

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

II.1 KONSEP DESAIN KAPASITAS

Pada saat terjadi gempa, struktur memberi respon percepatan yang sama besarnya dengan percepatan getaran gempa pada tanah di dasar bangunan. Namun pada umumnya struktur – struktur bangunan memiliki kekakuan yang berbeda – beda dan dengan demikian memiliki waktu getar alami yang berbeda – beda pula. Oleh karena itu, respon percepatan struktur tidak sama besarnya dengan percepatan getaran gempa. Respon struktur merupakan interaksi pengaruh percepatan tanah dan karakteristik dinamik struktur.

Berbagai peraturan perencanaan bangunan terhadap gempa termasuk pedoman perencanaan yang berlaku di Indonesia menetapkan suatu taraf beban gempa rencana yang menjamin struktur agar tidak rusak akibat gempa – gempa kecil atau sedang, tetapi saat dilanda gempa kuat yang jarang terjadi, struktur tersebut diharapkan dapat berperilaku duktail dengan memancarkan energi seismik sekaligus membatasi energi seismik yang masuk kedalam struktur.

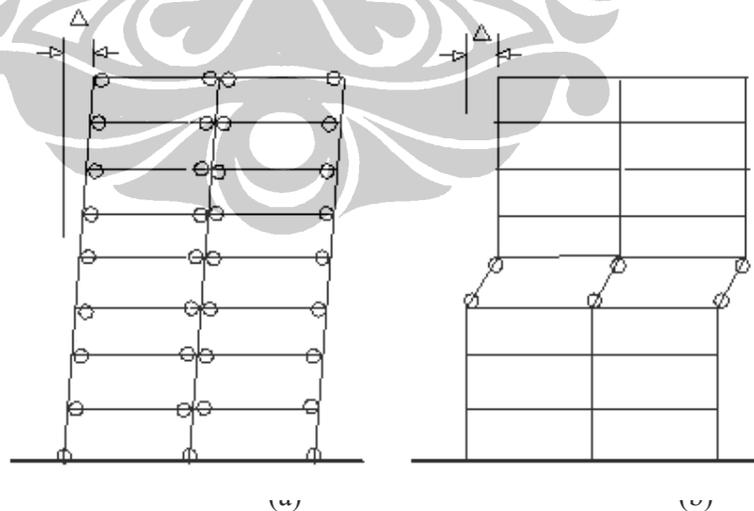
Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terbentuknya sendi – sendi plastis yang mampu memancarkan energi seismik dan membatasi besarnya beban gempa yang masuk kedalam struktur harus diperhitungkan sehingga struktur berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtuh saat terjadi gempa kuat. Pengendalian terbentuknya sendi – sendi plastis dilakukan pada lokasi – lokasi yang telah ditentukan terlebih dahulu. Filosofi perencanaan seperti ini dikenal sebagai konsep desain kapasitas.

Konsep desain kapasitas ini merupakan suatu konsep desain yang telah cukup lama digunakan dalam merancang suatu bangunan. Sebelum ditemukannya konsep desain kapasitas, dalam merancang suatu bangunan digunakan suatu konsep *strength-based design*, dimana konsep ini hanya terpaku dalam hal menyediakan kekuatan struktur untuk menahan beban – beban lateral tertentu. Konsep ini tidak efektif lagi digunakan, karena selain tidak ekonomis, struktur

yang dirancang belum tentu mampu menahan beban gempa yang sangat besar. Untuk itu, pada awal tahun 1970, konsep desain kapasitas mulai diperkenalkan, dimana konsep ini tidak hanya terpaku pada kekuatan struktur, melainkan juga pada aspek proporsional dan pendetailan untuk mencapai daktilitas atau kemampuan berdeformasi yang secara keseluruhan menjadi kekuatan tersendiri pada struktur⁽¹⁾.

Pada konsep desain kapasitas, ditentukan dahulu ragam keruntuhan struktur akibat gempa dengan elemen – elemen kritis dipilih sedemikian rupa sehingga mekanisme keruntuhan dapat memancarkan energy sebesar mungkin dan keruntuhan yang besar dapat dihindarkan.

Salah satu filosofi yang dikenal dalam metode desain kapasitas adalah filosofi *strong column - weak beam*, dimana elemen – elemen kritis yang didesain berupa sendi – sendi plastis lebih banyak ditempatkan pada elemen balok daripada elemen kolom, dikarenakan kinerja optimal dari struktur terhadap beban gempa akan diperoleh apabila kuat lentur pada kolom lebih besar dibandingkan kuat lentur pada balok. Untuk itu, mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok lebih dikehendaki daripada mekanisme pembentukan sebagian besar sendi plastis yang terpusat pada ujung – ujung kolom suatu lantai⁽³⁾.

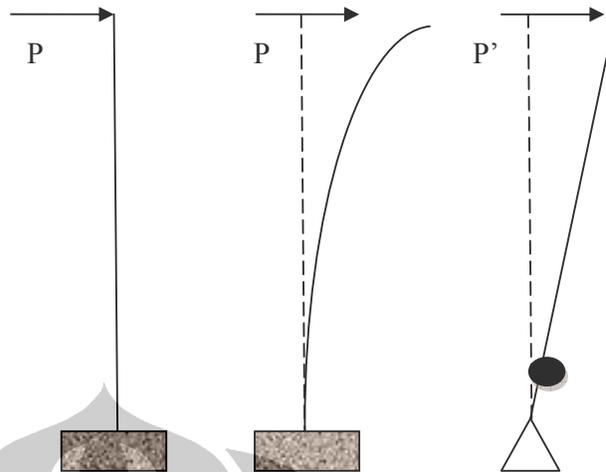


Gambar 2.1 Mekanisme goyang dengan pembentukan sendi plastis (a) pada balok, (b) pada kolom

Perancangan dengan dasar desain kapasitas ini harus memenuhi syarat – syarat sebagai berikut:

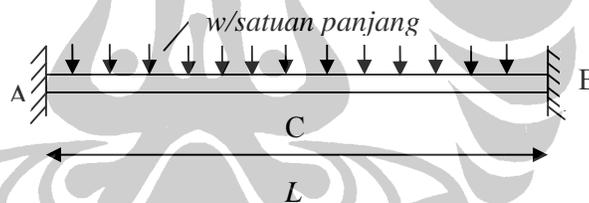
- Mekanisme keruntuhan struktur ditentukan sehingga saat terbentuk sendi plastis pada komponen struktur tidak terjadi keruntuhan
- Mekanisme sendi plastis sedapat mungkin dipilih sedemikian rupa, sehingga transfer energy terbentuk secara maksimal, misalnya perancangan *strong column – weak beam*
- Sendi plastis dirancang dan diberikan pendetailan yang memadai sehingga sendi plastis menjadi daktail
- Mekanisme sendi plastis hanya dilakukan oleh sekelompok struktur lentur (flexural action), deformasi inelastik akibat geser tidak diijinkan dengan memberikan kekuatan yang cukup
- Komponen struktur diluar sendi plastis lentur harus dirancang lebih kuat sedemikian rupa, sehingga selama mekanisme sendi plastis terbentuk, komponen struktur ini bersifat elastik
- Harus ada jaminan selama mekanisme sendi plastis terbentuk dengan deformasi yang relatif besar, struktur tidak mudah runtuh. Dalam hal ini, mekanisme disipasi energy dari sendi plastis harus berfungsi secara maksimal

Berdasarkan pada gambar 2.2 berikut, sendi plastis terjadi apabila penambahan beban lateral yang ada sudah terlalu besar sehingga sistem struktur yang sebelumnya merupakan struktur jepit sempurna menjadi struktur sendi sehingga menyebabkan *collapse* pada sistem struktur tersebut. Struktur yang ditinjau adalah struktur *free standing cantilever* dengan perletakan jepit sempurna di salah satu ujungnya, dengan panjang kolom H dan beban terpusat P di ujung bebas. Pada awalnya struktur dapat menahan gaya dengan lendutan maksimum sebesar P di ujung bebas. Kemudian penambahan beban dilakukan sehingga momen terbesar yang terdapat pada tumpuan jepitnya mencapai kapasitas momen plastisnya, yang mengakibatkan terjadinya sendi plastis pada tumpuan tersebut. Dengan sistem struktur yang hanya ditumpu oleh perletakan sendi, maka struktur akan mengalami *collapse*.



