lain :

- di daerah keruntuhan tekan
- di daerah keruntuhan tarik

Jadi, agar seimbang maka setiap penambahan titik pada kurva diperlukan dua buah titik yaitu untuk mengantisipasi dua kondisi keruntuhan yang terjadi.

3.4 Algoritma

Susunan program secara umum dibuat menurut diagram alir gambar 3.2 seperti di bawah ini.



Gambar 3.2 Flowchart program utama

4. PENGOPERASIAN PROGRAM

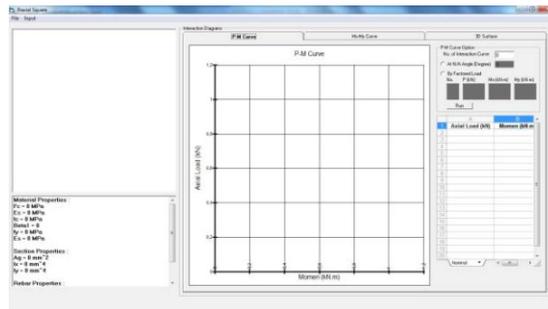
4.3 Penjelasan Program

Program bantu untuk kolom biaksial ini, dibuat untuk menginvestigasi kemampuan kolom beton bertulang penampang lingkaran yang dibebani gaya aksial dan momen dua sumbu (biaksial). Bahasa pemrograman yang digunakan adalah Visual Basic 6.0. Program ini dibuat dengan membagi menjadi beberapa modul dengan harapan untuk mempermudah proses *debugging* jika terjadi kesalahan pada saat penyusunan program. Diagram interaksi yang dihasilkan sesuai dengan input yang diberikan berdasarkan metoda SNI 03-2847-2002. Penggunaan program analisa kolom biaksial ini dapat menggantikan pekerjaan perhitungan coba – coba garis netral penampang manual yang rumit dan memakan waktu lama.

4.4 Prosedur Pengoperasian Program

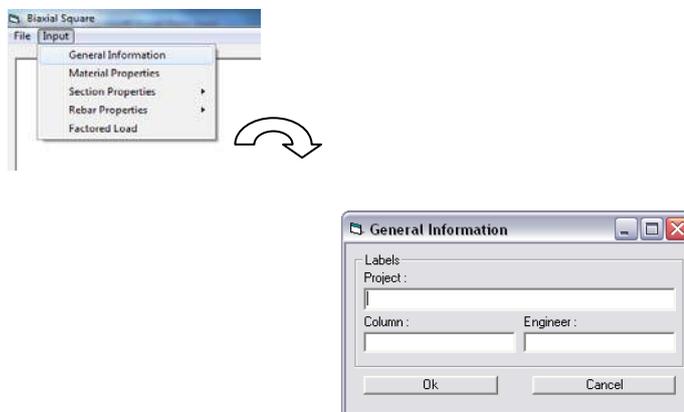
Berikut ini merupakan langkah – langkah untuk mengoperasikan program :

- Langkah pertama untuk memulai program, klik *Biaxial Column.exe* sebanyak dua kali sehingga muncul tampilan pertama jendela utama program seperti pada gambar 4.1.



Gambar 4.1 Tampilan awal program

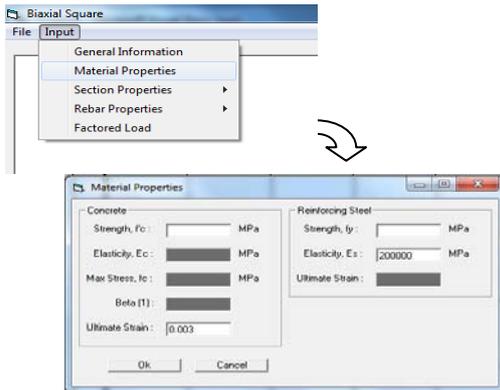
- Langkah kedua adalah memulai *project* baru dengan cara klik menu *Input > General Information*. Menu ini berisi tentang nama *project* baru, nama kolom yang akan didesain, dan nama perencana. Ketiga parameter tersebut boleh dikosongi karena tidak akan mempengaruhi jalannya program. Selain itu, terdapat juga menu pilihan untuk *design code* yang akan digunakan. Klik *OK* untuk keluar dari jendela input *General Information* jika data yang diisikan oleh user diyakini sudah benar atau *cancel* untuk membatalkan data yang telah diinputkan.oleh user diyakini sudah benar atau *cancel* untuk membatalkan data yang telah diinputkan.



Gambar 4.2 Input General Information

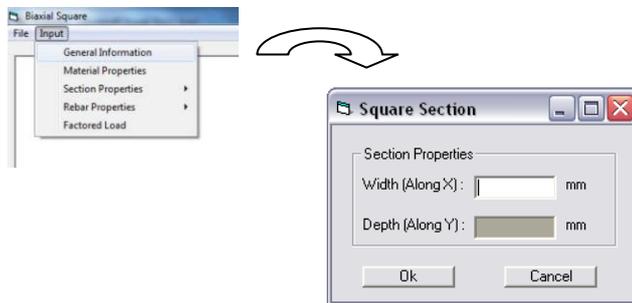
- Langkah ketiga adalah menginputkan data – data material/bahan yaitu kuat tekan beton, f'_c dan kuat leleh tulangan baja, f_y dengan cara klik menu *Input > Material Properties*. Ketika data f'_c diinputkan, parameter – parameter yang lain akan berubah dengan sendirinya seperti modulus elastisitas beton (E_c), tegangan maksimal beton (f_c), dan beta dengan menganggap bahwa regangan batas beton sebesar 0,003.

Selanjutnya, ketika data f_y diinputkan, parameter yang berubah adalah regangan baja dengan menganggap nilai modulus elastisitas sebesar 200000 MPa dan regangan batas baja sebesar 0,002.



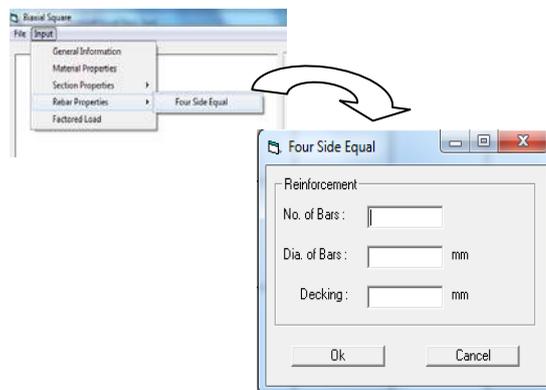
Gambar 4.3 *Input Material Properties*

- Langkah keempat adalah input *property* penampang. Klik menu *Input > Section > Square* untuk membuka jendela input penampang. Di dalam menu ini, user diminta untuk memasukkan data luas penampang yang terdiri dari panjang dan lebar kolom.



Gambar 4.4 *Input Square Section*

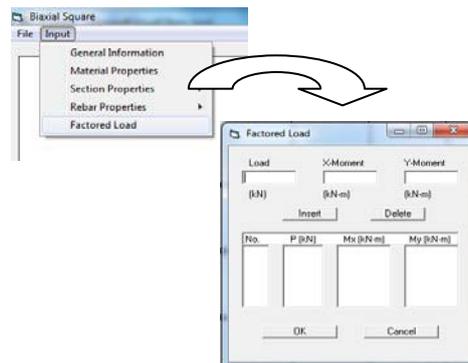
- Langkah kelima adalah memasukkan data – data penulangan dengan cara klik menu *Input>Rebar Properties>Four Side Equal*. Sub-Menu Reinforcement terdiri dari tiga buah text-box. Pertama adalah *No. of Bars*, merupakan text-input jumlah tulangan logitudinal yang terdapat dalam kolom. Karena yang ditinjau adalah kolom bujur sangkar, maka banyak tulangan logitudinal tersebut harus kelipatan empat. Kedua adalah *Dia. of Bars*, merupakan text-input diameter tulangan longitudinal (mm). Ketiga adalah *Decking*, merupakan text-input tebal selimut beton (mm).



Gambar 4.5 *Input Reinforcement*

- Langkah keenam adalah memasukkan input beban aksial dan momen dengan cara klik menu *Input > Load > Factored*. Di dalam menu ini user menginputkan beban aksial pada kolom *Load* dan momen

masing-masing sumbu yaitu arah x serta arah y pada kolom *X-Moment* dan *Y-Moment*. Setelah menginputkan beban – beban di atas, klik *insert* agar tersimpan di dalam *Listbox* lalu klik *OK*. Perlu diingat, user hanya dapat menginputkan beban aksial dan momen sekali saja.

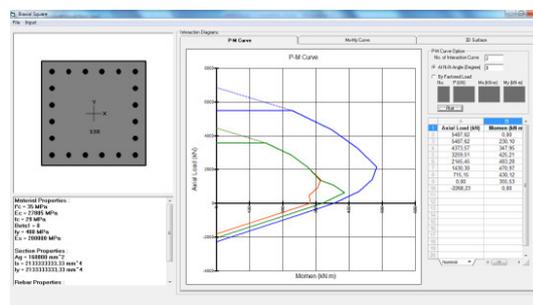


Gambar 4.6 *Input Factored Load*

14. Langkah ketujuh adalah menganalisa kapasitas kolom yang data-datanya telah diinputkan sebelumnya. Diagram interaksi disajikan dalam tiga pilihan tampilan, yaitu : *P-M Curve*, *Mx-My Curve*, dan tampilan secara tiga dimensi (*3D Interaction Surface*).

- *P-M Curve*

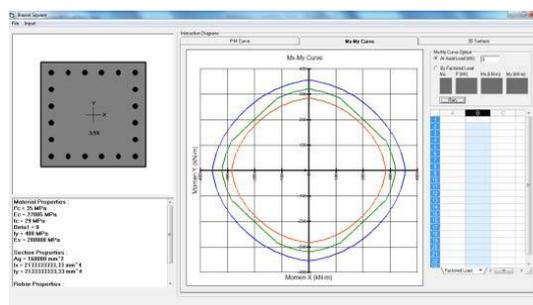
Klik SSTab *P-M Curve*, ketik besarnya sudut inklinasi pada textbox at N/A angle (degree) lalu klik Run. Maka akan muncul grafik yang dimaksud.



Gambar 4.7 *Tampilan P-M Curve*

- *Mx-My Curve*

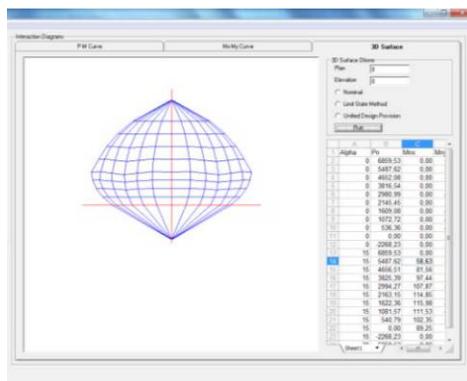
Klik SSTab *Mx-My Curve*, ketik besarnya P_n pada textbox at axial load (kN) lalu klik Run. Maka akan muncul grafik yang dimaksud.



Gambar 4.8 *Tampilan Mx-My Curve*

- *3D Interaction Surface*

Klik SSTab *3D Interaction Surface*, maka akan muncul grafik yang dimaksud.



Gambar 4.9 Tampilan 3D Interaction Surface

5. STUDI KASUS

Untuk mengetahui kebenaran dan ketelitian program *BiaxialCol v1.2* ini, maka diperlukan verifikasi hasil output program tersebut dengan program lain yaitu *PCA Column ver 4.0*. Ketelitian program *BiaxialCol v1.2* ini dilakukan dengan membandingkan lima titik kontrol pada kurva nominal, yaitu:

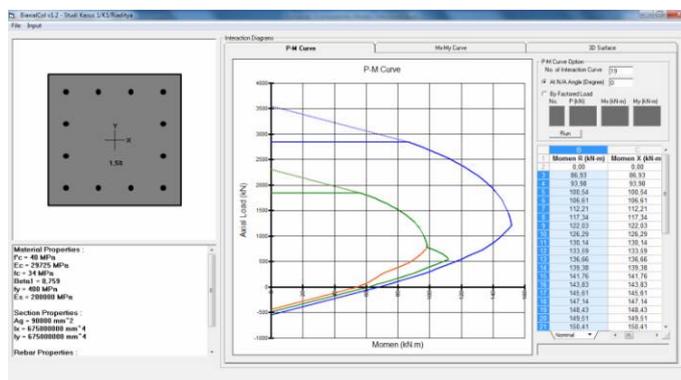
7. Pada titik koordinat (Pmax, Mn).
8. Pada titik koordinat (Pn max ijin, Mn), dimana Pn max ijin = 0.8 Pmax.
9. Pada titik koordinat (Pn, Mn max).
10. Pada titik koordinat (Pn = 0, Mn) kondisi balok.
11. Pada titik koordinat (Pnt, Mn) kondisi tarik penuh.

Nilai perbandingan lima titik kontrol yang dihasilkan disajikan dalam bentuk tabel untuk memudahkan verifikasi.

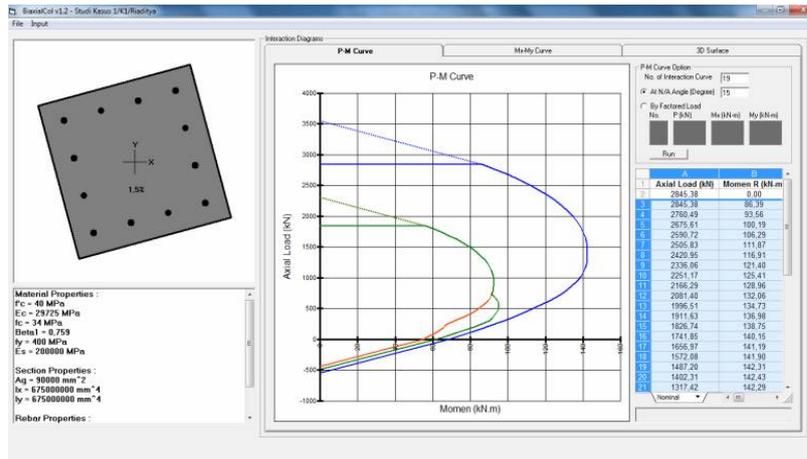
Contoh Kasus:

Pada studi kasus ini, akan dianalisa kapasitas kolom dengan data – data seperti di bawah ini :

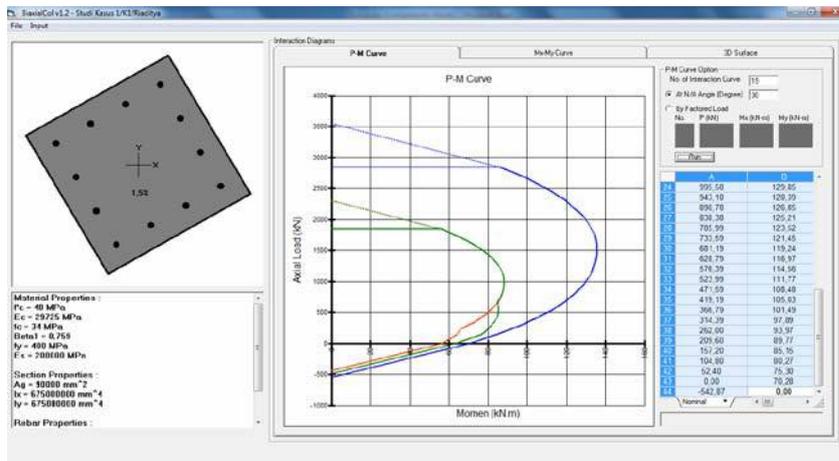
8. Dimensi kolom, $b = 300 \text{ mm}$, $h = 300 \text{ mm}$
9. Mutu beton, $f'_c = 40 \text{ MPa}$
10. Mutu tulangan, $f_y = 400 \text{ MPa}$
11. Diameter tulangan longitudinal, $\phi_l = 12 \text{ mm}$
12. Jumlah tulangan = 12
13. Selimut beton (*decking*) = 40 mm
14. Sudut Inklinasi = 0° , 15° , 30° dan 45°



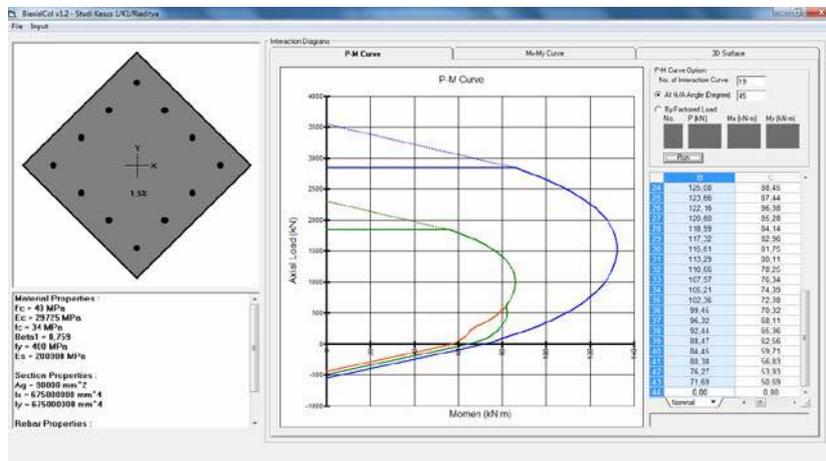
Gambar 5.1 Output program *BiaxialCol v1.2* untuk contoh studi kasus pada sudut 0° (Grafik Nominal digambarkan oleh kurva berwarna biru)



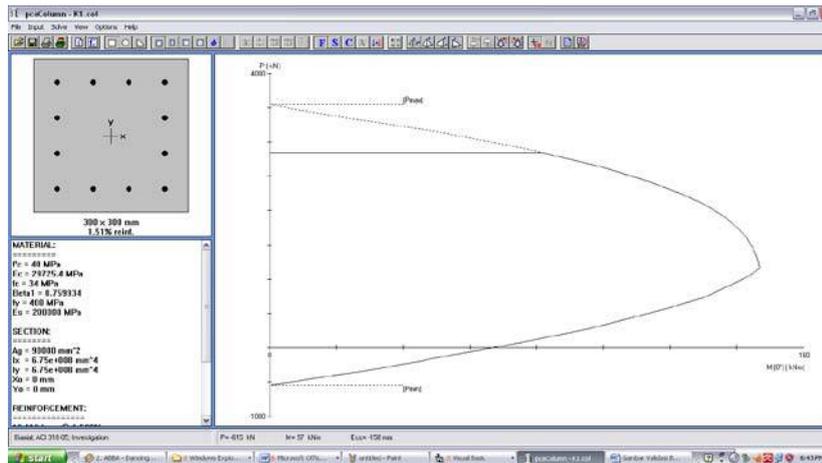
Gambar 5.2 Output program BiaxialCol v1.2 untuk contoh studi kasus pada sudut 15° (Grafik Nominal digambarkan oleh kurva berwarna biru)



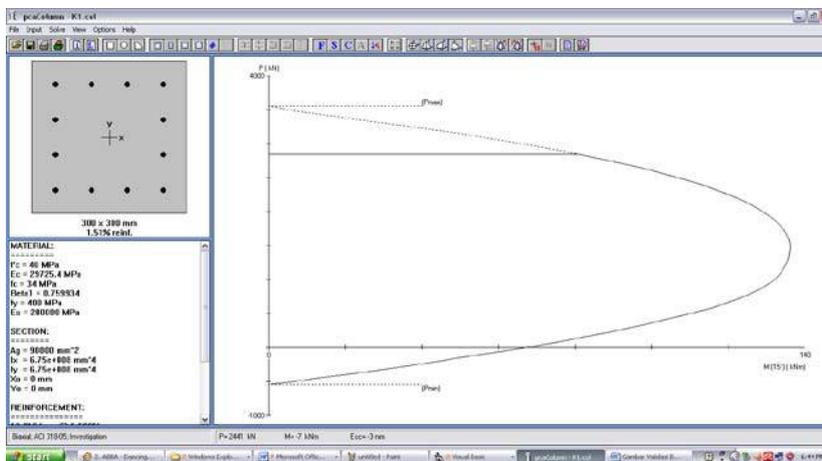
Gambar 5.3 Output program BiaxialCol v1.2 untuk contoh studi kasus pada sudut 30° (Grafik Nominal digambarkan oleh kurva berwarna biru)



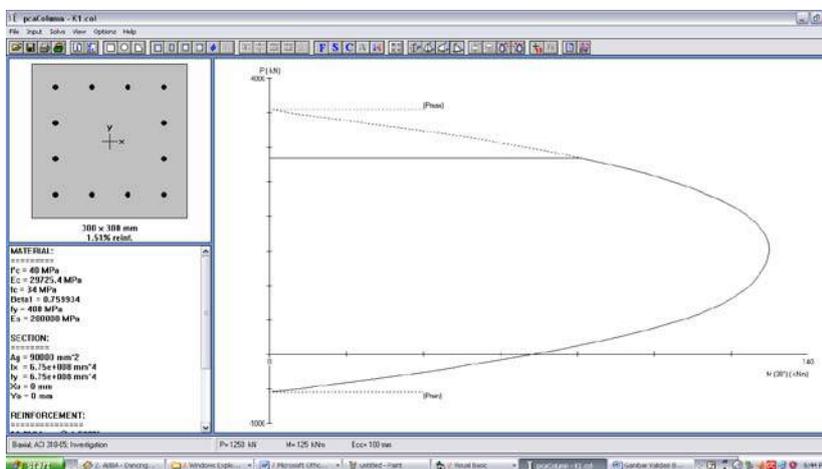
Gambar 5.4 Output program BiaxialCol v1.2 untuk contoh studi kasus pada sudut 45° (Grafik Nominal digambarkan oleh kurva berwarna biru)



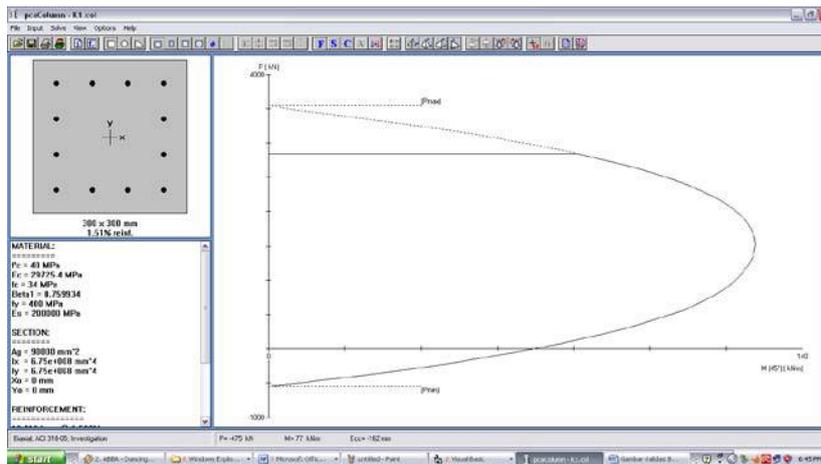
Gambar 5.5 Output program PCA Col untuk contoh studi kasus 1 pada sudut 0°



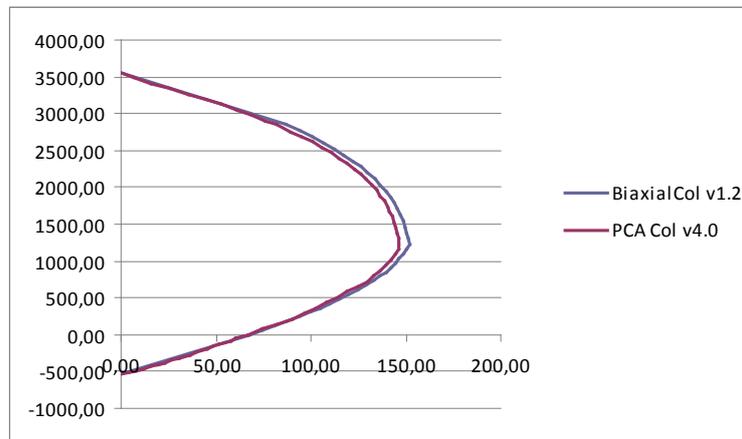
Gambar 5.6 Output program PCA Col untuk contoh studi kasus 1 pada sudut 15°



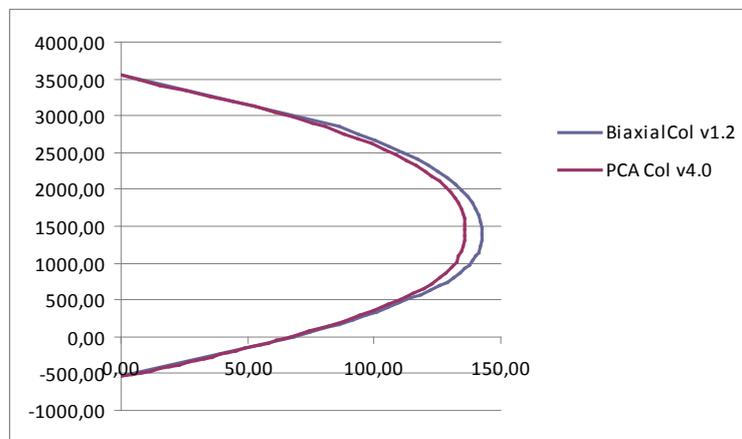
Gambar 5.7 Output program PCA Col untuk contoh studi kasus 1 pada sudut 30°



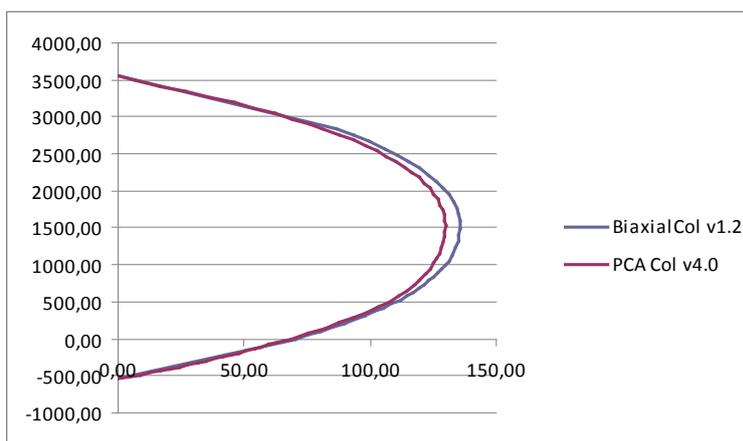
Gambar 5.8 Output program PCA Col untuk contoh studi kasus pada sudut 45°



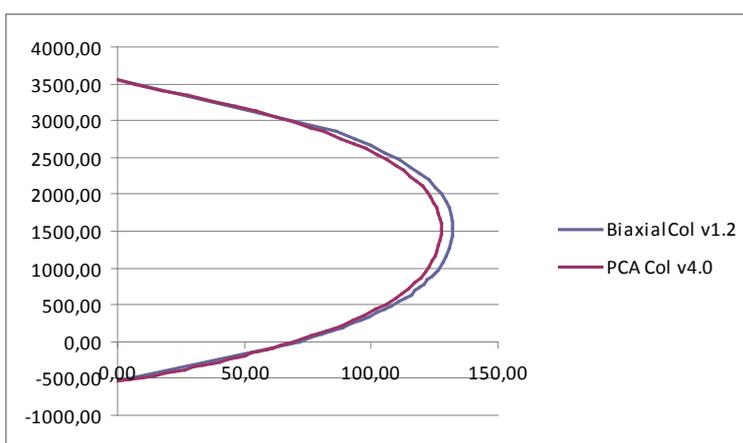
Grafik 5.1 Grafik perbandingan titik kurva BiaxialColv1.2. dengan PCACol v4.0 untuk contoh studi kasus pada sudut 0°.



Grafik 5.2 Grafik perbandingan titik kurva BiaxialColv1.2. dengan PCACol v4.0 untuk contoh studi kasus pada sudut 15°.



Grafik 5.3 Grafik perbandingan titik kurva BiaxialCol v1.2. dengan PCACol v4.0 untuk contoh studi kasus pada sudut 30°.



