

2. LANDASAN TEORI

2.1. Umum

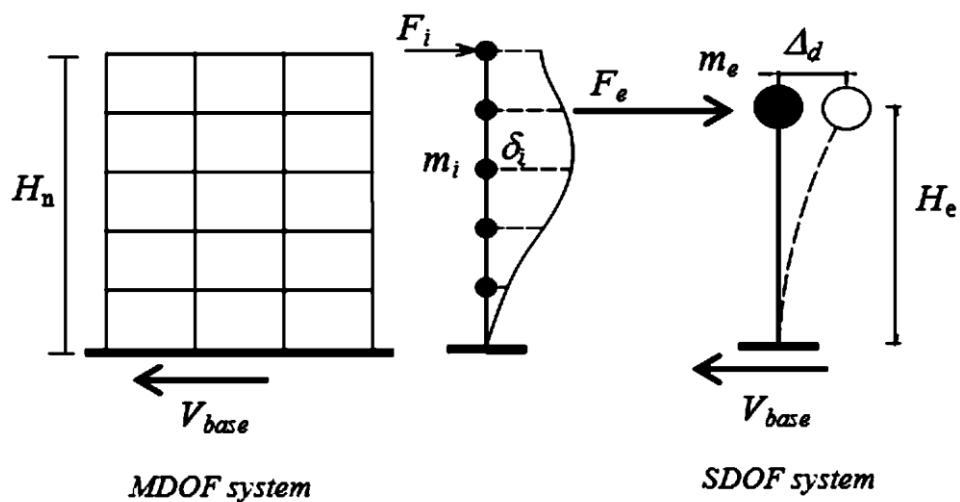
Pada bab ini akan dijelaskan konsep dasar dari teori yang digunakan dalam analisis dan desain, termasuk kinerja struktur bangunan yang akan ditinjau, meliputi:

- Metode desain DDBD
- Desain kapasitas balok dan kolom metode DDBD
- Perencanaan penulangan balok dan kolom metode DDBD
- *Performance Based Design*
- Analisis dinamis *Time History Nonlinear* dengan ETABS 2015 versi 15.1.0 untuk mendapat *response nonlinier* struktur akibat beban dinamis
- Permodelan hubungan *Moment-Curvature* menggunakan CUMBIA

2.2. Metode Desain DDBD

2.2.1. Prosedur Desain DDBD

Langkah 1 : Memodelkan bangunan menjadi sistem yang lebih sederhana yaitu SDOF yang ditunjukkan pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1. Permodelan SDOF dari Struktur Bangunan Bertingkat

Kemudian menentukan target *displacement design* setiap lantai Δ_i didapatkan dari *shape vector* pada persamaan (2.1). Target *displacement design* tersebut berdasarkan pada perbandingan *critical storey displacement* Δ_c (pada lantai 1 bangunan) dan *inelastic mode shape* pada *critical storey level* δ_c (pada lantai dasar bangunan).

$$n \leq 4 : \delta_i = \frac{H_i}{H_n} ; n \geq 4 : \delta_i = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (2.1)$$

dimana n adalah jumlah lantai bangunan, H_i adalah elevasi lantai ke- i , dan H_n tinggi total bangunan.

Target *displacement design* pada setiap lantai didapatkan dari:

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (2.2)$$

Sebelum digunakan, *desain displacement* setiap lantai harus dikalikan dengan nilai amplifikasi (ω_θ) jika persamaan (2.3) tidak terpenuhi. Hal ini sesuai dengan persamaan 2.4. Faktor ini digunakan untuk memperhitungkan *higher mode effect* yakni ketika bangunan sudah tidak lagi *first mode dominant*.

$$\omega_\theta = 1,15 - 0,0034H_n \leq 1,0 \quad (2.3)$$

$$\Delta_{i,\omega} = \omega_\theta \times \Delta_i \quad (2.4)$$

Drift struktur MDOF ditentukan sesuai dengan kriteria kinerja struktur (*strain* atau *drift limits*) sehingga didapatkan *equivalent design displacement* (persamaan (2.5)) dari struktur SDOF pengganti.

Equivalent design displacement didapatkan dari :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.5)$$

dimana m_i massa pada lantai ke- i .