Gambar 2.2 Perilaku struktur jepit bebas hingga terbentuk sendi plastis

Struktur berikut yang ditinjau adalah sebuah balok dengan kedua ujungnya terjepit, seperti pada gambar, dengan panjang L dan beban meratanya ditetapkan sebesar w per satuan panjang. Selanjutnya, tingkah laku struktur terhadap peningkatan bebannya akan diperhatikan⁽⁸⁾.



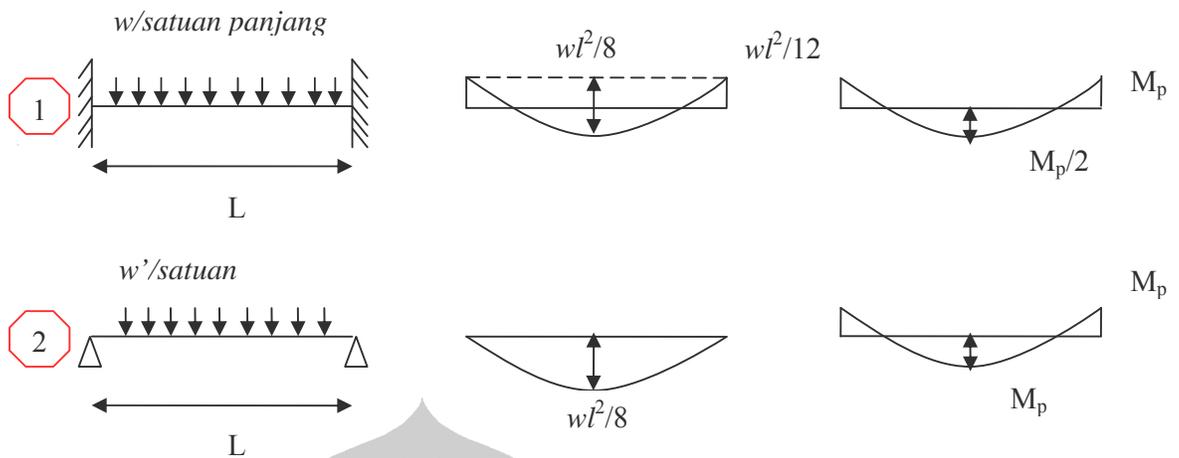
Gambar 2.3 Balok yang kedua ujungnya terjepit

Berdasarkan perilaku tegangan – regangan material, sampai batas beban tertentu struktur masih bersifat elastis, sehingga dengan menerapkan analisa elastis, kita dapat menentukan besarnya momen tumpuan, sebagai berikut:

$$M_A = M_B = wl^2/12$$

$$M_C = wl^2/24.$$

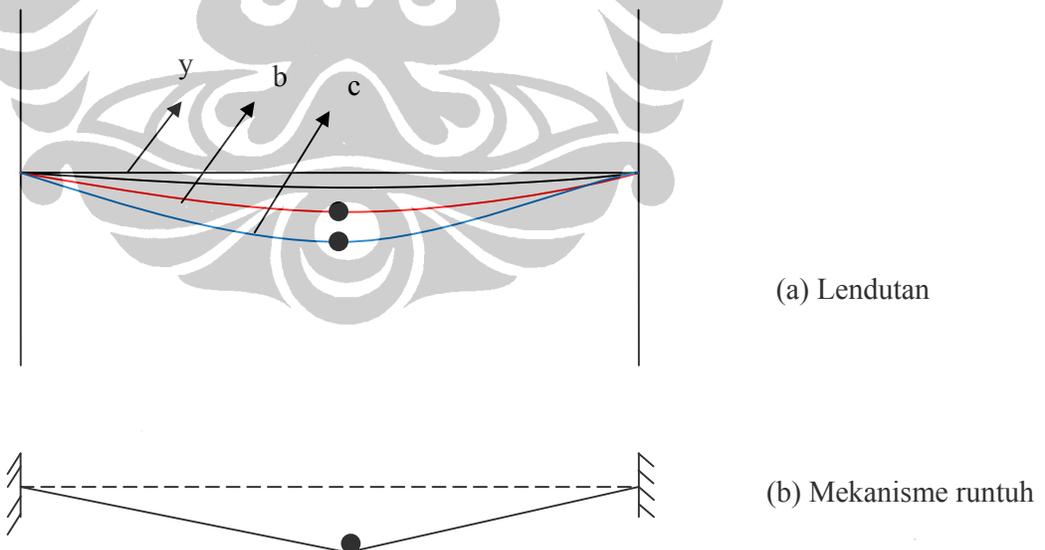
Dengan menggunakan momen – momen ini, akan diperoleh diagram momen seperti gambar berikut:



Gambar 2.4 Peningkatan momen dalam

Selanjutnya, bila kedua momen terbesar yang terdapat pada tumpuan A dan B telah mencapai kapasitas momen plastisnya, akan kita peroleh beban w' sebesar $12 M_p/L^2$, yang mengakibatkan terjadinya sendi plastis pada kedua tumpuan ini.

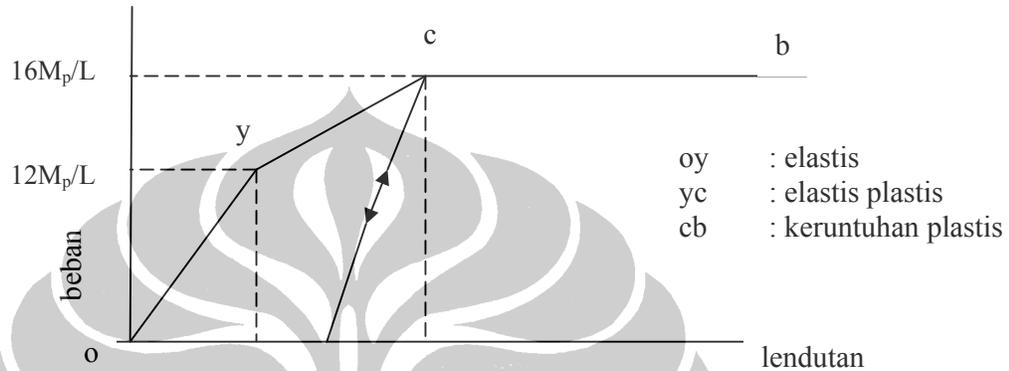
Adanya penambahan beban berikutnya dapat menyebabkan terbentuknya sendi plastis yang ketiga, dan dari gambar 2.5 dapat kita pastikan letak sendi plastis tersebut adalah di tengah bentangan:



Gambar 2.5 Bentuk lendutan dan mekanisme runtuhnya

Dengan menggabungkan bentuk lendutan dari semua kondisi tersebut, akan terlihat peningkatan lendutan seperti yang ditunjukkan oleh gambar 2.5.

