



JURNAL FORUM MEKANIKA

Volume 6 - Nomor 1

Mei 2017

ISSN : 2356-1491

SISTEM DRAINASE ALIRAN BAWAH TANAH UNTUK DAERAH RAWAN LONGSOR (STUDI KASUS SUB DAS SUNGAI CIKAPUNDUNG, BANDUNG)

ENDAH LESTARI

PERBANDINGAN BIAYA DAN DURASI PELAKSANAAN PEKERJAAN BEKISTING MULTIPLEKS DAN BATAKO PADA PEKERJAAN PILE CAP PROYEK DOUBLE – DOUBLE TRACK STASIUN MANGGARAI

HASTANTO SM; GILANG YULIANTO

ANALISIS KEAMANAN STRUKTUR BENDUNGAN DAN UNDERGROUND POWER HOUSE PLTA CIRATA JAWA BARAT

INDAH HANDAYASARI; IRMA SEPRIYANNA; NANDA YOGI SETIYANTO

STABILISASI TANAH RAWA MENGGUNAKAN LIMBAH GERGAJI KAYU DAN SERBUK LIMBAH BOTOL KACA TERHADAP PENINGKATAN NILAI CBR

IRMA WIRANTINA KUSTANTRIKA

EFISIENSI PENGGANTIAN PIPA PENSTOCK PLTA SIMAN DENGAN METODE WELDED LAP JOINT

RANTI HIDAYAWANTI

IDENTIFIKASI PENYEBAB RISIKO KETERLAMBATAN PROYEK KONSTRUKSI BANGUNAN GEDUNG TINGGI HUNUIAN

(STUDI KASUS : PROYEK PEMBANGUNAN CONDOTEL DAN APARTEMEN BHUVANA RESORT CIAWI, BOGOR)

RETNA KRISTIANA; HERMAWAN PRASETYO

PERILAKU BANGUNAN STRUKTUR BETON BERKOLOM MIRING TERHADAP GAYA GEMPA LATERAL

MUHAMMAD SOFYAN; RR. MEKAR AGENG KINASTI; ABDUL ROKHMAN



SEKOLAH TINGGI TEKNIK – PLN (STT-PLN)

JURNAL FORUM MEKANIKA

VOL. 6 NO. 1

HAL. 1 - 60

JAKARTA, MEI 2017

ISSN : 2356-1491

PERILAKU BANGUNAN STRUKTUR BETON BERKOLOM MIRING TERHADAP GAYA GEMPA LATERAL

MUHAMMAD SOFYAN

Jurusan Teknik Sipil, Sekolah Tinggi Teknik – PLN
Email : Liorente1688@gmail.com

RR. MEKAR AGENG KINASTI

Jurusan Teknik Sipil, Sekolah Tinggi Teknik – PLN
Email : mekarkinasti75855@gmail.com

ABDUL ROKHMAN

Jurusan Teknik Sipil, Sekolah Tinggi Teknik – PLN
Email : abdulrokhman@sttpln.ac.id

Abstrak

Bentuk geometri gedung terutama pada kolom akan mempengaruhi respons dari struktur terutama pada saat beban gempa bekerja. Penelitian ini bertujuan membahas tentang drift dan interstory drift dari struktur gedung bertingkat berkolom miring akibat beban gempa lateral dan daktilitasnya. Kasus yang ditinjau adalah suatu Frame tiga dimensi simetrik beraturan bertingkat 10. Dimana akan didesain 3 jenis sistem struktur beton berkolom miring. Ketiga sistem rangka ini akan di analisis dan dibandingkan kinerjanya terhadap beban gempa dengan menggunakan alat bantu program komputer. Jika melihat perilaku respons struktur (drift) dari ketiga model gedung yang ditinjau. Peningkatan nilai Peak ground Acceleration (PGA) mulai dari 0.8g 1.2g hingga 1.5g menunjukkan Bangunan Model 2 (HSB-2) memiliki simpangan (Drift) terbesar atau bisa dikatakan memiliki kekakuan yang paling kecil diantara yang lainnya. Setelah dilakukan analisa pushover pada gedung yang ditinjau maka didapatkan angka daktilitas gedung model 1,2 dan 3 secara berturut turut ialah sebesar 1.75 ; 1.711; dan 1.686. Dari segi Daktilitas, Gedung HSB-1 memiliki performa yang paling baik diantara yang lainnya.

Kata Kunci : Kolom Miring, Drift, Interstorydrift, Daktilitas

Abstract

The geometry of the building, especially in the column, will affect the response of the structure when the earthquake load works. This study aims to discuss about the drift and inter-story drift of the Story buildings structure sloped due to lateral earthquake loads and ductility. The case under consideration is a three-dimensional Frame 10 story. Where will be designed 3 types of concrete structure building systems. These three 3D frame systems will be analyzed and compared their performance against earthquake loads by using computer program aids. The results of this research when Improved Peak ground acceleration (PGA) values ranging from 0.8g 1.2g to 1.5g show that Model 2 (HSB-2) has the largest drift (drift) or it can be said to have the smallest stiffness among the others. After analyzing the pushover on the building reviewed then got the ductility value of building model 1,2 and 3 respectively is equal to 1.75; 1.711; And 1.686. In terms of Ductility, HSB-1 Building has the best performance among the others.

Keywords: Sloped-Column, Drift, Inter-story drift, Ductility

I. Latar Belakang

Bangunan merupakan tempat manusia melakukan kegiatannya, baik untuk hunian, perkantoran, kegiatan usaha, kegiatan sosial, kegiatan budaya ataupun kegiatan khusus lainnya. Berdasarkan ketinggian, bangunan bertingkat diklasifikasikan sebagai bangunan bertingkat rendah (*low rise building*), bangunan bertingkat

sedang (*middle rise building*), dan bangunan bertingkat tinggi (*high rise building*). Berdasarkan jumlah lantai, bangunan bertingkat digolongkan menjadi bangunan bertingkat rendah (2–4 lantai), bangunan berlantai banyak (5–10 lantai) dan bangunan pencakar langit (lebih dari 10 lantai).