Massa struktur pengganti m_e dan tinggi efektif H_e dihitung menurut:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (2.6)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.7)$$

Langkah 2 : Mengestimasi *level equivalent viscous damping* ζ_{eq} . Untuk itu, besar nilai *displacement ductility* μ dari struktur harus diketahui terlebih dahulu.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (2.8)$$

Yield displacement Δ_y didapatkan dari :

$$\Delta_y = (2M_1 \cdot \theta_{y1} + M_2 \cdot \theta_{y2})H_e / (2M_1 + M_2) \quad (2.9)$$

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_B}{H_B} \quad (2.10)$$

dimana θ_y adalah rotasi dari balok saat leleh, ε_y adalah regangan leleh dari tulangan baja, L_b dan H_b adalah panjang dan tinggi balok. Rumus Δ_y perlu diperhatikan karena dapat berubah sesuai dengan dimensi balok dan jumlah bentang yang ada. Dalam kasus ini, dimensi balok dan jumlah bentang adalah seragam, yaitu 3 bentang arah x dan 3 bentang arah y.

Equivalent viscous damping ξ_{eq} didapatkan dari :

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad (2.11)$$

Langkah 3 : Menentukan periode efektif T_e dari struktur SDOF saat *peak displacement response* dengan menggunakan *design displacement* pada langkah 1 dan *response spectrum design displacement* sesuai dengan level *damping* yang didapatkan pada langkah 2.

Nilai *equivalent viscous damping* digunakan untuk menggambarkan kurva *displacement response spectrum*. *Design displacement response spectrum* sendiri pada awalnya menggambarkan *displacement spectrum* dengan *damping level* 5%. Kurva ini dibatasi oleh persamaan (2.12)-(2.14).

$$\text{Untuk } 0 < T < T_A, \quad S_{A(T)} = PGA \cdot \left(1 + (C_A - 1) \frac{T}{T_A} \right) \quad (2.12)$$

$$\text{Untuk } T_A \leq T \leq T_B, \quad S_{A(T)} = C_A \cdot PGA \quad (2.13)$$

$$\text{Untuk } T_B < T \leq 4, \quad S_{A(T)} = C_A \cdot PGA \cdot \left(\frac{T_B}{T} \right) \quad (2.14)$$

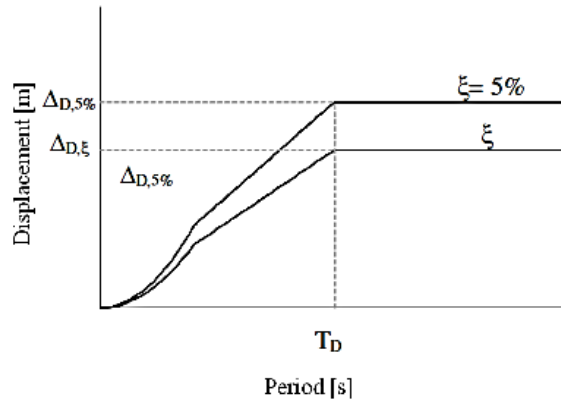
Setelah *displacement spectrum* dengan *damping level* 5% selesai dibuat, dapat dibuat *displacement spectrum* dengan *damping level* ξ_{eq} dengan mengalikan *displacement spectrum* 5% dengan faktor R_ξ sesuai persamaan (2.15).

$$R_\xi = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi} \right)^{0,5} \quad (2.15)$$

Dengan mengikuti Persamaan (2.12) – (2.15) maka dapat diperoleh kurva seperti Gambar 2.2. Dari Gambar 2.2, maka didapatkan periode efektif sebagai berikut:

$$T_e = \frac{\Delta_d}{\Delta_\xi} T_D \quad (2.16)$$

dimana T_D adalah *corner period*, Δ_ξ *displacement demand* untuk *level equivalent viscous damping* ζ_{eq} .



Gambar 2.2. *Design Displacement Spectrum* (Sullivan & Calvi (2009))

Langkah 4 : Menghitung besarnya kekakuan efektif K_e dari struktur SDOF dan *design base shear* V_{base} .