Selama proses dari kondisi kedua hingga kondisi ketiga tidak terjadi perubahan momen pada tumpuannya, tetapi telah kita ketahui bahwa beban dan momen di tengah bentangnya masih dapat bertambah. Keadaan ini dimungkinkan, karena adanya redistribusi momen dalam struktur. Hubungan antara beban (w) terhadap lendutan ditengah bentangan, yang dinyatakan oleh **kurva oycb** yang terdapat pada gambar berikut⁽⁸⁾:



Gambar 2.6 Hubungan antara beban dan lendutan

Tampak pada gambar, garis lendutan setelah titik C adalah horizontal. Ini sesuai dengan kenyataan, bahwa lendutan pada kondisi plastis akan terus bertambah tanpa memerlukan penambahan beban lagi. Keadaan ini menunjukkan bahwa struktur telah mencapai mekanisme runtuhnya.

II.2 ANALISA BEBAN GEMPA SECARA STATIK DAN DINAMIK

Dalam analisa statik ekivalen⁽⁷⁾, beban gempa disetarakan dengan suatu gaya lateral yang kontribusinya mencapai 90% dari gaya gempa tersebut yang terdistribusi menurut suatu aturan tertentu pada setiap lantai bangunan. Menurut “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)”, besarnya *base shear* V_l adalah:

$$V_l = \frac{C_1 \cdot I}{R} W_t$$

Dimana:

- C_1 = Faktor respons gempa
- I = Faktor keutamaan
- R = Faktor reduksi gempa
- W_t = Berat total bangunan

Faktor respons gempa C_1 dapat ditentukan dengan menentukan wilayah gempa serta asumsi jenis tanah pada bangunan. Sementara faktor I dan R juga dapat ditentukan sesuai dengan ketentuan dalam SNI 03-1726-2002.

Beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot z_i} V_l$$

Dengan:

- W_i = Berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai
- z_i = Tinggi lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepit lateral
- n = nomor lantai tingkat paling atas

Analisa beban gempa secara dinamik⁽⁷⁾, dapat dilakukan apabila nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, diperoleh lebih besar dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V , dan gaya geser nominal untuk respons ragam yang pertama V_1 maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut:

$$V \geq 0,8V_1$$

Apabila persyaratan diatas tidak terpenuhi⁽⁷⁾, maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala:

$$\text{Faktor skala} = \frac{0,8V_l}{V} \geq 1$$

II.3 DAKTILITAS STRUKTUR BANGUNAN

Faktor daktilitas struktur gedung⁽⁷⁾ μ merupakan rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan δ_m dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama δ_y , yaitu:

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m$$

Nilai $\mu = 1,0$ 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, seperti pada tabel berikut:

Tabel 2.1 Parameter daktilitas struktur gedung

| Taraf kinerja struktur gedung | μ | R |
|-------------------------------|-------|-----|
| Elastik penuh | 1 | 1,6 |
| Daktail parsial | 1,5 | 2,4 |
| | 2 | 3,2 |
| | 2,5 | 4 |
| | 3 | 4,8 |
| | 3,5 | 5,6 |
| | 4 | 6,4 |
| | 4,5 | 7,2 |
| Daktail penuh | 5,3 | 8,5 |

II.3 KONSEP PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN (PBSD)⁽¹⁾

II.3.1 Dasar Teori

Konsep *performance based seismic design* (PBSD) saat ini merupakan konsep desain yang cukup populer dalam dunia konstruksi bangunan. Konsep ini merupakan pembaharuan dari konsep desain kapasitas, dimana pada konsep

performance based seismic design komponen – komponen nonstruktural juga diperhatikan, dan dalam hal desain ditentukan kombinasi dari komponen struktural dan nonstruktural yang diinginkan. Konsep ini juga mampu menjelaskan kapasitas dari struktur atau komponen struktur terhadap beban gempa yang direncanakan. Parameter respon struktur seperti, tegangan, regangan, lendutan serta percepatan merupakan komponen – komponen yang mengindikasikan kapasitas dari suatu struktur. Konsep PBSB ini mengizinkan perencana untuk merencanakan suatu bangunan dalam tingkatan kapasitas yang diinginkan oleh owner.

Dalam konsep *performance based seismic design* dikenal istilah *performance objectives*, yaitu tingkatan kapasitas struktur suatu bangunan yang diinginkan terhadap beban gempa yang diberikan. Tingkatan kapasitas ini dikenal juga sebagai *seismic performance level* dari suatu bangunan, yang menjelaskan kondisi batas kerusakan yang dianggap sesuai terhadap bangunan dan beban gempa yang diberikan. Kondisi batas kerusakan tersebut dijelaskan oleh kerusakan fisik yang dialami oleh bangunan, ancaman keselamatan terhadap pengguna bangunan yang diakibatkan oleh kerusakan, serta kemampuan layan bangunan setelah terjadinya gempa.

Performance level tersebut terdiri atas dua bagian utama⁽¹⁾, yaitu:

1. Structural performance level

- Immediate occupancy (SP-1)

Kondisi dimana setelah terjadinya gempa, kerusakan struktur sangat terbatas. Sistem penahan beban vertikal dan lateral bangunan hampir sama dengan kondisi sebelum terjadinya gempa, dan risiko korban jiwa akibat keruntuhan struktur dapat diabaikan.

- Damage control (SP-2/Range)

Kondisi ini bukanlah merupakan *performance level* dari struktur, melainkan melainkan kondisi yang menjelaskan dimana setelah terjadinya gempa, kerusakan yang terjadi berada dalam *range* antara SP-1 dan SP-3.

- Life safety (SP-3)

Kondisi dimana setelah terjadinya gempa, kerusakan yang penting terhadap struktur terjadi. Komponen utama struktur tidak terdislokasi dan runtuh, sehingga risiko korban jiwa terhadap kerusakan struktur sangat rendah.

- Limited safety (SP-4/Range)

Kondisi ini bukanlah *performance level* dari struktur, melainkan kondisi yang menjelaskan dimana setelah terjadinya gempa, kerusakan yang terjadi berada dalam *range* antara SP-3 dan SP-5.

- Structural stability (SP-5)

Pada tingkatan ini, kondisi struktur setelah terjadinya gempa sangat parah, sehingga bangunan dapat mengalami keruntuhan struktur baik sebagian maupun total. Meskipun struktur masih bersifat stabil, kemungkinan terjadinya korban jiwa akibat kerusakan struktur besar. Dalam dokumen FEMA 273, kondisi *structural stability* ini dikenal dengan istilah *Collapse Prevention* (CP).

2. Non – structural performance level

- Operational (NP-A)

Kondisi dimana setelah terjadinya gempa, elemen – elemen nonstruktur tetap berada pada tempatnya dan mampu menjalankan fungsinya dengan baik.

- Immediate occupancy (NP-B)

Kondisi dimana setelah terjadinya gempa, elemen – elemen nonstruktur sebagian besar masih berada pada tempatnya. Kemungkinan tidak berfungsinya elemen tersebut akibat gempa mungkin terjadi.

- Life safety (NP-C)

Kondisi dimana terjadinya kerusakan pada elemen nonstruktur akibat gempa, namun kerusakan tersebut tidak cukup besar untuk mengakibatkan keruntuhan yang dapat menimbulkan korban jiwa, sehingga risiko terjadinya korban jiwa sangat rendah.

- Reduced hazard (NP-D)

Kondisi dimana setelah terjadinya gempa, terjadi kerusakan yang hebat terhadap elemen nonstruktur, namun elemen – elemen yang besar dan berat tidak runtuh sehingga tidak menimbulkan korban jiwa yang berarti.