Grafik 5.4 Grafik perbandingan titik kurva BiaxialCol v1.2. dengan PCACol v4.0 untuk contoh studi kasus pada sudut 45°.

Tabel 5.1 Selisih nilai Mn pada titik kontrol pada sudut inklinasi 0° untuk kasus 1.

Titik Kontrol	BiaxialCol v1.2		PCA Col		Selisih Mn	% Mn
	Pn	Mn	Pn	Mn		
1	3556,73	0,00	3556,73	0,00	0,00	0
2	2845,38	86,93	2845,38	81,56	5,37	6,58
3	1218,31	151,81	1218,31	146,34	5,47	3,74
4	0,00	67,64	0,00	66,66	0,98	1,47
5	-542,87	0,00	-542,87	0,00	0,00	0

Tabel 5.2 Selisih nilai Mn pada titik kontrol pada sudut inklinasi 15° untuk kasus .

Titik Kontrol	<i>BiaxialCol v1.2</i>		<i>PCA Col</i>		Selisih Mn	% Mn
	Pn	Mn	Pn	Mn		
1	3556,73	0,00	3556,73	0,00	0,00	0
2	2845,38	86,39	2845,38	80,72	5,67	7,02
3	1402,31	142,43	1402,31	135,86	6,57	4,84
4	0,00	68,19	0,00	67,07	1,12	1,66
5	-542,87	0,00	-542,87	0,00	0,00	0

Tabel 5.3 Selisih nilai Mn pada titik kontrol pada sudut inklinasi 30° untuk kasus.

Titik Kontrol	<i>BiaxialCol v1.2</i>		<i>PCA Col</i>		Selisih Mn	% Mn
	Pn	Mn	Pn	Mn		
1	3556,73	0,00	3556,73	0,00	0,00	0
2	2845,38	86,43	2845,38	81,00	5,43	6,70
3	1407,46	135,37	1407,46	129,40	5,97	4,62
4	0,00	70,28	0,00	68,23	2,05	3,00
5	-542,87	0,00	-542,87	0,00	0,00	0

Tabel 5.4 Selisih nilai Mn pada titik kontrol pada sudut inklinasi 45° untuk kasus.

Titik Kontrol	<i>BiaxialCol v1.2</i>		<i>PCA Col</i>		Selisih Mn	% Mn
	Pn	Mn	Pn	Mn		
1	3556,73	0,00	3556,73	0,00	0,00	0
2	2845,38	86,35	2845,38	81,01	5,34	6,59
3	1539,37	132,25	1539,37	127,60	4,65	3,65
4	0,00	71,69	0,00	69,48	2,21	3,18
5	-542,87	0,00	-542,87	0,00	0,00	0

6.KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Setelah membandingkan hasil perhitungan dari program *BiaxialCol v1.2* dengan *PCA Column v4.0* dalam beberapa kasus, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

5. Untuk mencari kapasitas kolom biaksial bujur sangkar dapat di analisa dengan menggunakan program *BiaxialCol v1.2* ini karena telah diverifikasi validitasnya.
6. Dari beberapa studi kasus yang telah dianalisa pada bab sebelumnya hasil perhitungan telah divalidasi dengan *PCA Column v4.0*. Terdapat selisih antara nilai titik kurva pada *BiaxialCol v.1.2* dengan *PCA Col v4.0*. Hasil Program *BiaxialCol v.1.2* hasilnya lebih besar sekitar 6%-7 % lebih besar dari *PCA-Col v4.0*, yang perlu terus diverivikasi.
7. Perbedaan selisih perhitungan antara *BiaxialCol v1.2* dengan *PCA Col v4.0* disebabkan oleh pengurangan luas blok tegangan karena jumlah luas tulangan tertekan yang uga diperhitungkan pada metode penyelesaian yang digunakan *PCA Col v4.0*.

8. Nilai *output* program aplikasi *BiaxialCol v1.2* dapat dipertanggungjawabkan karena sudah diverifikasi secara perhitungan manual.

6.2 Saran

Saran yang dapat diberikan penulis guna pengembangan program *BiaxialCol v1.2* ini antara lain :

3. Perlu dilakukan lagi pengembangan studi kolom biaksial diantaranya kolom biaksial dengan penampang lain, kurva tegangan parabolik, pengaruh pengekanan, dll.
4. Perlu digunakan bahasa pemrograman yang lebih baik dan lebih singkat agar penggunaan program tidak membutuhkan waktu yang lama dan dan ukuran database file yang tidak terlalu besar.
5. Perlu di tinjau akan waktu running dan spesifikasi dari komputer yang digunakan.

DAFTAR PUSTAKA

1. Deitel, H., 1999, *Visual Basic 6 How To Program*, USA, Prentice Hall.
2. Dewobroto, W., 2003, *Aplikasi Sain dan Teknik dengan Visual Basic 6.0*, Jakarta, PT. Elex Media Komputindo.
3. Dewobroto, W., 2005, *Aplikasi Rekayasa Konstruksi dengan Visual Basic 6.0 (Analisis dan Desain Penampang Beton Bertulang sesuai SNI 03-2847-2002)*, Jakarta, PT. Elex Media Komputindo.
4. MacGregor, James G., 1992, *Reinforced Concrete Mechanics and Design*, Edisi kedua, Prentice Hall Inc.
5. Nawy, Edward G., P.E, 1985, *Reinforced Concrete : A Fundamental Approach*, Prentice Hall Inc.
6. Park, R dan T. Paulay, 1933, *Reinforcement Concrete Design*, Edisi kedua, Willey.
7. Purwono, R., Tawio, I. Imran , dan I.G.P. Raka, 2007, "Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002) Dilengkapi Penjelasan (S-2002)," Surabaya, ITS Press.
8. Wangsadinata, W., 1993, *Diagram Interaksi Lentur Biaksial (DINT)*, Wiratman & Associates

SERANGAN H₂SO₄ PADA BETON GEOPOLIMER MOLARITAS 8 MOL DAN 12 MOL DI SELAT MADURA DITINJAU TERHADAP KUAT TEKAN

Srie Subekti
D3 Teknik Sipil FTSP ITS

ABSTRAK

Pada muara sampai selat madura airnya mengandung garam yang agresif. Beton di muara sungai sering mengalami pelapukan, akibat adanya pengikatan unsur CaO bebas oleh NaCl / H₂SO₄ yang mudah mengurai menjadi Ca(OH)₂.

Untuk menanggulangi pelapukan pada bangunan di lokasi yang mengandung garam, dibutuhkan beton khusus, dalam hal ini adalah beton geopolimer menggunakan Fly Ash yang diperoleh dari limbah batu bara PLTU Paiton Probolinggo. Sebagai aktivatornya menggunakan larutan alkalin Sodium Hidroksida 8 Mol dan 12 Mol dengan perbandingan Na₂SiO₃ / NaOH = 0,5. Dipakai benda uji ϕ 10 cm, tinggi 20 cm.

Dari hasil tes di laboratorium terlihat bahwa kenaikan kuat tekan pada campuran 12 Mol 0,5 terendam larutan H₂SO₄ selama 120 hari adalah 47,63%, kenaikan kuat tarik adalah 35,34%, dimana porositas tertutup 4,46%. Untuk campuran 8 Mol 0,5 terendam larutan H₂SO₄ selama 120 hari mengalami kenaikan kuat tekan sebesar 35% dan kenaikan kuat tarik 25,49% dimana porositas tertutup sebesar 4,31%. Hubungan kuat tekan dan kuat tarik memenuhi syarat $0,1 fc' < ft < 0,2fc$.

Kata kunci : Aktivator, Beton Geopolimer, Kuat Tekan, Kuat Tarik, Porositas

LATAR BELAKANG

Beton Geopolimer adalah jenis beton yang 100% tidak menggunakan semen. Fly Ash sebagai sumber material untuk membuat binder yang dibutuhkan dalam campuran beton. Beton Geopolimer ini terbentuk dari reaksi kimia bukan dari reaksi hidrasi seperti pada beton biasa [Davidovits, 1999, Halaman 1].

Penggunaan Fly ash, pada khususnya dalam produksi beton, mempunyai manfaat lingkungan yang signifikan ; yaitu : mengurangi produksi gas rumah kaca, memperbaiki daya tahan beton, mengurangi penggunaan energi, mengurangi jumlah fly ash yang harus dibuang di landfill, dan menghemat sumber daya alam dan material [ACAA 2003] dalam Hardjito dkk ; 2005 , Halaman 8.

Davidovits diambil dari Djwanto Hardjito (2002), Halaman 3, menyatakan :
Beton geopolimer dinyatakan ramah lingkungan karena :

- Memanfaatkan limbah industri (material sisa) yang mencemari lingkungan.
- Menjebak racun dalam bahan pembuat beton. Karena adanya reaksi kimia yang menyebabkan racun – racun ikut terikat dan membentuk kristal dalam beton.
- Menurunkan emisi gas rumah kaca [CO₂] akibat proses produksi semen.

Hal ini merupakan pemicu bagi penulis untuk mengadakan penelitian dengan judul : Serangan H₂SO₄ Pada Beton Geopolimer Molaritas 8 mol dan 12 mol di Selat Madura Ditinjau Terhadap Kuat Tekan, dan diharapkan hasil yang optimum yaitu kuat tekan yang tinggi dengan harga murah karena Fly Ash adalah bahan limbah dan berguna bagi masyarakat.

PERMASALAHAN

Permasalahan yang timbul adalah apabila beton geopolimer tahan terhadap lingkungan agresif dimana campuran beton tersebut tanpa menggunakan semen. Sebagai penggantinya digunakan fly ash.

Bagaimana perkembangan kekuatan mekanik [Kuat Tekan, Kuat Tarik] dan seberapa besar tingkat porositas yang terjadi pada beton geopolimer agar tahan terhadap lingkungan agresif diuraikan lebih lanjut dengan komposisi sebagai berikut :

- Kadar Sodium hidroksida adalah 8 Mol dan 12 Mol
- Perbandingan Sodium silikat dengan sodium hidroksida :

$$\frac{Na_2SiO_3}{NaOH} \text{ adalah } 0.5$$

- Massa aktivator dalam binder adalah 26% sedangkan massa Fly Ash dalam binder 74%
- Perbandingan agregat halus dan agregat kasar 1 : 2
- Komposisi campuran dalam beton geopolimer adalah agregat 75 % dan binder 25%
- Pengetesan benda uji dilakukan pada beton berumur 0 hari, 30 hari, 60 hari, 90 hari, dan 120 hari.

TUJUAN MASALAH

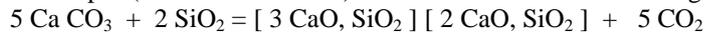
Untuk mengetahui perkembangan kekuatan mekanik [kuat tekan, kuat tarik] dan besarnya tingkat porositas yang terjadi pada beton geopolimer dengan komposisi seperti tersebut diatas dan di lingkungan agresif.

BATASAN MASALAH

1. Digunakan molaritas sebesar 8 Mol dan 12 Mol.
2. Perbandingan massa antara sodium silikat dengan sodium hidroksida adalah sebesar 0,5.
3. Pelaksanaan penelitian tesis ini dilakukan di laboratorium FTSP-ITS.
4. Tidak meninjau perhitungan biaya.
5. Perbandingan antara agregat halus terhadap agregat kasar sebesar 1: 2.
6. Agregat yang digunakan berasal dari PT. Jaya Readymix.
7. Fly ash yang digunakan fly ash kelas F dari PLTU Paiton.
8. Menggunakan air PDAM dari Surabaya.
9. Diharapkan beton geopolimer yang tahan terhadap lingkungan agresif yaitu (air laut dan Sulfat) dan memenuhi Syarat di SNI 03 – 2847-2002.

TINJAUAN PUSTAKA

Umum. Pencarian bahan pengganti semen portland telah menjadi suatu tantangan bagi komunitas semen internasional. Semen Portland biasa, yang dipakai dalam industri – industri, dan dihasilkan dari Kalsinasi batu kapur (Kalsium Karbonat) dan Silika menurut reaksi sebagai berikut :



[Yoseph Davidovits ; 1994, Halaman 11]

Manufaktur semen Portland melepaskan karbondioksida (CO₂) yang merupakan kontributor signifikan emisi gas rumah kaca ke admosfer. Setiap produksi 1 ton semen Portland berkontribusi dengan 1 ton CO₂. Secara global produksi semen Portland dunia berkontribusi 1,6 Milyard Ton CO₂ atau sekitar 7% dari total penyebab efek rumah kaca diseluruh dunia [Mehta 2001, Malhotra 1999 ; 2000] dalam [M.D.J. Sumajouw dkk, 2006 Halaman 7].

Fly Ash sumber pengikat geopolimer, terdapat diseluruh dunia. Dari taksiran tahun 1998, produksi abu batu bara global lebih besar dari 390 juta ton tiap tahun tapi penggunaannya kurang dari 15% [Malhotra, 1999] dalam M.D.J. Sumajouw dan B.V. Rangan, 2006, Halaman 8. Di USA produksi tahunan Fly Ash kurang lebih 63 juta ton, yang dipakai pada industri beton hanya 18% s/d 20% [ACI 232,2R-03,2003] dalam [M.D.J. Sumajouw Dkk, 2006, Halaman 8]. Dimasa mendatang, produksi Fly Ash akan meningkat khususnya di Negara Cina dan India, ditaksir pada tahun 2010 mencapai sekitar 780 juta ton tiap tahun [Malhotra, 2002] dalam [M.D.J. Sumajouw dkk, 2006, Hal. 8].

Usaha untuk mengatasi masalah diatas adalah membuat beton lebih ramah lingkungan MC Caffrey (2002) dalam Hardjito ; 2005, Halaman 6, menjelaskan bahwa emisi gas CO₂ dari industri semen dapat ditekan dengan mengurangi jumlah kapur dalam semen, mengurangi kadar semen dalam beton dan mengurangi semen untuk pembangunan dalam dunia konstruksi.

Fly Ash bisa dijadikan sebagai bahan tambahan campuran beton, untuk meningkatkan kualitas beton dalam hal kekuatan, kedekatan air dan ketahanan terhadap sulfat [Sofwan Hadi ; 2000 , Halaman 1]. Beton Fly ash lebih tahan terhadap serangan oleh sulfat, mild acid, soft water [lime hungry water] dari air laut [America's Coal Ash Leader; thn 2007, Halaman 9].

Sebagai campuran beton, mutu fly ash harus memenuhi persyaratan kimia dan fisik berdasarkan ASTM C 618, bisa dilihat dalam tabel berikut:

Tabel Persyaratan Kimia

	Kelas		
	N	F	C
Silikon dioksida (SiO ₂) + Aluminium oksida (Al ₂ O ₃) + Ferum trioksida	70.0	70.0	50.0
Sulfur trioksida (SO ₃), max , %	4.0	5.0	5.0
Kandungan Pelembab, max, %	3.0	3.0	3.0
Reduksi dari pembakaran, max, %	10.0	6.0 ^A	6.0

Sumber : ASTM C 618

Tabel Persyaratan Fisik

	Kelas		
	N	F	C
Kehalusan : Sejumlah penahan pada saat ayakan basah pada ayakan 45 mm (No.325), min, %	34.0	34.0	34.0
Aktifitas kekuatan index ^B Dengan PC, berumur 7 hari , min, persen dari kontrol	75 ^C	75 ^C	75 ^C
Dengan PC, berumur 28 hari , min, persen dari kontrol	75 ^C	75 ^C	75 ^C
Kebutuhan air, max, persen dari kontrol	115.0	105.0	105.0

Sumber : ASTM C 618

Beton Geopolimer. Penelitian tentang beton geopolimer pertamakali dirilis oleh Davidovits (1978) menyatakan larutan alkaline bisa direalisasikan dengan bahan dasar Fly Ash atau abu sekam agar menghasilkan binder [Davidovits ; 1994 ; 1999, Halaman 9] menyatakan reaksi kimia yang terjadi dalam pencampuran material diatas merupakan proses polimerisasi disebut geopolimer untuk binder binder tersebut [Malhotra. 2002].



Gambar Beton Geopolimer
(hasil pembuatan di laboratorium)

Beton Geopolimer. Penelitian tentang beton geopolimer pertamakali dirilis oleh Davidovits (1978) menyatakan larutan alkaline bisa direalisasikan dengan bahan dasar Fly Ash atau abu sekam agar menghasilkan binder [Davidovits ; 1994 ; 1999, Halaman 9] menyatakan reaksi kimia yang terjadi dalam pencampuran material diatas merupakan proses polimerisasi disebut geopolimer untuk binder binder tersebut [Malhotra. 2002].

Agregat (SNI 03-2847-2002 ; Halaman 14)

Definisi Agregat. Agregat adalah merupakan salah satu komponen yang penting, dimana mutu agregat sangat berpengaruh pada mutu beton. Agregat beton harus memenuhi salah satu ketentuan berikut:

1. ASTM C33
2. SNI03-2461-1991

Ada 2 macam agregat:

- Agregat kasar: berupa kerikil, pecahan kerikil, batu pecah
- Agregat halus: berupa pasir alam, pasir hasil olahan atau gabungan dari kedua pasir tersebut.

Beton tahan sulfat. Beton yang mempunyai ketahanan dan keawetan terhadap lingkungan yang mengandung sulfat harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

Sifat beton harus kedap air, sesuai SNI No 03 – 2914 - 1992 tentang spesifikasi beton bertulang kedap air.

Serangan sulfat pada beton konvensional

- Serangan eksternal sulfat [WHD Microanalysis Consultant Ltd ; 2005]

Pada Khususnya terjadi ketika air yang mengandung sulfat terlarut menembus beton. Perubahan beton meliputi :

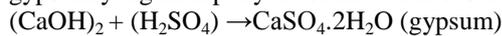
- Keretakan
- Pemuaiian
- Kehilangan / penurunan ikatan pasta semen dan agregat
- Perubahan komposisi pasta dengan monosulphate menjadi ettringite

- Serangan internal sulfat [WHD Microanalysis Consultant Ltd ; 2005]

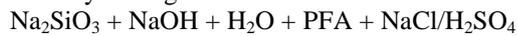
Terjadi ketika suatu sumber sulfat tercakup ke dalam beton ketika dicampur. Contoh :

- Memakai agregat-agregat yang kaya sulfat
- Kelebihan gypsum tambahan di dalam semen

Prosedur pengujian yang tepat pada umumnya bisa menghindari serangan internal sulfat. Pada beton konvensional adanya kalsium hidroksida (CaOH)₂ akan bereaksi dengan asam sulfat (H₂SO₄) membentuk gypsum yang mempunyai volume lebih besar. Seperti pada reaksi kimia berikut :



Pada beton geopolimer campurannya memakai bahan dasar fly ash dan tidak mengandung kapur. Reaksi kimianya sebagai berikut:



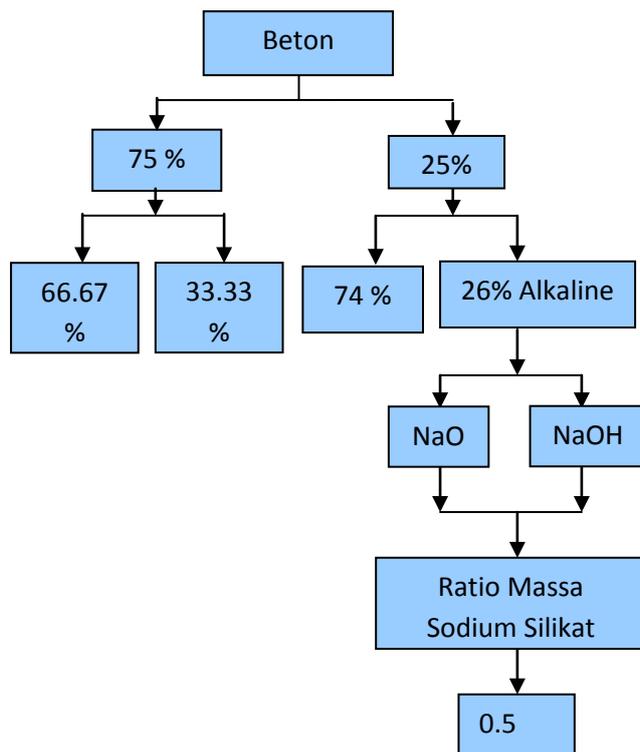
Bahan-bahan:

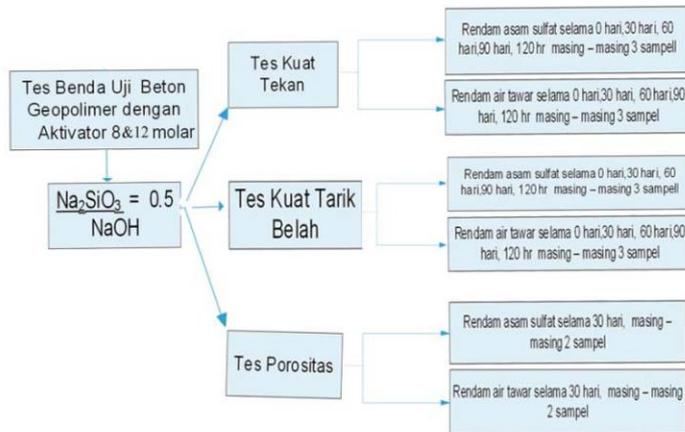
- I. Na₂SiO₃+NaOH+H₂O→Beton Geopolimer→tidak ada kapur (Geopolimer)
- II. Na₂SiO₃+NaOH+H₂O+PFA+NaCl/H₂SO₄→tidak ada kapur (Beton Geopolimer) (Lingkungan Agresif)

Disimpulkan beton geopolimer tahan terhadap lingkungan agresif karena tidak mengandung kapur, jadi tidak mudah lapuk yang mengakibatkan retak. Sedangkan pada Pulverised Fly Ash (PFA) dominan mengandung SiO₃; Al₂O₃; Fe₂O₃.

Hal ini sesuai [Djwantoro Hardjito, 2002 Hal 3] bahwa hasil riset selama ini telah menunjukkan bahwa beton geopolimer memiliki sifat teknik diantaranya kekuatan dan keawetan yang tinggi. Demikian juga [Hardjito; 2005 Hal6] fly ash dengan bentuk bulat membantu memperbaiki workability beton fresh, dengan ukurannya yang kecil berfungsi mengisi void di dalam beton, sehingga menghasilkan beton yang tahan lama dan rapat.

Metode Penelitian





Dalam pelaksanaan penelitian. Diantaranya membahas masalah :

- Alkali
- Material abu terbang / fly ash
- Beton geopolimer berbahan dasar fly ash
- Mix design beton geopolimer dalam lingkungan agresif
- Mix design beton konvensional
- Beton dalam lingkungan agresif
- Beberapa uji tes terhadap benda uji binder dan beton

Persiapan Bahan

- Pulverised Fly Ash
Sebagai material dasar digunakan Fly Ash (abu terbang kelas F) untuk pembuatan beton geopolimer, Fly Ash yang digunakan berasal dari PLTU Paiton, Probolinggo.
- Semen yang akan digunakan untuk benda uji type I produksi PT. Semen Gresik, dengan standar mutu mengacu pada ASTM C 150 dan SNI 0013 – 81.
- Air. Diambil dari PDAM kota Surabaya setelah diuji di laboratorium TAKI.
- Alkali Aktivator. Jenis yang digunakan adalah Sodium Silikat (Na_2SiO_3) dan Sodium Hidroksida yang digunakan adalah larutan (NaOH) 8Mol, 12 Mol.

SODIUM HIDROKSIDA. Berfungsi sebagai aktivator dalam reaksi polimerisasi, sedangkan Sodium silikat sebagai katalisator untuk mempercepat pengikatan silika dan oksida alumina pada fly ash.

Sodium hidroksida dijual di pasaran berupa serpihan, oleh karena itu harus dijadikan larutan dulu dengan molaritas 8 Molar dan 12 Molar. Larutan harus dibuat sehari sebelum pemakaian dan didiamkan paling tidak selama 24 jam (Hardjito, 2004). Pembuatan larutan tersebut dilakukan di laboratorium Beton dan Bahan Bangunan ITS.



Gambar Serpihan NaOH

SODIUM SILIKAT. Sodium silikat yang dipakai adalah berbentuk larutan kental yang sudah siap dipakai, dan dijual dipasaran sebelum pemakaian tidak ada perlakuan khusus.



Gambar Sodium silikat

LARUTAN AKTIVATOR. Pada pembuatan binder dan beton geopolimer, sodium silikat dan sodium hidroksida dicampur dan diaduk kemudian didiamkan sampai campuran tersebut dingin dan siap dipakai untuk membuat binder atau beton geopolimer.



Gambar Larutan aktivator

AGREGAT HALUS (PASIR). Agregat halus yang digunakan adalah pasir alami (Uncrushed) yang didapat dari PT. Jaya Ready Mix dan berasal dari Lumajang.



Gambar Agregat halus (pasir)

AGREGAT KASAR (KERIKIL). Agregat kasar (Kerikil) yang digunakan dari PT Jaya Ready Mix yang dihasilkan dari proses pemecahan batu (Crushed) yang lazim disebut batu pecah.



Gambar Agregat kasar (kerikil)

Lingkungan Agresif

Cara Membuat Larutan Sulfat dan Larutan NaCl adalah sebagai berikut :

Larutan sulfat dibuat dengan cara memberikan cairan $H_2SO_4 = 1,37 \text{ ml / l}$ kedalam air PDAM, sehingga mencapai PH = 2. Sesuai dengan komposisi berdasarkan hasil tes di laboratorium teknik lingkungan ITS. Untuk menjaga agar PH tetap 2, maka setiap pada hari ke 6 larutan asam sulfat untuk perendaman benda uji diganti yang baru. Pengukuran PH asam sulfat dengan menggunakan PH Indikator Merch / kertas lakmus



Gambar Kertas Lakmus

Membuat Beton Geopolimer Ukuran $100 \times 200 \text{ mm}^2$. Berdasarkan hasil mix desain yang telah dibuat, selanjutnya yang akan dilakukan membuat beton geopolimer. Untuk setiap komposisi campuran, akan dibuat 6 benda uji. Berikut langkah – langkah pembuatan beton geopolymer dengan kadar 8 M dan perbandingan

$$\frac{Na_2SiO_3}{NaOH} = 0.5.$$

1) Menyiapkan alat dan bahan yang dibutuhkan.

• Alat:

1. Kotak plat datar dari baja (nampan)
2. Cetakkan (bekisting) berukuran $100 \times 200 \text{ mm}^2$
3. Alat perojok dari besi
4. Timbangan
5. Plastik
6. Oli

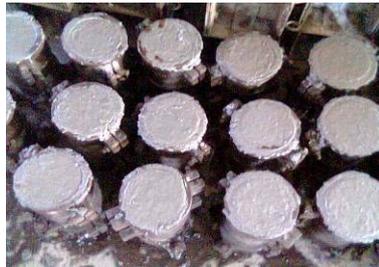
• Bahan:

1. $NaOH$ 8 M = 163.4 gram x 7 sampel
= 1143.8 gram
2. Na_2SiO_3 = 81.7 gram x 7 sampel
= 571.9 gram
3. Fly ash = 697.5 gram x 7 sampel
= 4882.5 gram
4. Oli
5. Agg. kasar = 1885 gram x 7
= 13195 gram
6. Agg. halus = 942.5 gram x 7
= 6597.5 gram
- 2) Tuangkan $NaOH$ 8 Mol dan Na_2SiO_3 ke dalam wadah, aduk sampai rata, biarkan beberapa menit sampai larutan tersebut dingin
- 3) Campurkan agregat kasar dan agregat halus ke dalam nampan, aduk sampai rata.
- 4) Masukkan fly ash ke dalam nampan pada campuran (no3) dan aduk sampai ketiga bahan tersebut rata.
- 5) Setelah adonan (no4) rata dan larutan aktivator (no2) dingin, kemudian larutan di masukkan ke dalam nampan (no4) dan aduk beberapa menit sampai campuran tersebut rata.
- 6) Lumuri cetakan (bekisting) dengan oli agar beton yang dihasilkan tidak melengket pada cetakan.
- 7) Masukkan adonan geopolimer yang telah rata tersebut ke dalam cetakkan. Adonan yang akan dimasukkan ke dalam cetakkan (bekisting), dibagi menjadi 3 layer. Setiap layer dirojok sebanyak 30 kali dengan alat perojok besi dan digetarkan. Hal ini bertujuan agar adonan menjadi padat dan semua cetakkan terisi penuh.
- 8) Cetakan bisa dilepas setelah beton sudah mulai mengeras (24 jam sampai 48 jam). Setelah itu, beton akan di curing dengan cara ditutupi dengan plastik selama 4 hari dan dibiarkan dalam suhu ruang sampai umur beton 28 hari. Tujuan dari sampel tersebut di tutup yaitu untuk mengurangi kehilangan air /

penguapan selama proses curing berlangsung. Beton geopolimer dibuka dan dibiarkan sampai umur 28 hari kemudian dimasukkan dalam larutan lingkungan agresif sampai umur yang telah ditentukan



Gambar Beton Geopolimer Segar yang Siap Dicetak



Gambar Beton Geopolimer yang Baru Dicetak



Gambar Beton Geopolimer yang telah mengeras dan siap untuk diCuring

Untuk mengetahui kepekaan campuran dipakai 2 kondisi curing yaitu :

- Direndam dalam air PDAM
- Direndam dalam larutan sulfat (H_2SO_4)

Lingkungan benda uji yaitu Lingkungan yang digunakan untuk merendam benda uji yaitu :

1. Lingkungan Normal

Menggunakan air tawar dari PDAM kodya Surabaya

Tujuan : Untuk pembandingan hasil uji terhadap benda uji yang berada di lingkungan agresif.

