

BAB II

Perencanaan Struktur Gedung

II.1 Tahapan Perancangan Struktur Bangunan Gedung

Bangunan merupakan sarana penunjang kehidupan manusia dengan berbagai fungsi, seperti perkantoran, hotel, sekolah, dan berbagai fungsi lainnya yang dalam perancangannya harus sesuai dengan peraturan yang berlaku. Dalam perancangan struktur bangunan ini yang akan dirancang merupakan bagian dari sarana perkantoran yang terletak di Pekanbaru, Riau dengan merancang desain struktur atap, profil dari struktur tangga, susunan balok, kolom dan slab lantai beton bertulang serta merancang pondasi yang tepat dengan data profil tanah di lokasi yang telah ditentukan. Rancangan dan perhitungan rancangan struktur gedung ini mengandung unsur-unsur penting untuk menahan gaya-gaya dan momen-momen yang didukung oleh struktur gedung tersebut. Adapun tahapan dan skema dari perancangan dipaparkan sebagai berikut :

II.1.1 Perencanaan Struktur Atap

Pada saat skema perencanaan atap seperti yang tertera pada Gambar II.1 menjelaskan hal pertama yang harus dilakukan adalah menentukan gambar denah atap yang diterima dari pihak perancang konsultan perencana. Setelah itu kemudian dilanjutkan dengan menentukan jarak antara gording, ikatan angin, sagrod, nok dan menentukan perencanaan design struktur kuda kuda sebagai struktur utama atap. Desain rencana atap meliputi kuda-kuda rangka baja *k-truss* yang memiliki dimensi bentang 16 m dengan kemiringan 35°; gording dengan profil kanal C125x50x20x2,5; nok dengan profil kanal 2C125x50x20x2,5; sag rod dengan diameter 8 mm; dan ikatan angin dengan diameter 16 mm.

Dalam merancang jarak antar gording, beban gording sangat dipengaruhi oleh tipe gaya yang bekerja pada struktur atap berupa beban mati (*Dead Load*) meliputi beban dari struktur atap itu sendiri, beban atap dan beban plafon. *Dead Load* rencana gording (q) sebesar 1,67 kN/m², beban hidup (*Live Load*) dihitung dari beban pekerja yang bekerja di atap sebesar 1 kN. Dari perhitungan beban mati dan hidup tersebut dilakukan perhitungan momen rencana gording terhadap sumbu-3 dengan rumus seperti berikut :

$$M_3D = \frac{1}{8} q \cdot \cos \alpha (L_1)$$

$$M_3L = \frac{1}{4} q \cdot \cos \alpha (L_1)$$

Sedangkan untuk mencari perhitungan momen rencana gording terhadap sumbu-2 dengan rumus seperti berikut :

$$M_2D = \frac{1}{8} q \cdot \sin \alpha \left(\frac{L_1}{3} \right)^2$$

$$M_2L = \frac{1}{4} q \cdot \sin \alpha \left(\frac{L_1}{3} \right)^2$$

Dengan kombinasi Beban 1.4D dan 1,2 D + 1,6 L, diperoleh Momen ultimate terhadap sumbu-3 sebesar 4,203 kNm dan terhadap sumbu-2 sebesar 0,522 kNm

Dimensi gording kanal C yang digunakan adalah C125x50x20x2,5 dengan data :

$$I_3 = 1470000 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 220000 \text{ cm}^4$$

$$W_3 = 23500 \text{ cm}^3$$

$$W_2 = 6600 \text{ cm}^3$$

Selanjutnya melakukan pengecekan tegangan profil C125x50x20x2,5 dengan nilai $\phi = 0.9$ untuk lentur dan geser (BSN` 2015) dengan rumus :

$$f_b = \frac{M_3U}{\phi \cdot W_3} + \frac{M_2U}{\phi \cdot W_2} \leq f_y \text{ (aman)}$$