- Not considered (NP-E)
Elemen nonstruktur yang tidak memberi dampak terhadap respon struktur tidak diperhitungkan

Kombinasi dari *structural performance level* dan *non-structural performance level* membentuk *building performance level* yang secara lengkap menjelaskan kondisi batas kerusakan yang diinginkan terhadap bangunan. Kombinasi yang memungkinkan ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 2.2 Kombinasi structural dan non-structural performance level

| Building Performance Level | | | | | | |
|---------------------------------|------------------------------|--------------------------------|---------------------|--------------------------------|------------------------------|------------------------|
| Nonstructural Performance Level | Structural Performance Level | | | | | |
| | SP-1 Immediate Occupancy | SP-2 Damage Control (Range) | SP-3 Life Safety | SP-4 Limited Safety (Range) | SP-5 Structural Stability | SP-6 Not Considered |
| NP-A Operational | 1-A Operational | 2-A | NR | NR | NR | NR |
| NP-B Immediate Occupancy | 1-B Immediate Occupancy | 2-B | 3-B | NR | NR | NR |
| NP-C Life Safety | 1-C | 2-C | 3-C Life Safety | 4-C | 5-C | 6-C |
| NP-D Hazards Reduced | NR | 2-D | 3-D | 4-D | 5-D | 6-D |
| NP-E Not Considered | NR | NR | 3-E | 4-E | 5-E Structural Stability | Not Applicable |

| LEGEND | |
|--------|---|
| | Commonly referenced Building Performance Levels (SP-NP) |
| | Other possible combinations of SP-NP |
| NR | Not recommended combinations of SP-NP |

Untuk mendapatkan *performance objective* yang diinginkan dari suatu bangunan, harus ditentukan juga beban gempa yang direncanakan mampu diterima oleh struktur. Beban gempa tersebut ditentukan berdasarkan periode

kemungkinan terulangnya gempa yang diperoleh berdasarkan statistic terjadinya gempa. Berikut adalah tingkatan beban gempa⁽¹⁾:

- **The serviceability earthquake (SE):** merupakan gempa dengan 50% peluang berulang dalam rentang waktu 50 tahun. Kategori gempa ini menunjukkan tingkat frekuensi gempa yang sangat mungkin dirasakan oleh struktur selama masa hidup struktur tersebut.
- **The design earthquake (DE):** merupakan gempa dengan 10% peluang berulang dalam rentang waktu 50 tahun. Kategori gempa ini menunjukkan tingkat frekuensi gempa yang jarang terjadi dan mungkin dapat dirasakan oleh struktur selama masa layannya.
- **The maximum earthquake (ME):** merupakan gempa dengan 5% peluang berulang dalam rentang waktu 50 tahun. Kategori gempa ini dapat juga ditetapkan apabila struktur berada dalam wilayah yang secara geologi sangat rentan terhadap gempa – gempa besar atau berada dalam zona wilayah gempa yang sangat berbahaya.

Berbagai variasi dalam *performance level* dari suatu bangunan seperti yang tertera pada tabel 2-2 diatas, dapat dikombinasikan dengan berbagai tingkatan seismik untuk membentuk *seismic performance level* yang diinginkan, dimana penetapan dilakukan berdasarkan fungsi, polis, pemeliharaan, atau pertimbangan biaya, seperti yang ditunjukkan oleh tabel berikut[1]:

Tabel 2.3 Seismic performance level untuk bangunan – bangunan penting

| Seismic hazard | Source of sample | | | | |
|----------------|----------------------------|-------------------------|-------------|-----------------|-----------------|
| | Triservices Essential | California Hosp./Essent | VA Hospital | Other Example A | Other Example B |
| | Combined Performance Level | | | | |
| SE | 1B | | | | |
| DE | | 1B | | 1A | 1B |
| ME | 3C | 5E | 1A | 1C | |

Tabel 2.4 Contoh seismic performance level untuk bangunan biasa

| Seismic hazard | Source of sample | | | |
|----------------|----------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|
| | New Buildings | Current Common Retrofit | Example: High Occupancy | Example: Minimum Downtime |
| | Combined Performance Level | | | |
| SE | | | | |
| DE | 2C | 3D | 3C | 1C |
| ME | 5E | | 3D | |

Tabel 2.5 Contoh seismic performance level untuk bangunan ekonomis

| Seismic hazard | Source of sample | | |
|----------------|----------------------------|-----------|-----------|
| | Example A: Short Term | Example B | Example C |
| | Combined Performance Level | | |
| SE | 3D | | |
| DE | | | 5E |
| ME | | 5E | |

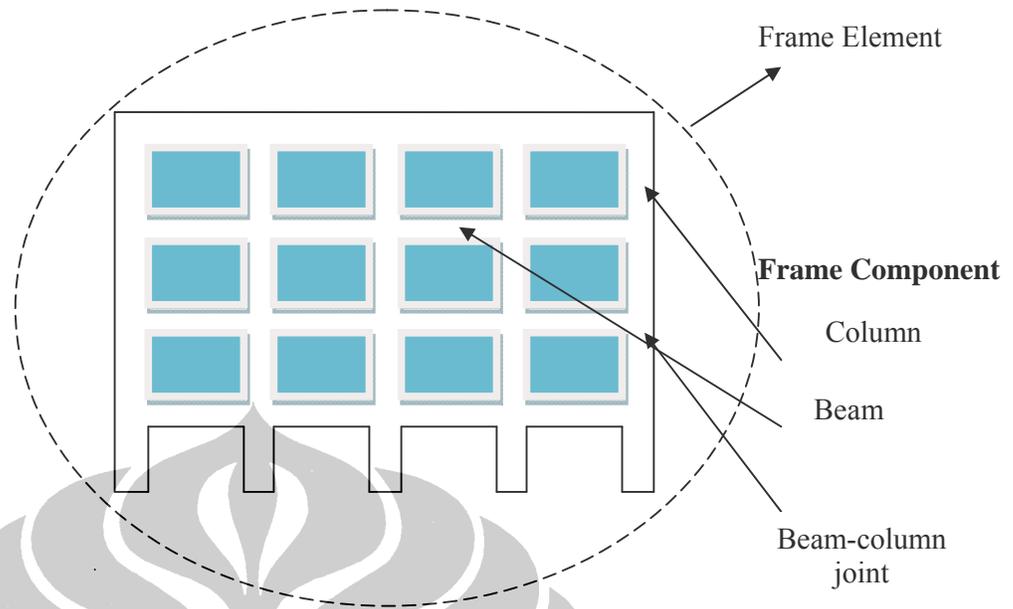
Namun, dalam hal menentukan kriteria dasar dari *seismic performance level* dari suatu bangunan, secara umum digunakan hubungan antara *building performance level* dan kriteria gempa seperti tertera dalam tabel berikut⁽¹⁾:

Tabel 2.6 The basic safety objective

| The Basic Safety Performance Objective | | | | |
|--|----------------------------|---------------------|-------------|----------------------|
| | Building Performance Level | | | |
| EQ Ground Motion | Operational | Immediate Occupancy | Life Safety | Structural Stability |
| Serviceability EQ (SE) | | | | |
| Design EQ (DE) | | | √ | |
| Maximum EQ (ME) | | | | √ |

II.3.2 Definisi Elemen Dan Komponen Struktur⁽¹⁾

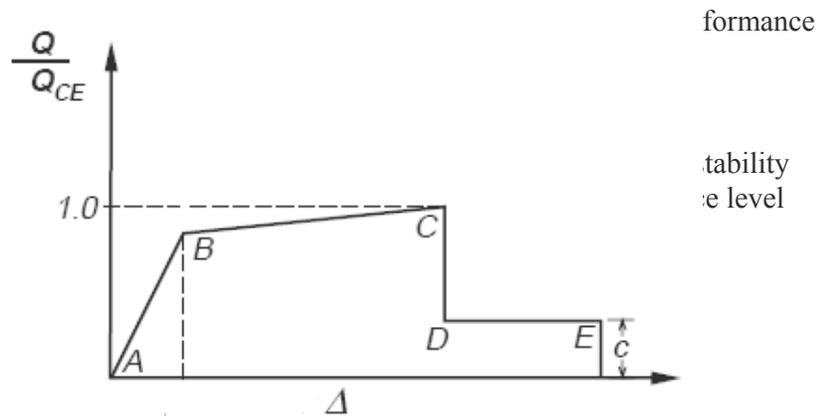
Suatu elemen didefinisikan sebagai bagian utama struktur bangunan, baik horizontal maupun vertikal yang dapat memberikan aksi untuk menahan beban lateral ataupun vertikal yang diberikan padanya. Portal, diafragma, dinding, serta pondasi merupakan contoh pendefinisian elemen pada struktur. Elemen tersusun atas beberapa komponen, seperti balok, pelat, kolom, join, dsb.