2. Lingkungan Asam Sulfat

Adalah larutan air tawar PDAM dengan H_2SO_4 , larutan dibuat sehingga mencapai PH 2 yaitu dengan cara mencampur larutan asam sulfat dengan komposisi berdasarkan hasil tes di laboratorium Teknik Lingkungan ITS. Untuk menjaga PH tetap 2, maka setiap hari 6 larutan asam sulfat untuk perendaman benda uji diganti yang baru. Pengukuran PH asam sulfat dengan menggunakan PH indikator MERCH / kertas lakmus.

Tes Kuat Tekan Benda Uji. Tes ini bertujuan untuk mengetahui perkembangan kuat tekan hancur dari silinder beton yang mewakili benda uji beton dalam tiap-tiap mix desain.

Sebelum tes kuat tekan dilakukan, perlu dilakukan capping dulu pada benda uji yang bertujuan untuk meratakan permukaan benda uji. Cara pelaksanaannya sesuai dengan ASTM C 617-94. Selanjutnya tes kuat tekan dilakukan dengan memakai Universal Testing Machine model Torses dengan kapasitas maksimum 200 ton, dengan cara kerja sesuai dengan standart ASTM C 39-93a. Pengujian kuat tekan dilakukan pada umur rendaman 0, 30, 60, 90, 120 hari, di Laboratorium Beton dan Bahan Bangunan Teknik Sipil ITS. Pengujian dilakukan dengan cara memberi tekanan benda uji berbentuk silinder Φ 10 -20 cm dengan kecepatan konstan, sehingga benda uji retak.



Gambar Silinder Beton Siap untuk Dilakukan Test Kuat Tekan



Gambar Silinder Beton Setelah

Ditest Tekan

Perhitungan. Nilai kuat tekan beton geopolimer dan beton semen didapat dengan rumus :

$$f_c' = \left(\frac{P}{A} \right) / 9,8 \dots\dots\dots(Persamaan 1)$$

Dimana:

f_c' = kuat tekan untuk benda uji ke (MPa)

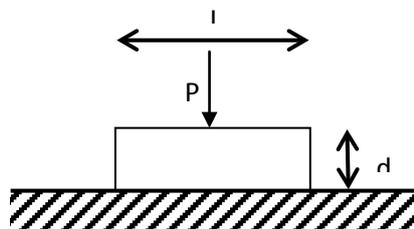
P =Beban maksimum yang dapat diterima beton (kg)

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 ; d = \text{diameter silinder(cm)}; \pi = 3,14$$

Tes Kuat Tarik Belah Benda Uji (Splitting Test)

Tes tarik belah dilakukan di Laboratorium Beton dan Bahan Bangunan Teknik Sipil – ITS.

Metode ini sesuai standart ASTM C 496 – 96 Standart Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens. Pembebanan tekan diberikan sepanjang benda uji silinder dengan kecepatan rata-rata pembebanan 100 sampai 200 psi / menit (689 – 1380 Mpa menit).



Gambar Model tes tarik belah



Gambar Silinder Beton Siap untuk Dilakukan Test Kuat Tarik Belah



Gambar Silinder Beton Setelah Dilakukan Test Kuat Tarik Belah

Perhitungan. Tekanan menyebar secara mendatar (horizontal) dapat diketahui dengan persamaan:

$$T = \frac{2P}{\pi D L} / 9,8 \dots\dots\dots \text{(Persamaan 2)}$$

T = Kuat tarik belah beton (MPa)
P = Gaya tekan (Kgf); D=Diameter Silinder (cm)
π = 3,14; L= Panjang Silinder (cm)

Tes Porositas beton Geopolimer (AFNORNF B 49104) dan ASTM C-403-99. Ada dua macam pori yang ada di dalam beton, yaitu pori terbuka dan pori tertutup. Pori terbuka yaitu pori yang bersifat *permeable* (dapat ditembus, baik oleh udara ataupun air). Pori tertutup adalah pori yang bersifat *impermeable* (tidak dapat ditembus). Pori yang tertutup lebih baik daripada pori yang terbuka karena pori yang tertutup memiliki tekanan hidrostatik yang menambah kuat tekan beton dan terhindar dari retak, sedangkan pori yang terbuka membuat beton menjadi keropos (menurunkan kuat tekan beton).

Tes porositas beton geopolimer bertujuan untuk mengetahui besarnya pori terbuka dan pori tertutup yang ada di dalam beton geopolimer tersebut.

Perhitungan

- Kepadatan absolut (r) adalah perbandingan berat dan volume dalam keadaan halus

$$r = \frac{m_o}{V_o}$$

- Kepadatan visual (α) adalah perbandingan contoh dalam keadaan kering (Mo) terhadap volume yang tampak (Mh - μ)

$$\alpha = \frac{M_o}{Mh - \mu}$$

- Porositas total (pt) dalam persen adalah perbandingan volume pori terhadap volume yang tampak
pt (%) = 100 x (1 - α / r)
- Porositas terbuka (po) dalam persen adalah perbandingan volume porositas terbuka terhadap yang tampak.

$$p_o (\%) = 100 \times \frac{(Mh - M_o)}{(Mh - \mu)}$$

- Porositas tertutup adalah perbandingan porositas tertutup terhadap volume yang tampak
pf (%) = pt - p

Data dan Analisa

Umum. Dalam bab ini akan dipaparkan hasil dari tes yang telah dilakukan di laboratorium.

1. Tes Tekan, sesuai dengan ASTM C 39 – 94, tes ini dilakukan di Laboratorium Beton dan Bahan Bangunan Teknik Sipil – ITS
2. Tes Tarik, sesuai dengan ASTM C-496. Tes ini dilakukan di Laboratorium Beton dan Bahan Bangunan Teknik Sipil – ITS.
3. Tes Porositas, tes ini sesuai dengan AFNOR NF B 49104 dan ASTM C 403 – 99, Tes ini dilakukan di Laboratorium Beton dan Bahan bangunan Teknik Sipil ITS.
4. Tes Hasil Kandungan Chlor.

Hasil Analisa

Hasil Analisa Fly Ash. Dari hasil analisa fly ash berikut, diperoleh fly ash yang digunakan termasuk kelas F, karena jumlah $SiO_2+Al_2O_3+F_2O_3$ lebih dari 70 %, dan kandungan CaO < 10 %.

Beton Geopolimer

Analisa Kuat Tekan dan Kuat Tarik beton geopolimer dengan aktivator NaOH dan Na2SiO3. Pada Tabel akan disajikan hasil kuat tekan dan kuat tarik beton geopolimer dengan molaritas NaOH yang dipergunakan adalah 8 molar dan 12 molar. Rasio antara sodium silikat dan sodium hidroksida yang digunakan adalah 0,5.

Rumus yang digunakan untuk menghitung kuat tekan adalah :

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

dimana :

σ = Kuat Tekan Beton (MPa)

P = Beban / Tekanan (Kg)

A= Luas Permukaan (cm²)

1MPa = 9,872 Kg/cm²

Rumus yang digunakan untuk menghitung kuat tarik adalah :

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi \cdot D \cdot L}$$

dimana :

σ_t = Kuat Tarik Beton (MPa)

P = Beban / Tekanan (Kg)

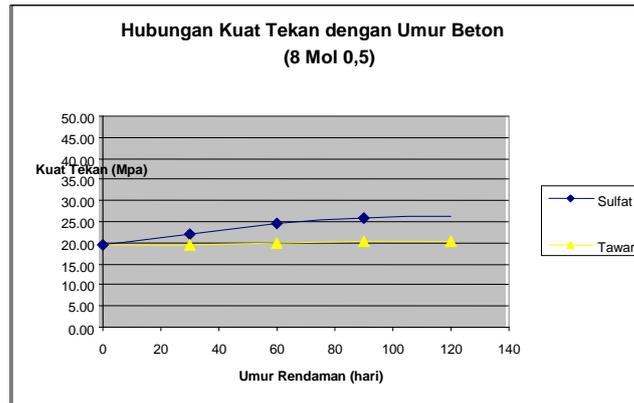
π = 3,14 ; D = Diameter beton (cm)

L = tinggi beton (cm); 1MPa = 9,872 Kg/cm² Tabel Hasil Uji Kuat Tekan Beton Geopolimer 8 Mol 0,5

Molaritas/ Aktivator	Rendaman	Kuat Tekan (MPa)				
		0 hr	30 hr	60 hr	90 hr	120 hr
8 Mol 0.5	Sulfat	19.50	22.16	24.41	25.84	26.32
	Tawar	19.50	19.63	19.95	20.28	20.28

Sumber : Hasil Penelitian

(Keterangan : 0 hari = Setelah Curing selama 4 hari, Benda Uji dibiarkan di ruang terbuka pada suhu kamar sampai umur 28 hari)

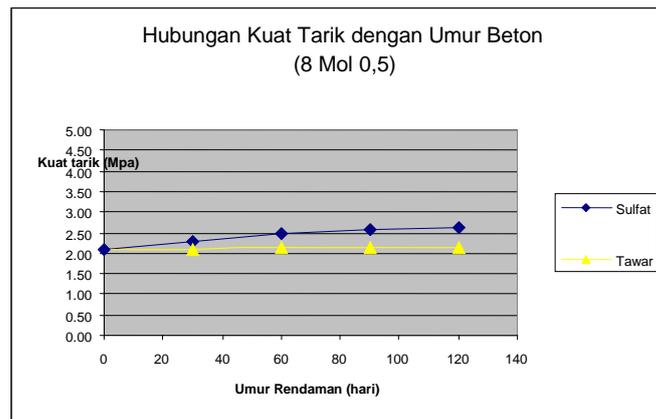


Gambar Grafik Hasil Uji Kuat Tekan Beton Geopolimer 8 Mol 0,5

Tabel Hasil Uji Kuat Tarik Beton Geopolimer 8 Mol 0,5

Molaritas/ Aktivator	Rendaman	Kuat Tekan (MPa)				
		0 hr	30 hr	60 hr	90 hr	120 hr
8 Mol 0.5	Sulfat	2.07	2.28	2.45	2.59	2.60
	Tawar	2.07	2.10	2.11	2.14	2.14

Sumber : Hasil Penelitian

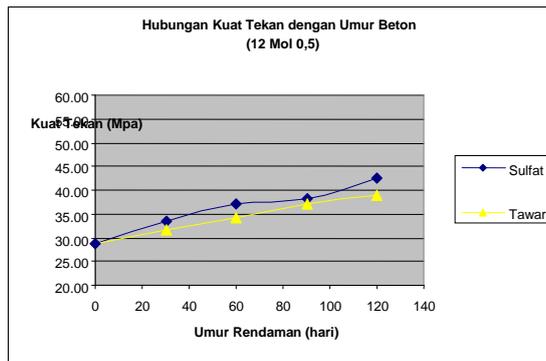


Gambar Grafik Hasil Uji Kuat Tarik Beton Geopolimer 8 Mol 0,5

Tabel Hasil Uji Kuat Tekan Beton Geopolimer 12 Mol 0,5

Molaritas/ Aktivator	Rendaman	Kuat Tekan (MPa)				
		0 hr	30 hr	60 hr	90 hr	120 hr
12 Mol 0.5	Sulfat	28.79	33.34	36.98	38.25	42.51
	Tawar	28.79	31.65	34.22	36.98	39.00

Sumber : Hasil Penelitian



Gambar Grafik Hasil Uji Kuat Tekan Beton Geopolimer 12 Mol 0,5

Tabel Hasil Analisa Kimia Fly Ash

No.	Code Contoh		Hasil Analisa (%)	Metoda	Standart Pozolan (ASTM)
	Senyawa	Nama Kimia			
1.	Silikon dioksida	SiO ₂	69,32	Gravimetri	SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + F ₂ O ₃ minimum 70 % Maks 10% - Maks 1,5 % Maks 4 % - - - -
2.	Fery oksida	F ₂ O ₃	5,71	Spektro	
3.	Aluminium oksida	Al ₂ O ₃	3,82	Photometri	
4.	oksida	CaO	9,96	Spektro	
5.	Calsium oksida	MgO	6,64	Photometri	
6.	Magnesium oksida	Na ₂ O	1,47	Titrimetri	
7.	oksida	SO ₃	1,67	Titrimetri	
8.	Natrium oksida	H ₂ O	0,3	Flame Photometri	
9.	Oksida belerang Air	LO ₁	0,34	Spektro	
	-			Photometri Gravimetri Gravimetri	

Sumber : Hasil Analisa Lab TAKI – ITS

Tabel Hubungan Kuat Tekan dan Kuat Tarik Beton Geopolimer 8 Mol 0,5 berdasarkan syarat 0,1 fc' < ft < 0.2 fc'

Molaritas / Aktivator	Renda man	30 hr			syarat 0.1 fc' < ft < 0.2 fc'	60 hr			syarat 0.1 fc' < ft < 0.2 fc'
		0.1 fc'	0.2 fc'	ft		0.1 fc'	0.2 fc'	ft	
8 Mol 0.5	Sulfat	2.2163	4.43	2.28	OK	2.44	4.88	2.45	OK
	Tawar	1.9628	3.93	2.10	OK	2.00	3.99	2.11	OK

Molaritas / Aktivator	Renda man	90 hr			Syarat 0.1 fc' < ft < 0.2 fc'	120 hr			syarat 0.1 fc' < ft < 0.2 fc'
		0.1 fc'	0.2 fc'	ft		0.1 fc'	0.2 fc'	ft	
8 Mol 0.5	Sulfat	2.58	5.17	2.59	OK	2.63	5.26	2.60	Tidak Ok
	Tawar	2.03	4.06	2.14	OK	2.03	4.06	2.14	OK

Sumber : Hasil Penelitian

Tabel Hubungan Kuat Tekan dan Kuat Tarik Beton Geopolimer 12 Mol 0,5 berdasarkan syarat $0,1 \text{ fc}' < \text{ft} < 0,2 \text{ fc}'$

Molaritas / Aktivator	Renda man	30 hr			syarat $0,1 \text{ fc}' < \text{ft} < 0,2 \text{ fc}'$	60 hr			syarat $0,1 \text{ fc}' < \text{ft} < 0,2 \text{ fc}'$
		0.1 fc'	0.2 fc'	ft		0.1 fc'	0.2 fc'	ft	
12 Mol 0.5	Sulfat	3.33	6.67	3.49	OK	3.70	6.67	3.77	OK
	Tawar	3.17	6.33	3.36	OK	3.42	6.33	3.66	OK

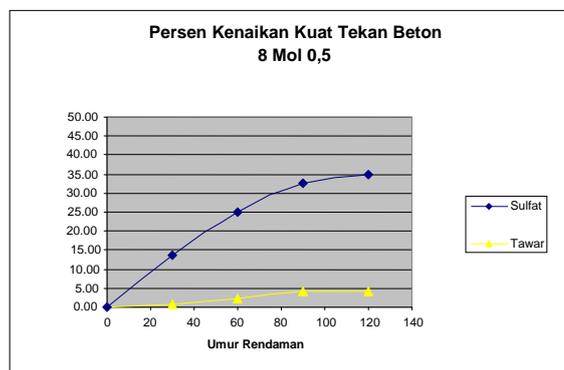
Molaritas / Aktivator	Renda man	90 hr			syarat $0,1 \text{ fc}' < \text{ft} < 0,2 \text{ fc}'$	120 hr			syarat $0,1 \text{ fc}' < \text{ft} < 0,2 \text{ fc}'$
		0.1 fc'	0.2 fc'	ft		0.1 fc'	0.2 fc'	ft	
12 Mol 0.5	Sulfat	3.82	7.65	4.01	OK	4.25	8.50	4.20	Tidak Ok
	Tawar	3.70	7.40	3.75	OK	3.90	7.80	3.96	OK

Sumber : Hasil Penelitian

Tabel Prosentase Kenaikan Kuat Tekan Beton 8 Mol 0,5

Molaritas / Aktivator	Umur Rendaman	% Kuat Tekan	
		Sulfat	Tawar
	0	0.00	0.00
	30	13.67	0.67
	60	25.17	2.33
	90	32.50	4.00
	120	35.00	4.00

Sumber : Hasil Penelitian



Grafik Prosentase Kenaikan Kuat Tekan Beton 8 Mol 0,5

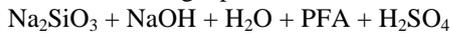
KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan. Dari hasil penelitian yang telah dilakukan, maka diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

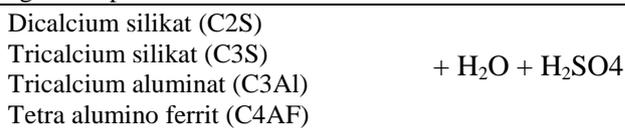
Dari Penelitian ini diketahui bahwa Fly Ash mempunyai resistansi yang baik terhadap serangan sulfat [BV. Rangan ; 2006] dan fly ash meningkatkan resistansi sulfat [Malhotra; 2002], demikian juga penggunaan bahan fly ash mempertinggi daya tahan terhadap serangan air laut [Lewis; 1982] dan fly ash bias meningkatkan keawetan beton terhadap lingkungan agresif sesuai pernyataan K. Torii, 2005.

Dari hasil kuat tekan dan kuat tarik belah beton, secara keseluruhan dapat disimpulkan bahwa beton geopolimer lebih tahan terhadap lingkungan agresif (air laut dan sulfat) daripada beton konvensional.

Pada beton geopolimer berbahan dasar fly ash komposisi:



lebih tahan terhadap lingkungan agresif karena tidak mengandung kapur yang menyebabkan naiknya kuat tekan, kuat tarik, dan porositas tertutup. Pada beton semen yang mengandung Dicalcium silikat, Tricalcium silikat, Tricalcium aluminat, dan Tetra alumino ferrit setelah ditambah air dan terendam dalam lingkungan agresif seperti berikut :



akan timbul ettringite yang menyebabkan volume dalam beton mengembang sehingga beton retak. Menyebabkan penurunan kuat tekan, kuat tarik dan porositas tertutup.

Diketahui bahwa fly ash yang digunakan termasuk fly ash kelas F, Karena jumlah SiO₂+Al₂O₃+F₂O₃ lebih dari 70% dan kandungan CaO < 10%.

Kuat tekan tertinggi dicapai oleh beton geopolimer dengan campuran molaritas 12 mol perbandingan Na₂SiO₃/NaOH=0,5 dalam rendaman H₂SO₄ selama 120 hari adalah 47,63%.

Saran. Mengingat penelitian ini masih mungkin untuk dikembangkan lebih lanjut, maka terdapat beberapa saran yaitu :

1. Dalam membuat beton geopolimer sebaiknya menggunakan sarung tangan karena larutan sodium hidroksida cukup berbahaya bagi kulit dan menggunakan pelindung masker karena NaOH berbau sangat menyengat.
2. Selama pengecoran sebaiknya dilakukan perojokan yang benar yaitu dengan cara setiap 1/3 bagian dirojok 25 kali, karena jika tidak kuat tekan beton akan turun sebab agregat kasar mengendap di dasar cetakan.
3. Pada saat melaksanakan caping pada benda uji beton, benda yang dicaping jangan dilepas sebelum belerang mengeras betul agar didapat permukaan yang rata dan menghasilkan kuat tekan yang maksimum.

DAFTAR PUSTAKA

- ACI Committee E-701 (2001), *Cementitious Materials for Concrete*, American Concrete Institute, Detroit.
- ASTM Committee C 39 / C 29M-97 (1997).
- ASTM Committee C 40-92 (1992).
- ASTM Committee C 127 – 01 (2001)
- ASTM Committee C 128 – 01 (2001)
- ASTM Committee C 131 – 03 (2003)
- ASTM Committee C 150 – 02a (2002a)
- ASTM Committee C 192/ C 192M – 02 (2002b)
- Davidovits, Joseph. (1994), " Global Worming Impact on the Cement and Aggregates Industries ", *Geopolimer Institute*, Vol.6, No.2, hal. 263-278.
- Hadi, Sofwan. (2000), *Studi Pengaruh Ukuran Butir dan Komposisi Abu Terbang PLTU Suralaya Sebagai Bahan Pengisi Pozzolan*, Tesis Magister., Institut Teknologi Bandung, Bandung.
- Hardjito, Djwantoro., and Rangan, B.V. (2005), " Development and Properties of Low-Calcium Fly Ash – Based Geopolymer Concrete ". *Research Report GC 1 Faculty of Engineering Curtin University of Technology Perth, Australia*.
- Internet News Group (2007), *The Modern Pozzolan Improving Concrete Performance Enhancing Our Environment*, America's Coal Ash Leader, www.flyash.com.
- Sudarmadi. (2006), *Garam Sulfat dan Klorida, Laten Bagi Kekuatan Beton Bangunan*. 28 Agustus 2006.
- Torii, K., Taniguchi, K., dan Kawamura, M. (1994), " Sulfate Resistance of High Fly Ash Content Concrete ", *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 4, hal. 759-768.

Halaman ini sengaja dikosongkan

Sensor strain berbasis serat optik berstruktur singlemode-multimode-singlemode untuk *structural health monitoring system*

Agus Muhamad Hatta, Sekartedjo dan Heru Setijono

Laboratorium Rekayasa Fotonika
Jurusan Teknik Fisika – Fakultas Teknologi Industri
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Kampus ITS Keputih Sukolilo Surabaya 60111
amhatta@ep.its.ac.id

Abstrak

Secara konvensional, pemantauan kondisi kesehatan struktur dilakukan dengan cara pengamatan visual atau dengan pengukuran strain menggunakan strain gauge. Pada makalah ini dipaparkan penggunaan serat optik sebagai sensor strain. Sebagai alternatif dari sensor strain berbasis fiber-Bragg grating (FBG) yang telah banyak digunakan, serat optik berstruktur singlemode-multimode-singlemode (SMS) dirancang dan disimulasikan sebagai sensor strain menggunakan metode modal propagation analysis (MPA). Dari hasil perancangan dan simulasi diperoleh struktur yang optimal dengan kemampuan pengukuran strain 0 – 2000 $\mu\epsilon$ dan resolusi pengukurannya adalah 0,6 $\mu\epsilon$. Sensor strain berbasis SMS ini dapat digunakan sebagai alternatif sensor strain berbasis FBG dengan keuntungan berbiaya lebih murah dan mudah dalam pembuatannya dan dapat diterapkan dalam pengukuran strain di berbagai struktur dalam SHMS.

1. Pendahuluan

Pemantauan kondisi struktur bangunan (gedung bertingkat, jembatan, rel kereta api, dll.) atau dikenal sebagai *Structural Health Monitoring System* (SHMS) sangat penting dilakukan untuk mendeteksi kerusakan maupun untuk strategi perawatannya (Measures, R.M., 2001). Kerusakan yang dimaksud adalah perubahan terhadap material dan/atau sifat-sifat geometri yang meliputi perubahan pada persambungan struktur dari suatu sistem struktur. Proses SHMS terdiri dari observasi dan pengukuran dari suatu sistem struktur secara periodik dengan menggunakan sensor-sensor yang terpasang pada struktur/persambungan struktur tersebut, pengolahan data, dan analisa data untuk penentuan kondisi sistem struktur terkini (Majumder, M., dkk., 2008). Dalam kasus yang ekstrim, seperti setelah bencana alam atau ledakan bom, SHMS dapat digunakan secara cepat untuk pemeriksaan kondisi struktur secara akurat.

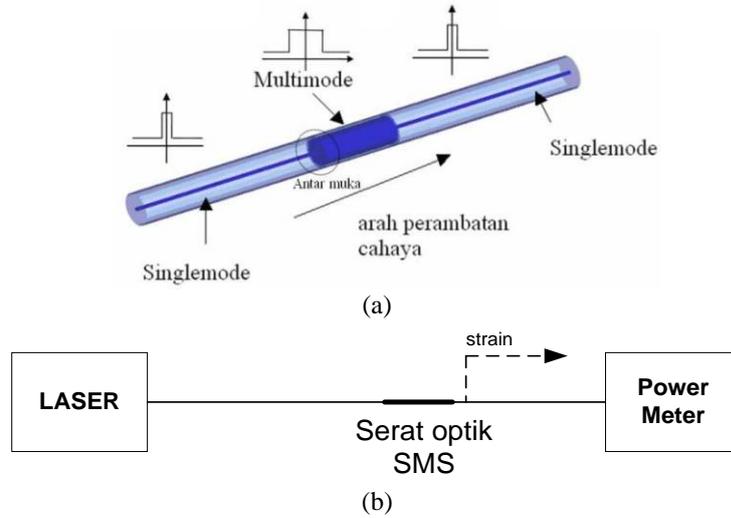
SHMS meliputi elemen-elemen sebagai berikut: bangunan/struktur, sensor, dan sistem akuisisi data (Measures, R.M., 2001). Elemen sensor adalah elemen penting dalam SHMS ini, salah satu jenis sensor yang banyak digunakan adalah sensor regangan/strain dengan menggunakan sensor konvensional yaitu *strain gauge*. Pada saat ini telah dikembangkan SHMS berbasis sensor serat optik (Majumder, M., dkk., 2008). Sensor serat optik memiliki beberapa keunggulan dibandingkan sensor berbasis elektrik atau mekanis yaitu memiliki struktur yang kecil dan ringan, kebal terhadap medan elektromagnetik, aman terhadap daerah rawan percikan api dan arus listrik, dan kemudahan untuk dapat beroperasi secara jarak jauh (Lee, B., 2003).

Sensor serat optik untuk strain berbasis fiber-Bragg grating (FBG) telah digunakan dalam SHMS untuk pemantauan kondisi jembatan dan struktur bangunan di berbagai negara (Lin, Y. B., dkk, 2006). Dalam pemanfaatan FBG sebagai sensor strain ini, diperlukan sistem interogasi untuk mendeteksi informasi perubahan panjang gelombang cahaya akibat perubahan strain pada FBG. Secara ekonomis, sistem interogasi ini masih sangat mahal, disamping itu pembuatan sensor FBG sendiri memerlukan proses yang kompleks dan mahal (Zhao, Y., 2004). Pada saat ini, terdapat satu jenis serat optik berbasis struktur singlemode-multimode-singlemode (SMS) yang dapat dan telah dimanfaatkan sebagai piranti sensor yang mudah dan murah dalam pembuatannya (Hatta, A. M., 2009). Pada makalah ini dipaparkan suatu alternatif sensor strain berbasis serat optik berstruktur SMS yang lebih mudah dan murah dalam pembuatannya dibandingkan dengan sensor serat optik berbasis FBG.