Tidak hanya dilihat dari segi kegunaannya, nilai estetika dan keunikan ciri khas tersendiri menjadi salah satu pertimbangan dalam

menentukan design geometri gedung pada masa sekarang ini. Salah satu model geometri gedung yang paling digemari pada masa sekarang ini adalah gedung dengan elemen kolom miring. Sedangkan tidak dapat dipungkiri bahwa bentuk gedung akan mempengaruhi respon dari struktur bangunan terutama saat terjadi gempa.

Tujuan Penelitian

Berdasarkan beberapa hal yang melatarbelakangi usulan penelitian ini, tujuan utama yang dapat dicapai adalah :

- a. Menentukan dan membandingkan *Inter story Drift* berbagai model struktur gedung beton berkolom miring.
- b. Menentukan dan membandingkan *daktilitas* berbagai model struktur gedung beton berkolom miring.

Manfaat Penelitian

Pelaksanaan penelitian ini diharapkan dapat memberikan beberapa manfaat dalam dunia konstruksi yaitu :

- a. Sebagai bahan masukan bagi dunia perkonstruksian khususnya pada perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi.
- b. Kinerja bangunan terhadap gempa dinyatakan secara jelas, sehingga perencana dapat memberikan opsi kepada pemilik, penyewa, asuransi, pemerintah atau penyandang dana dalam sebuah proyek konstruksi gedung level kinerja seperti apa yang akan dipilih, selanjutnya ketentuan tersebut digunakan insinyur perencana sebagai pedoman dalam mendesain
- c. Sebagai dasar acuan dan pembanding untuk penelitian yang bersifat experimental di laboratorium secara langsung.

IV. Landasan Teori

Kriteria Struktur Gedung Menurut SNI 1726 2002

Menurut SNI 1726-2002 pasal 4.2 hal 12, Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- a. Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.
- b. Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan walaupun mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.
- c. Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar

denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.

- d. Sistem struktur gedung terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama orthogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.
- e. Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing-masing arah, tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari 2 tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.
- f. Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat, di mana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar-tingkat.
- g. Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150% dari berat lantai tingkat di atasnya atau di bawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.
- h. Sistem struktur gedung memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
- i. Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Walaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

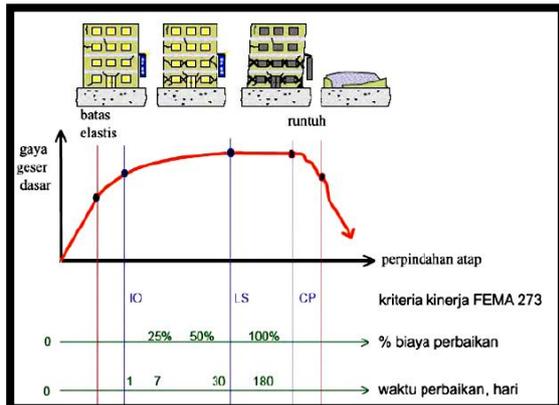
Dengan mengetahui kriteria dari struktur gedung maka peneliti dapat menetapkan metode yang tepat untuk tahap analisis.

Perencanaan Tahan Gempa Berbasis Kinerja

Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*performance-based seismic design*) merupakan proses yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan baru maupun perkuatan (*upgrade*) bangunan yang sudah ada, dengan pemahaman yang realistis terhadap resiko keselamatan (*life*),

kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang mungkin terjadi akibat gempa yang akan datang.

Hal penting dari perencanaan berbasis kinerja adalah sasaran kinerja bangunan terhadap gempa dinyatakan secara jelas, sehingga pemilik, penyewa, asuransi, pemerintahan atau penyanggah dana mempunyai kesempatan untuk menetapkan kondisi apa yang dipilih, selanjutnya ketetapan tersebut digunakan insinyur perencana sebagai pedomannya (Wiryanto Dewobroto, 2005).



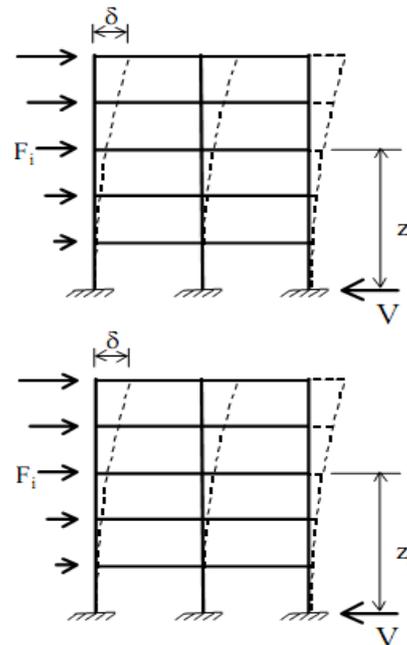
Gambar 1. Ilustrasi Rekeyasa Gempa Berbasis Kinerja (ATC 58)

Sasaran kinerja terdiri dari kejadian gempa rencana yang ditentukan (*earthquake hazard*) dan taraf kerusakan yang diijinkan atau level kinerja (*performance level*) dari bangunan terhadap kejadian gempa tersebut. Mengacu pada FEMA-273 (1997) yang menjadi acuan klasik bagi perencanaan berbasis kinerja maka kategori level kinerja struktur, adalah segera dapat dipakai (IO = *Immediate Occupancy*), keselamatan penghuni terjamin (LS = *Life-Safety*), terhindar dari keruntuhan total (CP = *Collapse Prevention*).

Gambar 1 menjelaskan secara kualitatif level kinerja (*performance levels*) yang digambarkan bersama dengan suatu kurva hubungan gaya-perpindahan yang menunjukkan perilaku struktur secara menyeluruh (global) terhadap pembebanan lateral. Kurva tersebut dihasilkan dari analisa statik non-linier khusus yang dikenal sebagai analisa *pushover*, sehingga disebut juga sebagai kurva *pushover*.

Analisa Statik Nonlinier (*Pushover*)

Analisa statik nonlinier merupakan prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa, dikenal pula sebagai analisa *pushover* atau analisa statik beban dorong. Analisa ini memerlukan program komputer untuk dapat merealisasikannya pada bangunan nyata. Beberapa program komputer komersial yang tersedia adalah SAP2000, ETABS, GTSrudl, Adina.