Gambar 2.7 Definisi elemen dan komponen pada portal beton

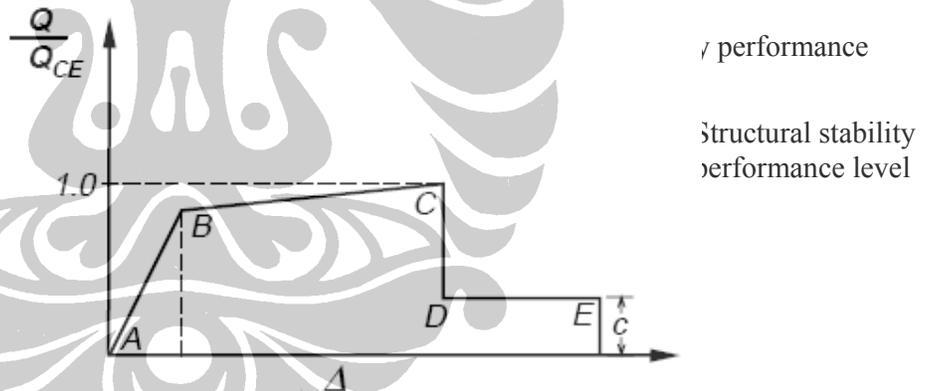
Setiap elemen harus dicek untuk menentukan apakah komponen tunggalnya memenuhi kriteria penerimaan (*acceptance criteria*) dalam pembebanan yang diberikan. Setiap elemen dan komponen diklasifikasikan sebagai **elemen primer** atau **sekunder**, bergantung pada peranannya dalam menahan beban lateral pada titik performa yang ditetapkan. Elemen dan komponen yang memberikan peranan penting dalam kekuatan struktur dan kekakuan lateral pada titik performa tertentu dinyatakan sebagai elemen primer. Sementara elemen dan komponen selain elemen primer dinyatakan sebagai elemen sekunder. Pengklasifikasian ini dibutuhkan agar dapat menentukan bagian mana dari struktur yang harus memenuhi persyaratan dan bagian mana dari struktur yang diperbolehkan mengalami deformasi inelastik yang lebih besar. Aksi yang diberikan oleh elemen ataupun komponen akibat menahan beban yang diberikan juga diklasifikasikan dalam bentuk primer dan sekunder⁽¹⁾:

- Untuk aksi, elemen dan komponen primer: kapasitas deformasi komponen pada tingkat performa *structural stability* ditetapkan ketika degradasi kekuatan lateral dimulai. Kapasitas deformasi komponen pada tingkat performa *life safety* ditetapkan sebesar 75% dari deformasi pada saat tingkat performa *structural stability*.



Gambar 2.8 Primary actions, components and elements

- Untuk aksi, elemen, dan komponen sekunder: kapasitas deformasi komponen pada tingkat performa *structural stability* ditetapkan ketika keruntuhan struktur akhir terjadi. Kapasitas deformasi komponen pada tingkat *life safety* ditetapkan sebesar 75% dari deformasi pada tingkat performa *structural stability*.

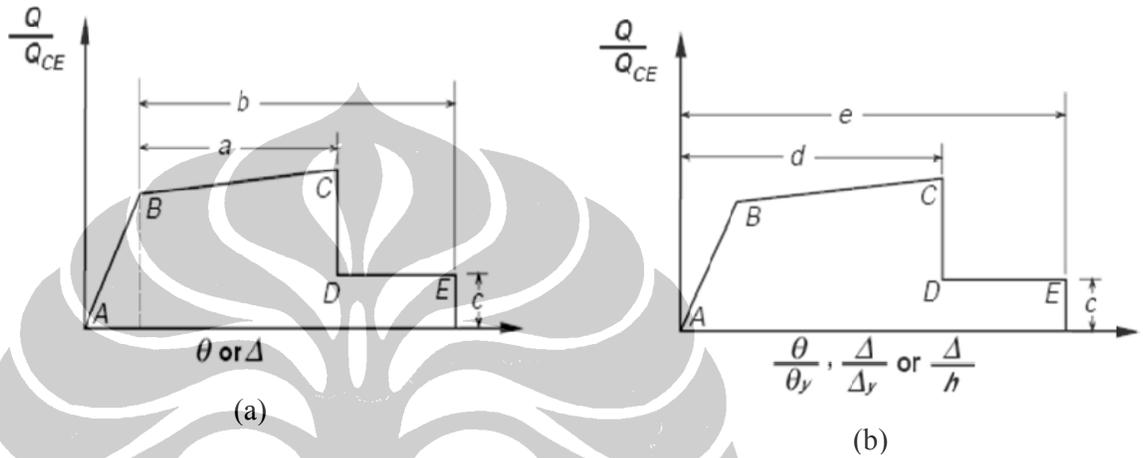


Gambar 2.9 Secondary actions, components and elements

II.3.3 Acceptance Criteria Untuk Komponen Struktur⁽²⁾

Gambar 2.10 di bawah ini menunjukkan kurva idealisasi gaya terhadap lendutan yang digunakan untuk mengidentifikasi *acceptance criteria* dalam hal kontrol deformasi terhadap aksi komponen dan elemen struktur. Respon linier terjadi pada titik A (unloaded component) dan kelelehan terjadi pada titik B. Respon dari B ke C merupakan respon elastis plastis, yang mengacu pada

fenomena *strain hardening*. C merupakan titik yang menunjukkan kekuatan komponen, dan nilai absisnya yang merupakan deformasi menunjukkan dimulainya degradasi kekuatan struktur (garis CD). Pada titik D, respon komponen struktur secara substansial menghadapi pengurangan kekuatan menuju titik E. Untuk deformasi yang lebih besar dari titik E, kekuatan komponen struktur menjadi nol⁽²⁾:



Gambar 2.10 Idealisasi kurva gaya terhadap deformasi (a) berdasarkan deformasi
(b) berdasarkan rasio deformasi

Untuk beberapa komponen, lebih sesuai menjelaskan *acceptance criteria* dalam bentuk deformasi (θ atau Δ), sementara untuk komponen lainnya lebih sesuai untuk menjelaskan kriteria penerimaan dalam rasio deformasi. ⁽¹⁾Kurva pada gambar 2.10 (a) lebih sesuai untuk digunakan ketika deformasi yang terjadi merupakan sendi plastis lentur. Sementara kurva pada gambar 2.10 (b) lebih sesuai untuk digunakan ketika deformasi yang terjadi berupa sudut geser, rotasi join balok-kolom, *sliding shear displacement*, dan *interstory drift*. Nilai a, b, c, d, dan e merupakan parameter yang terdapat dalam *acceptance criteria* berikut⁽²⁾:

- *Acceptance criteria* untuk balok beton bertulang

Tabel 2.7 Parameter pemodelan dan numerical acceptance criteria untuk prosedur nonlinier untuk balok beton bertulang

| Conditions | Modeling Parameters ³ | | | | | Acceptance Criteria ³ | | | | |
|---|----------------------------------|--------------------------|-------------------------|-------|-----|----------------------------------|-------|-------|-----------|-------|
| | Plastic Rotation Angle, radians | | Residual Strength Ratio | | | Plastic Rotation Angle, radians | | | | |
| | | | | | | Component Type | | | | |
| | a | | b | | | Primary | | | Secondary | |
| | | | | | | Performance Level | | | | |
| | | | | | IO | LS | CP | LS | CP | |
| i. Beams controlled by flexure¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | Trans. Reinf. ² | $\frac{V}{b_w d_v f_c'}$ | | | | | | | | |
| ≤ 0.0 | C | ≤ 3 | 0.025 | 0.05 | 0.2 | 0.005 | 0.02 | 0.025 | 0.02 | 0.05 |
| ≤ 0.0 | C | ≥ 6 | 0.02 | 0.04 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.04 |
| ≥ 0.5 | C | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| ≥ 0.5 | C | ≥ 6 | 0.015 | 0.02 | 0.2 | 0.005 | 0.005 | 0.015 | 0.015 | 0.02 |
| ≤ 0.0 | NC | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| ≤ 0.0 | NC | ≥ 6 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.5 | NC | ≤ 3 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.5 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.01 | 0.2 | 0.0 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.01 |
| ii. Beams controlled by shear¹ | | | | | | | | | | |
| Stirrup spacing ≤ d/2 | | | 0.0 | 0.02 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.01 | 0.02 |
| Stirrup spacing > d/2 | | | 0.0 | 0.01 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.005 | 0.01 |
| iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹ | | | | | | | | | | |
| Stirrup spacing ≤ d/2 | | | 0.0 | 0.02 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.01 | 0.02 |
| Stirrup spacing > d/2 | | | 0.0 | 0.01 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.005 | 0.01 |
| iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹ | | | | | | | | | | |
| | | | 0.015 | 0.03 | 0.2 | 0.01 | 0.01 | 0.015 | 0.02 | 0.03 |

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. Under the heading “Transverse Reinforcement,” “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge regions, closed hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in table permitted

- *Acceptance criteria* untuk kolom beton bertulang

Tabel 2.8 Parameter pemodelan dan numerical acceptance criteria untuk prosedur nonlinier untuk kolom beton bertulang

| Conditions | Modeling Parameters ⁴ | | | | | Acceptance Criteria ⁴ | | | | |
|---|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|-------|------|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | Plastic Rotation Angle, radians | | Residual Strength Ratio | | | Plastic Rotation Angle, radians | | | | |
| | | | | | | Component Type | | | | |
| | Primary | | Secondary | | | Performance Level | | | | |
| | a | b | c | IO | LS | CP | LS | CP | | |
| i. Columns controlled by flexure¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | Trans. Reinf. ² | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | C | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.015 | 0.03 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 6 | 0.015 | 0.025 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.015 | 0.01 | 0.025 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 3 | 0.015 | 0.025 | 0.2 | 0.0 | 0.005 | 0.015 | 0.010 | 0.025 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 6 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.015 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 3 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.005 | 0.005 | 0.01 | 0.005 | 0.015 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.005 | – | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 3 | 0.005 | 0.005 | – | 0.0 | 0.0 | 0.005 | 0.0 | 0.005 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 6 | 0.0 | 0.0 | – | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| ii. Columns controlled by shear^{1,3} | | | | | | | | | | |
| Hoop spacing ≤ d/2, or $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$ | | | 0.0 | 0.015 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.01 | 0.015 |
| Other cases | | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3} | | | | | | | | | | |
| Hoop spacing ≤ d/2 | | | 0.01 | 0.02 | 0.4 | 1 | 1 | 1 | 0.01 | 0.02 |
| Hoop spacing > d/2 | | | 0.0 | 0.01 | 0.2 | 1 | 1 | 1 | 0.005 | 0.01 |
| iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3} | | | | | | | | | | |
| Conforming reinforcement over the entire length | | | 0.015 | 0.025 | 0.02 | 0.0 | 0.005 | 0.001 | 0.01 | 0.02 |
| All other cases | | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. Under the heading “Transverse Reinforcement,” “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge regions, closed hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups (Vs) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, hoops must not be lap spliced in the cover concrete, and hoops must have hooks embedded in the core or other details to ensure that hoops will be adequately anchored following spalling of cover concrete.
4. Linear interpolation between values listed in table permitted

II.4 METODE PUSH – OVER ANALYSIS

II.4.1 Dasar Teori⁽²⁾

Dalam melakukan analisa terhadap kemampuan suatu struktur menahan beban gempa, dapat dilakukan secara elastic (linier) maupun inelastic (nonlinier). Analisa secara elastic menghasilkan indikasi kapasitas elastic dari suatu struktur dan mengindikasikan dimana kelelahan pertama terjadi. Namun analisa secara elastic ini tidak dapat memperkirakan mekanisme keruntuhan dan redistribusi gaya selama masa lelehnya. Sementara itu, analisa secara inelastic (nonlinier) membantu menunjukkan bagaimana perilaku suatu bangunan terhadap bentuk keruntuhan yang diidentifikasi dan potensi keruntuhan secara mendadak. Kegunaan prosedur analisa inelastic dalam desain struktur bangunan sangat membantu perencana untuk memahami perilaku struktur terhadap gempa, dimana diasumsikan kapasitas elastic bangunan tersebut telah terlampaui. Meskipun begitu, metode analisa inelastic ini sangat kompleks dan sulit digunakan. Untuk itu, dilakukan penyederhanaan metode analisa inelastic tersebut, yang dikenal sebagai *nonlinear static procedures* atau metode *push-over*.

Pada prosedur nonlinier statik, suatu model bangunan yang diharapkan mengalami respon material inelastik dilendutkan hingga mencapai lendutan rencana, sehingga menghasilkan deformasi serta gaya – gaya dalam. Model bangunan tersebut dihadapkan pada gaya lateral atau lendutan yang secara monoton meningkat hingga mencapai lendutan rencana atau model bangunan mengalami keruntuhan. Lendutan rencana ditetapkan untuk menunjukkan lendutan maksimum yang dapat dialami oleh bangunan akibat terjadinya gempa.

Prosedur nonlinier statis ini harus mendefinisikan nodal tinjauan atau *control node* dari suatu bangunan. Nodal tinjauan ini ditetapkan sebagai pusat massa dari suatu bangunan. Lendutan yang terjadi pada nodal tinjauan ini nantinya akan dibandingkan dengan lendutan rencana yang diperoleh akibat efek dari getaran gempa yang diberikan.

Periode fundamental efektif T_e harus dihitung berdasarkan hubungan gaya – lendutan dari prosedur nonlinier statis. Hubungan nonlinier antara gaya geser dasar (*base shear*) dan lendutan dari nodal rencana dapat digantikan dengan hubungan bilinear untuk memperkirakan kekakuan lateral efektif, K_e , dan kuat leleh, V_y , dari bangunan. Kekakuan lateral efektif dapat dianggap sebagai nilai *secant* dari kekakuan yang dihitung pada gaya geser dasar sama dengan 60% dari kuat lelehnya (lihat gambar 2.2). Periode fundamental efektif T_e dapat dihitung dengan⁽²⁾:

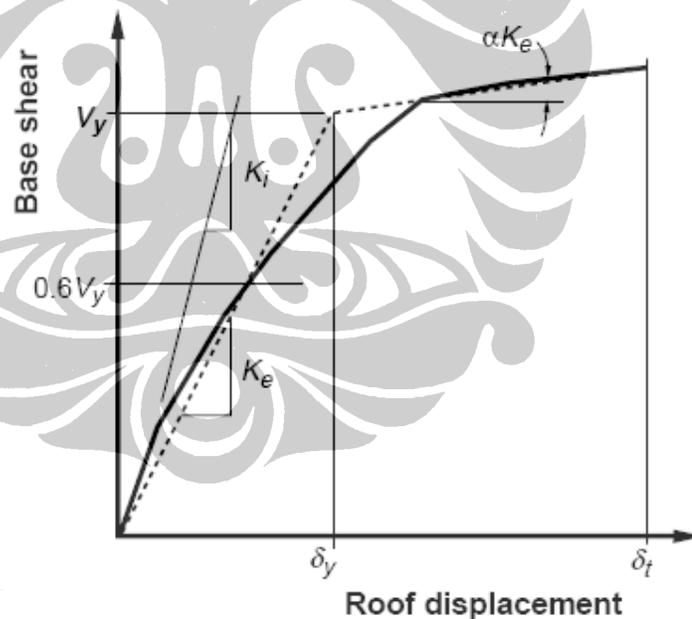
$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Dimana:

T_i = Periode fundamental elastis (dalam detik)

K_i = Kekakuan lateral elastis bangunan

K_e = Kekakuan lateral efektif bangunan



Gambar 2.11 Penghitungan kekakuan efektif (K_e)

Lendutan rencana (δ_t) untuk suatu bangunan dengan dinding diafragma yang kaku pada setiap tingkat lantai dapat diperkirakan dengan menggunakan prosedur yang menunjukkan respon perilaku nonlinier dari suatu bangunan.