2. Serat optik berstruktur SMS

Struktur skematik serat optik SMS ditunjukkan di dalam gambar 1(a). Serat optik singlemode (SM) dan multimode (MM) memiliki profil indeks bias *step*. Serat optik SM and MM diasumsikan simetri konsentrik dan tidak ada offset diantara antar muka serat optik SM dan MM. Struktur SMS ini dapat dibuat dengan cara melakukan penyambungan kedua ujung bagian serat optik MM dengan dua buah serat optik SM dengan menggunakan alat penyambung/*fusion splicer*. Gambar 1(b) menunjukkan skema pengukuran strain

menggunakan sensor serat optik SMS. Sensor strain serat optik SMS dilekatkan pada bagian struktur yang akan diukur, pemberian strain dilakukan pada satu arah seperti pada gambar 1(b). Laser digunakan sebagai sumber cahaya dan dilewatkan melalui serat optik SMS, perubahan strain pada serat optik SMS mengakibatkan perubahan pola perambatan cahaya di dalam serat optik dan perubahan intensitas/daya optik yang ditangkap oleh power meter.



Gambar 1 (a) struktur serat optik SMS (b) skema pengukuran strain menggunakan serat optik SMS

Perambatan cahaya di dalam serat optik SMS ini dapat dijelaskan dengan menggunakan modal propagation analysis (MPA) berbasis koordinat silinder (Hatta, A. M., 2009). Dalam MPA, perambatan medan cahaya input diasumsikan memiliki distribusi medan $E(r,0)$ karena karakteristik simetri sirkular dari moda fundamental serat optik SM. Input medan dapat didekomposisi dari eigenmode $\{LP_{nm}\}$ serat optik MM ketika cahaya memasuki bagian serat optik MM. Hanya moda LP_{0v} yang dapat dieksitasi karena simetri sirkular dari medan input dan asumsi *alignment* ideal. LP_{0v} didefinisikan sebagai $F_v(r)$ (eigenmodes serat optik MM dinormalisasi sebagai $\int_0^\infty |E(r,0)|^2 r dr = \int_0^\infty |F_v(r)|^2 r dr$, $v = 1,2,3,\dots,m$, m adalah jumlah moda didalam serat optik MM) maka medan input pada serat optik MM dapat ditulis sebagai:

$$E(r,0) = \sum_{v=1}^m c_v F_v(r) \quad (1)$$

dengan c_v adalah koefisien eksitasi dari tiap moda. Koefisien c_v dapat dihitung dengan metode *integral overlap* antara $E(r,0)$ dan $F_v(r)$

$$c_v = \frac{\int_0^\infty E(r,0) F_v(r) r dr}{\int_0^\infty F_v(r,0) F_v(r) r dr} \quad (2)$$

Jumlah moda tereksitasi LP_{0v} pada serat optik MM: $m \approx V/\pi$ ($V = (2\pi/\lambda) a \sqrt{n_{co}^2 - n_{cl}^2}$, dengan a adalah radius core, n_{co} dan n_{cl} adalah indek bias core dan cladding, dan λ adalah panjang gelombang di ruang hampa). Ketika cahaya merambat didalam bagian serat optik MM, medan pada jarak z dapat dihitung

$$E(r,z) = \sum_{v=1}^m c_v F_v(r) \exp(j\beta_v z) \quad (3)$$

dengan β_v adalah konstanta perambatan dari tiap eigenmode serat optik MM. Untuk menjadi catatan, eigenmode dan eigenvektor, β_v dan $F_v(r)$, pada serat optik MM, maupun pada serat optik SM dapat dihitung dengan cara menyelesaikan persamaan karakteristik dan persamaan medan untuk moda LP di dalam serat optik (Kawano, K. Dan Kitoh, T., 2001).

Pada jarak yang berbeda di dalam serat optik MM akan menghasilkan profil medan yang berbeda sehingga kopling efisiensi terhadap output serat optik SM (daya transmisi didalam struktur serat optik SMS) bergantung pada panjang serat optik MM. Transmisi daya dalam dB dapat dihitung dengan menggunakan metode *integral overlap* antara $E(r, z)$ dan eigenmode dari output serat optik SM $E_0(r)$

$$L_s(z) = 10 \cdot \log_{10} \left(\frac{\left| \int_0^{\infty} E(r, z) E_0(r) r dr \right|^2}{\int_0^{\infty} |E(r, z)|^2 r dr \int_0^{\infty} |E_0(r)|^2 r dr} \right). \quad (4)$$

Nilai eksak dari jarak re-imaging, L_z (jarak dimana profil medan pada jarak tersebut sama dengan profil medan input) dapat didefinisikan sebagai jarak perambatan dengan nilai transmisi daya (L_s) minimum.

Pemberian strain (ε) pada serat optik mengakibatkan perubahan panjang (ΔL), perubahan jejari core (Δa) dari serat optik MM dan juga perubahan indeks bias (Δn) dari serat optik SM dan MM. Untuk sebuah nilai strain yang diberikan (ε), perubahan panjang serat optik MM, jejari core dan indeks bias dapat dinyatakan sebagai berikut (Li, E., 2007):

$$\Delta L = L\varepsilon \quad (5.a)$$

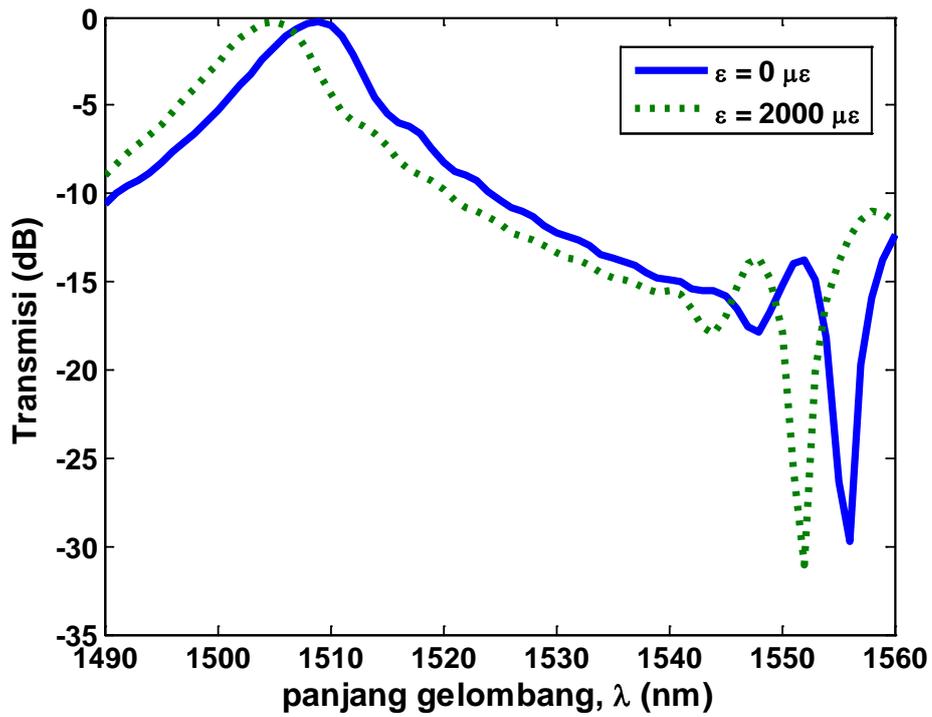
$$\Delta a_{(SM,MM)} = -\alpha a_{(SM,MM)}\varepsilon \quad (5.b)$$

$$\Delta n_{(SM,MM)i} = -\frac{n_{(SM,MM)i}^3}{2} [p_{12} - \sigma(p_{11} + p_{12})]\varepsilon = -p_e\varepsilon \quad (5.c)$$

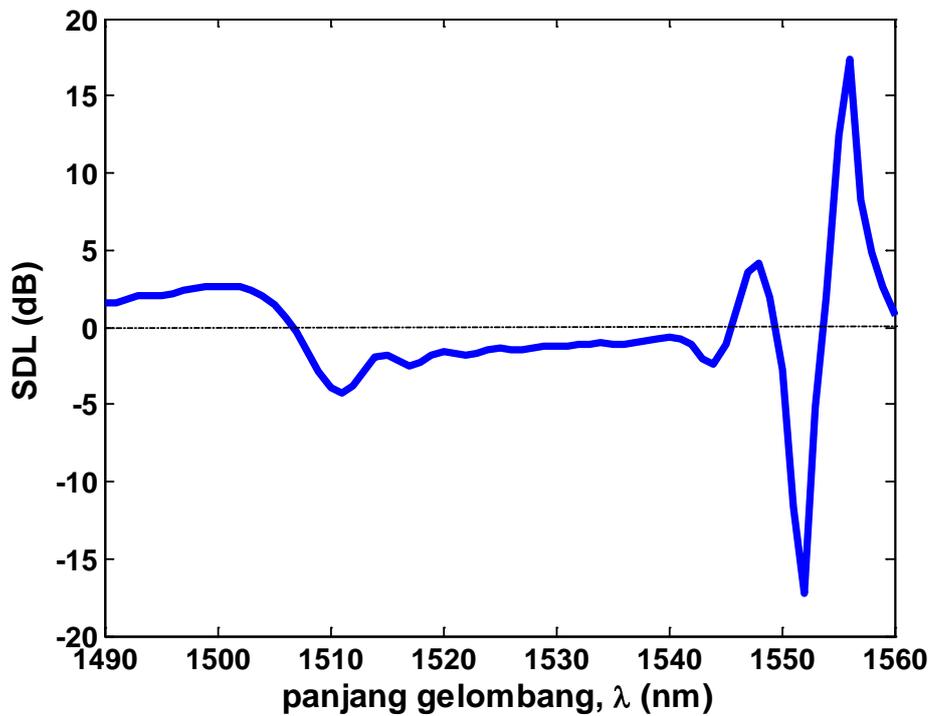
dengan L adalah panjang bagian serat optik MM, a adalah jejari core, n_i menyatakan indeks bias dari core dan cladding serat optik MM, p_{11} dan p_{12} adalah koefisien-koefisien strain-optic untuk *fused silica*, p_e adalah koefisien efektif strain-optic, dan σ adalah rasio Poisson.

3. Perancangan dan hasil simulasi sensor strain serat optik SMS

Dalam makalah ini dipilih serat optik yang tersedia di pasaran dengan diameter core/cladding serat optik SM 9/125 μm dan serat optik MM 105/125 μm . Sedangkan indeks bias core/cladding-nya adalah 1,4446 dan 1,4271. Pada perancangan serat optik SMS, telah diketahui bahwa dengan menggunakan parameter serat optik SM dan MM diatas, panjang serat optik MM yang digunakan dengan rentang panjang 44.53 hingga 42.45 mm akan menghasilkan respon spektrum filter bandpass dengan puncak bandpass pada panjang gelombang 1490 hingga 1560 nm (Wang, Q., dkk, 2008). Pada perancangan ini dipilih panjang serat optik MM 44 mm untuk menghasilkan panjang gelombang operasional dalam rentang 1490 hingga 1560 nm. Respon spektrum dari serat optik berstruktur SMS ini dihitung menggunakan MPA pada rentang panjang gelombang 1490 hingga 1560 nm dengan interval 1 nm dan ditunjukkan pada gambar 2(a). Pada gambar 2(a) dapat dilihat sebuah spektrum bandpass dengan puncak panjang gelombang 1509 nm. Pada gambar 2(a) juga ditampilkan respon spektrum serat optik SMS dengan pemberian strain $\varepsilon = 2000 \mu\text{e}$. Pada makalah ini digunakan nilai $p_e = 0.22$ dan $\sigma = 0.17$. Terlihat bahwa dengan pemberian strain, respon spektrum filter bandpass bergeser ke arah panjang gelombang yang lebih rendah (ke arah kiri). Untuk menentukan panjang gelombang yang paling sensitive terhadap strain, dilakukan perhitungan nilai *strain dependent loss* (SDL), $SDL = \varepsilon_{2000} - \varepsilon_0$. Pada gambar 2(b) ditunjukkan nilai SDL untuk rentang panjang gelombang 1490 hingga 1560 nm dan terlihat bahwa pada panjang gelombang tertentu nilai SDL-nya tinggi (sensitif terhadap strain). Sebagai contoh pada panjang gelombang 1511, 1555, 1556, dan 1557 nm memiliki nilai SDL -4,29, 12,47, 17,32, dan 8,24 dB, secara berurutan.



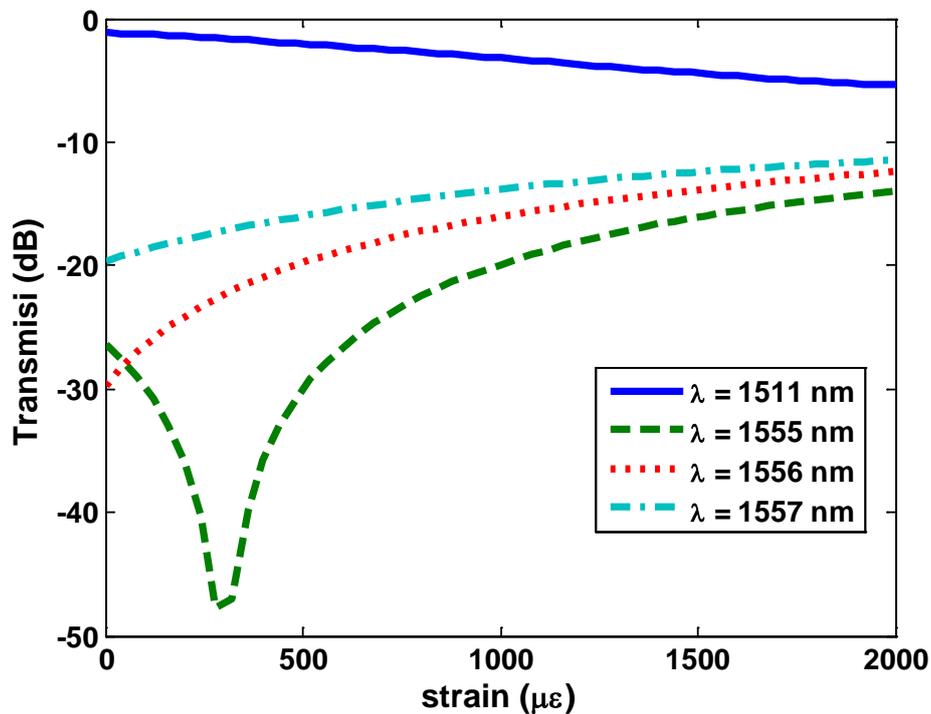
(a)



(b)

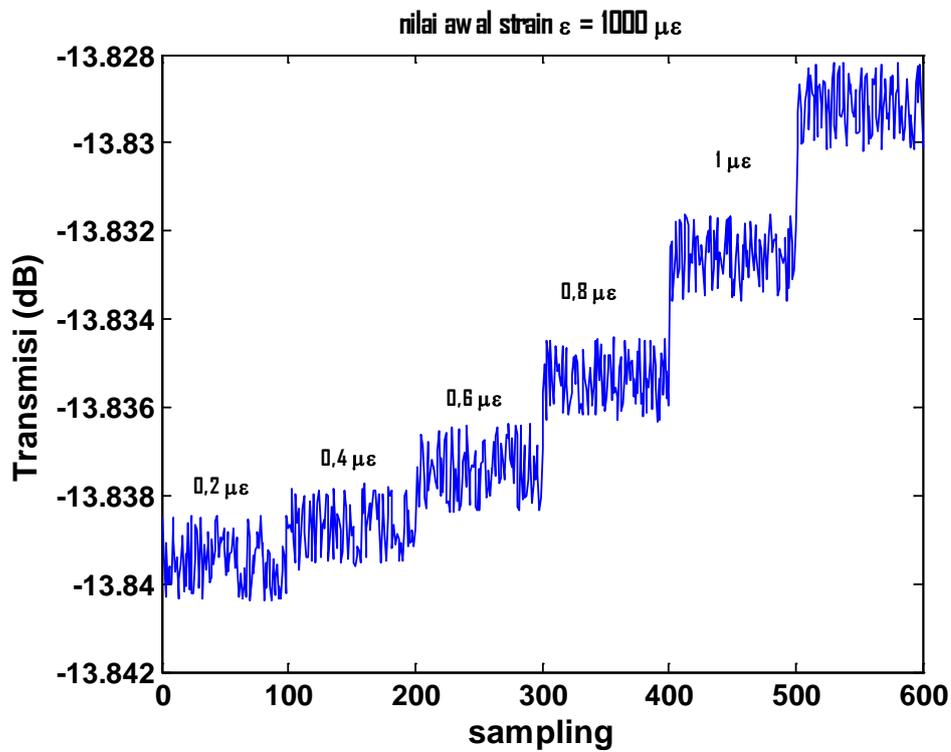
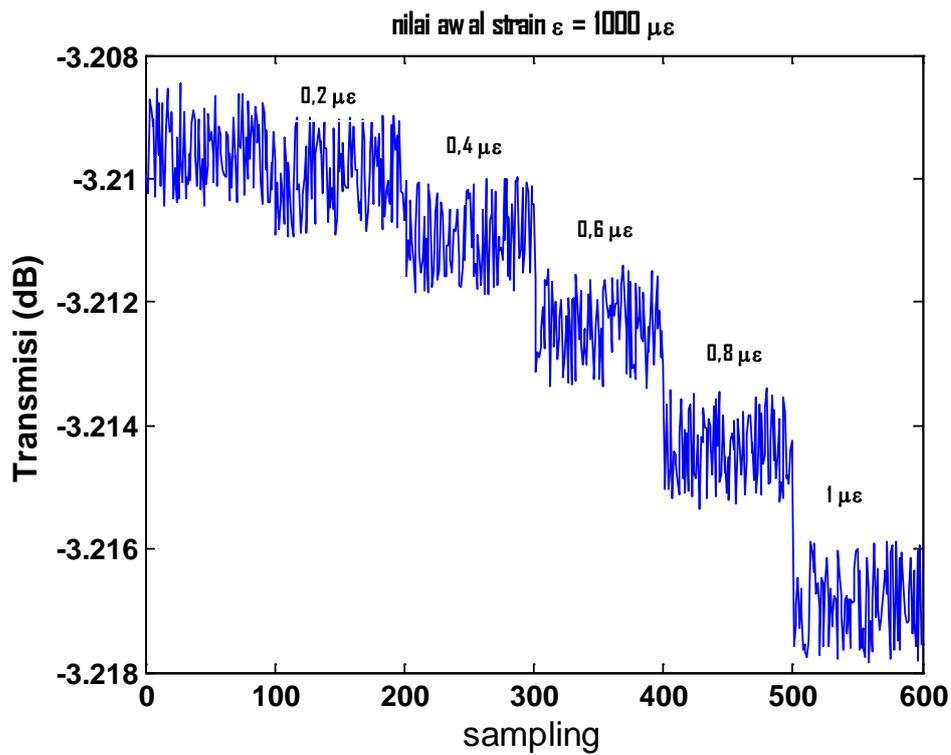
Gambar 2 (a) Respon spectrum dari serat optik SMS tanpa dan dengan pemberian strain (b) *strain dependent loss*

Respon transmisi terhadap strain pada panjang gelombang 1511, 1555, 1556, dan 1557 nm dihitung dengan rentang pengukuran strain 0-2000 $\mu\epsilon$ dan ditunjukkan pada gambar 3. Tampak terlihat respon transmisi pada panjang gelombang diatas memiliki linieritas yang berbeda-beda. Nilai linieritas dapat dinyatakan dengan nilai koefisien korelasi regresi linier (R^2). Pada respon transmisi diatas nilai R^2 -nya adalah 0,998, 0,728, 0,88, 0,947, secara berurutan. Sehingga dengan nilai $R^2 > 0,9$, maka dapat dipilih panjang gelombang operasional 1511 atau 1557 nm. Panjang gelombang 1511 nm memiliki linieritas yang lebih baik namun sensitivitas yang lebih rendah dibandingkan dengan panjang gelombang operasional 1557 nm. Nilai sensitivitas untuk panjang gelombang operasional 1511 dan 1557 nm adalah -2.15×10^{-3} dan $4,12 \times 10^{-3}$ dB/ $\mu\epsilon$.



Gambar 3 Respon transmisi terhadap pemberian strain dengan beberapa panjang gelombang operasional

Pada sistem pengukuran berbasis intensitas optik, resolusi pengukuran dapat ditentukan dari beberapa faktor: sensitivitas sensor, signal-to-noise ratio (SNR) dari sumber cahaya laser, dan noise pada fotodetektor dan sistem elektronik pada power meter (Wang, Q., dkk., 2007). Untuk menentukan resolusi pengukuran dari rancangan sensor strain diatas, maka pada makalah ini dilakukan demonstrasi kemampuan resolusi pengukuran dengan memperhatikan ketiga faktor diatas. Gambar 4(a) dan 4(b) menunjukkan respon pengukuran untuk panjang gelombang operasional 1511 dan 1557 nm dari keadaan strain 1000 $\mu\epsilon$ dengan kenaikan nilai strain sebesar 0,2, 0,4, 0,6, 0,8 dan 1 $\mu\epsilon$ secara berkelanjutan dengan sampling pengukuran sebanyak 100 kali. Tampak terlihat bahwa sensor strain SMS memiliki kemampuan resolusi sebesar 0,8 $\mu\epsilon$ untuk panjang gelombang operasional 1511 nm dan 0,6 $\mu\epsilon$ untuk panjang gelombang operasional 1557 nm. Sehingga sensor strain SMS ini dapat digunakan sebagai alternatif untuk pengukuran strain untuk SHMS. Sebagai perbandingan sensor strain FBG telah digunakan untuk pengukuran strain dengan rentang 2500 $\mu\epsilon$ dan resolusi kurang dari 1 $\mu\epsilon$ (Lee, B., 2003).



Gambar 4 Demonstrasi kemampuan resolusi dari rancangan sensor strain dengan panjang gelombang operasional (a) 1511 nm (b) 1557 nm.

4. Kesimpulan

Pada makalah ini telah dilakukan perancangan dan simulasi sensor strain berbasis serat optik berstruktur SMS. Modal propagation analysis digunakan dalam perancangan dan digunakan untuk menentukan sensor strain berbasis SMS yang optimal. Dari hasil perancangan diperoleh struktur optimal dengan panjang bagian serat optik MM 44 mm dan panjang gelombang operasional 1511 nm atau 1557 nm. Hasil simulasi menunjukkan rancangan sensor memiliki rentang pengukuran 0-2000 $\mu\epsilon$ dan didemonstrasikan kemampuan resolusi sebesar 0,8 dan 0,6 $\mu\epsilon$ untuk panjang gelombang operasional 1511 nm dan 1557 nm. Sensor strain SMS dapat digunakan sebagai alternatif sensor strain berbasis FBG untuk SHMS yang telah banyak digunakan dengan keunggulan lebih mudah dan murah dalam pembuatannya serta dapat diterapkan dalam pengukuran berbasis intensitas yang lebih sederhana.

Daftar Pustaka

- Hatta, A. M., (2009), "Singlemode-multimode-singlemode optical fibre structures for optical sensing", Disertasi, Dublin Institute of Technology.
- Kawano, K. dan Kitoh, T., (2001), *Introduction to optical waveguide analysis: solving Maxwell equations and the Schrodinger equations*, John Wiley&Sons, hal. 38-47.
- Lee, B., (2003) "Review of present status of optical fibre sensors", *Optical Fibre Technology*, vol. 9, hal. 57–79.
- Li, E., (2007) "Temperature compensation of multimode-interference based fiber devices," *Opt. Lett.*, vol. 32, hal. 2064–2066.
- Lin, Y. B., Pan, C.L., Kuo, Y.H., Chang, K.C., (2005), "Online monitoring of highway bridge construction using fiber Bragg grating sensors," *Smart Mater. Struct.*, vol. 14, hal 1075–1082.
- Lin, Y.B., Lai, J.S., Chang, K.C. Li, L.S., (2006), "Flood scour monitoring system using fiber Bragg grating sensors", *Smart Mater. Struct.*, vol. 15, hal 1950–1959.
- Majumder, M., Bhattacharya, D. K., (2008), "Fibre Bragg gratings in structural health monitoring—Present status and applications", *Sensor and Actuator A*, vol. 147, hal. 140-156.
- Measures, R. M., (2001), *Structural Monitoring with Optical Fiber Technology*, Academic Press, USA.
- Zhao, Y., Liao, Y, (2004), "Discrimination methods and demodulation techniques for fibre Bragg grating sensors," *Optics and Lasers in Eng.*, vol. 41, hal. 1-18.
- Wang, Q., Farrell, G., dan Yan, W. (2008) "Investigation on singlemodemultimode-singlemode fiber structure," *J. Lightwave Technol.*, vol. 26, hal. 512–519.
- Wang, Q., Rajan, G., Wang, P., dan Farrell, G. (2007) "Resolution investigation of a ratiometric wavelength measurement system," *Appl. Opt.*, vol. 46, hal. 6362–6367.

Halaman ini sengaja dikosongkan

Computer Simulation for Current Problems in Structural Engineering

Data Iranata

Civil Engineering Department

ITS Surabaya

Phone : +62-31-5946094, +62-8121663533

Fax : +62-31-5947284

Email : data@ce.its.ac.id, iranata_data@yahoo.com

ABSTRACT

This paper is intended to demonstrate that present computer simulations in structural engineering are different to conventional simulations of the past. In the majority of cases, conventional computer simulations have been based on numerical simulation models, particularly on finite element models solving ordinary and/or partial differential equations. Though such numerical simulations, besides theory and experiment, are rightly considered as one of the columns of knowledge gain, they do not fit the needs of the today's complex structural characteristic with intricate nature influenced. The environment acts upon the system or its model, but in turn also reacts to the behavior of the system or its model, as well as to the events of the system's user, due to feedback mechanisms. To this end, the corresponding computer simulations require a multi-level and distributed approach where the individual levels themselves possess different scales in time and space. An aggravating factor is that the representation of each level is based upon different solution paradigms, not only numerical but also non-numerical ones, e.g. data-based, knowledge-based, event-driven and/or object-oriented paradigms. In the following, specific applications are given to elucidate and illustrate how this widespread category of simulation is becoming not only a new perspective in computational engineering but also the mandatory rationale for solving current, and future, sophisticated problems. Upon a general disquisition of the topic, exemplary research applications are examined.

Keywords: Realistic simulation, multi-level simulation, multi-paradigm simulation, distributed computer simulation.

INTRODUCTION

Current "big tasks" in structural engineering are increasingly characterized by a complex and intricate nature of the underlying problem structure. A hallmark of all of these tasks is that such problems primarily require intensive collaboration between wide varieties of participating experts from myriad engineering disciplines. In addition, the individual collaborative actions are also heavily interwoven. This is a consequence of the meshwork of actors who must work together for a common goal. In the majority of cases the collaboration lasts only within a limited time frame because, customarily, the collaboration finalizes at the end of such projects. Additionally to the temporal aspects, the meshwork of the actors may often behave randomly, sometimes only fuzzy knowledge is available and, in the worst case, decisions have to be made based on unknown or uncertain facts.

A further characteristic of the above problem category is that the total problem domain is extraordinarily comprehensive and is showing a multi-level appearance with respect to space and time. To ensure a reasonable turn-around time for computer implementations, therefore, the total simulation model needs to be itemized into appropriate sub-models which then can be distributed on a computer network. Moreover, since the computer-assisted simulation has to be realistic the individual sub-models applied must mimic all relevant phenomena of the given problem as accurately as necessary, but also as simply as possible ("simple but not simplistic").

The above objectives can only be achieved if the individual sub-models make use of the best suitable representation paradigms. By that, highly different and unequal sub-model representations are appearing, leading to a **Multi-Level**, **multi-Paradigm** and, if appropriate, **Distributed** computer simulation (MLPD simulation). In this context, the multi-paradigm concept is understood as a methodology where the virtues of different paradigms are combined to ease problem modeling. An analogous nomenclature is known from software engineering; a good example for this is the early publication by Spinellis et al. (1995). As follows, typical applications are to elucidate and illustrate how MLPD simulation is becoming not only a new perspective but also the mandatory rationale for solving sophisticated problems in computational engineering.