Gambar 2. Pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban *pushover*

Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan lateral dari suatu titik kontrol tercapai. Titik tersebut adalah titik kontrol pada atap, atau lebih tepat lagi adalah pusat massa atap.

Tujuan analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya.

Tahapan Utama dalam Analisa Pushover

Tahapan utama dalam analisa *pushover* adalah :

1. Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva *pushover*.
2. Membuat kurva *pushover* berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi dari gaya inersia, sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa. Oleh karena sifat gempa adalah tidak pasti, maka perlu dibuat beberapa pola pembebanan lateral yang berbeda untuk mendapatkan kondisi yang paling menentukan.
3. Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan

tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan.

4. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan merupakan hal utama dari perencanaan berbasis kinerja. Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan. Karena yang dievaluasi adalah komponen maka jumlahnya relatif sangat banyak, oleh karena itu proses ini sepenuhnya harus dikerjakan oleh komputer (fasilitas *pushover* dan evaluasi kinerja yang terdapat secara *built-in* pada program *SAP2000*, mengacu pada *FEMA 356* dan *440*). Oleh karena itulah mengapa pembahasan perencanaan berbasis kinerja banyak mengacu pada dokumen *FEMA*.

Target Perpindahan

Gaya dan deformasi setiap komponen/ elemen dihitung terhadap perpindahan tertentu di titik kontrol yang disebut sebagai "target perpindahan" dengan notasi Δ_t dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana. Untuk mendapatkan perilaku struktur pasca keruntuhan maka perlu dibuat analisa *pushover* untuk membuat kurva hubungan gaya geser dasar dan perpindahan lateral titik kontrol sampai minimal 150% dari target perpindahan (Δ_t).

Permintaan membuat kurva *pushover* sampai minimal 150% target perpindahan adalah agar dapat dilihat perilaku bangunan yang melebihi kondisi rencananya. Perencana harus memahami bahwa target perpindahan hanya merupakan rata-rata nilai dari beban gempa rencana. Analisa *pushover* dilakukan dengan memberikan beban lateral pada pola tertentu sebagai simulasi beban gempa, dan harus diberikan bersama-sama dengan pengaruh kombinasi beban mati dan tidak kurang dari 25% dari beban hidup yang disyaratkan. Beban lateral harus diberikan pada pusat massa untuk setiap tingkat. *FEMA 273* mensyaratkan minimal harus diberikan dua pola beban yang berbeda sebagai simulasi beban gempa yang bersifat random, sehingga dapat memberikan gambaran pola mana yang pengaruhnya paling jelek. Selanjutnya beban tersebut harus diberikan secara bertahap dalam satu arah (monotonik).

Kriteria evaluasi level kinerja kondisi bangunan didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi ketika perpindahan titik kontrol sama dengan target perpindahan Δ_t . Jadi parameter target perpindahan sangat penting peranannya bagi perencanaan berbasis kinerja. Ada beberapa cara menentukan target perpindahan, dua yang cukup terkenal adalah *Displacement Coefficient Method*

atau *Metoda Koefisien Perpindahan (FEMA 273/274, FEMA 356 / 440)*.

Metoda Koefisien Perpindahan (FEMA 273/356)

Metoda Koefisien Perpindahan merupakan metoda utama yang terdapat dalam *FEMA 273/356* untuk prosedur statik non-linier. Penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respons elastis linier dari sistem *SDOF* ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 dan C_3 sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut target perpindahan (Δ_t).

Proses dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif (T_e), yang memperhitungkan kondisi inelastis bangunan (lihat bagian tentang waktu getar alami). Waktu getar alami efektif mencerminkan kekakuan linier dari sistem *SDOF* ekuivalen. Jika diplot-kan pada spektrum respons elastis akan menunjukkan percepatan gerakan tanah pada saat gempa yaitu akselerasi puncak (S_a), versus waktu getar (T). Redaman yang digunakan selalu 5% yang mewakili level yang diharapkan terjadi pada struktur yang mempunyai respons pada daerah elastis. Puncak perpindahan spektra elastis (S_d), berhubungan langsung dengan akselerasi spektra (S_a) dengan hubungan berikut:

$$S_d = \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_a \quad (1)$$

Selanjutnya target perpindahan pada titik kontrol δ_t (m) ditentukan dari rumus berikut:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 g \quad (2)$$

Dimana :

- T_e = Waktu getar alami efektif yang memperhitungkan kondisi inelastis(s).
- C_0 = Koefisien faktor bentuk, untuk merubah perpindahan spektral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama (*first mode participation factor*) atau berdasarkan Tabel 3-2 dari *FEMA 356*.
- C_1 = Faktor modifikasi yang menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier.
 - = 1.0 untuk $T_e \geq T_S$
 - = $[1.0 + (R - 1)T_S/T_e]/R$ untuk $T_e < T_S$
- T_S = Waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respons spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan (s).
- R = Rasio kuat elastik perlu terhadap koefisien kuat leleh terhitung.

$$R = \frac{S_a}{v_y/W} C_m \quad (3)$$

S_a = Akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau.

V_y = Gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva *pushover* menjadi bilinear (Kg).

W = Total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi (Kg).

C_m = Faktor massa efektif

C_2 = Koefisien untuk memperhitungkan efek *pinching* dari hubungan beban-deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan

C_3 = Koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek P-delta. Koefisien diperoleh secara empiris dari studi statistik analisa riwayat waktu non-linier dari *SDOF* dan diambil berdasarkan pertimbangan *engineering judgement*, dimana perilaku hubungan gaya geser dasar – lendutan pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat) maka $C_3 = 1$, sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka :

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (4)$$

α = Rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gaya-lendutan diidealisasikan sebagai kurva bilinear (lihat waktu getar efektif).

g = Percepatan gravitasi 9.81 m/s^2 .