Salah satu prosedur dalam menentukan lendutan rencana tersebut adalah sebagai berikut⁽²⁾:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Dimana:

- T_e = Periode fundamental efektif bangunan (detik)
- C_0 = Faktor modifikasi yang berhubungan dengan lendutan spektral dan perilaku atap bangunan

Nilai C_0 diperoleh dari tabel berikut:

Tabel 2.9 Nilai faktor modifikasi C_0

| Number of Stories | Modification Factor ¹ |
|-------------------|----------------------------------|
| 1 | 1.0 |
| 2 | 1.2 |
| 3 | 1.3 |
| 5 | 1.4 |
| 10+ | 1.5 |

1. Linear interpolation should be used to calculate intermediate values.

- C_1 = Faktor modifikasi yang berhubungan dengan lendutan maksimum inelastis yang diharapkan untuk respon linier elastis

Nilai C_1 , secara alternatif dapat ditentukan sebagai berikut:

- ✓ $C_1 = 1,5$ untuk $T < 0,1$ detik ; dan
- ✓ $C_1 = 1,0$ untuk $T \geq T_0$, dimana T adalah periode fundamental bangunan, T_0 adalah karakteristik periode dari respon spektrum, dan nilai C_1 tidak boleh kurang dari 1.
- C_2 = Faktor modifikasi yang menunjukkan efek dari *hysteresis shape* pada respon lendutan maksimum. Nilai ini ditentukan berdasarkan tabel berikut:

Tabel 2.10 Nilai faktor modifikasi C_2

| Performance Level | $T = 0.1$ second | | $T \geq T_0$ second | |
|---------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | Framing Type 1 ¹ | Framing Type 2 ² | Framing Type 1 ¹ | Framing Type 2 ² |
| Immediate Occupancy | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| Life Safety | 1.3 | 1.0 | 1.1 | 1.0 |
| Collapse Prevention | 1.5 | 1.0 | 1.2 | 1.0 |

- Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by components or elements whose strength and stiffness may deteriorate during the design earthquake. Such elements and components include: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braced frames, unreinforced masonry walls, shear-critical walls and piers, or any combination of the above.
- All frames not assigned to Framing Type 1.

- C_3 = Faktor modifikasi yang menunjukkan peningkatan lendutan berdasarkan efek dinamik dari P- Δ . Untuk bangunan dengan *positive post-yield stiffness*, C_3 dapat dinyatakan dengan nilai 1,0. Sementara untuk bangunan dengan *negative post-yield stiffness*, nilai C_3 dapat dihitung dengan persamaan:

$$C_3 = 1,0 + \frac{(|\alpha|)R - 1^{1,5}}{T_e}$$

Dengan: R = Rasio kekuatan elastis yang diharapkan untuk menghitung koefisien kekuatan leleh.

α = Rasio *post-yield stiffness* terhadap *elastic effective stiffness* (gambar 2.11)

- S_a = Respon spektrum percepatan

II.4.2 Program ETABS Dan SAP 2000⁽¹⁰⁾

Perkembangan yang pesat dalam rekayasa struktur dalam dua dasawarsa terakhir ini telah memungkinkan manusia untuk merencanakan bangunan – bangunan teknik berskala besar dengan tingkat kerumitan tinggi. Dengan kemajuan rekayasa struktur tersebut, juga pengaruh pembebanan apapun yang bekerja pada struktur bangunan, seperti beban gempa, angin, ledakan, akibat perubahan temperatur, dan lain – lain, dapat dianalisa dengan seksama. Analisa struktur bangunan – bangunan demikian sudah tidak dapat lagi dilakukan secara manual sehingga penggunaan komputer sebagai alat bantu tidak dapat dihindari lagi. Untuk itu harus digunakan program komputer yang sesuai, yang

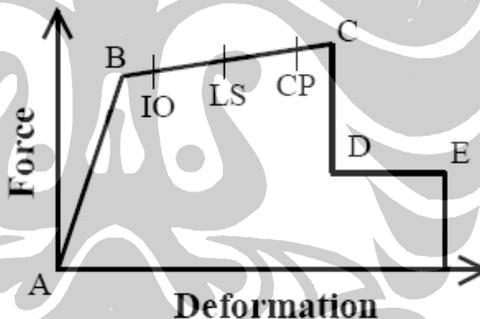
pilihannya dewasa ini banyak terdapat di pasaran. Salah satu program komputer canggih yang di dalam praktek saat ini populer digunakan dalam perencanaan struktur – struktur yang kompleks adalah SAP2000, dengan metode analisa yang didasarkan pada metode elemen hingga, sehingga memang dapat mencakup segala macam jenis struktur dengan konfigurasi serumit apapun.¹

Berikut adalah opsi menu utama yang terdapat pada program SAP2000:

- **File*** : Merupakan opsi menu yang paling dasar. Menu ini digunakan untuk membuat model baru, menyimpan model, membuka model lama, dan mencetak model.
- **Edit*** : Menu ini digunakan untuk merubah data grid yang dimasukkan, dapat juga digunakan untuk menduplikasi model, dsb.
- **View*** : Pada menu ini, tampilan model dapat ditentukan sesuai dengan keinginan pembuat model.
- **Define*** : Menu ini digunakan untuk menentukan jenis material yang digunakan, tipe serta jenis penampang profil, pembebanan yang akan diberikan, serta kombinasi pembebanan yang akan digunakan.
- **Draw*** : Menu ini digunakan untuk menggambar model. Terdapat beberapa pilihan pada menu ini, yaitu menggambar frame, area atau joint.
- **Assign*** : Menu ini digunakan untuk memberikan pembebanan pada model struktur. Selain itu dari menu ini juga dapat digunakan untuk memberikan tipe penampang atau profil yang berbeda.
- **Analyze*** : Merupakan opsi menu yang digunakan untuk menganalisa model struktur berdasarkan parameter – parameter yang dapat ditentukan sendiri, sesuai keinginan pembuat model.
- **Display*** : Pada opsi menu ini, model struktur yang telah dianalisa dapat dilihat perilaku, lendutan, atau gaya – gaya dalam yang dialami oleh model struktur.
- **Design*** : Menu ini digunakan untuk mengecek apakah model struktur mampu dan kuat menahan beban yang diberikan.