Kekakuan efektif K_e dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (2.17)$$

Design base shear V_{base} didapatkan dari :

$$V_{base} = K_e \Delta_d \quad (2.18)$$

Hasil *design base shear* harus ditambahkan dengan faktor *P-Δ effect* sesuai dengan persamaan (2.20) melalui *stability index* (θ_Δ) yang diperoleh dari persamaan (2.19).

$$\theta_\Delta = P \frac{\Delta_d}{M_d} \quad (2.19)$$

$$V_{base} = K_e \Delta_d + C \times P \frac{\Delta_d}{H} \quad (2.20)$$

dimana M_d adalah momen guling dari persamaan (2.23), P adalah gaya berat seluruh bangunan (kN), dan C adalah faktor kopel (0,5).

Langkah 5 : Mendistribusikan *design base shear* secara vertikal ke elemen-elemen penahan beban lateral seperti pada Gambar 2.3 menggunakan rumus :

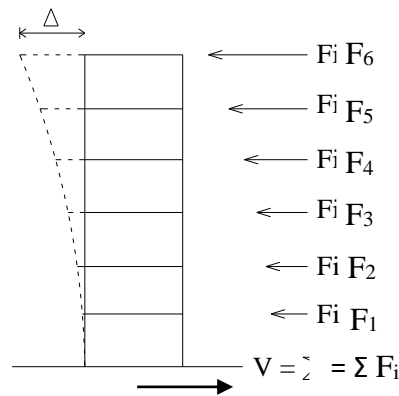
$$F_i = V_{base} (m_i \Delta_i / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)) \quad (2.21)$$

Apabila terjadi *higher mode*, maka persamaan (2.21) menjadi :

$$F_i = 0.9 \times V_{base} (m_i \Delta_i / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)) \quad (2.22)$$

Persamaan (2.22) digunakan untuk lantai selain *top roof*. Sedangkan untuk lantai *top roof* didapatkan dari:

$$F_i = 0.1 \times V_{base} + 0.9 \times V_{base} (m_i \Delta_i / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)) \quad (2.23)$$



Gambar 2.3. Pembagian Gaya Gempa (Susanto & Rantetana, 2012)

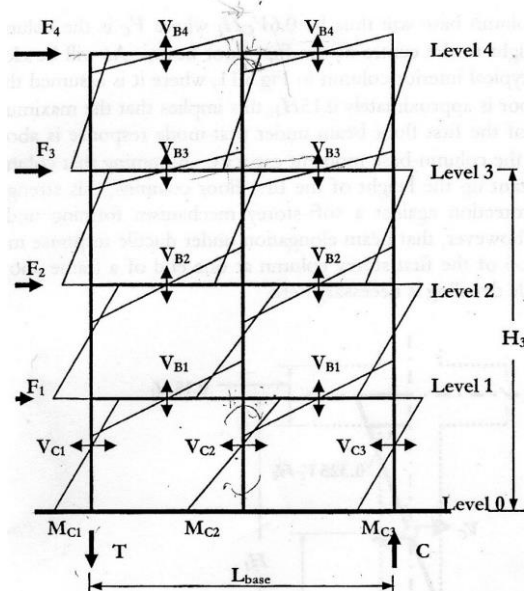
2.2.2. Desain Kapasitas Balok DDBD

2.2.2.1. Storey Shear Force dan Overturning Moments

Gaya lateral akibat gempa yang diterima oleh struktur bangunan menyebabkan timbulnya *overturning moments* pada ujung bawah semua kolom. Nilai *overturning moments* untuk setiap ujung bawah kolom dihitung dengan menggunakan Persamaan (2.24).

$$OTM_i = \sum_{j=i}^n F_j (H_j - H_i) \quad (2.24)$$

dimana n adalah jumlah total lantai, F_j adalah gaya geser pada lantai ke-j, H_j tinggi lantai di atas lantai ke-i, H_i tinggi lantai ke-i. Gaya geser pada tiap lantai didapatkan dengan menjumlahkan semua gaya geser terdistribusi di atas lantai yang sedang ditinjau. Distribusi gaya geser menjadi *Overturning Moment* dapat dilihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4. Distribusi Gaya Geser dan *Overturning Moments*