Metoda Koefisien Perpindahan yang Diperbaiki (FEMA 440)

Adanya dua macam metode evaluasi non-linier yaitu Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 273/356) dan Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40, FEMA 274) kadang-kadang menimbulkan keraguan karena hasilnya belum tentu sama. Untuk mengantisipasi hal tersebut dilakukan evaluasi melalui ATC 55 Project dan menghasilkan FEMA 440 : *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, yang mana kedua metode tersebut dimodifikasi. Untuk Metode Koefisien Perpindahan, persamaan target perpindahannya yaitu :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g \quad (5)$$

Tetapi modifikasi diberikan dalam menentukan parameter C_1 dan C_2 :

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \quad (6)$$

dimana T_e adalah waktu getar efektif dari struktur *SDOF* dalam detik, R adalah rasio kekuatan yang dihitung dengan persamaan 2.19. Konstanta a adalah sama dengan 130, 90 dan 60 untuk lokasi kategori B, C dan D. Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai C_1 pada 0.2 detik dapat

dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 1.0 detik maka C_1 dapat dianggap sama dengan 1. Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai C_2 pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 0.7 detik maka C_2 dapat dianggap sama dengan 1.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 \quad (7)$$

Teori Daktilitas

Daktilitas adalah kemampuan struktur atau unsur struktur untuk menahan respon inelastis yang dominan sambil mempertahankan sebagian besar dari kekuatan awalnya dalam memikul beban. Daktilitas pada elemen struktur merupakan perbandingan antara deformasi batas dan deformasi leleh. Deformasi yang terjadi dapat berupa regangan kelengkungan, lendutan translasi dan lendutan rotasi, yaitu:

Daktilitas regangan

Adalah perbandingan antara regangan maksimum dan regangan leleh pada balok yang dibebani aksial tekan maupun tarik.

$$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad (8)$$

Daktilitas kelengkungan

Adalah perbandingan antara sudut kelengkungan (putaran sudut perunit panjang) maksimum dengan kelengkungan leleh dari suatu elemen struktur akibat momen lentur. Persamaan matematik daktilitas kelengkungan sebagai berikut :

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (9)$$

Daktilitas perpindahan

Adalah perbandingan struktur maksimum terhadap perpindahan struktur pada saat leleh.

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (10)$$

Daktilitas rotasi

Adalah perbandingan putaran sudut maksimum terhadap putaran sudut pada saat leleh.

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (11)$$

Menurut SNI 1726-2002 pasal 4.3.1 Faktor daktilitas struktur gedung μ adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan \square_m dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama \square_y , yaitu :

$$1 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \quad (12)$$

$\mu = 1,0$ adalah nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan μ_m adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur gedung yang bersangkutan. Nilai μ_m yang diisyaratkan SNI 1726-2002 pasal 4.3.6.

III. Metode Penelitian

Jenis Penelitian

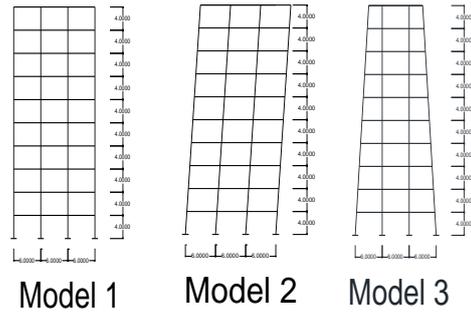
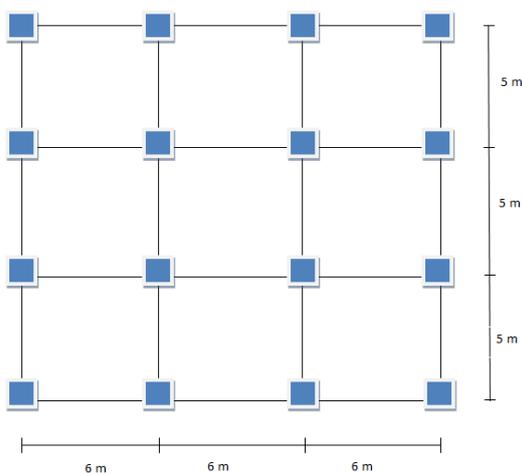
Jenis penelitian merupakan telaah literatur. Teori dan rumus yang menunjang penelitian ini berdasarkan atas sejumlah jurnal ilmiah dan dokumen yang diterbitkan oleh SNI, FEMA dan ATC. Kasus yang ditinjau adalah suatu Frame tiga dimensi simetrik beraturan bertingkat 10. Dimana akan didesain 3 jenis sistem struktur beton berkolom miring Ketiga sistem portal ini akan di analisis dan dibandingkan kinerjanya terhadap beban gempa. Analisis struktur difokuskan pada perilaku linier dan nonliniernya (*Pushover Analysis*).

Alat dan Bahan

Alat bantu yang digunakan dalam desain dan analisis struktur adalah program komputer. Dengan menggunakan *software* akan dijalankan metode *time history*, Respon spektrum dan analisis statik non-linier (*pushover*) untuk mengevaluasi dan membandingkan kinerja struktur yang diteliti.

Model Struktur Bangunan

Ada tiga jenis Model Frame tiga dimensi yang akan di analisa pada penelitian ini,yaitu sistem portal tiga dimensi berkolom miring. Portal akan menggunakan plat beton setebal 12 cm. Denah Portal tersebut akan ditampilkan pada gambar 3.



Gambar 3. Denah Struktur

- a. Baja Tualngan
Jenis baja yang digunakan adalah baja BJ 34 dengan tegangan leleh baja BJ 34 dengan tegangan leleh karakteristik $f_y = 210$ MPa, tegangan putus $f_u = 340$ MPa, modulus elastis = 200.000 MPa.
- b. Beton
Mutu beton yang digunakan adalah mutu K₃₀₀ dengan kuat tekan karakteristik beton yang disyaratkan sebesar $f'_c = 25$ MPa.

IV. Analisis Dan Pembahasan

Respon Spektrum Desain

Dalam menentukan Respons spektrum spektral percepatan gempa periode pendek 0.2 detik dan 1 detik digunakan persamaan 1 sampai dengan persamaan 8 pada bab 2. Pada penelitian ini dipilih nilai S_s dan S_1 sebesar 0.8g, 1.2g dan 1.5g. Kelas Situs yang dipilih adalah Situs E.