Dilanjutkan dengan pengecekan defleksi gording dengan rumus :

$$d_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot \cos \alpha (L_1)^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{p \cdot \cos \alpha}{EI} \times (L_1)^3$$

$$d_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot \sin \alpha (L_1)^4}{EI} \times \frac{(L_1)^4}{3} + \frac{1}{48} \times \frac{p \cdot \sin \alpha}{EI} \times \frac{(L_1)^3}{3}$$

$$d = \sqrt{d_3^2 + d_2^2} \leq \frac{1}{240} L_1 \text{ (aman)}$$

Dengan L1 adalah : 3800 mm, defleksi terjadi sebesar 12.652 mm sedangkan penentuan defleksi aman berkisar kurang dari sama dengan 15 mm sehingga aman dari batas wajar. Setelah menentukan perhitungan gording, penulis melanjutkan menentukan perhitungan sagrod dengan mencari gaya sag-rod terbesar dengan rumus :

$$F_t D = n \cdot \left(\frac{L1}{3} \times q \cdot \sin \alpha \right)$$

$$F_t L = \frac{n}{2} \times p \cdot \sin \alpha$$

n : jumlah baris gording

$$F_t D = n \cdot \left(\frac{L1}{3} \times q \cdot \sin \alpha \right)$$

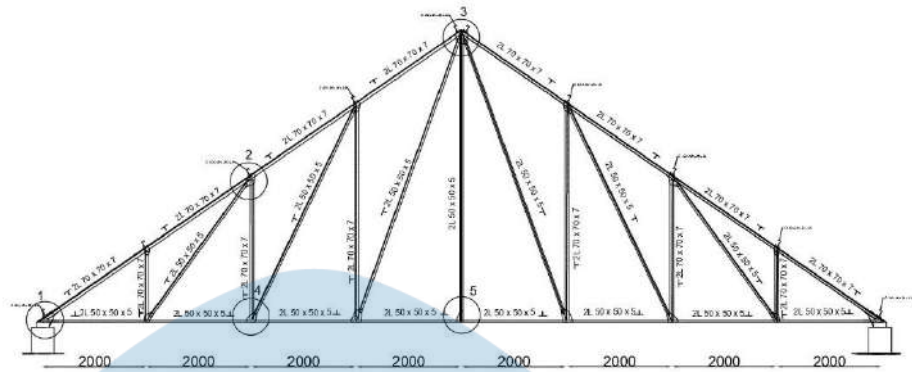
Dengan kombinasi beban 1.4D dan 1,2 D + 1,6 L, diperoleh gaya ultimate sebesar 7,659 kN. Kemudian luas batang sagrod yang diperlukan dihitung dengan rumus :

$$A_{sr} = \frac{F_t U \times 10^3}{\phi \cdot f_y}$$

Didapat bahwa luas batang mencapai 29,345 mm² dan untuk kasus ini menggunakan sagrod diameter 8 mm. Perencanaan kuda kuda dilanjutkan dengan menentukan beban terpusat yang terdiri dari Beban P₁ yang bekerja pada tumpuan atap, beban P₂ yang bekerja pada gording dan Beban P₃ yang bekerja pada nok dengan perhitungan seperti berikut :

Beban P_n = Berat Sendiri kuda kuda + Berat Gording + Berat Atap + Berat Plafon sehingga beban masing masing P₁= 6,485 kN; P₂= 7,345 kN; P₃= 7,531 kN. Selain itu penulis juga menentukan beban angin yang berasal dari kanan dan kiri bangunan.

Setelah menentukan gaya gaya yang bekerja pada struktur *k-truss*, kemudian dianalisis dengan menggunakan bantuan *software* SAP-2000 sehingga outputnya digunakan sebagai acuan dalam merancang elemen kuda kuda baja seperti yang terlampir pada lampiran I.3. pada hasil SAP 2000, elemen kuda kuda ditentukan berdasarkan batang-batang yang memiliki gaya terbesar dan dijadikan sebagai acuan dalam perhitungan kekuatan profil kuda kuda baja dengan hasil desain seperti pada gambar II.1.



Gambar II.1 Rancangan Kuda Kuda

Untuk profil kuda-kuda, penulis menggunakan profil 2L70x70x7 dengan tebal pelat buhul 8 mm pada batang tekan pada arah vertikal (batang 2,3,4,6,7,8), batang tekan pada arah diagonal terluar (batang 18-25) serta profil 2L50x50x5 dengan tebal pelat buhul 8 mm untuk batang tarik arah vertikal (batang 5), batang tarik arah horizontal (batang 10-17) serta batang tarik arah diagonal (batang 26-31) seperti yang telampir pada lampiran II.2. Setelah itu dilakukan perhitungan kekuatan profil kuda kuda dengan profil 2L50x50x5 sebagai berikut :