¹ Dikutip dari tulisan Prof.Dr.Ir.Wiratman Wangsadinata pada kata pengantar dalam buku, "Aplikasi Rekayasa Konstruksi dengan SAP2000"

Program ETABS memiliki opsi menu yang sama dengan SAP2000. Penggunaan ETABS lebih sesuai digunakan untuk merencanakan dan merancang struktur gedung dan bangunan tingkat tinggi. Sementara SAP2000 merupakan program komputer yang dikhususkan untuk melakukan analisa struktur baik secara linier maupun nonlinier. Disamping itu, SAP2000 juga mampu melakukan analisa push-over statik dengan cepat dan mudah dengan menggunakan prosedur yang tertera dalam ATC-40 serta FEMA-273 yang merupakan dokumen acuan dalam perancangan struktur bangunan tahan gempa. ATC-40 dan FEMA 273 telah mengembangkan prosedur pemodelan, kriteria penerimaan, serta analisa prosedur dengan metode push-over. Dokumen – dokumen ini juga menetapkan kriteria *force-deformation* untuk nodal (*hinges*) yang digunakan dalam analisa push-over, seperti ditunjukkan oleh gambar berikut:



Gambar 2.12 Force-deformation untuk nodal berdasarkan analisa push-over

Seperti ditunjukkan pada gambar diatas, lima titik dinotasikan oleh A, B, C, D, dan E digunakan untuk menentukan perilaku defleksi gaya dari nodal, sementara tiga titik dengan notasi IO, LS, dan CP digunakan untuk menentukan kriteria *performance level* dari nodal tersebut (IO, LS, dan CP merupakan kriteria tingkatan kinerja untuk *Immediate Occupancy*, *Life Safety*, dan *Collapse Prevention*).

II.5 KRITERIA PERENCANAAN JOIN BALOK – KOLOM

II.5.1 Kriteria Desain

Pada join balok kolom, kegagalan geser dan kegagalan tekan perlu dihindari karena join merupakan bagian dari struktur yang rawan. Untuk itu perancangan join yang baik sangat penting untuk:

- Menjamin integritas dari join secara cukup untuk mencapai ultimate strength dan kapasitas deformasi dari balok dan kolom yang dihubungkan pada join tersebut. Untuk itu join harus dikekang (diconfined) dan tulangan balok dan kolom dijangkar secara cukup didalam join;
- Mencegah degradasi yang berlebihan dari kekakuan join dan dengan mencegah kehilangan bond antara tulangan longitudinal dari balok dan kolom. Untuk itu perlu dipasang tulangan transversal yang cukup dalam bentuk ties dan hoop;
- Mencegah keruntuhan geser yang brittle dari join, dengan memasang ties/hoop yang cukup

Maka pada perancangan join balok kolom perlu diperhatikan hal – hal sebagai berikut:

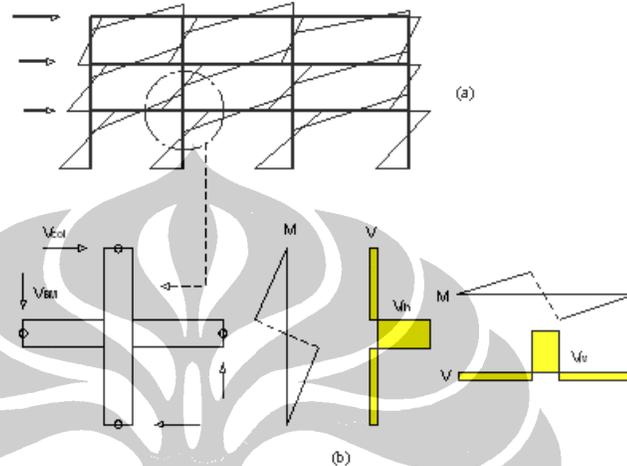
- a. Ketahanan join terhadap deformasi dan penyaluran gaya geser dari rangka struktur
- b. Kekuatan join tidak boleh kurang dari gaya yang berpotensi menimbulkan sendi plastis pada balok
- c. Join harus dianggap sebagai bagian dari kolom
- d. Kapasitas kekuatan kolom tidak berkurang karena adanya degradasi kekuatan join

e. Pada gempa kecil dan sedang, join diharapkan masih berperilaku elastis

Kriteria perancangan join akan terpenuhi apabila filosofi desain kapasitas dan pendetailan yang baik dilaksanakan dalam perancangan join balok kolom.

II.5.2 Gaya Geser Pada Join Balok-Kolom

Dalam hal merencanakan join balok-kolom, gaya geser yang terjadi pada join balok kolom merupakan parameter yang sangat penting untuk ditinjau, karena sebagian besar kegagalan struktur terjadi akibat kegagalan geser.



Gambar 2.13 Portal yang dibebani gaya gempa statik. (a)Momen pada portal. (b)Gradient momen pada interior join dan gaya geser horizontal dan vertical pada join

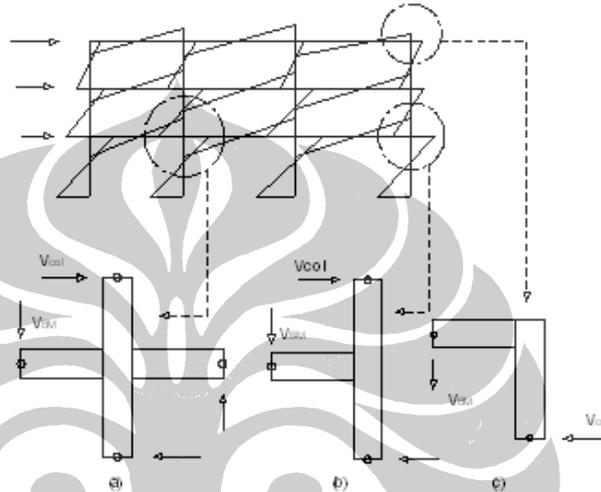
Dalam hal menghitung kuat geser pada join, perancangan join rangka beton bertulang harus dilakukan dalam dua arah orthogonal secara independen, tetapi detail sengkang yang dipasang harus memperhatikan kedua arah tersebut. Perancangan mengikuti beam shear mechanism sebagaimana yang dianut oleh ACI. Untuk mencapai tujuan perancangan tersebut, maka join dari rangka harus memenuhi ketentuan tentang kekuatan joint dan ketentuan tentang panjang penyaluran tulangan tarik.

Namun dalam pelaksanaan, terutama untuk struktur portal tingkat rendah, detail penulangan yang sesuai terkadang sulit dicapai karena dimensi balok dan kolomnya yang kecil, sehingga tulangan dalam join sangat rapat dan pengecoran pada join menjadi kurang baik. Salah satu solusi dalam hal ini adalah dengan menambahkan ketinggian balok di sekitar kolom, yang dikenal juga dengan istilah **voute**. Dengan voute, maka ada tambahan ruangan bagi penulangan geser pada bagian join balok-kolom, sehingga detail penulangan dan penjangkaran akan lebih mudah dilaksanakan.

II.5.3 Tipe Join Balok-Kolom

Tipe dari join balok-kolom standar terdiri atas 3 bagian utama, yaitu:

- Join balok-kolom interior
- Join balok-kolom eksterior
- Join balok-kolom sudut



Gambar 2.14 Tipe join balok-kolom;(a)interior; (b)eksterior; (c) sudut

Penerapan voute, baik pada join balok-kolom interior, eksterior, maupun sudut, dapat dilakukan untuk menambah ruang bagi penulangan join, sehingga mekanisme penulangan dapat dilaksanakan dengan baik dan detail. Mekanisme penulangan geser pada join balok-kolom tersebut dapat dilakukan sebagai berikut:

- Mekanisme strut diagonal

Mekanisme strut diagonal adalah mekanisme penahan gaya geser pada join yang dibentuk dari gaya – gaya tekan pada kedua ujung diagonal join.

- Mekanisme rangka/truss

Mekanisme rangka merupakan mekanisme yang terbentuk dari tulangan geser join sebagai elemen tekan. Mekanisme rangka bergantung pada transfer gaya akibat kuat lekatan di inti join, tulangan geser horisontal, dan tulangan vertikal kolom.