Respon Spektrum Desain untuk PGA 0.8g

Untuk $S_s = 0.8g$ diperoleh $F_a = 0.9$

Maka :

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{MS} = 0.9 \times 0.8 g = 0.72 g$$

Untuk $S_1 = 0.8g$ diperoleh $F_v = 2.4$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

$$S_{M1} = 2.4 \times 0.8 g = 1.92 g$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} 0.72 g = 0.48 g$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} 1.92g = 1.28g$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0,2 \frac{1.28g}{0.48g} = 0.533$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 2.667$$

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain (S_a) ditentukan dengan rumus : $S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}\right) = 0.192$

Untuk perioda lebih besar dari T_s , Spektrum respons percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan 8, Sehingga diperoleh hasil perhitungan seperti pada tabel 1 :

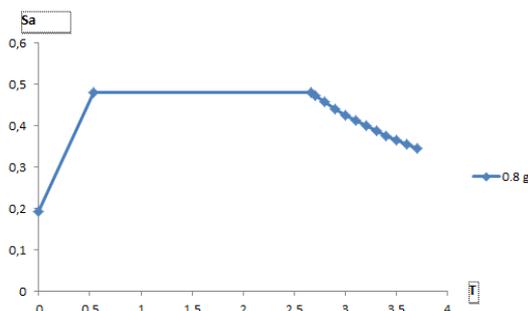
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Tabel 1. Respon Spektrum Desain untuk nilai PGA 0.8g (Sumber : Analisa data)

T	Sa	T	Sa
0	0.192	3.1	0.4129032
0.533333	0.48	3.2	0.4
2.666667	0.48	3.3	0.3878788
2.7	0.4740741	3.4	0.3764706
2.8	0.4571429	3.5	0.3657143
2.9	0.4413793	3.6	0.3555556
3	0.4266667	3.7	0.3459459

Berdasarkan tabel tersebut maka dihasilkan kurva respon spektrum Desain Seperti pada gambar 1.

Kurva Respons Spektrum Desain untuk Nilai PGA 0.8g



Gambar 4. Kurva Respons Spektrum Desain untuk Nilai PGA 0.8g

Respon Spektrum Desain untuk PGA 1.2g

Untuk $S_s = 1.2g$ diperoleh $F_a = 0.9$
Maka

$SMS = F_a S_s$
 $SMS = 1.22 \times 1.2g = 1.08g$
Untuk $S_1 = 1.2g$ diperoleh $F_v = 2.4$

$SM_1 = F_v S_1$
 $SM_1 = 2.4 \times 1.2g = 2.88g$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} 1.08g = 0.72g$$

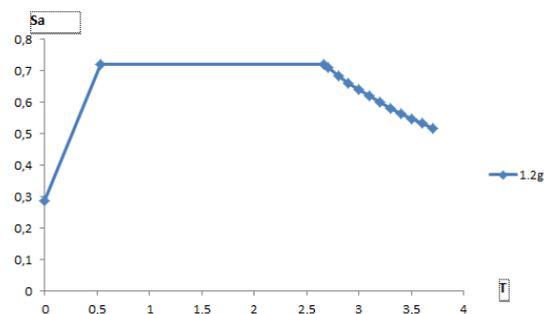
Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain (S_a) ditentukan dengan rumus : $S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}\right) = 0.288$

Untuk perioda lebih besar dari T_s , Spektrum respons percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan 8, Sehingga diperoleh hasil perhitungan seperti pada tabel 2 :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Tabel 2. Respon Spektrum Desain untuk nilai PGA 1.2g (Sumber : Analisis Data)

T	Sa	T	Sa
0	0.288	3.1	0.6193548
0.533333	0.72	3.2	0.6
2.666667	0.72	3.3	0.5818182
2.7	0.7111111	3.4	0.5647059
2.8	0.6857143	3.5	0.5485714
2.9	0.662069	3.6	0.5333333
3	0.64	3.7	0.5189189



Gambar 5. Kurva Respons Spektrum Desain untuk Nilai PGA 1.2. Gr

Respon Spektrum Desain untuk PGA 1.5g

Untuk $S_s = 1.5g$ diperoleh $F_a = 0.9$
Maka

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{MS} = 0.9 \times 1.5g = 1.35 g$$

Untuk $S_1 = 1.5g$
diperoleh $F_v = 2.4$

$$S_{MI} = F_v S_1$$

$$S_{MI} = 2.4 \times 1.5g = 3.6 g$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} 1.35g = 0.9g$$

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain (S_a) ditentukan dengan rumus : $S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) = 0.9$

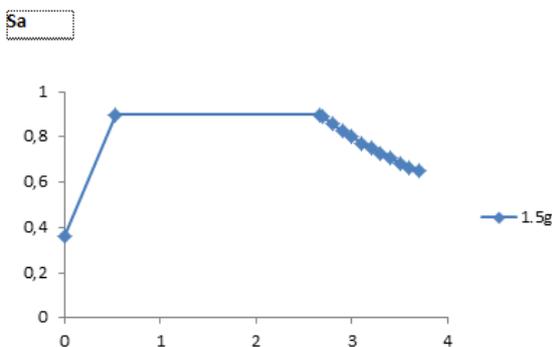
Untuk perioda lebih besar dari T_s , Spektrum respons percepatan desain, S_a diambil berdasarkan persamaan 8, Sehingga diperoleh hasil perhitungan seperti pada tabel 3 :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Tabel 3. Respon Spektrum Desain untuk nilai PGA 1.5g
(Sumber : Analisa data)

T	Sa	T	Sa
0	0.36	3.1	0.7741935
0.533333	0.9	3.2	0.75
2.666667	0.9	3.3	0.7272727
2.7	0.8888889	3.4	0.7058824
2.8	0.8571429	3.5	0.6857143
2.9	0.8275862	3.6	0.6666667
3	0.8	3.7	0.6486486

Berdasarkan tabel tersebut maka dihasilkan kurva respon spektrum Desain Seperti pada gambar 6.