$$f_c = \frac{\mu_u}{\phi \cdot A_g} \leq f_y \text{ (aman)}$$

Dengan f_y adalah tegangan leleh baja yaitu 290 serta syarat kelangsingan panjang batang tarik (λ) tidak lebih kurang sama dengan 240 menggunakan rumus dibawah ini :

$$\lambda = \frac{L_k}{r_x} \leq 240$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Maka profil 2L50x50x5 telah memenuhi syarat dengan $f_c = 78,843$ MPa serta batang tarik (λ) didapat 131,55. Sedangkan perhitungan kekuatan profil kuda kuda dengan profil 2L70x70x7 dengan $f_c = 244,453$ Mpa dan panjang batang tarik (λ) tidak lebih kurang sama dengan 200 mendapatkan hasil 161,047 sehingga kedua profil memenuhi syarat.

Perencanaan sambungan elemen kuda kuda menggunakan sambungan baut untuk profil 2L50x50x5 serta profil 2L70x70x7 dengan data $\phi f = 0,75$; $r_1 = 0,4$; tegangan tarik baut (f_b^u) = 560 MPa; $db = 12$ mm; $Ab = 113,143 \text{ mm}^2$; $tp = 8$ mm dan tegangan tarik (f_u) = 290 MPa. Setelah itu dilakukan perhitungan kuat tumpuan rencana (R_d) dan kuat geser rencana (V_d) dengan rumus sebagai berikut :

$$V_d = \phi \cdot f \cdot r_1 \cdot f_b^u \cdot Ab$$

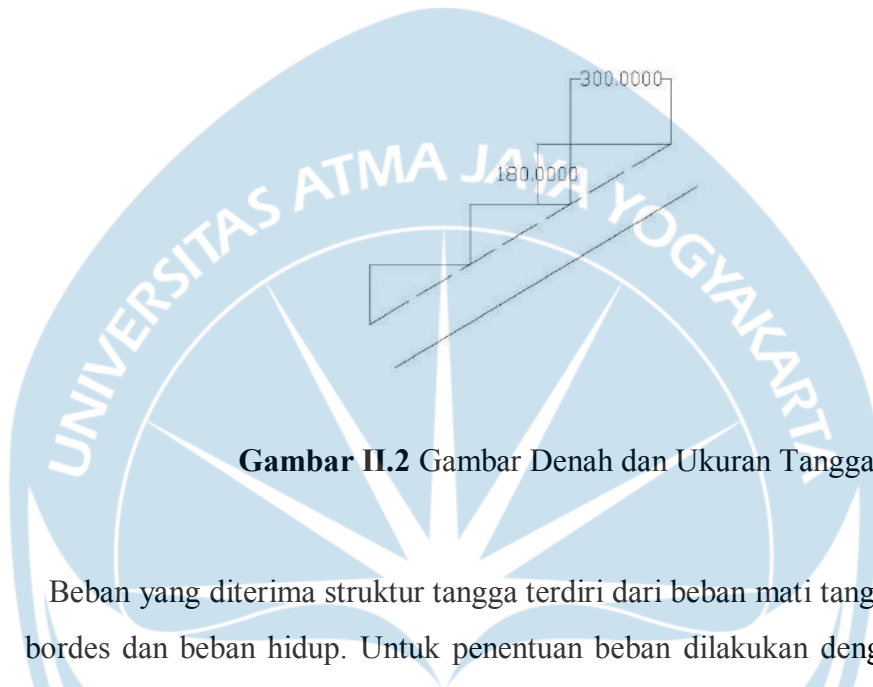
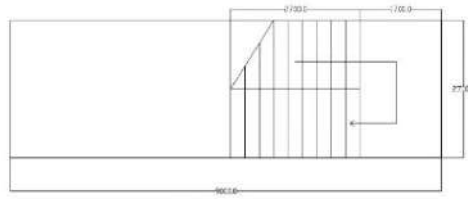
$$R_d = 2,4 \cdot \phi \cdot f \cdot db \cdot t_p \cdot f_u$$

Dengan μ_u untuk 2L50x50x5 = 68419 N dan μ_u untuk 2L70x70x7, maka ditentukan jumlah kebutuhan baut dengan cara $= \frac{\mu_u}{2 \cdot V_d}$ sehingga diperlukan baut masing masing sambungan sejumlah 2 buah dengan berukuran 12 mm

II.1.2 Perencanaan Tangga

Pada perencanaan tangga memuat data-data dimensi komponen tangga diantaranya yaitu dimensi oprade 180 mm, antrede 300 mm, dimensi jumlah anak tangga $= \frac{H_{lantai}}{Optrade}$ dengan ketinggian lantai 3600 mm yaitu 20 buah anak tangga.