MLPD SIMULATION

The MLPD simulation is seen as a goal-directed imitation of the behavior and the phenomena of the real world system of interest, or its abstract model or formal system of sub-models, embedded in a back-coupled environment, due to actions of the system's user or the environment itself. It should be emphasized that this view is much broader and comprehensive than the conventional view to computer simulation. Comparable interpretations are taken in modern computer science, for instance in the publications by Ören (2002) and the book by Kuhl et al. (1999). The subsequent figure (Fig. 1) depicts the underlying formation triangle that contains the key ingredients of a MLPD simulation

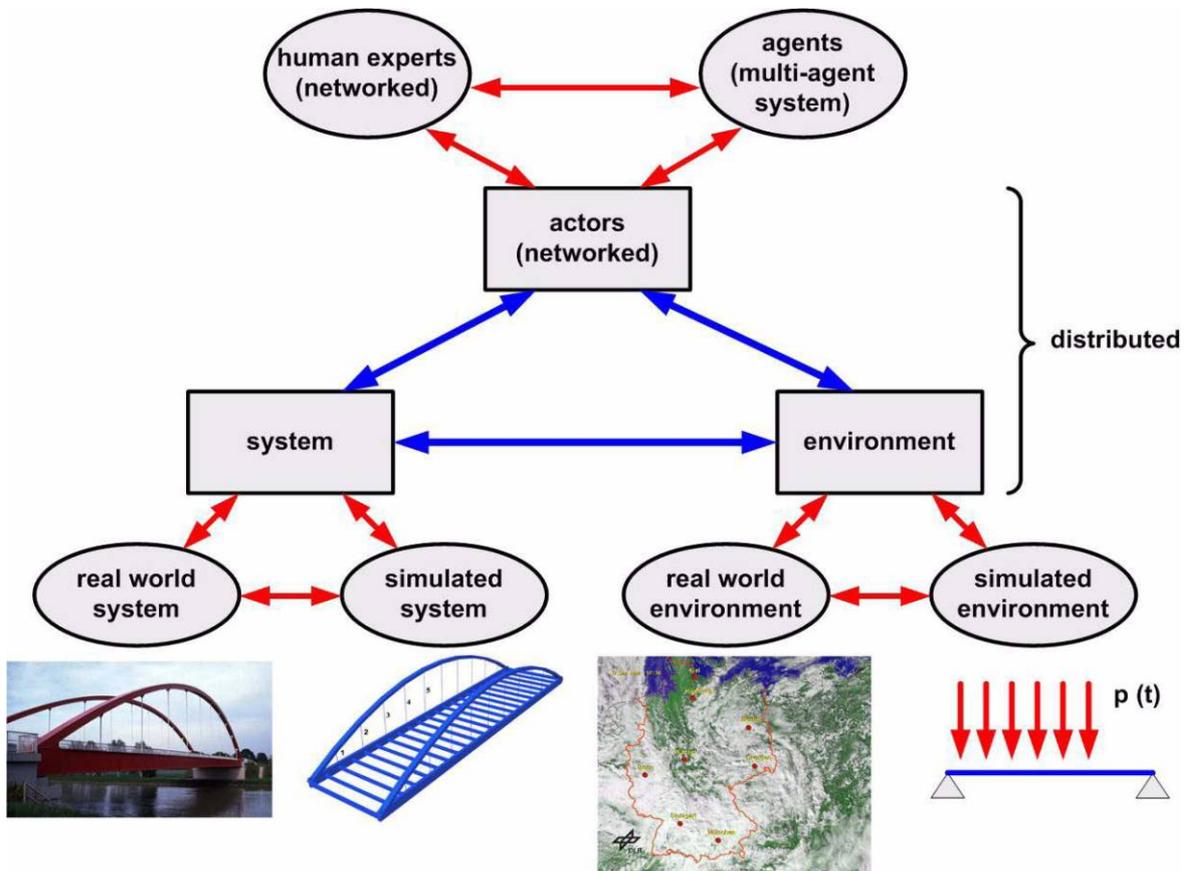


Figure 1. Regenerative formation triangle for MLPD simulation

According to the systemic diagram above, all species of simulation scenarios occurring in real life can be materialized appropriately: The above triangle represents simulators for experimenting with fictitious physical situations and potential real-world effects, as well. Depending on what has to be simulated it can be used not only for interactive, but also for automatic, autonomic (based on behalf of human principals, autonomously, knowing the goals that are to be pursued) and emergent (based on an ad hoc emerging organization of individual agents or experts) simulation. In this regard, it is possible to perform

- hypothetical simulations where real people use simulated environment (or equipment) in the real world (simulated reality)
- virtual simulations where real people use simulated environment (or equipment) in a simulated world (virtual reality)
- constructive simulations where simulated people use simulated environment in a simulated system (anthropocentric simulation or hyper-reality)
- simulations which are a mixture of the above three alternatives.

The selection of a specific simulation alternative is problem-dependent where the following reasons may be decisive:

- If the current operation of the real world system is not affected or jeopardized then on-site simulations using test scenarios can be carried out to get insights in the systemic behavior, e.g. to validate or secure a computerized model in the sense of system identification.
- If the real system is still not existent at all, then, it has to be modeled in terms of a simulation model in a simulated environment to enable predictions or prognoses with respect to a later real world design, erection or execution.
- If the real system to be planned and designed is complex, and also based upon a complex meshwork of various human experts or organizations of experts, then, it is reasonable to also simulate the collaborative work by means of artificial and autonomic units (software agents) for assisting the experts, besides simulation of the system and the environment.
- If the size of a simulation problem takes huge dimensions, necessarily, certain parts of the total problem should be modeled in one of the above three ways such that a mix of simulation categories is employed.

EXAMPLE FOR MLPD SIMULATION

To clarify the simulation categories listed above selected applications are considered where current research projects, carried out at the author's institute, are used as reference examples:

- **Lifetime-oriented design of large-scale structures**, subjected to time-variant stochastic loadings and taking into account deteriorations and the long term evolution process of damage.
- **Health monitoring of safety-relevant structural systems**, e.g. selected dam structures and road bridges, which may be endangered through environmental degradation or extreme loads.
- **Collaborative design and construction of complex structures** based on interdisciplinary team computing required obtaining economically advantageous and aesthetically attractive buildings or constructions.
- **Computer-assisted demolition of complex structures**, using controlled explosives based on a multi-level and multi-scale simulation for the progressive collapse of the structural system that has to be pulled down.

All research projects listed above need diverse solution paradigms to make results acceptable and successful.

In this context, the term "paradigm" is understood as a framework through which theories, principles, rules and methodologies are defined to create practicable and effective solution approaches. Several paradigms are listed below, some of which are already well-known while others are new or just emerging, whereby the list is not exhaustive:

- Numerical methods (finite element methods, mesh-less methods, etc.)
- Multi-body dynamics
- Object-oriented modeling
- Agent-based systems
- Data mining
- Distributed and parallel computing
- Internet-enabled techniques
- Computational geometry and CAD
- Fuzzy-Randomness
- Monte Carlo simulation methods
- Non-linear optimization
- etc.

Depending on the given problem domain, these paradigms have to be merged to ensure appropriate solutions. How this can be managed is described in the following sections.

Lifetime-oriented design of large-scale structures

The lifetime-oriented design problem is modeled on the basis of a non-linear stochastic structural optimization problem in terms of

$$\min \left\{ f_{opt}(X, Y, Z(t)) \mid g_{opt}(X, Y, Z(t)) \leq 0 \right\} \quad (1)$$

Where:

X = design vector having components X_i , $i = 1, 2, 3, \dots, N_X$ and representing layout parameters (sizing and/or shape variables)

Y = vector of elementary random variables Y_i , $i = 1, 2, 3, \dots, N_Y$

$Z(t)$ = time-variant vector concentrating random processes Z_i , $i = 1, 2, 3, \dots, N_Z$ with respect to time t

f_{opt} = optimization criterion (cost-equivalent objective function)

g_{opt} = vector of individual constraint $g_{opt,j}$, $j = 1, 2, 3, \dots, M_g$

As a consequence, the design process is simulated by virtue of an optimization model that itself makes use of a simulation of the real world system, i.e. the structure considered, and the environment (actions). This is commensurate with the virtual reality scenario outlined above.

The difficulty of the given task lies in the complexity of the time-dependent behavior of the structure and the highly stochastic nature of the induced actions and, therefore, the structural response (displacements, stresses and strains, etc.). The accurate representation of the mechanical external and internal quantities is essential because the precise prediction of the potential structural deteriorations and damages affects the design quality, drastically. To seize all relevant phenomena, the governing differential equation of motion (Newton's equation) for the simulated real world structure and its environment (action processes)

$$M\ddot{x}(t) + D\dot{x}(t) + r(x, \dot{x}, \sigma, p, t) = f(t) \quad (2)$$

Where:

M = lump mass matrix

D = damping matrix

\ddot{x}, \dot{x}, x = structural response

r = restoring force depending on stresses (σ) and actual state of deteriorations (p)

$f(t)$ = vector of stochastic actions

are resolved into a spatiotemporal multi-level simulation model. Hereby, the time scale is subdivided into a micro- and macro-scale, respectively. While the micro-scale mirrors the short-term dynamics, the macro-scale maps the long-term dynamic behavior (damage accumulation).

In the case of the lifetime design of arched bridges with vertical suspender rods, which often show serious fatigue fractures in the hanger connection plates due to crosswind vibrations, the structural system and the environment are separated into the following sub-models or sub-levels:

- the load level, where a stochastic simulation of the vortex-induced vibrations due to oncoming wind actions is provided
- the overall structure level, where a finite element simulation is carried out to identify the most relevant weak locations in specified components of the structure
- the component level, where a stochastic dynamic analysis is accomplished, using either the covariance method or a Monte Carlo simulation,
- the level of reliability analysis, which is used to simulate the damage accumulation process over the long-term axis of time where a so-called distance-controlled Monte Carlo simulation is applied

Fig. 2 demonstrates how, in general, the total simulation concept is embedded into the optimization or design model with respect to time and space. As can also be seen also from Fig. 2, the individual levels, including optimization, are distributed onto a computer network of personal computers as well as multi-processor compute servers.

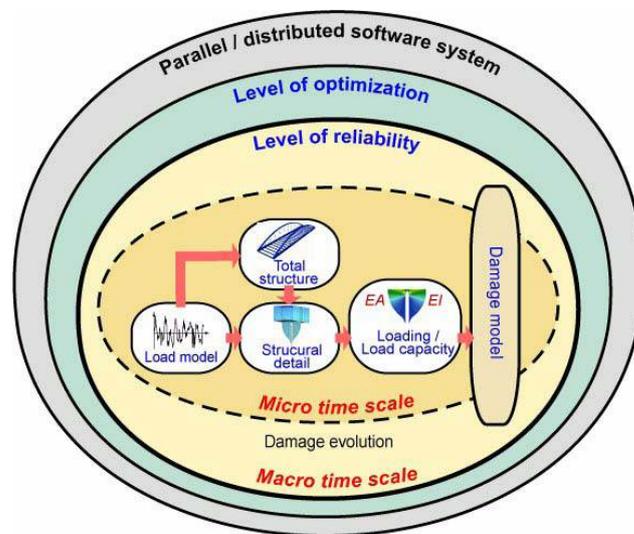


Figure 2. Systemic formation for lifetime design simulation

Health monitoring of safety-relevant structural systems

Simulation-aided health monitoring of safety relevant structural systems (like gravity dams, heavily loaded viaducts, high-rise building with sensitive equipments, etc.) requires the implementation of a sophisticated overall concept. The particular concept depends on the local conditions of the structure to be monitored, on the adhocacy of the responsible staff and engineering experts in the operating company of the dam, on the environment of the structure as well as the monitoring equipment deployed.

For the Ennepe dam portrayed in Fig. 3 and located in North Rhine-Westphalia (Germany), a computer simulation model has been developed (Mittrup and Hartmann, 2004). In this case, the dam is equipped with comprehensive electronic measuring devices consisting of various sensors and data loggers. The sensors, navigated by their loggers, are gaging temperatures, leachate flows, displacements and interstitial water pressures at specified locations of the dam. Data gathered by the sensors are collected in the loggers from which they are sent to a one-side data base on a personal computer which has Internet access. The data base can then be used for short-term as well as long-term evaluation with respect to critical events.



Figure 3. Ennepe gravity dam (Mittrup and Hartmann, 2004)

While the continuous data collection is not a serious problem, neither technically nor conceptionally, the time dependent evaluation process of the data (data analysis and data mining) poses a challenge. In particular, the huge mass of data and their analysis over polychronic distances leads to difficulties in dam health monitoring. In practice, this problem is customarily handled in terms of a hierarchy of collaborating staff and engineers experts who, together, ensure the safety of the structure and can detect potential critical states or dangerous events.

Collaborative design and construction of complex structures

In comparison with health monitoring, the processes that take place in collaborative structural design, planning and the subsequent construction execution are much more difficult to transform into an appropriate agent-based computer simulation system. The main reason for that is that the structural design, analysis, verification management, detailed design and the erection process of buildings or structures can not be formalized so easily as in health monitoring. A lot of these processes are intensively based on intuition, ingenuity and creativity.

For the purpose of checking the limits of the agent-based concept, and to recognize the suitability of multi-agent simulation in interdisciplinary structural design, structural analysis, detailed design and the erection of structures, a specified reference system has been defined as a “play area”. The reference system considered, as presented by Bilek and Hartmann (2003), is the pedestrian arch bridge over the River Mulde in Dessau (Germany), which connects the city of Dessau with an adjacent recreational park (Fig. 4).



Figure 4. Dessau bridge (Bilek and Hartmann, 2003)

As the photo of the bridge shows, the structural system is straightforward because of the evident arrangement of its constructional members: These are (i) the arch made out of steel (ST52), having a length of 100 m and a slope of about 220, (ii) the steel-plate for the footpath, (iii) the foundation using concrete piles, (iv) the arch abutments and (v) the plate (deck) bearings.

Using these constituents, corresponding agents, designated as resource agents, are defined that, on behalf of a human expert, are charged with the design of the corresponding structural members. The lower third of Fig. 5 depicts the configuration of the applied recourse agents. Hereby, a resource agent can collaborate with further agents, implemented as wrapper agents providing access to existing conventional software packages, such as finite element programs (ANSYS), CAD (Acad 2000) or data-bases (Xindice, MySQL). To synchronize and coordinate the individual activities among resource agents, a special product model agent are introduced which is based upon the CIM Steel Standard (CIS/2). CIS/2 allows for sharing and managing information between different agents as well as experts in participating companies to carry out a goal-oriented planning, designing, detailing, fabricating and constructing of steel structures.

For computerizing the collaboration workflow in the simulated project trace, the participating human experts (public servants of authorities, staff members of the project partners from steel as well as concrete construction firms and geotechnical engineering) are sided with their own agents, denoted as cooperation agents (see first third of Fig. 5). Cooperation agents are following prescribed roles, and are provided with expertise by which they can transact orders, of course, in adjustment with the human experts in the team. According to the organisation in a real world project, the total supervision is lead-managed by one person in charge (regularly the authorized representative of the constructor). On the computer side, this task leader is represented by means of a so-called project agent (see middle part of Fig. 5).

As outlined above, human experts along with their simulated counterparts (cooperation agents, task agents and resource agents) execute a simulated model (bridge) in a simulated environment. As a result, the implemented computer simulation is of the anthropocentric simulation type. It should be underlined that the realization of the organizational meshwork used in the real world project by way of networked and interacting agents opens an “emergent behavior”. Emergence is an important property in modern computer-aided structural design yielding to nontrivial results and decisions due to relatively simple interactions of individual system components, in a synergetic fashion. Similar realizations are known from the field of distributed artificial intelligence (swarm intelligence) and game theory.

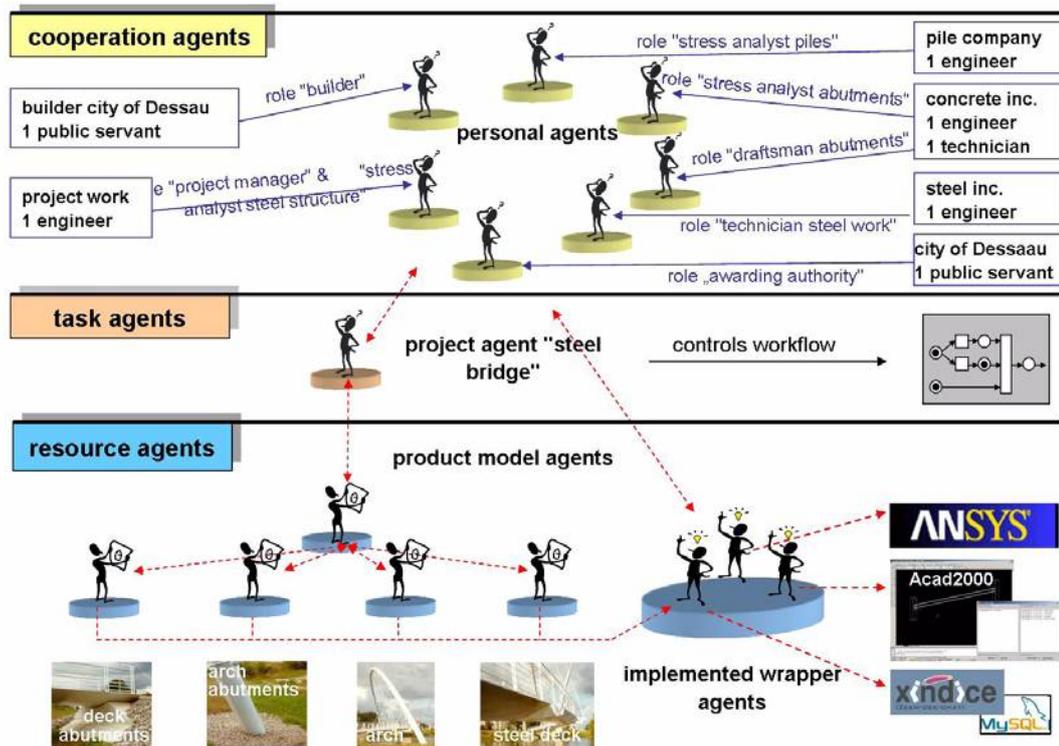


Figure 5. Arrangement of agents in bridge design

Computer-assisted demolition of complex structures

Increasingly, large-scale buildings or structures are hitting the end of their life-span. Therefore, they have to be pulled down and replaced by new and much more modern substitutes. Investigations show that demolition using controlled explosives form the most economic and technically best matured approach to demolish existing structures, however, provided that failures or severe accidents can be definitely excluded. To avoid such undesirable failures, a reliable a priori computer simulation of the expected demolition process is necessary. As already outlined in the paper by Hartmann (2003), it turns out that the tremendous complexity of the phenomena, associated with blast analysis, can only be overcome if a multi-level simulation with respect to time and space is used, resulting in interacting micro sub models, close-up range, meso sub models and macro sub models.

This multi-level simulation (simulated system in a simulated environment) again has to be as realistic as possible although a plenitude of imponderabilities may appear with respect to the structural data, the collapse behavior of the structure and the effectiveness of the explosives. Fig. 6 visualizes the objective of the simulation: At the left, a movie of the real world demolition is shown, to the right, the predicted simulation of the collapse is confronted with the reality. As can be seen, the simulation nearly complies with the reality.

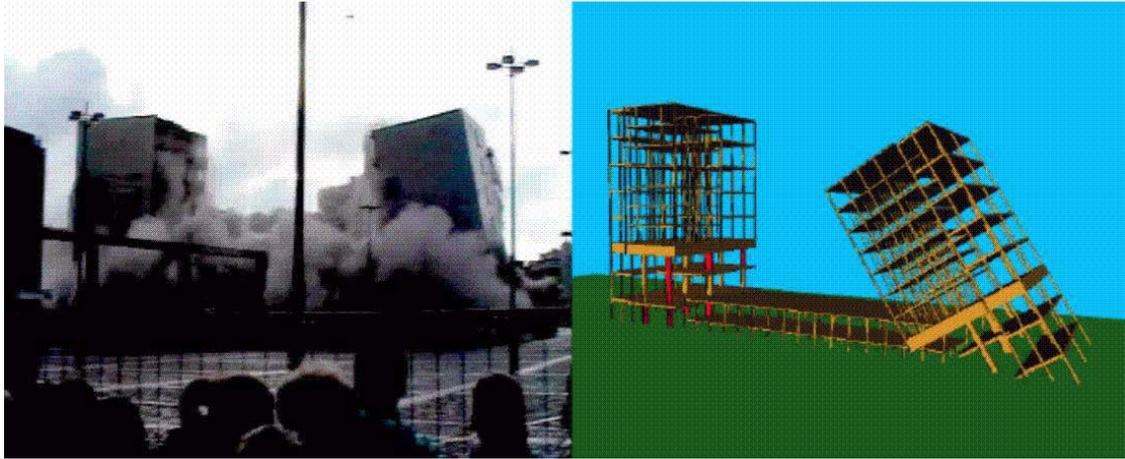


Figure 6. Demolition using controlled explosives: movie vs simulation (Hartmann, 2003)

The four levels of the simulation model are assorted in the schematic diagram in Fig. 7. A local level, within a time range of micro- to milliseconds, is defined to model the destruction processes due to the explosive charges in the detonation zone. Hereby, a smooth particle hydrodynamics (SPH) method is applied along with a net-free Galerkin method. By this approach, the large three-dimensional stresses and the atomization of the material (reinforced concrete) can accurately be computed.

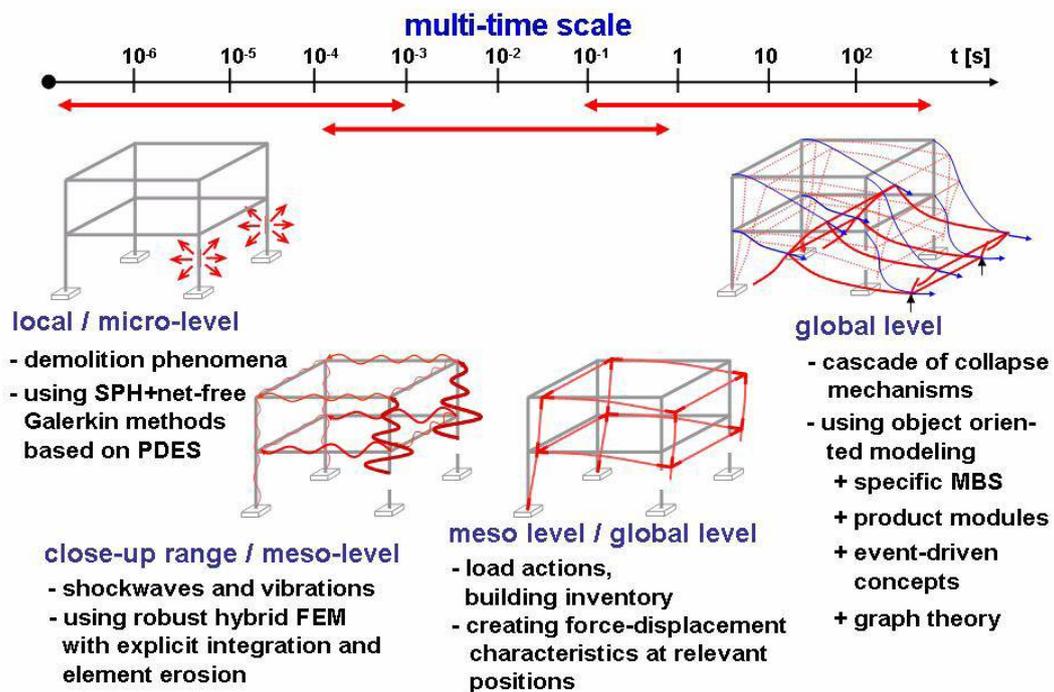


Figure 7. Organization of the multi-level demolition simulation (Hartmann, 2003)

At a close-up-level, where the actions have duration of some milliseconds, the induced shockwaves and the vibrations caused by the detonation of the charges are determined. Again, a numerical approach is used. However, compared with the micro-level, now, a different finite element method using explicit time integrations is established associated with an element deletion strategy. The close-up range also bridges the gap between the micro-level and the meso-level which models the linear/ non-linear internal force-displacement relations (or resistance characteristics) at critical locations (stress/strain maxima), needed for the global level.

On the global level, the collapse cascade of the total structure, ranging from some hundredths to tenths of a second, is displayed. For this purpose, an object oriented model of the structure is indispensable. Object orientation beneficially allows the dynamic representation of the numerous fragments, segments and structural members during the collapse process. The theoretical background for the object model applied is multi body dynamics by which contact, impact and fracture phenomena can be sufficiently taken into account. A multi body system is composed of rigid or/and deformable parts that are interacting through springs, dampers, friction elements and forces. Furthermore, the graph theory is applied to detect kinematic chains which are essential for the representation of collapse mechanisms.

In addition, all levels described above incorporate fuzzy-randomness representations to picture the various stochastic data as well as model uncertainties. This re-underlines that, in the simulation concept introduced above, a multi-paradigm solution philosophy associated with a distributed multi-level implementation is the essence of the project.

CONCLUSIONS

Applying story views on what current (and future) simulations have to accomplish, a total of six reference problems has been dealt with that are currently the subject-matters of various joint ventures in the author's institute. The individual exemplifications have specifically been reflected with respect to a formal, visionarily laid out categorization of simulation alternatives. It should be made clear that the complex and intricate nature of simulation tasks of the present (and next) problem generation is formidable and, therefore, requires innovative means and ways for a sustained solution. It is imperative that a broader perspective is needed than pursued so far. To fully tackle the many challenges, multi-level systems, multi-paradigm concepts and distributed approaches seem to be the silver bullet. In all cases, an interdisciplinary approach is compulsory where Engineering Informatics, or Computational Engineering, has to take over the lead management for the most part.

REFERENCES

- Bilek, J. and Hartmann, D. (2003): "Modell zur Abbildung vernetzt-kooperativer Planungsprozesse in der Tragwerksplanung mit Softwareagenten". In: Forum Bauinformatik 2003, Junge Wissenschaftler forschen, Hrsg. K. Kaapke, A. Wulf, 238-249, Shaker Verlag, Aachen.
- Hartmann, D. (2003): „Sprengung von komplexen Tragwerken“. In: Massivbau 2003, Forschung, Entwicklungen und Anwendungen, 7. Münchener Massivbau- Seminar 2003, 6./7. März 2003, TU-München, Herausgeber: Konrad Zilch, S. 243-258, Springer-VDI-Verlag, Düsseldorf.
- Kuhl, F., Dahmann, J. and Weatherly, R. (1999): "Creating Computer Simulation Systems: An Introduction to the High Level Architectur". Prentice Hall, Englewood Cliffs.
- Mittrup, I., Smarsly, K. and Hartmann, D. (2003): "Agent-Based Approach to Dam Monitoring". In: Construction IT-Bridging the Distance, Proc. of the CIB W78's 20th International Conference. on Information Technology For Construction, Waiheke Island, New Zealand, 23-25 April 2003, pp. 239-246, Edts.: R. Amor, Publisher University of Auckland, ISBN 0-908689-71-3, Auckland New Zealand.
- Ören, T.I. (2002): "Future Modelling and Simulation: Some Development Areas". Proceedings of the 2002 Summer Computer Conference, July 14-18, 2002, San Diego, CA, USA, <http://www.site.uottawa.ca/~oren/pubs/pubs-2002-05-future.pdf>.
- Spinellis, D., Drossopolous, S. and Eisenbach, S. (1995): "Using Objects for Structuring Multiparadigm Programming Environments". Journal of Object-Oriented Programming 8(1): 33-38, March/April 1995.