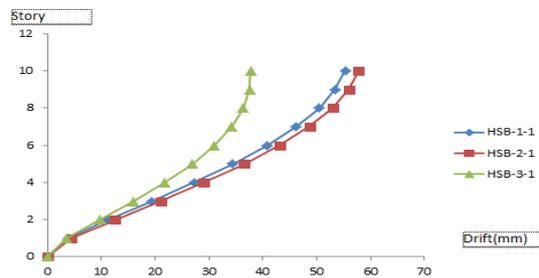
Gambar 6. Kurva Respons Spektrum Desain untuk Nilai PGA 1.5. Gr

Kurva Respon Spektrum yang terbentuk kemudian akan menjadi acuan untuk menghitung gaya gempa lateral pada program komputer.

Analisa Drift

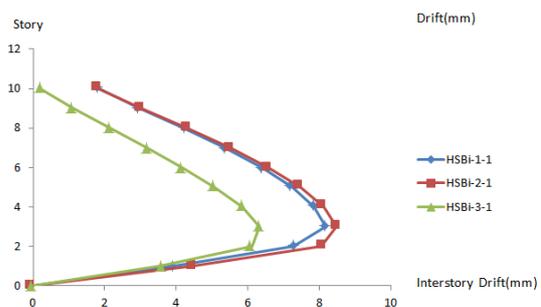
Analisa Drift untuk PGA 0.8g

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh beban gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Agar lebih jelas, Nilai drift dan interstory drift gedung bertingkat yang ditinjau untuk angka PGA 0.8g dapat dilihat pada gambar 7 dan gambar 8.



Gambar 7. Kurva Perbandingan Nilai Drift gedung untuk nilai PGA 0.8g

Grafik pada gambar 7 menunjukkan bahwa Gedung Model 2 (HSB-2-1) memiliki nilai drift atap paling besar yaitu sebesar 57.81 mm sedangkan gedung model 3 (HSB-3-1) memiliki drift atap paling kecil yaitu sebesar 55.27 mm.

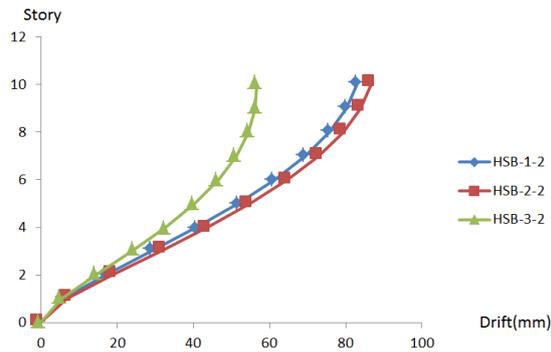


Gambar 8. Kurva Perbandingan Nilai Interstory Drift gedung untuk nilai PGA 0.8g

Grafik pada gambar 8 menunjukkan bahwa Gedung Model 2 (HSBi-2-1) memiliki nilai Interstory drift paling besar yaitu sebesar 8.46 mm yang terdapat pada lantai 3 sedangkan gedung model 3 (HSBi-3-1) memiliki Interstorydrift paling kecil yaitu sebesar 6.31 mm.

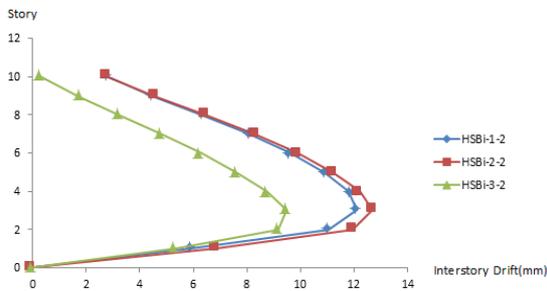
Analisa Drift untuk PGA 1.2g

Nilai drift dan interstory drift gedung bertingkat yang ditinjau untuk angka PGA 1.2g dapat dilihat pada gambar 9 dan Gambar 10.



Gambar 9. Kurva Perbandingan Nilai Drift gedung untuk nilai PGA 1.2g

Grafik pada gambar 9 menunjukkan bahwa Gedung Model 2 (HSB-2-2) memiliki nilai drift atap paling besar yaitu sebesar 86.72 mm sedangkan gedung model 3 (HSB-3-2) memiliki drift atap paling kecil yaitu sebesar 56.55 mm.

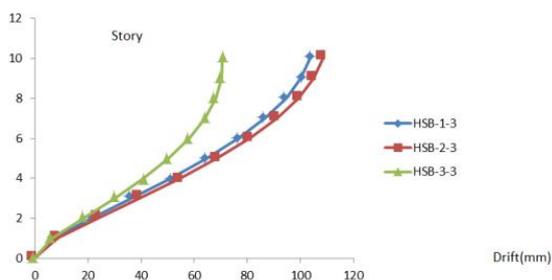


Gambar 10. Kurva Perbandingan Nilai Interstory Drift gedung untuk nilai PGA 1.2

Grafik pada gambar 10 menunjukkan bahwa Gedung Model 2 (HSBi-2-2) memiliki nilai Interstory drift paling besar yaitu sebesar 12.687 mm yang terdapat pada lantai 3 sedangkan gedung model 3 (HSBi-3-2) memiliki Interstorydrift paling kecil yaitu sebesar 9.46 mm.

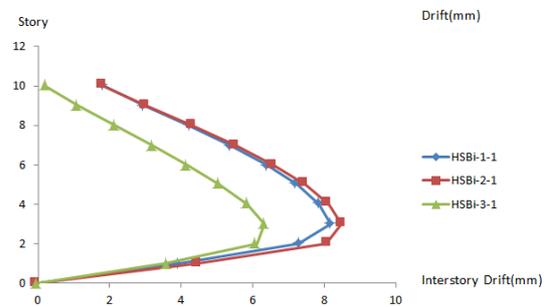
Analisa Drift untuk PGA 1.5g

Nilai drift dan interstory drift gedung bertingkat yang ditinjau untuk angka PGA 1.5g dapat dilihat pada gambar 11 dan gambar 12.



Gambar 10. Kurva Perbandingan Nilai Drift gedung untuk nilai PGA 1.5g

Grafik pada gambar 10 menunjukkan bahwa Gedung Model 2 (HSB-2-3) memiliki nilai drift atap paling besar yaitu sebesar 108.4 mm sedangkan gedung model 3 (HSB-3-3) memiliki drift atap paling kecil yaitu sebesar 70.69 mm.