Kemudian dengan lebar bordes $= \frac{1}{2} \times L_2$ dengan L_2 yang merupakan lebar bangunan dihitung dari grid B-C yaitu 9600 mm sehingga lebar bordes adalah 1700 mm dengan lebar tangga 2700 mm seperti pada gambar II.2 sudut kemiringan tangga ditentukan dengan cara $\tan^{-1} \cdot \frac{Optrade}{2}$ dengan sudut kemiringan tangga adalah $30,96^\circ$.



Gambar II.2 Gambar Denah dan Ukuran Tangga

Beban yang diterima struktur tangga terdiri dari beban mati tangga , beban hidup bordes dan beban hidup. Untuk penentuan beban dilakukan dengan perhitungan sebagai berikut :

a. Beban mati tangga :

$$\text{Berat sendiri tangga} = \frac{0,15}{\cos(30,96)} \times 24 = 4,20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat anak tangga} = \frac{1}{2} \times 0,18 \times 24 = 2,165 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat ubin dan spesi} = 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat railing (perkiraan)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban qtg} = \underline{8,41 \text{ kN/m}^2}$$

b. Beban mati bordes :

$$\text{Berat sendiri tangga} = 0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat ubin dan spesi} = 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat railing (perkiraan)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban qbd} = \underline{5,64 \text{ kN/m}^2}$$

Beban-beban tersebut dimasukkan ke dalam *Software* SAP2000 untuk kemudian di jabarkan hasil reaksi tumpuan hasil tumpuan reaksi dan momen yang bekerja pada struktur tangga akibat beban mati dan beban bergerak. Data reaksi tumpuan ini kemudian akan dihitung dengan kombinasi 1,4D dan 1,2D + 1,6L untuk menentukan Mur Vur yang digunakan untuk menyusun profil penulangan tangga dan bordes.

Untuk penulangan tangga dilakukan dengan mencari R_n untuk mendapatkan ρ_{perlu} dengan perhitungan :

$$R_n = \frac{M_u}{0,9.b.d^2}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85.f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85.f'c}} \right)$$

Setelah menentukan perhitungan ρ_{perlu} , harus memenuhi syarat bahwa :

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$$

Dengan rumus :

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \left(\frac{0,85.f'c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600+f_y} \right)$$

Kemudian, nilai ρ yang telah dihitung digunakan untuk perhitungan akan kebutuhan luas tulangan lentur (A_s) dan menjadi aspek perhitungan jarak antar tulangan letur (s) dengan rumus :

$$A_s = \rho.b.d$$

$$S = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ perlu}} . b$$

Tulangan lentur harus memenuhi syarat terhadap geser dengan $\phi V_c > V_u$. Untuk perhitungan kebutuhan tulangan susut dan jarak antar tulangan, rumus yang digunakan sama dengan tulangan lentur. Hasil perhitungan didapatkan bahwa profil tulangan tangga tumpuan adalah D13-250 untuk tulangan lentur dan P8-150 untuk tulangan susut, sedangkan profil tulangan tangga lapangan adalah D13-150 sebagai tulangan lentur dan P8-150 untuk tulangan susut

Selanjutnya adalah perhitungan kebutuhan balok bordes tangga berdasarkan M_u tumpuan serta lapangan yang akan mempengaruhi kebutuhan luas tulangan yang

diperlukan. Pada balok bordes, perlu adanya peninjauan terhadap perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan dengan cara peninjauan perhitungan ρ perlu terhadap nilai ρ_{min} dan ρ_{max} . Hasil dari peninjauan nilai ρ akan digunakan sebagai perhitungan untuk kebutuhan luas dari tulangan lentur yang dibutuhkan dengan rumus $A_s = \rho \cdot b \cdot d$ dan untuk menentukan jumlah (n) tulangan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}}$$

Untuk perhitungan tulangan geser, wajib memenuhi persyaratan bahwa $V_s < V_{smax}$ dimana V_s digunakan untuk menentukan spasi tulangan geser maksimum. Maka dari perhitungan didapatkan profil kebutuhan tulangan : 2D13 dan 2D8-75 untuk balok bordes tumpuan dan 4D13 dan 2D8-150 untuk balok bordes lapangan.