Halaman ini sengaja dikosongkan

Evaluasi Kekuatan Lantai Jembatan Beton dengan Uji Beban Titik

Achfas Zacoeb^{*)}

^{*)}Lektor, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Brawijaya, Malang
e-Mail : zacoeb_a@yahoo.com

Abstrak

Uji beban titik adalah salah satu metode yang relatif baru di bidang pengujian beton. Metode ini menggunakan benda uji inti yang lebih kecil, sehingga diharapkan dapat mengurangi tingkat kerusakan pada struktur. Struktur yang akan dievaluasi dengan metode ini adalah sebuah lantai jembatan beton yang berumur lebih dari 50 tahun. Nilai kuat tekan (f'_{cc}) didapatkan dari secara tidak langsung dari hubungan nilai indeks beban titik (I_s) Dalam makalah ini juga ditunjukkan kerusakan yang terjadi pada lantai jembatan dengan melakukan pengamatan secara visual.

Kata kunci : benda uji inti, diameter kecil, kuat tekan, indeks beban titik, pengamatan visual.

PENDAHULUAN

Pada saat ini evaluasi sebuah jembatan beton dilakukan melalui inspeksi visual atau analisis struktur untuk mengestimasi kekuatan dan kondisinya. Pada kasus evaluasi jembatan yang dilakukan dengan inspeksi visual, penilaian yang dihasilkan akan bersifat subyektif tergantung dari inspektor yang bertugas. Tingkat dari kondisi jembatan adalah kualitatif dan terdefinisi sebagai indikator yang digunakan pada inspeksi rutin atau berkala (Hearn & Shim, 1998). Inspeksi visual tidak bisa menyediakan informasi yang berguna sampai dengan muncul kerusakan pada bagian struktur jembatan yang dapat terlihat (Estes & Frangopol, 2003). Sebagai contoh, dengan adanya retak dapat memberikan informasi yang berharga, tetapi retak tidak akan muncul sampai dengan kondisi batas atau struktur tersebut sudah lelah (*fatigue*). Untuk mengidentifikasi kerusakan internal atau di bawah permukaan adalah sangat sulit dilakukan karena tidak terlihat secara kasat mata (Chang & Liu, 2003).

Penggunaan benda uji inti (*coring*) sudah sering dipilih untuk menentukan kuat tekan suatu struktur beton di lapangan. Pada struktur beton yang menggunakan banyak baja tulangan atau terlalu rapat (*heavy reinforcement*), untuk mendapatkan benda uji inti akan kesulitan atau menjadi tidak mungkin karena terhalang baja tulangan. Diameter benda uji inti minimum adalah 100 mm atau tiga kali dari ukuran diameter agregat maksimum yang digunakan pada struktur beton tersebut harus diambil untuk melakukan evaluasi kekuatan (JIS A1107, 1993). Pada struktur yang menggunakan agregat besar, mungkin secara praktik bisa dilakukan pengambilan benda uji inti dengan diameter yang besar, tetapi biaya yang dikeluarkan juga semakin besar dan biasanya tidak dapat dilakukan pengambilan yang lebih dalam. Benda uji inti mungkin terbukti lebih mahal dan harus menutup lubang bekas pengambilan, tetapi data yang dihasilkan dapat diterima sebagai bukti terbaik dari kondisi beton di lapangan. Benda uji inti yang lebih kecil sering digunakan sebagai pengganti untuk evaluasi kuat tekan beton. Keuntungan dari benda uji inti yang lebih kecil adalah lebih mudah dibor dan dipotong, meminimumkan kerusakan pada struktur dan menggunakan mesin dengan kapasitas yang lebih kecil (Ruijie, 1996).

Uji beban titik (*point load test*) sudah umum digunakan dalam klasifikasi indeks kekuatan dari batuan, tetapi mungkin juga dapat digunakan secara luas untuk memperkirakan kekuatan bahan lain dengan parameter yang berkaitan. Metode ini dapat menjadi alternatif yang menarik karena dapat menghasilkan data yang hampir sama dengan biaya yang lebih rendah, kemudahan dalam pembuatan benda uji dan kemungkinan untuk diaplikasikan di lapangan. Banyak penelitian yang telah dilakukan tentang uji beban titik dalam penggunaan indeks beban titik (*point load index*) dan parameter lainnya. Bagaimanapun juga semakin banyak penelitian yang dilakukan akan membantu untuk memperkuat hubungan yang sudah ada. Untuk estimasi kuat tekan satu arah (*uniaxial compression strength*) secara tidak langsung perlu dibentuk faktor konversi dari indeks ke kuat tekan (ISRM, 1985).

Richardson (1989) melakukan uji beban titik pada benda uji silinder beton cor dengan diameter bervariasi, yaitu 50.8, 76.2 dan 101.6 mm. Pengujian dengan jumlah benda uji yang lebih banyak dimungkinkan karena kecepatan dan kemudahannya. Hasil penelitian menunjukkan bahwa korelasi yang sangat kuat antara indeks beban titik (I_s) dan kuat tekan silinder beton standar (f'_{cs}). Korelasi yang kuat juga ditunjukkan antara indeks beban titik (I_s) dan kuat tekan benda uji inti beton standar (f'_{cc}) dengan diameter 35 dan 50 mm serta menggunakan ukuran agregat kasar maksimum 20 mm (Zacoeb, dkk, 2006). Hasil dari penelitian ini menggunakan pendekatan linier untuk estimasi kuat tekan beton dengan mutu antara 16 sampai dengan 50 MPa.

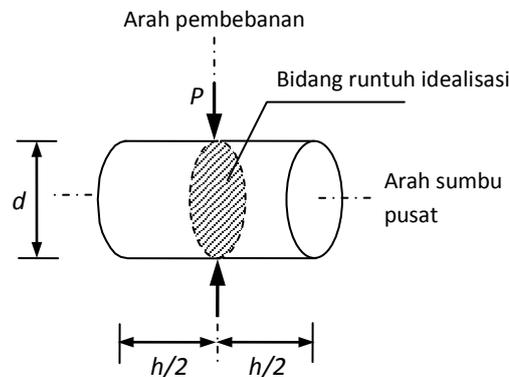
METODOLOGI

Uji beban titik adalah suatu metode yang didasarkan pada keruntuhan benda uji silinder. Broch, dkk (1972) memulai dengan persamaan yang sederhana dengan membuat bidang runtuh ideal dari benda uji ini seperti ditunjukkan **Gambar 1** dan memasukkan ke dalam model konseptual untuk menurunkan persamaan indeks beban titik seperti pada persamaan (1).

$$I_s = \frac{P}{d^2} \quad (1)$$

dengan :

I_s : indeks beban titik (MPa)
 P : beban (N)
 d : diameter benda uji (mm)



Gambar 1. Silinder benda uji beban titik

Sebuah argumentasi dapat dibuat dengan menggunakan luas lingkaran dari silinder (daerah yang diarsir) ke dalam perhitungan, sehingga persamaan (1) seharusnya ditulis seperti persamaan (2).

$$I_s = \frac{4P}{\pi d^2} \quad (2)$$

Pengguna dari uji ini akan segera mengetahui bahwa data yang dihasilkan akan lebih besar sekitar 30 % dibanding uji tekan satu arah (*UCS*) dengan ukuran benda uji yang sama. Hal ini menunjukkan bahwa diperlukan adanya faktor koreksi ukuran, sehingga diberlakukan diameter benda uji inti ekuivalen (Broch et al, 1972; ISRM, 1985).

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} = \frac{4P}{\pi d^2} \quad (3)$$

dengan :

I_s : indeks beban titik (MPa)
 P : beban (N)
 D_e : diameter benda uji inti ekuivalen (mm)
 d : diameter benda uji (mm)

Broch, dkk (1972) mempertimbangkan variasi dari I_s dengan ukuran dan bentuk benda uji dengan membuat referensi dari indeks beban titik $I_{S(50)}$ yang menunjukkan bahwa indeks tersebut dihasilkan dari pengujian batuan dengan ukuran diameter benda uji inti 50 mm. Sehingga nilai awal I_s akan dikonversi menjadi $I_{S(50)}$ dengan faktor koreksi yang ditentukan berdasar pendekatan kurva dari fungsi diameter. Hal ini mengindikasikan bahwa pengaruh bentuk yang lebih besar harus dihindari dengan menggunakan geometri benda uji yang spesifik. ISRM (1985) mengajukan fungsi koreksi yang mempertimbangkan keduanya, pengaruh ukuran dan bentuk dengan memanfaatkan konsep diameter benda uji inti ekuivalen (D_e). Fungsi ini dikenal dengan factor koreksi geometri F yang ditunjukkan pada persamaan (4).

$$I_{S(50)} = F I_s \quad (4)$$

dengan :

F : factor koreksi geometrik

$$= \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45} \quad (5)$$

Koreksi ukuran harus dilakukan untuk mendapatkan indeks beban titik yang unik untuk diameter benda uji inti yang berbeda dengan diameter benda uji inti ekuivalen (D_e). Untuk kasus diameter benda uji selain 50 mm, koreksi ukuran harus diperhitungkan dengan menggunakan persamaan (5). Dengan pertimbangan bahwa persamaan (4) dan (5) dibuat untuk benda uji batuan, maka tidak sesuai untuk digunakan pada beton karena alasan homogenitas. Zacob & Ishibashi (2009) membuat faktor koreksi baru dengan mengacu format persamaan sebelumnya seperti ditunjukkan persamaan (6),

$$F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.53} \quad (6)$$

sedangkan untuk estimasi kuat tekan beton lantai jembatan dapat menggunakan persamaan (7) dengan ukuran maksimum agregat yang digunakan adalah 40 mm dan daerah penerimaan koefisien variasi, CV antara 10 sampai dengan 18 %.

$$f'_{cc} = 22.3I_s - 22.0 \quad (7)$$

HASIL DAN DISKUSI

Untuk contoh aplikasi di lapangan dengan menggunakan uji beban titik, dipilih jembatan Nishionimaru, Saga yang menggunakan lantai jembatan tipe cor di tempat. Pada tahun 2008, lantai jembatan ini sudah dibongkar dan diganti dengan tipe pracetak. Kondisi dan spesifikasi dari jembatan ini dapat dilihat pada **Gambar 2** dan **Tabel 1**.



a. Tampak samping



b. Tampak depan

Gambar 2. Jembatan Nishionimaru

Tabel 1. Spesifikasi jembatan Nishionimaru

Tahun penyelesaian	: 1955
Tipe jembatan	: Jembatan balok sederhana
Tipe lantai jembatan	: Beton bertulang cor di tempat
Panjang jembatan	: 4.085 m
Panjang bentang	: 3.631m
Lebar jembatan	: 4.53 m
Tebal lantai jembatan	: 31.7 cm
Tinggi jagaan	: 1.25 m
Tinggi kerb	: 20 cm
Lebar kerb	: 15 cm

a. Estimasi kuat tekan beton

Lantai jembatan Nishionimaru dipotong menjadi 4 bagian untuk berbagai macam investigasi. Pada makalah ini hanya akan dibahas untuk bagian investigasi kekuatan lantai jembatan dengan menggunakan uji beban titik. Pengambilan benda uji inti dilakukan dengan menggunakan mesin bor *portable* Shibuya TS-1601 dengan ukuran diameter 50 mm dari sisi atas lantai jembatan seperti ditunjukkan pada **Gambar 3**. Benda uji inti beton ini akan dibagi menjadi 2 bagian dengan perbandingan tinggi dan diameter (h/d) sama dengan 2.0 untuk evaluasi kekuatan lantai jembatan dari sisi atas dan sisi bawah.



a. Potongan lantai jembatan yang akan dievaluasi



b. Pengambilan benda uji



c. Koleksi benda uji

Gambar 3. Pembuatan benda uji beban titik

Tipe kegagalan pada balok beton umumnya terjadi di daerah geser atau lentur, sehingga dengan mempertimbangkan hal ini maka benda uji inti diambil pada bagian tersebut. Potongan pelat beton ditandai dengan kotak-kotak dengan memperhatikan lokasi baja tulangan untuk menentukan lokasi pengambilan benda uji inti seperti ditunjukkan pada **Gambar 4**. Seharusnya dari satu kotak diperoleh satu benda uji inti beton, tetapi setelah seluruh proses pengambilan berakhir hanya diperoleh 51 buah dan hanya 21 buah yang dapat dibagi menjadi dua (beberapa diantaranya tidak layak digunakan sebagai benda uji). Pada makalah ini hanya akan meninjau data dari 21 benda uji sebagai ilustrasi aplikasi uji beban titik di lapangan dan menunjukkan kondisi lantai jembatan dari sisi atas dan bawah.

Sisi kerb														
1	②	③	4	X	X	5	6	⑦	8	9	⑩	11	12	13
14	15	⑯	⑰	18	⑲	⑳	21	X	⑳	㉓	㉔	㉕	26	X
X	㉗	㉘	29	30	㉑	32	33	34	35	36	㉒	X	㉙	39
40	41	42	④	④	④	46	47	48	49	X	50	X	⑤	X
daerah geser				daerah lentur						daerah geser				

Catatan :

- X : Gagal dalam pengambilan benda uji inti
- i : Satu benda uji inti yang diambil untuk mewakili sisi atas
- ① : Dua benda uji inti yang diambil untuk mewakili sisi atas dan bawah

Gambar 4. Lokasi pengambilan benda uji inti

Kriteria dari benda uji inti yang tidak layak seperti ditunjukkan pada **Gambar 5**, hal ini ditentukan berdasarkan bahwa benda uji tersebut mempunyai rongga yang besar sebagai akibat dari ketidaksempurnaan dalam proses pemadatan pada saat lantai jembatan beton tersebut dibuat. Benda uji dengan rongga yang besar akan mudah hancur dengan sedikit beban awal, sehingga akan menghasilkan nilai indeks beban titik yang rendah dan hasil evaluasi kuat tekan beton setempat juga rendah.



Gambar 5. Benda uji beton inti yang tidak layak

Hasil dari uji beban titik lantai jembatan untuk sisi atas dan sisi bawah seperti ditunjukkan pada **Tabel 2** dengan data tambahan benda uji. Nilai rata-rata indeks beban titik untuk lantai jembatan ini ditentukan dari nilai kedua sisi (atas dan bawah) sebesar $I_s = 2.07$ MPa dengan koefisien variasi, $CV = 33.51$ %. Meskipun nilai CV di luar dari daerah studi sebelumnya dan dengan menggunakan persamaan (7) maka diperoleh bahwa estimasi nilai kuat tekan beton setempat dari lantai jembatan adalah 24.1 MPa.

Tabel 2. Hasil uji beban titik dari lantai jembatan

Data	d (mm)	h (mm)	Berat (g)	Kepadatan (g/cm^3)	I_s (MPa)	Keterangan
N	21					Sisi atas
Mean	49.50	102.12	449.76	2.29	1.64	
Max.	49.83	103.48	461.00	2.34	3.27	
Min.	48.82	100.58	438.00	2.24	0.85	
S	0.24	0.69	7.03	0.03	0.54	
CV	0.48	0.68	1.56	1.34	32.97	
N	21					Sisi bawah
Mean	49.52	102.06	483.43	2.46	2.49	
Max.	49.97	103.30	501.00	2.55	3.72	
Min.	48.80	100.63	453.00	2.29	1.25	
S	0.27	0.79	9.89	0.06	0.56	
CV	0.54	0.77	2.05	2.30	22.42	
N	42					Kedua sisi
Mean	49.51	102.09	466.60	2.37	2.07	
Max.	49.97	103.48	501.00	2.55	3.72	
Min.	48.80	100.58	438.00	2.24	0.85	
S	0.25	0.73	19.03	0.10	0.69	
CV	0.51	0.72	4.08	4.10	33.51	

Untuk menunjukkan perbedaan kekuatan untuk setiap sisi lantai jembatan dilakukan dengan membandingkan nilai yang dihasilkan dari uji beban titik. Nilai indeks beban titik, I_s untuk sisi atas adalah 1.64 MPa dan sisi bawah 2.49 MPa, sedangkan nilai koefisien variasi, CV untuk sisi atas adalah 32.97 % dan sisi bawah 22.42 %. Nilai CV untuk kedua sisi lantai jembatan juga di luar daerah penerimaan dan dengan menggunakan persamaan yang sama maka diperoleh nilai estimasi kuat tekan beton untuk sisi atas adalah 14.6 MPa dan sisi bawah 33.5 MPa. Hasil ini sesuai dengan hasil tipikal pengujian kekuatan di lapangan bahwa sisi atas lantai jembatan lebih rendah disbanding sisi bawahnya (Bungey & Millard, 1996).

KESIMPULAN

Uji beban titik dapat digunakan sebagai alternatif pengujian kekuatan struktur beton di lapangan dengan tingkat kerusakan minimum. Hal ini dimungkinkan karena ukuran benda uji inti yang digunakan lebih kecil, sehingga kapasitas alat yang digunakan juga lebih kecil dan mudah untuk dimobilisasi. Estimasi dilakukan dengan mengkonversi nilai indeks beban titik, I_s ke kuat tekan beton inti, f'_{cc} seperti yang ditunjukkan pada persamaan (7). Sebagai tambahan perhatian, nilai estimasi ini harus dievaluasi secara hati-hati dengan alasan nilai CV yang bervariasi dan mempertimbangan penilaian secara teknis untuk menyesuaikan hasil estimasi agar sesuai dengan kondisi di lapangan.

REFERENSI

- Bungey, J.H., & Millard, S.G., *Testing of Concrete in Structures, Third Edition*, Chapman & Hall, U.K., 1996.
- Chang, P.C. & Liu, S.C., 2003. "Recent Research in Nondestructive Evaluation of Infrastructure", *Journal of Material in Civil Engineering*, 15(1): 298-304.
- Estes, A.C., & Frangopol, D.M., 2003. "Updating Bridge Reliability Based on Bridge Management Systems Visual Inspection Results", *Journal of Bridge Engineering*, 8(1): 374-382.
- Hearn, G., & Shim, H., 1998. "Integration of Bridge Management System and Nondestructive Evaluations", *Journal of Infrastructure System*, 7(1):49-55.
- ISRM Commission on Testing Methods. 1985. "Suggested Method for Determining Point Load Strength", *International Journal of Rock Mechanics, Mineral Sciences, & Geo-mechanics*, Abstract 22: 51-60.
- Japanese Industrial Standard. 1993. JIS A1107: Method of Sampling and Testing for Compressive Strength of Drilled Cores of Concrete.
- Richardson, D.N. 1989. "Point-Load Test for Estimating Concrete Compressive Strength", *ACI Materials Journal*, 86(4): 409-416.
- Ruijie, L.K. 1996. The Diameter-Compression Test for Small Diameter Cores. *Journal of Materials and Structures*. 29(1): 56-59.
- Zacoeb, A., Ishibashi, K., & Ito, Y. 2006. "Estimating the Compressive Strength of Drilled Concrete Cores by Point Load Testing", *Proceeding of the 29th JCI Annual Meeting*, Sendai, Japan: 525-530.
- Zacoeb, A., & Ishibashi, K., 2009. "Point Load Test Application for Estimating Compressive Strength of Concrete Structures from Small Core", *Journal of Engineering and Applied Sciences*. 4(7): 46-57.

ESTIMASI KARAKTERISTIK DINAMIK STRUKTUR GEDUNG BERTINGKAT BERDASARKAN RESPONSNYA PADA BEBAN SEISMIK

Agung Budipriyanto
Program Diploma Teknik Sipil FTSP-ITS
Jalan Menur 127 Surabaya 60116
Tel : 031 594 7637 Fax : 031 593 8025
Email: agungbp@ce.its.ac.id

ABSTRAK

Identifikasi karakteristik dinamik sebuah struktur merupakan salah satu bagian penting pada monitoring kesehatan struktur. Dalam makalah ini, disajikan hasil studi terhadap identifikasi karakteristik dinamik struktur, yakni frekwensi alamiah dan faktor redaman, berdasarkan respons struktur pada beban seismik. Karena respons dinamik struktur pada beban tersebut seringkali bersifat non linier, maka dalam studi ini teknik empirical mode decomposition digunakan untuk memisahkan respons menjadi beberapa fungsi serta residunya. Sedangkan karakteristik dinamik struktur dihitung dengan teknik Random Decrement serta Ibrahim Time Domain. Skema ini dipilih karena selain bisa digunakan untuk respons struktur linear ataupun non linier, skema ini tidak memerlukan data eksitasi beban dinamik dari sistem struktur yang diteliti. Untuk mendemonstrasikan keefektifan dari skema yang digunakan dalam studi ini, respons percepatan akibat beban seismik dari hasil pengukuran pada sebuah gedung perkantoran berlantai 14(empat belas) digunakan sebagai data input. Gedung tersebut dibangun pada tahun 1980 dengan sistem rangka baja penahan momen. Hasil studi ini memverifikasi hasil yang diperoleh dari studi yang dilakukan oleh peneliti lain; Dengan menggunakan skema tersebut diatas, karakteristik dinamik struktur dapat diestimasi dengan perbedaan kurang dari 1,5% bila dibandingkan dengan hasil studi tersebut.

Kata kunci: identifikasi sistem struktur, output-only system identification, beban seismik.

PENDAHULUAN

Kerusakan struktural dapat terjadi akibat beban seismik pada struktur sipil walaupun struktur tersebut telah didesain untuk dapat menahan beban tersebut pada level tertentu. Oleh sebab itu, setelah beban tersebut bekerja, dengan alasan keamanan, penting untuk mengetahui kondisi kesehatan struktur sipil dan mendeteksi kerusakan yang terjadi. Pada struktur sipil tertentu, identifikasi kerusakan secara online mungkin dibutuhkan sehingga kerusakan dapat dideteksi ketika beban seismik sedang bekerja. Metoda pendeteksian kerusakan tersebut umumnya memerlukan karakteristik dinamik struktur. Karakteristik struktur tersebut diperoleh dari pengukuran respons struktur dengan menggunakan metode sistem identifikasi struktur yang sesuai dengan respons dan tipe struktur.

Beberapa metode identifikasi sistem struktur akibat beban seismik telah diusulkan antara lain seperti dilaporkan di [8] yang melaporkan penggunaan transformasi Hilbert-Huang guna identifikasi sistem struktur gedung. Respons dari model struktur bertingkat 4(empat) digunakan guna menginvestigasi kemampuan teknik tersebut diatas. Frekwensi alamiah teredam dan faktor redaman dihitung dengan metode kwadrat terkecil linier pada kurva fase sudut terhadap waktu serta amplitudo terhadap waktu; nilai fase dan amplitudo tersebut dihitung dari transformasi Hilbert dari intrinsic mode function. Meskipun mereka melaporkan bahwa karakteristik dinamik struktur (frekwensi alamiah dan faktor redaman) dapat diprediksi secara akurat namun karena karakteristik dinamik struktur dihitung satu per satu maka untuk stuktur kompleks yang mempunyai beberapa frekwensi alamiah dan faktor redaman, metode yang mereka gunakan akan banyak memakan waktu. Dalam makalah hasil studi tersebut pendeteksian kerusakan struktur berdasarkan nilai frekwensi alamiah, faktor redaman, dan amplitudo dari respons juga dipresentasikan.

Aplikasi teknik empirical mode decomposition untuk identifikasi kerusakan pada struktur gedung beton bertulang bertingkat 10 (sepuluh) dipresentasikan di [2]. Kerusakan dalam studi numerik tersebut diindikasikan dengan terbentuknya sendi plastis pada balok struktur yang diteliti. Hasil studi tersebut menunjukkan bahwa spektrum yang diperoleh dari respons signal yang telah didekomposisikan (dipisahkan) dengan teknik empirical mode decomposition dapat digunakan untuk identifikasi kerusakan pada struktur gedung bertingkat.

Studi identifikasi struktur dengan beban gempa dilakukan [3,7]. Respons struktur sebuah gedung yang diukur pada saat terjadi beberapa gempa yang berbeda pada tahun 2002 dianalisis untuk mendapatkan karakteristik dinamikanya dengan metode ARX (*Auto-Regressive with Exogenous input*). Dalam studi tersebut analisis dilakukan dengan asumsi bahwa respons struktur gedung tersebut linier. Karena identifikasi sistem struktur dengan metode ARX memerlukan data input eksitasi seismik pada struktur disamping respons struktur, maka dalam studi mereka, data dari sensor yang diletakkan sekitar 65,5 m dari lokasi gedung dan sensor di lantai basement gedung dipakai sebagai input eksitasi pada sistem struktur.

Dalam makalah ini, hasil studi mengenai identifikasi struktur berdasarkan respons akibat beban seismik dibahas. Identifikasi dilakukan dengan mendekomposisikan respons struktur dengan teknik *empirical mode decomposition* untuk memisahkan *intrinsic mode function* dengan residunya kemudian teknik *Random Decrement* dan *Ibrahim Time Domain* (RD-ITD) diaplikasikan guna menghitung nilai frekwensi alamiah dan faktor redaman struktur. Skema ini digunakan sebagai alternatif dari skema yang telah diusulkan dalam studi yang dilaporkan di [8]. Dalam studi tersebut, mereka memakai teknik *least square fit* kurva dari amplitudo dan fase yang diperoleh dari transformasi Hilbert untuk menghitung karakteristik dinamik struktur (frekwensi alamiah maupun faktor redaman) dalam satu ragam. Selain itu skema yang dipakai studi ini memungkinkan perhitungan karakteristik dinamik struktur untuk beberapa ragam dilakukan sekaligus. Dengan tujuan untuk menguji keefektifitasannya, skema yang dipakai dalam studi ini diaplikasikan untuk menghitung nilai karakteristik dinamik pada struktur gedung yang telah diteliti di [3,7]. Namun berbeda dengan metoda yang digunakan pada studi yang telah dilaporkan dua makalah tersebut, dalam studi ini (a). Respons struktur tidak harus linier dan tidak diasumsikan sebagai linier (b). Input data eksitasi (dalam hal ini akselerogram dari beban seismik) tidak dibutuhkan untuk mendapatkan karakteristik dinamik struktur sehingga skema yang dipakai dalam studi ini dapat digolongkan sebagai *output-only system identification*. Pengaruh kerusakan pada struktur tidak diteliti dalam studi ini karena struktur gedung tersebut tidak mengalami kerusakan struktural akibat beban seismik yang diteliti.

DASAR TEORI

Respons non linear dari struktur akibat beban seismik didekomposisikan menjadi beberapa fungsi yang disebut *intrinsic mode functions*, $r_j(t)$ dengan menggunakan metode *empirical mode decomposition* yang dapat dituliskan dengan persamaan [5],

$$x(t) = \sum_{j=1}^n r_j(t) + d_n(t) \dots\dots\dots (1)$$

$x(t)$ adalah respons non linier struktur, n adalah jumlah *intrinsic mode function* yang diinginkan dan $d_n(t)$ adalah residue yang dapat berupa tren dari signal respons.

Fungsi *Random Decrement* yang dari signal $r_j(t_i)$ dan $s_j(t_i)$, RD_{rs} dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut [6],

$$RD_{rs}(\tau) = \frac{1}{N_{av}} \sum_{i=1}^{N_{av}} s_j(t_i + \tau) \Gamma_{r(t_i)} \dots\dots\dots (2)$$

N_{av} adalah jumlah rata rata (*average*), Γ_r menyatakan kondisi *triggering*, $r_j(t_i)$ dan $s_j(t_i)$ adalah respons signal yang bersifat acak (random), t_i menyatakan titik *triggering* dan τ adalah selang waktu (time lag).