Gambar 11. Kurva Perbandingan Nilai Interstory Drift gedung untuk nilai PGA 1.5g

Grafik pada gambar 11 menunjukkan bahwa Gedung Model 2 (HSBi-2-3) memiliki nilai Interstory drift paling besar yaitu sebesar 15.86 mm yang terdapat pada lantai 3 sedangkan gedung model 3 (HSBi-3-3) memiliki Interstorydrift paling kecil yaitu sebesar 11.83 mm.

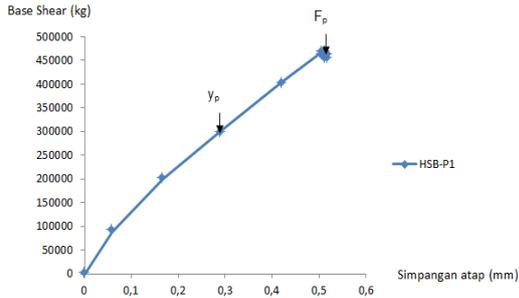
Jika melihat perilaku respons struktur (drift) dari ketiga model gedung yang ditinjau. Peningkatan nilai Peak ground Acceleration(PGA) mulai dari 0.8g 1.2g hingga 1.5g menunjukkan kecenderungan yang sama. Dimana Bangunan Model 2 (HSB-2) memiliki simpangan (Drift) terbesar atau bisa dikatakan memiliki kekakuan yang paling kecil diantara yang lainnya. Sedangkan Model 3 (HSB-3) memiliki kekakuan yang paling besar(Drift dan interstory drift terkecil) diantara yang lainnya. Dari Segi kekakuan gedung model 3 (HSB-3) memiliki performa yang paling baik ketika menerima beban gempa lateral.

Agar dapat diketahui nilai daktilitas gedung. Maka perlu dilakukan analisa *Pushover*. Hasil analisis *pushover* gedung model 1(HSB-P1) dapat dilihat pada tabel 4. Dari tabel 4 terlihat bahwa elemen struktur mengalami pelelehan pertama pada step 3 dengan besar simpangan/perpindahan atap 0.288 m dan mengalami *collapse* pada step 5 dengan simpangan atap sebesar 0.506 m. Dari nilai simpangan tersebut maka ditentukan nilai daktilitas perpindahan yaitu $0.506/0.288 = 1.75$.

Tabel 4. Mekanisme Sendi plastis gedung model 1 (HSB-P1)

Step	Displacement m	BaseForce Kgf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CtoC	CtoD
0	0	0	400	0	0	0	0	0
1	0.05953	88509.63	398	2	0	0	0	0
2	0.167282	200020.71	308	92	0	0	0	0
3	0.288768	300143.35	286	72	42	0	0	0
4	0.419401	403263.03	264	64	56	16	0	0
5	0.506224	467978.07	244	74	48	28	0	6
6	0.506234	461749.59	244	74	48	28	0	0
7	0.510996	466174.39	244	74	44	26	0	6
8	0.511006	460434.21	244	74	44	26	0	0
9	0.514292	463713.35	244	74	44	24	0	2
10	0.514302	458053.47	242	76	44	20	0	0
11	0.515071	458839.34	242	76	44	18	0	2
12	0.515081	457508.36	242	76	44	18	0	0
13	0.517264	459657.78	242	76	44	18	0	0

Sumber : Analisa data



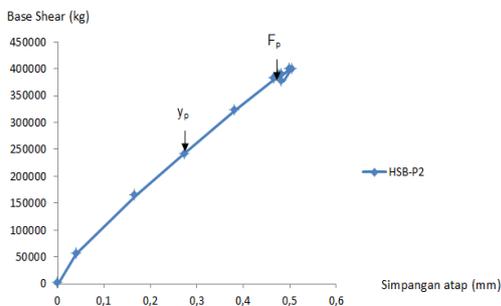
Gambar 12. Kurva Pushover gedung model 1 (HSB-P1)

Pada gambar 12 terlihat bahwa keelehan pertama dari elemen struktur (y_p) terjadi pada saat elemen struktur menerima gaya geser dasar sebesar 300143.35 kg, dan mengalami keruntuhan (F_p) ketika menerima gaya geser dasar 467978.07 kg. Hasil analisis *pushover* gedung model 2(HSB-P2) dapat dilihat pada tabel 5.

Tabel 5. Mekanisme Sendi plastis gedung model 1 (HSB-P2)

Step	Displacement m	BaseForce Kgf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD
0	0	0	400	0	0	0	0	0
1	0.040569	54817.69	398	2	0	0	0	0
2	0.168873	163653.3	312	88	0	0	0	0
3	0.273435	242927.1	300	60	40	0	0	0
4	0.383838	324127.5	280	56	62	2	0	0
5	0.467836	382319.9	262	66	44	26	0	2
6	0.467846	381067	262	66	44	26	0	0
7	0.480271	389526.7	262	66	42	26	0	2
8	0.480281	388428.5	262	66	40	28	0	0
9	0.48118	389204.7	262	66	40	26	0	2
10	0.48119	388250	262	66	40	23	0	3
11	0.4812	386526.3	262	66	40	22	0	0
12	0.502064	401091.4	256	72	36	24	0	2
13	0.502074	399188.1	256	72	36	22	0	0
14	0.504047	400780.7	256	72	36	20	0	2
15	0.485707	375988.3	256	72	36	20	0	2

Dari tabel 5 terlihat bahwa elemen struktur mengalami peleehan pertama pada step 3 dengan besar simpangan/perpindahan atap 0.273 m dan mengalami *collapse* pada step 5 dengan simpangan atap sebesar 0.467 m. Dari nilai simpangan tersebut maka ditentukan nilai daktilitas perpindahan yaitu $0.467/0.273 = 1.711$.