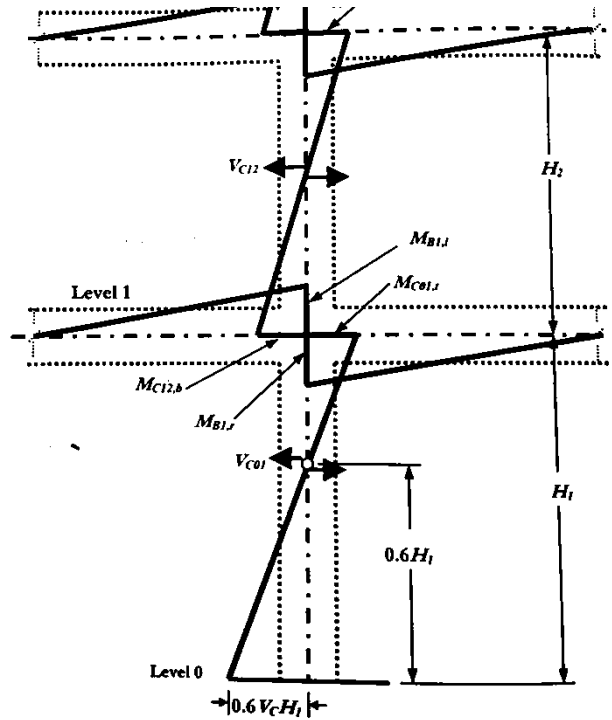
2.2.2.2. *Column Base Moments*

Gambar 2.5 menunjukkan bahwa titik terjadinya *contraflexure* diasumsikan pada $0.6 H_1$, sehingga didapatkan *column base moments* sebesar $0.6V_cH_1$. Namun asumsi ini biasanya diterapkan pada portal 1 arah. Sedangkan untuk portal 2 arah dimana ada pengaruh *biaxial bending effect* (akibat struktur bangunan 3 dimensi), maka titik terjadinya *contraflexure* dimodifikasi menjadi $0.7H_1$.

Besarnya nilai *column base moments* didapatkan melalui Persamaan (2.25).

$$\sum M_{Cj} = V_{base} \times 0,7 H_1 \quad (2.25)$$

dimana H_1 adalah tinggi lantai 1, V_{base} adalah *design base shear*.



Gambar 2.5. Column Base Moments

2.2.2.3. Gaya Geser Gempa pada Akhir Bentang Balok

Gaya geser gempa pada *frame* yang memiliki dari 3 bentang, dapat dihitung melalui persamaan berikut:

$$\sum_{i=1}^n V_{B2i} = T = \frac{M_1}{2M_1 + M_2} (\sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum M_{Cj}) / L_{Bi} \quad (2.26)$$

dimana M_1 adalah momen pada bentang luar, M_2 adalah momen pada bentang dalam, F_i adalah gaya lateral akibat gempa, H_i elevasi lantai ke- i , M_{Cj} *column base moment*, dan L_{Bi} panjang satu bentang balok.

2.2.2.4. Gaya Geser Gempa untuk Balok

Gaya geser gempa pada tiap balok dapat dihitung melalui perbandingan dari total gaya geser balok satu bentang (Persamaan (2.26)) dengan jumlah gaya geser gempa pada tiap lantai. Secara matematis dinyatakan sebagai berikut :

$$V_{Bi} = T (V_{Si} / \sum_{i=1}^n V_{Si}) \quad (2.27)$$

dimana V_{Si} adalah jumlah gaya geser pada tiap lantai.

2.2.2.5. Momen Gempa untuk Balok

Perencanaan momen gempa pada ujung bentang balok akibat gaya lateral dihitung pada muka kolom. Nilai momen gempa yang dihitung adalah nilai rata-rata momen gempa positif maupun negatif. Besarnya momen gempa balok dinyatakan dalam:

$$M_{Bi} = V_{Bi} \left(\frac{L_B - h_C}{2} \right) \quad (2.28)$$

dimana L_B adalah panjang bentang balok, h_C adalah dimensi kolom.