Tipe kondisi *triggering* yang umum digunakan adalah *level crossing*, *zero crossing with positive slope*, *positive point triggering*, dan *local extremum*. Untuk *level crossing* dan *positive point triggering* fungsi *Random Decrement* dapat pula dihitung dari fungsi korelasi dari signal dengan hubungan [1],

$$RD_{rs}(\tau) = \frac{\rho_{rs}(\tau)}{\sigma_r^2} \rho_0 \dots\dots\dots (3)$$

$$\rho_0 = \frac{\int_a^b r p_r(r) dr}{\int_a^b p_r(r) dr} \dots\dots\dots(4)$$

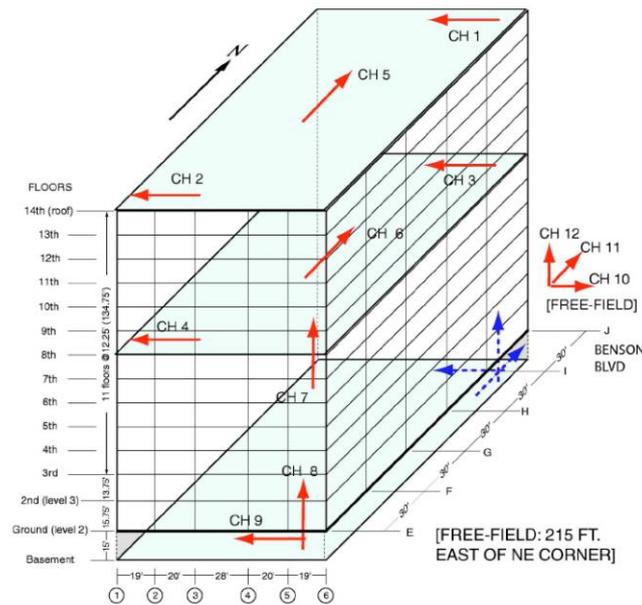
a dan b masing masing adalah level *trigger* bawah dan atas, $\rho_{rs}(\tau)$ adalah fungsi korelasi dari signal r dan s , dan $p_r(r)$ adalah *probability density function* dari signal r .

Dengan menggunakan persamaan (3) dan (4) respons random signal ditransformasikan menjadi *free decay response*. Untuk memperoleh frekwensi alamiah dan faktor redaman struktur respons signal dari hasil aplikasi *Random Decrement* tersebut selanjutnya dianalisis dengan menggunakan teknik *Ibrahim Time Domain* menurut persamaan [2],

$$RD_{rs}(t_j) = \sum_{n=1}^{2m} \varphi_n e^{\lambda_n t_j} \dots\dots\dots(5)$$

$RD_{rs}(t_j)$ adalah fungsi dari hasil metode *random decrement*, λ_n adalah eigenvalue ke n dari sistem struktur, φ_n adalah eigenvector ke n pada lokasi i , dan m adalah jumlah derajat kebebasan yang ingin diidentifikasi dari sebuah sistem struktur.

Skema diatas digunakan untuk mengestimasi karakteristik dinamik struktur dengan menggunakan respons percepatannya pada dua beban seismik yang terjadi pada waktu yang berbeda. Hasil studi ini juga dibandingkan dengan studi yang telah dilakukan sebelumnya dan dipublikasikan di [3] dan [7].



Gambar 1: Dimensi gedung dan lokasi sensor serta arah respons yang direkam selama beban seismik (diambil dari pustaka [3])

GAMBARAN STRUKTUR GEDUNG DAN LOKASI PENGUKURAN RESPONSNYA

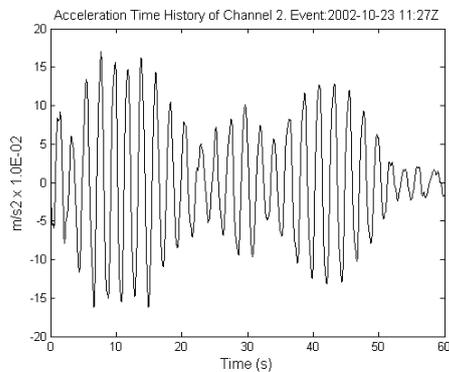
Dalam studi ini respons dari sebuah gedung perkantoran berlantai 14(empat belas) digunakan untuk menguji skema yang dipakai. Gedung tersebut dibangun pada tahun 1980 di Anchorage, ibukota negara bagian Alaska, AS, dengan sistem rangka baja penahan momen. Tinggi gedung tersebut adalah 54,60m (179,25 feet), panjangnya 45,70m (150feet) dan lebarnya 32,30m (106 feet) [3]. Dibawah NSMP (*National Strong Motion Program*) dari *US Geological Survey*, pada tahun 1989 di beberapa bagian pada gedung dipasang peralatan dan sensor untuk merekam respons struktur pada saat ada beban seismik. Pada tahun 1999 peralatan tersebut telah diperbarui dari sistem analog ke digital sehingga hasil rekamannya menjadi relatif lebih mudah

dinalisis dengan komputer digital. Gambar 1, yang diambil referensi [3], menunjukkan sket dimensi gedung dan lokasi sensor yang dipasang pada gedung tersebut. Pada tahun 2002 gedung perkantoran tersebut menerima gaya seismik sebanyak empat kali; dua kali pada tanggal 6 Februari (dengan lokasi *epicenter* yang berbeda), serta satu kali masing masing pada tanggal 23 Oktober, yang dikenal sebagai gempa Nenana, dan pada 3 Nopember, yang disebut gempa Denali. Respons percepatan struktur akibat beban tersebut yang direkam oleh sensor di basement, lantai 8, dan lantai atap dapat dilihat pada Gambar 2 dan 3. Akibat beban gempa tersebut, tidak ditemui kerusakan struktural pada gedung yang diteliti. Dalam makalah ini disajikan hasil studi terhadap analisis respons struktur gedung tersebut pada arah Barat-Timur (saluran 2, 4, dan 9, lihat Gambar 1) akibat beban seismik Nenana pada tanggal 23 Oktober dan Denali pada 3 November 2002.

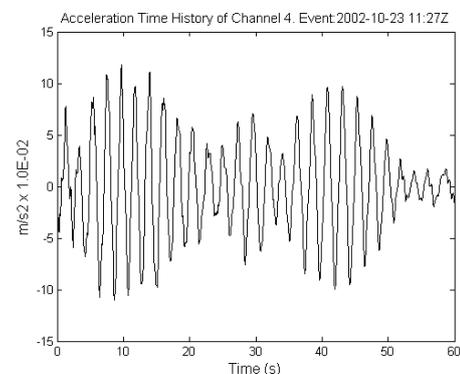
HASIL DAN PEMBAHASAN

Respons struktur yang diteliti dalam studi ini didekomposisikan menjadi 5(lima) *intrinsic mode function* dengan metode *empirical mode decomposition*. Jumlah *intrinsic mode function* antara lain ditentukan berdasarkan jumlah ragam yang akan dianalisis. Gambar 4 dan 5 (a), (b), (c), (d), dan (e) menunjukkan *intrinsic mode function* yang dihitung dari respons percepatan di lantai atap akibat beban seismik yang diteliti yaitu Nenana (23 Oktober 2002) dan Denali (3 Nopember 2002). Teknik *RD-ITD* diaplikasikan pada signal fungsi tersebut untuk menghitung nilai frekwensi alamiah dan faktor redaman dari struktur gedung tersebut. Hasilnya untuk ragam translasi-rotasi pertama pada arah Barat-Timur disajikan pada Tabel 1 (a). Sebagai bahan perbandingan, hasil perhitungan nilai frekwensi alamiah dan faktor redaman dari peneliti lain yang dipublikasikan di [3] dan [7] juga ditunjukkan pada Tabel 1(b) dan (c). Seperti ditunjukkan pada Tabel 1, hasil perhitungan frekwensi alamiah dan faktor redaman dengan skema yang dipakai dalam studi ini berbeda kurang dari 1,5% kecuali dengan nilai faktor redaman yang diperoleh dari studi [7] akibat beban Nenana pada tanggal 23 Oktober 2002. Perbedaan nilai faktor redaman pada beban tersebut kurang lebih 19,5%. Namun jika dilihat dari hasil studi yang sama, nilai faktor redaman itu juga menunjukkan perbedaan yang kurang lebih sama jika dibandingkan dengan nilai faktor redaman dalam arah yang lain pada ragam yang berdekatan, lihat [7]. Seperti terlihat pada Tabel 1, kecuali satu harga faktor redaman tersebut, skema studi ini memberikan hasil dengan perbedaan yang tidak signifikan bila dibandingkan dengan hasil studi yang dilaporkan di [3,7].

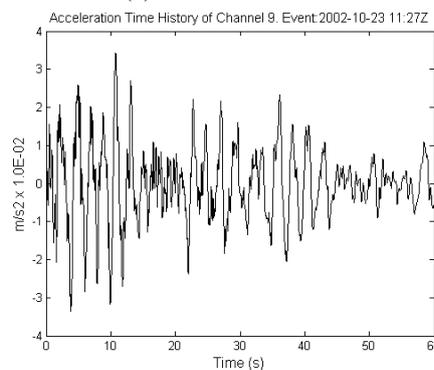
(a) Lantai atap



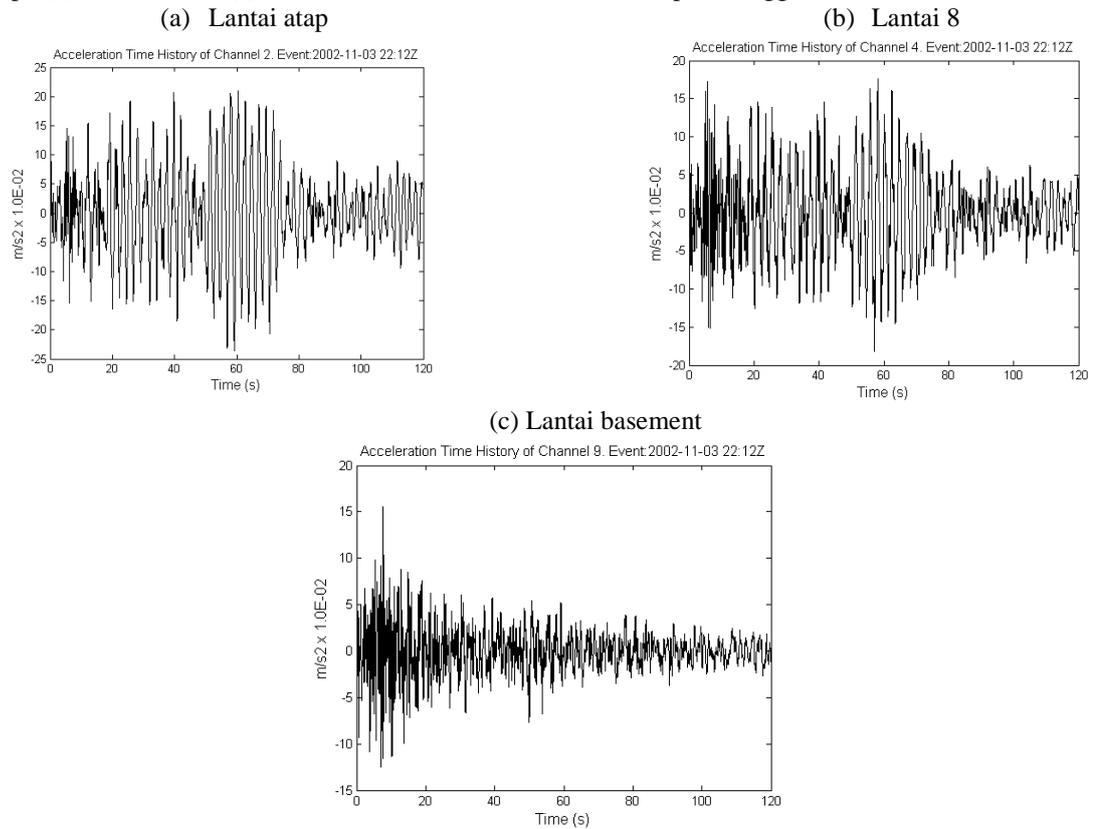
(b) Lantai 8



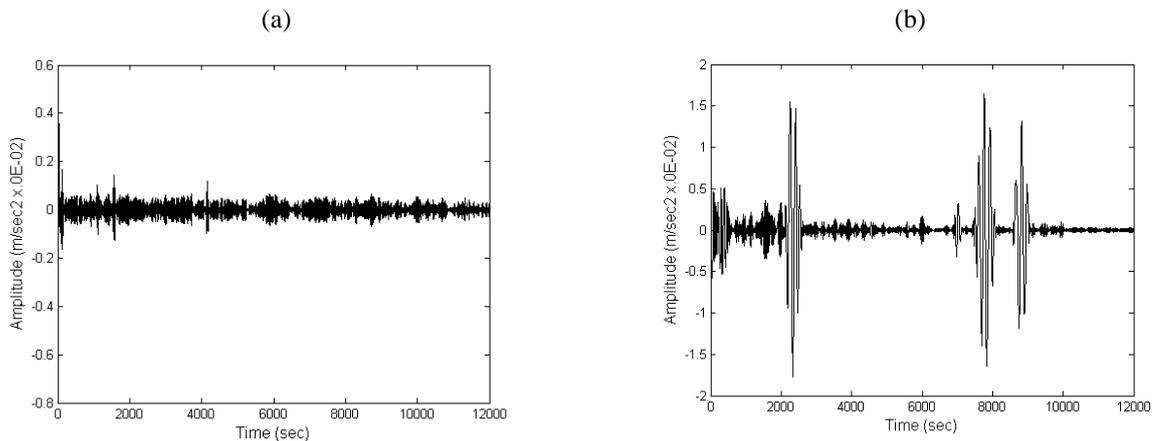
(c) Lantai basement

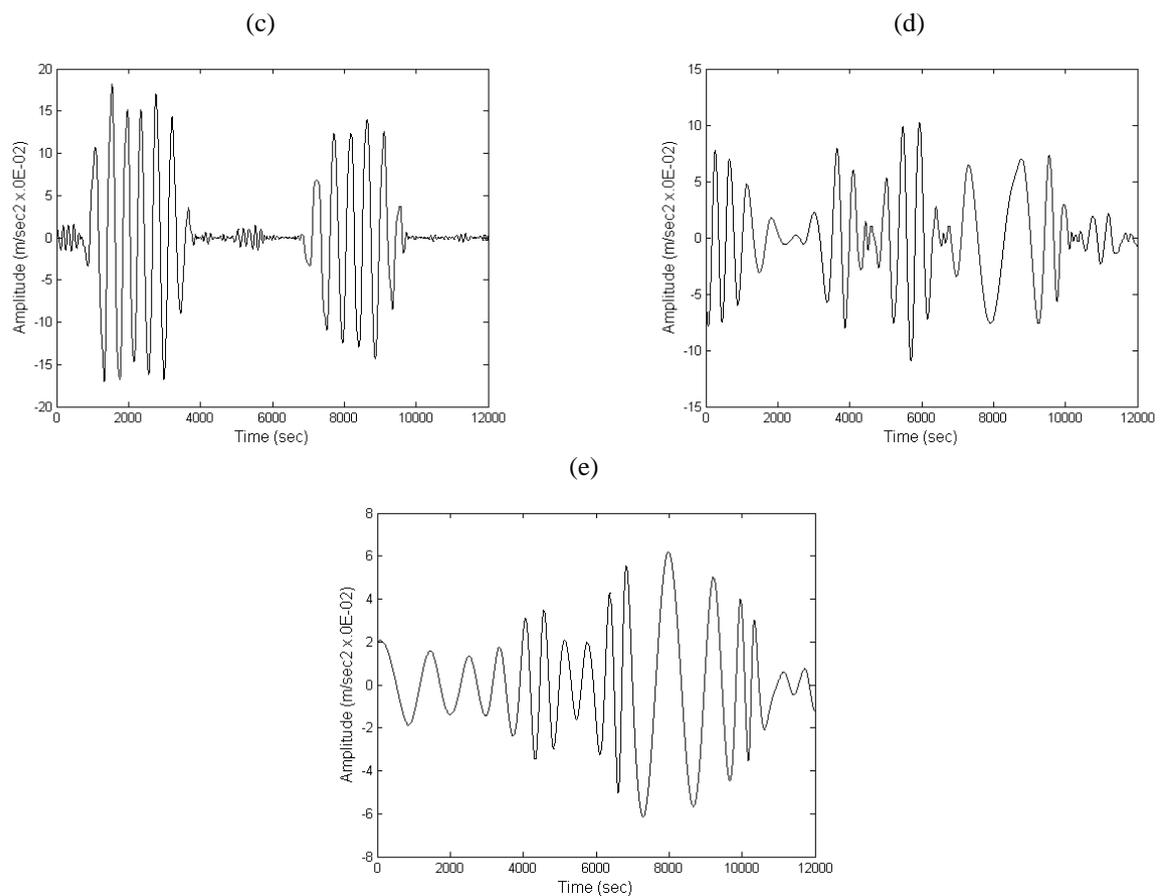


Gambar 2: Respons percepatan riwayat waktu dari struktur pada arah Barat-Timur yang diperoleh dari sensor di (a). lantai atas, (b). lantai 8, dan (c) basement oleh beban seismik Nenana pada tanggal 23 Oktober 2002.



Gambar 3: Respons percepatan riwayat waktu dari struktur pada arah Barat-Timur yang diperoleh dari sensor di (a). lantai atas, (b). lantai 8, dan (c) basement oleh beban seismik Denali pada tanggal 3 November 2002.





Gambar 4: *Intrinsic mode function* yang diperoleh dari respons percepatan struktur di lantai atap akibat beban seismik Nenana pada tanggal 23 Oktober 2002.

Tabel 1: Frekwensi alamiah dan faktor redaman struktur untuk ragam translasi-rotasi pertama pada arah Barat-Timur untuk beban seismik yang diteliti berdasarkan hasil dari (a). Studi yang dilakukan penulis (b). Pustaka [3], dan (c). Pustaka [7].

(a). Karakteristik dinamik struktur [studi ini]

Beban seismik	Frek. alamiah (Hz)	Faktor redaman (%)
Nenana	0,456	3,85
Denali	0.453	3.94

(b). Karakteristik dinamik struktur [3]

Beban seismik	Frek. alamiah (Hz)	Faktor redaman (%)
Nenana	0,42-0,48 (0,45)*	3,90
Denali	0,42-0,48 (0,45)*	3,90

Catatan: () * adalah nilai tengah dari rentang nilai tsb

(c). Karakteristik dinamik stuktur [7]

Beban seismik	Frek, alamiah (Hz)	Faktor redaman (%)
Nenana	0.457	3,10
Denali	0,448	4,00

KESIMPULAN

Dalam makalah ini dibahas hasil studi mengenai estimasi karakteristik dinamik struktur (dalam hal ini frekwensi alamiah dan faktor redaman struktur) akibat beban seismik. Teknik *empirical mode decomposition* digunakan untuk memisahkan respons seismik struktur dengan residunya. Karakteristik dinamik struktur diestimasi dengan teknik *Random Decrement* dan *Ibrahim Time Domain*. Untuk menguji skema yang digunakan dalam studi ini, respons percepatan struktur gedung berlantai 14(empat belas) pada beban seismik Nenana dan Denali dipakai sebagai data input. Respons tersebut diukur di basement, lantai 8(delapan), dan lantai atap dari gedung tersebut pada arah Barat-Timur. Hasil studi ini menunjukkan karakteristik dinamik struktur dapat diestimasi dengan perbedaan yang tidak signifikan bila dibandingkan dengan hasil estimasi dari studi yang dilaporkan di [3] dan [7]. Dengan demikian studi ini memverifikasi hasil studi yang dipublikasikan pada dua pustaka tersebut. Namun keuntungan dari skema yang digunakan dalam studi ini adalah data eksitasi beban tidak dibutuhkan untuk menghitung nilai karakteristik dinamik struktur. Selain itu, pada struktur yang mempunyai beberapa ragam, nilai karakteristik dinamikanya dapat dihitung sekaligus.

Kedepan skema yang digunakan dalam studi ini perlu diaplikasikan pada struktur dan beban seismik yang lain sehingga perilaku skema ini pada struktur dan beban eksitasi dengan akselerogram yang berbeda dapat diketahui.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] Brinker, R., Krenk, S., Jensen, J.L., 1992. Estimation of Correlation Functions by Random Decrement Technique, *Proceedings of the 10th International Modal Analysis Conference*, San Diego, California, pp. 571-576.
- [2] Budiriyanto, A., 2009. Application of Empirical Mode Decomposition Technique for Identifying Damage in A Frame Structure Excited by Earthquake Loadings, *Prosiding Seminar Nasional APTECS*, Surabaya, pp. 38.
- [3] Celebi, M., 2004. Response of a 14 Story Anchorage, Alaska , Building in 2002 to Two Close Earthquakes and Two Distance Denali Fault Earthquakes, *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No.3, pp. 693-706.
- [4] Ewins, D.J., 2000. Modal Testing: Theory and Practice, John Wiley and Sons.
- [5] Huang, N. E., Shen, Z., Long, S.R., Wu, M.C., Shih, H.H., Zheng, Q., Yen, N.C., Tung, C.C., Liu, H.H., 1998. The Empirical Mode Decomposition and the Hilbert transform for Linear and Non-linear Time Series Analysis, *Proc. R. Soc. London, Ser. A*, Vol. 454, pp. 903-995.
- [6] Ibrahim, S.R., Asmussen, J.C., Brinker, R., 1998. Vector Random Decrement Technique for High Identification Accuracy, *ASME Journal of Vibration and Accoustics*, Vol. 120, pp. 970-975.
- [7] Liu, He, Yang, Z., Gaulke, M., 2005. Structural Identification and Finite Element Modelling of A 14 Story Office Building Using Recorded Data, *Engineering Structures*, Vol. 27, No.3, pp. 463-473.
- [8] Yang, J.,N., Lei, Y., Lin, S., Huang, N., 2004. Hilbert Huang Based Approach for Structural Damage Detection, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, pp. 85-95.

Halaman ini sengaja dikosongkan

**Studi Perilaku Elemen Struktur Kolom Berpenampang
Baja Berintikan Beton (*Concrete Filled Steel Tube*)
Pada Bangunan Akibat Beban Gempa**

Andrey Yudha¹, Budi Suswanto², Isdarmanu²

¹ Mahasiswa Program Sarjana Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya

² Dosen Tetap Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya

ABSTRAK

Salah satu profil baja komposit yang digunakan adalah baja yang berintikan beton atau *concrete filled steel tube* (CFT). Profil ini mempunyai banyak keuntungan dibandingkan dengan profil baja pada umumnya atau beton bertulang. Salah satu keuntungan utamanya adalah interaksi antara baja dengan beton inti: tekuk lokal profil baja direduksi oleh beton dan kekuatan beton akan menjadi tinggi karena efek kekang dari baja. Dalam Makalah ini, penulis membandingkan tiga permodelan gedung. Gedung pertama dan kedua menggunakan model profil baja komposit yaitu *rectangular* dan *circular concrete filled steel tube* (CFT) sedangkan gedung ketiga menggunakan profil baja king kros (XH) pada elemen struktur kolom. Jumlah tingkat kedua gedung tersebut adalah 10 tingkat. Gedung tersebut diasumsikan berdiri di daerah resiko gempa tinggi (WG 6). Selanjutnya, akan membandingkan mengenai perilaku struktur berupa besarnya daktilitas, simpangan struktur, dan bentuk sambungan kolom dengan kolom maupun kolom dengan balok Hasil yang diperoleh dapat diringkas sebagai berikut: 1) kolom XH mempunyai perilaku yang kurang daktil dibandingkan kolom CFT; 2) kemampuan memikul beban aksial dan lentur kolom CFT lebih besar dibandingkan kolom XH; 3) simpangan kolom XH lebih kecil daripada kolom CFT.

Kata Kunci: kolom komposit; tekuk lokal; *drift ratio*; daktilitas

PENDAHULUAN

Secara umum, dalam makalah ini akan direncanakan sebuah bangunan gedung *typical* dengan dimensi bangunan 30 × 18 m (dengan jarak antar bentang 6 m) dan 10 lantai dengan tinggi bangunan 40 m (tinggi antar lantai 4 m). Gedung yang didesain terletak di daerah rawan gempa dengan mengambil Zona Gempa 6 berdasarkan SNI-03-1726-2002. Secara keseluruhan, perencanaan struktur gedung ini akan dibuat dari beton bertulang dan berintikan beton (*concrete filled steel tube*). Untuk analisa struktur secara umum akan menggunakan program bantu SAP 2000 versi 14, untuk analisa penampang elemen struktur menggunakan software XTRACT, sedangkan untuk melihat perilaku elemen struktur yang ditinjau akan menggunakan software.

Fokus penelitian pada makalah ini adalah untuk mempelajari dan membandingkan perilaku elemen struktur kolom pada struktur baja berintikan beton (CFT) dengan elemen struktur *Wide Flange* (WF). Perencanaan struktur gedung membandingkan 3 macam desain, yaitu dengan menggunakan struktur baja CFT (*Concrete Steel Filled Tube*) tipe *rectangular* dan *circular* dengan struktur baja WF. Tujuan dari analisa struktur ini adalah untuk mengetahui dan membandingkan perilaku struktur berupa besarnya daktilitas, defleksi elemen struktur, simpangan struktur, dan bentuk sambungan kolom baja terisi beton.

TINJAUAN PUSTAKA

Baja merupakan salah satu bahan konstruksi yang penting. Sifat-sifatnya yang terutama penting dalam penggunaan dibandingkan terhadap bahan lain yang tersedia dan sifat ductility. Ductility adalah kemampuan untuk berdeformasi secara nyata baik dalam tegangan maupun regangan sebelum terjadi kegagalan (Salmon, 1991). Penampang komposit adalah penampang yang terdiri dari profil baja dan beton digabung bersama untuk memikul beban tekan dan lentur. Batang yang memikul lentur umumnya disebut dengan balok komposit sedangkan batang yang memikul beban tekan, tekan dan lentur umumnya disebut dengan kolom komposit.

Penampang komposit mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan penampang lempeng beton dan gelagar baja yang bekerja sendiri-sendiri dan dengan demikian dapat menahan beban yang lebih besar atau beban yang sama dengan lenturan yang lebih kecil pada bentang yang lebih panjang. Apabila untuk mendapatkan aksi komposit bagian atas gelagar dibungkus dengan lempeng beton, maka akan didapat pengurangan pada tebal seluruh lantai, dan untuk bangunan-bangunan pencakar langit, keadaan ini memberikan

penghematan yang cukup besar dalam volume, pekerjaan pemasangan kabel-kabel, pekerjaan saluran pendingin ruangan, dinding-dinding, pekerjaan saluran air, dan lain-lainnya. (Amon et al., 1999).

Dalam perhitungan perencanaan ada tiga macam metode perhitungan yaitu metode elastis, metode plastis, dan metode LRFD (Load and Resistance Factor Design).

a. Metode Elastis

Metode ini berdasarkan beban kerja dimana akibat beban kerja yang direncanakan tegangan yang terjadi harus lebih kecil dari tegangan yang diijinkan.

$$\text{Tegangan ijin} = \frac{\text{Teganganleleh}}{\text{FaktorKeamanan}} \quad \text{atau} \quad w = \frac{\sigma_y}{FK} \quad (1)$$

b. Metode Plastis

Metode ini berdasarkan pada sifat baja yang mempunyai sifat daktilitas. Baja akan memiliki cadangan kekuatan di atas kekuatan elastis. Sehingga beban kerja yang direncanakan dikalikan dengan faktor beban dan struktur direncanakan berdasarkan kekuatan keruntuhan (collapse).

$$LF(Q) \leq R_n \quad (2)$$

c. Metode LRFD

Metode ini berdasarkan pada konsep keadaan batas (limit state), yaitu suatu keadaan dimana struktur atau elemen struktur didesain sampai menunjukkan perilaku tidak dapat berfungsi lagi. Ada dua kategori yang menyatakan keadaan batas (limit state) :

- Strength limit state : kemampuan struktur memikul beban
- Serviceability limit state : kelakuan struktur memikul beban

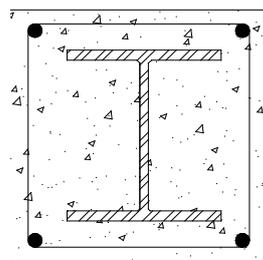
Secara umum perumusan untuk pendekatan desain metode LRFD ini dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\phi R_n \geq \gamma_o \sum \gamma_i Q_i \quad (3)$$

Kolom komposit didefinisikan sebagai kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (rolled) built-up dan di cor di dalam beton struktural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural (Salmon & Jonson, 1996).