Gambar 13. Kurva Kurva Pushover gedung model 2 (HSB-P2)

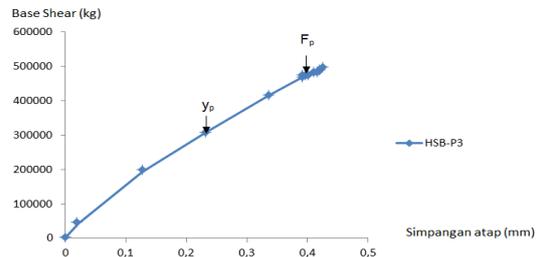
Pada gambar 13 terlihat bahwa keelehan pertama dari elemen struktur (y_p) terjadi pada saat elemen

struktur menerima gaya geser dasar sebesar 242927.1 kg, dan mengalami keruntuhan (F_p) ketika menerima gaya geser dasar 382319.9 kg.

Tabel 6. Mekanisme Sendi plastis gedung model 1 (HSB-P3)

Step	Displacement m	BaseForce Kgf	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD
0	0	0	400	0	0	0	0	0
1	0.021917	42073.07	398	2	0	0	0	0
2	0.127403	193088.1	304	96	0	0	0	0
3	0.232815	309468.9	285	73	42	0	0	0
4	0.336582	416278.4	257	75	58	10	0	0
5	0.394261	471823.5	241	89	40	28	0	2
6	0.394271	469206.3	241	89	40	28	0	0
7	0.397879	473077.4	239	88	41	28	0	2
8	0.397889	471564.8	239	88	41	28	0	0
9	0.401139	474949.3	237	89	42	26	0	2
10	0.401149	472966.9	237	89	42	26	0	0
11	0.410559	482230.7	235	89	38	30	0	2
12	0.410569	479789.2	235	89	38	30	0	0
13	0.420205	489237.1	233	89	40	28	0	2
14	0.420215	487225.8	233	89	40	28	0	0
15	0.423064	490335.2	233	89	38	28	0	2
16	0.423074	488783.2	233	89	38	28	0	0
17	0.426579	492416.6	233	87	40	26	0	2
18	0.419251	478495	233	87	40	26	0	0

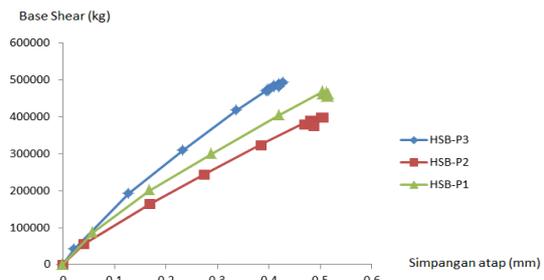
Dari tabel 6 terlihat bahwa elemen struktur mengalami peleehan pertama pada step 3 dengan besar simpangan/perpindahan atap 0.234 m dan mengalami *collapse* pada step 5 dengan simpangan atap sebesar 0.394 m. Dari nilai simpangan tersebut maka ditentukan nilai daktilitas perpindahan yaitu $0.234/0.394 = 1.686$.



Gambar 14. Kurva Kurva Pushover gedung model 3 (HSB-P3)

Pada Gambar 14 terlihat bahwa keelehan pertama dari elemen struktur (y_p) terjadi pada saat elemen struktur menerima gaya geser dasar sebesar 309468.9 kg, dan mengalami keruntuhan (F_p) ketika menerima gaya geser dasar 471823.5 kg.

Perbandingan kurva pushover ketiga model gedung dapat dilihat pada gambar 4.13.



Gambar 15. Perbandingan Kurva Kurva Pushover gedung model 1,2 dan 3

Setelah dilakukan analisa pushover pada gedung yang ditinjau maka didapatkan angka daktilitas gedung model 1,2 dan 3 secara berturut turut ialah sebesar 1.75 ; 1.711; dan 1.686. Dengan demikian gedung model 1 memiliki daktilitas paling besar. Dan gedung model 3 memiliki angka daktilitas terkecil.

Dari kurva pada gambar 15 terlihat bahwa bangunan tipe 2 (HSB-P2) memiliki kekakuan yang paling rendah. Yang ditunjukkan oleh besaran gaya geser dasar yang berada di bawah kurva HSB-P1 dan HSB-P3.

Kesimpulan

1. Jika melihat perilaku respons struktur (drift) dari ketiga model gedung yang ditinjau. Peningkatan nilai Peak ground Acceleration (PGA) mulai dari 0.8g 1.2g hingga 1.5g menunjukkan kecenderungan yang sama. Dimana Bangunan Model 2 (HSB-2) memiliki simpangan (Drift) terbesar atau bisa dikatakan memiliki kekakuan yang paling kecil diantara yang lainnya.
2. Model 3 (HSB-3) memiliki kekakuan yang paling besar (Drift dan interstory drift terkecil) diantara yang lainnya. Dari Segi kekakuan gedung model 3 (HSB-3) memiliki performa yang paling baik ketika menerima beban gempa lateral.
3. Setelah dilakukan analisa pushover pada gedung yang ditinjau maka didapatkan angka daktilitas gedung model 1,2 dan 3 secara berturut turut ialah sebesar 1.75 ; 1.711; dan 1.686. Dengan demikian gedung model 1 memiliki daktilitas paling besar. Dan gedung model 3 memiliki angka daktilitas terkecil. Dari segi Daktilitas, Gedung HSB-1 memiliki performa yang paling baik diantara yang lainnya.
4. Bangunan tipe 2 (HSB-P2) memiliki kekakuan yang paling rendah. Yang ditunjukkan oleh besaran gaya geser dasar yang berada di bawah kurva HSB-P1 dan HSB-P3.
5. Bangunan Yang memiliki kekakuan yang tinggi, tidak serta merta memiliki daktilitas yang tinggi pula.

Daftar Pustaka

- Applied Technology Council. ATC 40 ,(1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Redwood City, California, U.S.A.
- ASCE. FEMA 356. (2000). *Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings* , Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- ATC-33 Project. FEMA 273. (1997). *NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of*

- Buildings*. Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- ATC-55 Project. FEMA 440. (2004). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- SNI-1726-2002. April (2002). *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung*. Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.
- Wiryanto Dewobroto. (2005). *Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover*. Presentasi dan Prosiding : Civil Engineering National Conference Sustainability Construction & Structural Engineering Based on Professionalism. Unika Soegijapranata. Semarang.