2.2.2.6. Gaya Geser Desain untuk Balok

Nilai gaya geser desain untuk balok didapatkan dengan menjumlahkan momen gempa untuk balok (M_{Bi}) yang sebelumnya dikalikan terlebih dahulu dengan *overstrength factor* dan faktor beban gravitasi yang diterima oleh balok tersebut. Secara matematis dapat ditulis sebagai berikut :

$$V_x = \frac{2\phi^0 M_{Bi}}{L_B} + \frac{w_G^0 L_B}{2} - w_G^0 x \quad (2.29)$$

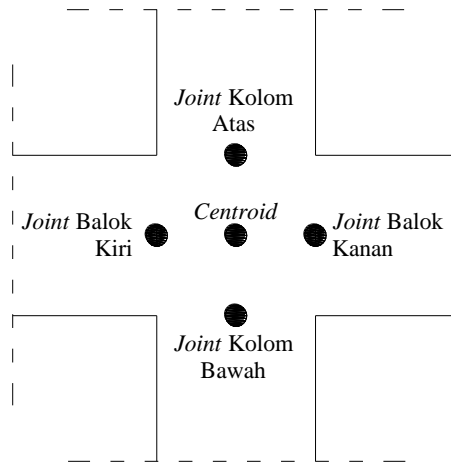
dimana M_{Bi} adalah momen balok, L_B adalah bentang bersih balok, w_G^0 adalah beban gravitasi terfaktor yang diterima oleh balok tersebut, ϕ^0 adalah *overstrength factor* diambil sebesar 1.35, x diambil jarak 0 untuk V maksimum.

2.2.3. Desain Kapasitas Kolom DDBD

2.2.3.1. Momen Gempa Kolom

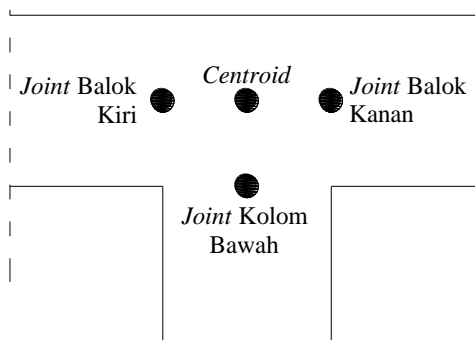
Momen balok yang ditransfer pada centroid yang terdapat pada *joint* kolom (atas dan bawah) akan didistribusikan secara merata pada kolom yang berada di atas dan bawah *joint* (Gambar 2.6). Untuk *joint* yang terdapat pada *top roof*, di mana pada *centroid* hanya terdapat 1 *joint* kolom (*joint* bawah), maka distribusi momen balok akan diterima secara penuh pada *joint* bawah tersebut (Gambar 2.7). Selanjutnya nilai momen gempa kolom dikalikan dengan faktor akibat adanya *biaxial bending* seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8. Pada lantai *roof top* nilai momen yang dikalikan dengan faktor *biaxial bending* tersebut akan langsung diambil. Namun, pada lantai bukan *roof top*, nilai momen yang dikalikan dengan faktor *biaxial bending* tersebut akan dibagi 2 dengan tujuan agar kolom atas dan kolom bawah mendapat momen yang sama.

Untuk lantai bukan *roof top* :

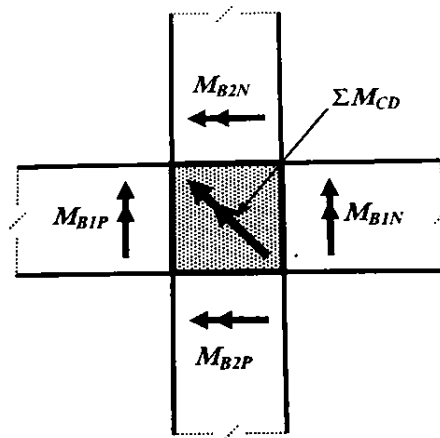


Gambar 2.6. *Joint Centroid* pada Lantai bukan *Roof Top*
(Wijaya & Wijaya, 2013)

Untuk lantai *roof top* :



Gambar 2.7. *Joint Centroid* pada *Roof Top* (Wijaya & Wijaya, 2013)