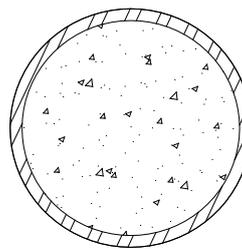
Ada dua tipe kolom komposit, yaitu :

1. Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya (kolom baja berselubung beton).
2. Kolom komposit terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton).



(a)

Profil Baja Dibungkus Beton/



(b)

Baja Berintikan Beton/

Gambar 1 Penampang Kolom Komposit

Kriteria untuk kolom komposit bagi komponen struktur tekan (SNI 03-1729-2002 Ps.12.3.1) :

1. Luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas penampang komposit total.
2. Selubung beton untuk penampang komposit yang berintikan baja harus diberi tulangan baja longitudinal dan tulangan pengekang lateral. Tulangan baja longitudinal harus menerus pada lantai struktur portal, kecuali untuk tulangan longitudinal yang hanya berfungsi memberi kekangan pada beton. Jarak antar pengikat lateral tidak boleh melebihi 2/3 dari dimensi terkecil penampang kolom komposit. Luas minimum penampang tulangan transversal (atau longitudinal) terpasang. Tebal bersih selubung beton dari tepi terluar tulangan longitudinal dan transverse minimal sebesar 40 mm;
3. Mutu beton yang digunakan tidak lebih 55 Mpa dan tidak kurang dari 21 Mpa untuk beton normal dan tidak kurang dari 28 Mpa untuk beton ringan.

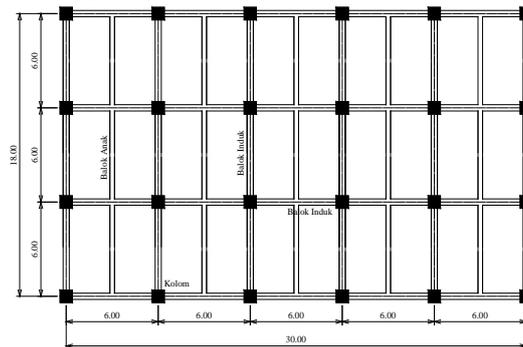
4. Tegangan leleh profil dan tulangan baja yang digunakan untuk perhitungan kekuatan kolom komposit tidak boleh lebih dari 380 Mpa;
5. Tebal minimum dinding pipa baja atau penampang baja berongga yang diisi beton adalah $b\sqrt{fy/3E}$ untuk setiap sisi selebar b pada penampang persegi dan $D\sqrt{fy/8E}$ untuk penampang bulat yang mempunyai diameter luar D .

METODOLOGI

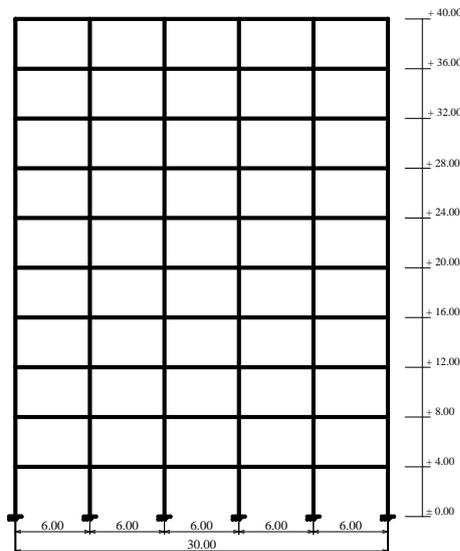
Data Bangunan

Fungsi bangunan yang akan distudi kan adalah bangunan perkantoran. Bentuk bangunan gedung *typical* dengan dimensi bangunan 30x18 m (dengan jarak antar bentang 6 m) dan 10 lantai dengan tinggi bangunan 40 m (tinggi antar lantai 4 m).

Mutu baja yang digunakan dalam perencanaan adalah BJ 41 dan mutu beton f'_c 30 Mpa.



Gambar 4 Denah Struktur Balok dan Kolom



Gambar 5 Potongan Melintang Struktur

Beban-beban pada struktur

Beban Mati (Bab 2 – PPIUG 1983)

Beban mati terdiri atas berat seluruh material elemen struktur dan perlengkapan permanen pada gedung.

Beban Hidup (Bab 3 – PPIUG 1983)

Beban hidup terdiri dari beban yang diakibatkan oleh pemakaian gedung dan tidak termasuk beban mati, beban konstruksi dan beban akibat lingkungan (alam) seperti beban angin, beban salju, beban hujan, beban gempa atau beban banjir.

Beban Angin (Bab 4 – PPIUG 1983)

Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m^2 , kecuali tekanan tiup di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum 40 kg/m^2 .

Koefisien angin untuk gedung tertutup pada bidang-bidang luar, koefisien angin (+ berarti tekanan dan – berarti isapan), adalah sebagai berikut :

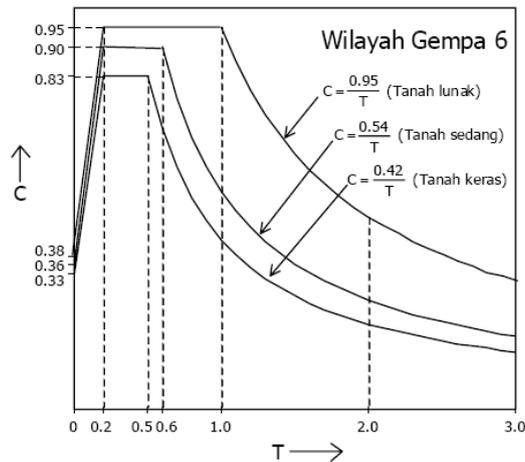
Dinding vertikal : di pihak angin = + 0,9 ; di belakang angin = - 0,4

Beban Gempa (SNI 03-1726-2002)

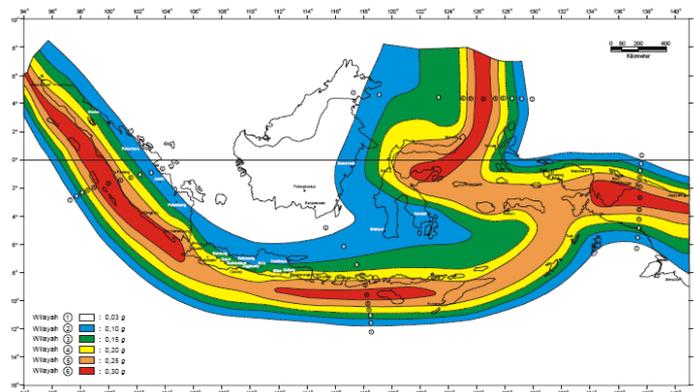
a) Analisa beban gempa yang digunakan adalah statik ekuivalen.

b) Perkiraan waktu gempa struktur (T) = $0.06 H^{3/4}$

c) Faktor Respon Gempa (C), terletak di tanah lunak zona gempa 6 (C) = $\frac{0,95}{T}$



Gambar 6 Grafik nilai C-T zona gempa 6



Gambar 7 Peta Wilayah Gempa Indonesia

d) Faktor reduksi gempa (R) = 8.5

Kombinasi Pembebanan

Untuk perhitungan pembebanan, kombinasi yang digunakan berdasarkan SNI 1729-2002 pasal 6.2.2 adalah sebagai berikut :

- 1,4 D
- $1,2D + 1,6L + 0,5(L_a \text{ atau } H)$
- $1,2D + 1,6(L_a \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8W)$
- $1,2D + 1,3W + \gamma_L L + 0,5(L_a \text{ atau } H)$
- $1,2D \pm E + \gamma_L L$
- $0,9D \pm (1,3W \text{ atau } 1,0E)$

Keterangan :

D = beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan layan tetap

L = adalah beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung

L_a = beban hidup di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan, dan material, atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak

H = adalah beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan oleh genangan air

W = beban angin

E = adalah beban gempa

Kinerja Batas Layan Struktur

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut pasal 8.1 SNI 03-1726-2002 tidak boleh

melampaui $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

KONTROL STABILITAS PENAMPANG

Parameter dalam mendesain penampang pada dalam makalah ini adalah :

1. Bentuk penampang baja yakni *rectangular concrete filled steel tube*, *circular concrete filled steel tube*, dan profil baja *cross H*.
2. Mutu baja dan beton, yakni masing-masing BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ dan $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$) dan $f'_c = 30 \text{ Mpa}$.
3. Interaksi aksial momen yang mendekati pada ketiga penampang baja.
4. Ratio luas penampang profil baja.

Kinerja Batas Layan

Kinerja batas layan (Δ_s) struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelepasan baja dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non struktural dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh gempa nominal yang sudah dikali faktor skala.

Menurut SNI 1726 pasal 8.1.2 tidak boleh melampaui :

$$\Delta_s < \frac{0,03}{R} \times h_i \text{ atau } 30 \text{ mm (yang terkecil)}$$

$$\frac{0,03}{8,5} \times 4000 = 14,12 \text{ mm}$$

$$\Delta_s < \text{atau } 30 \text{ mm}$$

Kinerja Batas Ultimate

Kinerja batas ultimate (Δ_u) struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat maksimum struktur gedung diambang keruntuhan, yaitu untuk untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang dapat menimbulkan korban jiwa. Simpangan (Δ_s) dan simpangan antar tingkat (Δ_u) harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikali dengan suatu faktor pengali. Faktor pengali berdasarkan ketentuan SNI 1726 pasal 8.2.1 untuk gedung beraturan:

$$\xi = 0,7R$$

$$\xi = 0,7 \times 8,5 = 5,95$$

$$\Delta_u = \xi \times \Delta_s = 5,95 \Delta_s$$

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimate struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar struktur gedung menurut SNI 1726 pasal 8.2.2 tidak boleh melampaui :

$$0,02 \times h_i = 0,02 \times 4000 = 80 \text{ mm untuk lantai dengan } h_i = 4,00 \text{ m}$$

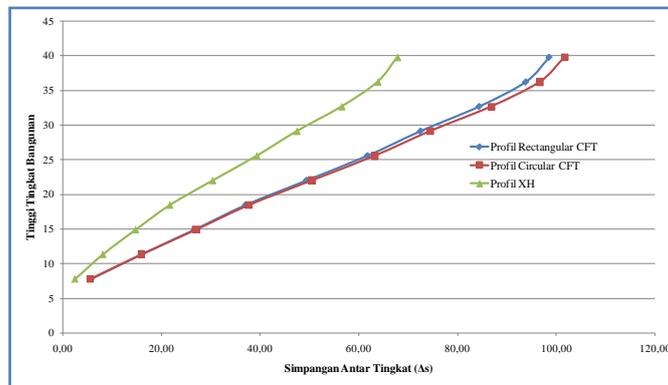
Dari hasil kontrol kinerja batas layan dan kinerja batas ultimate dari ketiga profil baja diatas, maka dibuatkan perbandingan Simpangan Antar Tingkat (Δ_s) dengan Tinggi Tingkat Bangunan baik simpangan arah X dan arah Y. Grafik dapat dilihat pada Gambar 8 dan Gambar 9.

Tabel 1 Simpangan Gedung Arah X

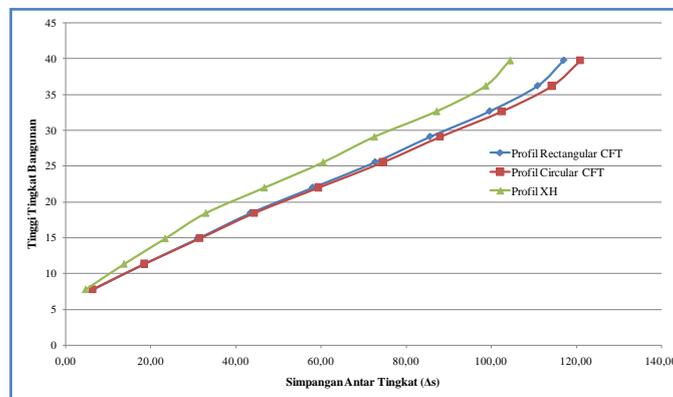
Profil	Tingkat	Z_i (m)	Δ_s (mm)	Drift Δ_s Antar (mm)	Syarat Drift Δ_s (mm)	Ket	Drift Δ_u Antar Tingkat (mm)	Syarat Drift Δ_u (mm)	Ket
RCFTs	10	40	112,60	12,73	14,12	OK	75,72	80	OK
CCFTs	10	40	111,75	12,71	14,12	OK	75,63	80	OK
XH	10	40	86,66	11,77	14,12	OK	70,02	80	OK

Tabel 2 Simpangan Gedung Arah Y

Profil	Tingkat	Z_i (m)	Δ_s (mm)	Drift Δ_s Antar (mm)	Syarat Drift Δ_s (mm)	Ket	Drift Δ_u Antar Tingkat (mm)	Syarat Drift Δ_u (mm)	Ket
RCFTs	10	40	120,28	13,44	14,12	OK	79,96	80	OK
CCFTs	10	40	115,23	12,96	14,12	OK	77,09	80	OK
XH	10	40	96,55	12,22	14,12	OK	72,69	80	OK



Gambar 8 Perbandingan Simpangan dan Tinggi Gedung Arah X



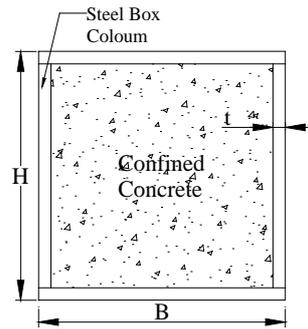
Gambar 9 Perbandingan Simpangan dan Tinggi Gedung Arah Y

Pada Tabel 1 dan 2 simpangan antar tingkat yang terjadi pada struktur masih memenuhi persyaratan terhadap kinerja batas layan sebesar 14,12 mm dan kinerja batas ultimate sebesar 80 mm.

Dari Gambar 8 dan Gambar 9 dapat disimpulkan bahwa simpangan terbesar terjadi pada profil *Circular CFT* dengan simpangan sebesar 115,23 mm terhadap arah Y. Sedangkan simpangan terkecil terjadi pada profil XH dengan simpangan sebesar 86,66 mm terhadap arah sumbu X

Perhitungan Kontrol Struktur

a. Rectangular - Concrete Filled Steel Tube Section (RCFT_s)



Gambar 10 Profil Rectangular-Concrete Filled Steel Tube

Gaya-gaya maksimum yang bekerja pada kolom berada pada Kombinasi 5(1.2 D + 1 L + 1Qy) :

Mux = 189661705,3 Nmm

Muy = 636975908 Nmm

Pu = 2587247,1 N

Direncanakan kolom komposit dari profil persegi 500.500.12,5 :

A = 524 cm² ix = 16,87 cm

W = 1962,5 kg/m tw = 12,5 mm

Z_x = 31250 cm³ H = 500 mm

tf = 12,5 mm Zy = 31250 cm³

B = 500 mm I_x = 149346 cm⁴

I_y = 149346 cm⁴ S_x = 5973,85

S_y = 5973,85

h = d - 2tf

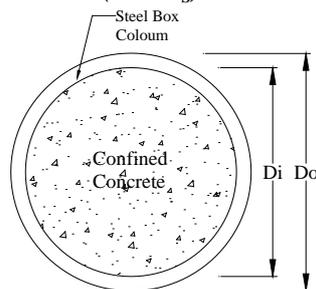
= 500 - 2x12,5 = 475 mm

Kontrol Interaksi “balok kolom” :

$$\frac{258,72}{638,27} + \left(\frac{21,04}{703,13} + \frac{65,84}{703,13} \right) \times \frac{8}{9} \leq 1,0$$

Hasil interaksi adalah = 0,526 < 1,00 berarti kolom kuat memikul beban tekan dan lentur.

b. Circular - Concrete Filled Steel Tube Section (CCFT_s)



Gambar 11 Profil Circular-Concrete Filled Steel Tube

Gaya-gaya maksimum yang bekerja pada kolom berada pada Kombinasi 5(1.2 D + 1 L + 1Qy) :

Mux = 213670361,5 Nmm

Muy = 720338578,0 Nmm

Pu = 2709660,4 N

Direncanakan kolom komposit dari profil bulat dengan diameter ø610 dan tebal 12,7 :

A = 570 cm² ix = 17,61 cm

Z_x = 37466,7cm³ W = 2920,9 kg/m

t = 12,7 mm Zy = 37466,7cm³

D_o = 610 mm I_x = 176685,74 cm⁴

$$D_i = 584,6 \text{ mm} \quad I_y = 176685,74 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 5792,98$$

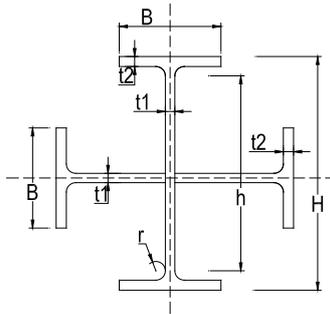
$$S_y = 5792,98$$

Kontrol Interaksi “balok kolom” :

$$\frac{270,97}{707,96} + \left(\frac{23,50}{843,00} + \frac{74,17}{843,00} \right) \times \frac{8}{9} \leq 1,0$$

Hasil interaksi adalah = 0,512 < 1,00 berarti kolom kuat memikul beban tekan dan lentur

c. Profil Baja Cross H



Gambar 12 Profil Cross H

Gaya-gaya maksimum yang bekerja pada kolom berada pada Kombinasi 5(1.2 D + 1 L + 1Qy) :

$$M_{ux} = 238564849,5 \text{ Nmm}$$

$$M_{uy} = 524405612,0 \text{ Nmm}$$

$$P_u = 2190539,5 \text{ N}$$

Direncanakan kolom komposit dari profil XH 700.300.13.24 :

$$A = 471 \text{ cm}^2 \quad i_x = 21,21 \text{ cm}$$

$$I_y = 220791 \text{ cm}^4 \quad W = 369,7 \text{ kg/m}$$

$$t_w = 13 \text{ mm} \quad I_x = 211800 \text{ cm}^4$$

$$H = 700 \text{ mm} \quad t_f = 24 \text{ mm}$$

$$B = 300 \text{ mm} \quad S_x = 6051,4$$

$$S_y = 6193,3$$

$$h = d - (2(t_f + r))$$

$$= 700 - (2 \times 24 + 28) = 596 \text{ mm}$$

Kontrol Interaksi “balok kolom” :

$$\frac{219,05}{907,30} + \left(\frac{26,29}{165,09} + \frac{54,62}{168,88} \right) \times \frac{8}{9} \leq 1,0$$

Hasil interaksi adalah = 0,582 < 1,00 berarti kolom kuat memikul beban tekan dan lentur

ANALISA PENAMPANG DAN STUDI PERILAKU

Pada analisa penampang dan studi perilaku akan dibahas tentang perilaku penampang terhadap 3 profil baja yaitu profil *Rectangular* dan *Circular Concrete Filled Steel Tube* serta profil *Cross H*. Ketiga profil tersebut akan dianalisa menggunakan program XTRACT. Profil yang dianalisa adalah sebagai berikut :

a) *Rectangular - Concrete Filled Steel Tube Section* :

$$\square 500 \times 500 \times 12,5 \text{ mm}$$

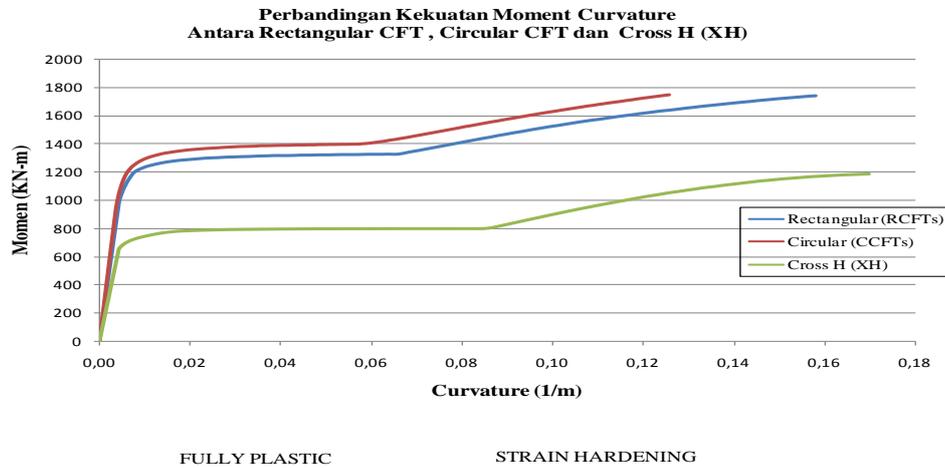
b) *Circular - Concrete Filled Steel Tube Section* :

$$\varnothing 610, t = 12,7 \text{ mm}$$

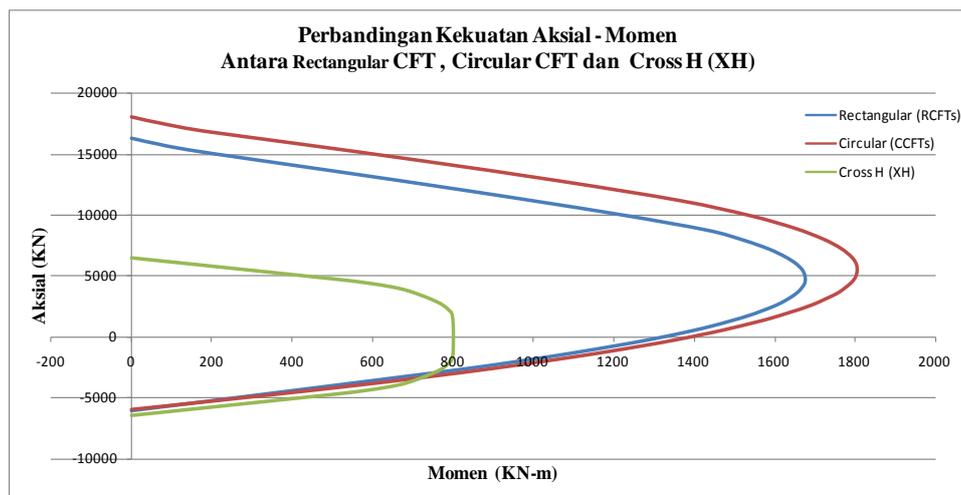
c) *Cross H* : XH 700.300.13.24

Penggunaan program XTRACT akan menghasilkan analisa penampang terhadap kemampuan penampang (kapasitas penampang) terhadap beban yang diberikan, baik aksial maupun momen. Selain itu, dapat diperoleh daktilitas penampang dari ketiga profil tersebut.

Penggunaan program ini juga membantu mensimulasikan perilaku material baja dan beton pada ketiga profil yang akan dibandingkan. Input material baja yang digunakan adalah BJ 41 yang mempunyai tegangan leleh (f_y) = 250 Mpa dan *poisson's ratio* (μ)= 0,3 serta modulus elastisitas (E) = 200000 Mpa. Sedangkan input material beton yang digunakan adalah f'_c = 30 Mpa dan modulus elastisitas (E) = $4700\sqrt{f'_c}$ serta *poisson's ratio* (μ)= 0,19. Perbandingan dari ketiga profil tersebut. Seperti pada Gambar 13 dan Gambar 14.



Gambar 13 Grafik Perbandingan Momen Curvature

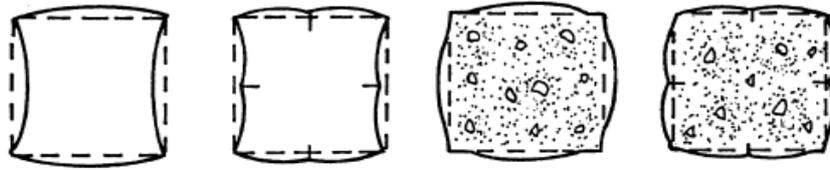


Gambar 14 Grafik Perbandingan Aksial – Momen

Pada Gambar 14 dapat disimpulkan bahwa leleh pertama maximum yang terjadi adalah pada profil CCFTs. Namun, momen maximum yang terjadi justru pada profil XH 700.300.13.24. Selain itu, profil XH juga mempunyai daktilitas yang tinggi. Hal ini disebabkan karena keruntuhan pada beton. Disaat profil baja belum leleh, profil beton yang berada dalam dalam baja sudah terlebih leleh dahulu. Oleh karena itulah, profil RCFTs dan CCFTs mempunyai momen maximum yang kecil dibandingkan profil XH.

Dapat disimpulkan bahwa material beton terlebih dahulu mengalami keruntuhan. Sehingga jika dikaitkan pada Gambar 14 maka ditarik kesimpulan bahwa pada desain baja akan lebih elastis karena dipengaruhi oleh *fully plastic analysis*, sedangkan untuk penampang CFT lebih dipengaruhi oleh *crushing concrete failure analysis*.

Jika ditinjau dari kegagalan profil, maka profil CFT akan lebih mudah mengalami tekuk lokal tampak pada Gambar 15. Mekanisme tekuk lokal akan ditentukan oleh material komposit itu sendiri yaitu tegangan leleh pada material baja dan tegangan hancur beton. Pada desain yang ditinjau dalam makalah ini adalah CFT tanpa mendesain *shear connector* sehingga baja mudah mengalami tekuk lokal yang kemudian mengakibatkan reduksi momen.



Gambar 15 Model Tekuk Lokal Pada Material Baja dan Baja Komposit

KESIMPULAN

Dari hasil perhitungan dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

- 1) Ditinjau dari kinerja struktur gedung, profil RCFTs, CCFTs dan XH mengalami deformasi/ simpangan yang berbeda. Simpangan yang terbesar dialami oleh profil CCFTs kemudian simpangan minimum dialami oleh profil XH. Ketiga profil masih aman terhadap kinerja batas layan sebesar 14,12 mm dan kinerja batas ultimate sebesar 80 mm
- 2) Kapasitas penampang terhadap gaya aksial-momen menunjukkan bahwa profil CCTs mempunyai kapasitas yang paling besar yakni (P_{max} adalah 5392 KN saat $M_{max} = 1807$ KNm) kemudian RCFTs mempunyai kapasitas penampang sebesar P_{max} adalah 4678 KN saat $M_{max} = 1676$ KNm sedangkan kapasitas penampang profil XH adalah P_{max} adalah 2000 KN saat $M_{max} = 1832$ KNm.
- 3) Dari hasil perbandingan grafik momen curvature, diperoleh kesimpulan bahwa penampang XH mempunyai daktilitas yang besar sedangkan penampang CFT mempunyai daktilitas yang kecil. Hal ini disebabkan bahwa pada desain baja akan lebih elastis karena dipengaruhi oleh *fully plastic anaysis*, sedangkan untuk penampang CFT lebih dipengaruhi oleh *crushing concrete failure analysis*.
- 4) Jika dilihat dari segi kegagalan penampang profil CFT akan lebih mudah mengalami lokal buckling yang akan mengurangi kapasitas penampang terhadap momen.

DAFTAR PUSTAKA

- Amon, Rene ; Knobloch, Bruce & Mazumder, Atanu.1999. *Perencanaan Konstruksi Baja Untuk Insinyur dan Arsitek 2*. Bandung : PT. Pradinya Paramita.
- Badan Standardisasi Nasional. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung* (SNI 03-1726-2002).
- Badan Standardisasi Nasional. *Tata Cara Perencanaan Perhitungan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung* (SNI 03-1729-2002).
- Badan Standardisasi Nasional. *Tata Cara Perencanaan Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung* (SNI 03-2847-2002).
- Departemen Pekerjaan Umum. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung* (PPIUG) 1983.
- G. Salmon, Charles & E.Johnson, John.1991. *Struktur Baja Desain Dan Perilaku* Jilid 1 Edisi Kedua. Diterjemahkan oleh : Ir. Wira M.S.CE. Jakarta : Erlangga.
- G. Salmon, Charles & E.Johnson, John.1996. *Struktur Baja Desain Dan Perilaku* Edisi Ketiga. Diterjemahkan oleh Ir.Mc.Prihminto Widodo. Jakarta : PT.Gramedia.
- Smith, J,C,1996. *Structural Steel Desain LRFD Approach Second Edition*. John Wiley & Sons, Inc : United States of Amerika.
- Suprobo,Priyo.2000. *Desain Balok Komposit Baja-Beton*.Surabaya : ITS Press.