Gambar 2.8. *Biaxial Bending Effect* Kolom

Faktor *biaxial bending* yang digunakan juga berbeda sesuai dengan letak kolom, yaitu *corner*, *side*, atau *interior*. Berikut ini rumus umum untuk mencari faktor *biaxial bending* yang digunakan dalam penelitian ini :

$$\sqrt{(M_{B1x} + M_{B2x})^2 + (M_{B1y} + M_{B2y})^2} \quad (2.30)$$

Nilai momen gempa untuk kolom bukan *roof top* dapat dihitung sebagai berikut :

$$M_{Ci,f} = \sum M_C = \sum M_{CD} = \frac{M_{Bj}}{2} \times \text{faktor } \textit{biaxial bending} \quad (2.31)$$

dimana M_{Bj} adalah momen *joint centroid* balok, lebih besar 12.5% daripada momen balok pada ujung kolom.

Nilai momen gempa untuk kolom *roof top* dapat dihitung sebagai berikut :

$$M_{Ci,f} = \sum M_C = \sum M_{CD} = M_{Bj} \times \text{faktor } \textit{biaxial bending} \quad (2.32)$$

dimana M_{Bj} adalah momen *joint centroid* balok, lebih besar 12.5% daripada momen balok pada ujung kolom.

2.2.3.2. Momen Desain Kolom

Setelah nilai momen gempa yang terjadi pada setiap *joint* kolom didapat, selanjutnya dapat menentukan momen desain untuk kolom melalui Persamaan (2.33).

$$M_{C1i,des} = 1,35 \times \omega_f \times M_{Ci,f} \quad (2.33)$$

- Untuk lantai-lantai yang tingginya di atas $\frac{3}{4} H_n$:

$$\omega_f = 1,15 + 0,13(\mu^0 - 1) \quad (2.34)$$

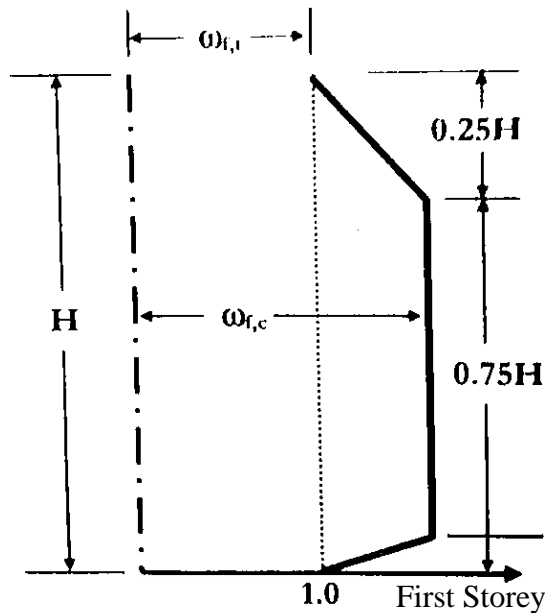
dimana μ^0 didapatkan dari :

$$\mu^0 = \frac{\mu}{\sqrt{2} \phi^0} \geq 1 \quad (2.35)$$

- Untuk lantai paling atas :

$$\omega_f = 1,00 \quad (2.36)$$

dimana $M_{Ci,f}$ adalah momen gempa kolom, dan ω_f adalah *dynamic amplification factor* sesuai Gambar 2.9. Jika nilai μ^0 pada persamaan (2.35) menghasilkan angka ≤ 1 , maka nilai $\mu^0 = 1$ dapat diambil secara langsung. Nilai $M_{C1i,des}$ adalah nilai desain momen kolom untuk portal eksterior, sedangkan untuk portal interior besar desain momen kolom dua kali lipat lebih besar dari portal eksterior yaitu $M_{C2i,des}$.



Gambar 2.9. Gambar Faktor ω_f

2.2.3.3. Gaya Geser Desain untuk Kolom

Nilai gaya geser desain untuk kolom dapat dihitung melalui persamaan (2.37).

$$V_{C1i,des} = \phi_s V_{N,i} \geq \sqrt{2}(1,35V_{Ei} + 0,1V_{E,base,1}) \quad (2.37)$$

V_{Ei} sesuai dengan gaya geser tiap lantai V_s yang distribusikan secara merata kepada tiap kolomnya, $V_{E,base,1}$ sesuai dengan *storey shear force* V_s pada kolom dasar. Nilai $V_{C1i,des}$ ini adalah desain gaya geser kolom untuk portal eksterior, sedangkan untuk portal interior nilai desain gaya geser kolom bernilai dua kali lipat dari portal eksterior yang disimbolkan dengan $V_{C2i,des}$.

2.2.4. Perencanaan Penulangan Balok DDBD

2.2.4.1. Perencanaan Tulangan Lentur Balok DDBD

Menurut Priestley, *et al* (2007) momen lentur rencana balok didesain dengan momen ultimate (M_u) yang dipilih dari kombinasi momen yang lebih menentukan antara kombinasi momen gravitasi ($1M_D + 0.5M_L$) dengan momen gempa (Persamaan (2.27)).

Penulangan lentur terhadap momen lentur rencana balok diperoleh dengan cara berikut:

1. Menentukan ukuran penampang, diameter tulangan yang digunakan, selimut beton, dan tinggi efektif penampang (d)
2. Menghitung luas tulangan dengan metode yang diusulkan oleh Priestly, *et al* (2007) yaitu sebagai berikut:

$$A_s \times f_{ye} = \frac{M_u}{\text{Lever arm stress resultant}} \quad (2.38)$$

dimana A_s adalah jumlah luasan tulangan longitudinal yang dibutuhkan, f_{ye} adalah kuat leleh rencana yang diusulkan oleh (Priestley, 1996) yang bernilai 110% dari f_y , dan M_u adalah momen *ultimate* yang terjadi pada balok.

3. Nilai A_s (luas tulangan) yang dihasilkan harus dicek terhadap A_{smin} dan A_{smaks} sesuai dengan peraturan dari SNI 2847-2013 (Departemen Pekerjaan Umum, 2013).

2.2.4.2. Perencanaan Tulangan Geser Balok DDBD

Gaya geser rencana untuk balok didapatkan dari persamaan (2.28). Setelah itu dilakukan perhitungan V_c (gaya geser yang mampu ditahan beton) dan V_s (gaya geser yang ditahan sengkang). Perencanaan tulangan geser meliputi :

1. Gaya geser pada sengkang, V_s

Untuk kondisi di daerah sendi plastis ($0 - 2h$ dari tumpuan), nilai V_c pada daerah sendi plastis dianggap sebesar nol jika:

$$V_x \geq 0.5 \times V_{u \text{ maks}} \quad (2.39)$$

$$N_{ub} < A_g f_c' / 20 \quad (2.40)$$

Kapasitas Gaya geser perlu untuk balok diperoleh melalui:

$$V_s = \frac{V_x}{0.75} - V_c \quad (2.41)$$

2. Besarnya gaya geser yang harus dipikul oleh tulangan geser balok serta jarak sengkang (s) dan syarat-syaratnya, digunakan peraturan SNI 2847-2013 (Departemen Pekerjaan Umum, 2013).

2.2.5. Perencanaan Penulangan Kolom DDBD

Dalam perencanaannya, apabila terjadi beban gempa besar kolom direncanakan boleh terjadi sendi plastis. Tetapi tempat terjadinya sendi plastis hanya diperbolehkan pada ujung dasar kolom (*base*) dan ujung paling atas kolom lantai teratas (mekanisme *beam-sidesway*).

2.2.5.1. Perencanaan Tulangan Lentur Kolom DDBD

Terdapat 3 hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan tulangan lentur kolom, yakni :

1. Momen Lentur

Momen *ultimate* terfaktor ($M_{u,k}$) diambil dari (Persamaan (2.33)).

2. Gaya Axial

Gaya aksial *ultimate* terfaktor ($N_{u,k}$) kolom dikombinasikan menurut faktor beban yang memperhatikan pengaruh *dead*, *live*, dan *earthquake* ($1D+0.5L\pm 1E$).

3. Kombinasi Momen Lentur dan Gaya Axial

Penulangan kolom didapatkan dari kombinasi momen lentur rencana dan gaya aksial rencana. Dengan memasukan momen dan gaya aksial pada program *excel* didapatkan hasil desain tulangan yang diperlukan.

2.2.5.2. Perencanaan Tulangan Geser Kolom DDBD

Gaya geser desain ($V_{c1,des}$) kolom diambil sesuai dengan persamaan (2.37). Besar tulangan geser yang dihitung pada daerah sendi plastis (sepanjang λ_0). Besarnya λ_0 diambil nilai terbesar dari :

- Ukuran tinggi penampang kolom
- 1/6 bentang bersih kolom
- 450 mm

Pada daerah sendi plastis ini, kontribusi beton dalam memikul gaya geser (V_c) harus dianggap nol ($V_c=0$) bila:

$$V_{c1,des} \geq 0.5 \times V_{u\max} \quad (2.42)$$

$$P_u \text{ tekan terkecil} < \frac{A_g \times f'_c}{10} \quad (2.43)$$

Jika salah satu syarat di atas tidak terpenuhi, maka kontribusi beton dalam memikul gaya geser (V_c) boleh diperhitungkan. Besarnya nilai V_c dapat ditentukan dengan rumus:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_{u,k}}{14.A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} . b_w . d \quad (2.44)$$

$$V_s = \frac{V_{c1,des}}{\phi} - V_c \quad (2.45)$$

Besarnya gaya geser yang harus dipikul tulangan geser kolom serta jarak sengkang (s) dan syarat-syaratnya, dapat dilihat sesuai dengan peraturan SNI 2847-2013 (Departemen Pekerjaan Umum, 2013).

2.3. *Performance Based Design*

Untuk mendapatkan kinerja struktur yang diharapkan sesuai *Model Code for Displacement-Based Seismic Design of Structures DBD12*, dibutuhkan beberapa persyaratan yang membatasi kinerja tersebut. Beberapa persyaratan tersebut antara lain:

- Level 1: *No Damage* dengan syarat rasio simpangan antar tingkat maksimum sebesar 1 %.
- Level 2: *Repairable Damage* dengan syarat rasio simpangan antar tingkat maksimum sebesar 2,5 %.
- Level 3: *No Collapse* dengan syarat rasio simpangan antar tingkat maksimum sebesar 4 %.

2.4. *Analisis Dinamis Time History Nonlinear*

Analisis dinamis *Time History Nonlinear* adalah suatu metode untuk menentukan respons dinamis struktur yang berperilaku elastis penuh (*linier*) maupun elasto-plastis (*nonlinear*) terhadap beban dinamis.

Persamaan keseimbangan dinamis adalah:

$$[M] [\ddot{u}](t) + [C] [\dot{u}](t) + [Fs](t) = F(t) \quad (2.46)$$

dimana:

$[M]$ = matriks massa diagonal

- [C] = matriks *damping*
[ü] = matriks percepatan
[ú] = matriks kecepatan
[Fs] = gaya yang terjadi
F(t) = gaya dinamis yang diberikan pada massa struktur

Pada penelitian ini, analisis struktur bangunan akan menggunakan metode analisis dinamis *Time History Nonlinear Direct Integration*, untuk menyelesaikan Persamaan (2.44). Terdapat berbagai macam metode untuk integrasi langsung antara lain metode Wilson, Newmark, Collocation, Hilber-Hughes-Taylor, dan Chung and Albert. Dalam penelitian ini digunakan metode integrasi Hilber-Hughes-Taylor dengan menggunakan program ETABS 2015 versi 15.1.0.

Sebelum melakukan analisis dinamis *Time History Nonlinear Direct Integration*, dilakukan modifikasi terhadap gaya gempa yang digunakan. Gempa El-Centro 15 April 1940 N-S dimodifikasi sesuai dengan respon spektrum di kota Surabaya dan Jayapura menggunakan fitur "*Matched to Response Spectrum*" pada program ETABS 2015 versi 15.1.0.

2.5. CUMBIA

CUMBIA merupakan Matlab *codes* yang digunakan untuk menganalisis *moment-curvature* dan *force-displacement response* pada beton bertulang yang memiliki penampang persegi maupun lingkaran. Grafik hubungan *moment-curvature* yang dihasilkan ini disederhanakan menjadi bentuk grafik *bilinear*. Grafik *bilinear* inilah yang akan menjadi *input* dari *hinge properties* untuk balok maupun kolom pada program ETABS 2015 versi 15.1.0.