Selanjutnya dilakukan perencanaan pondasi tangga dengan kedalaman 1800 mm dibawah permukaan tanah dan memiliki dimensi 1850 150 x 150 mm, selimut beton 20 mm, berat jenis tanah untuk kedalaman 1800 mm adalah 18 kN/m³, daya dukung tanah 150 kN/m³. untuk perencanaan pondasi tangga dimuali dari perencanaan beban Q_{tg} dengan perhtungan :

Beban mati (DL) tangga pada dukungan A	= 21,62 kN/m
Beban hidup (LL) tangga pada dukungan A	= 12,37 kN/m
Beban Dinding = 0.15 x 1.8 x 24	= 6,75 kN/m
Beban Q_{tg}	= 40,74 kN/m

Kemudian dilanjutkan dengan perhitungan tegangan tanah netto dengan ketentuan: $\sigma_{netto} = \sigma_{tanah} - (d - h_{pondasi})(\gamma_{tanah}) - ()(\gamma_{tanah})$

Ditentukan nilai eksentrisitas (e) = $\frac{Mu}{Q_{tg}}$. serta untuk tegangan tanah dari σ_{max} dan σ_{min} dengan perhitungan :

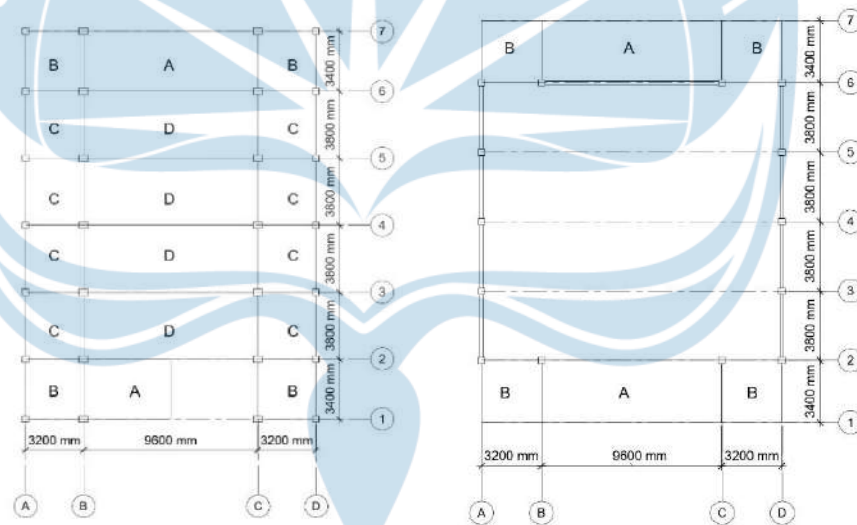
$$\sigma_{max} = \frac{Q_{tg}}{B} + 6 \times \frac{Q_{tg}(e)}{B^2} \leq \sigma_{netto}$$

$$\sigma_{min} = Q_{tg} - 6 \times Q_{tg}(e) \geq 0$$

Setelah itu kembali dilakukan perhitungan tegangan terfaktor dengan kombinasi 1,2DL + 1,6 LL sehingga menghasilkan tegangan terfaktor = 53,84 kN/m. Dilanjutkan dengan menghitung σ_{max} dan σ_{min} dengan hasil bahwa $\sigma_{max} \leq \sigma_{netto}$ sehingga dapat menentukan rencana penulangan pada pondasi dan dihitung berdasarkan momen serta gaya geser yang bekerja pada plat pondasi tangga. Dengan demikian didapatkan profil tulangan utama D13-200 dan Tulangan susut P8-150.

II.1.3 Perencanaan Pelat Lantai dan Dag Atap

Perencanaan pelat lantai dan dag pada atap dimulai dari menentukan rasio pelat arah Ly (bentang panjang) dengan arah Lx (bentang pendek) untuk mencari pengaplikasian tipe pelat 1 arah atau 2 arah sesuai dengan denah rencana pelat lantai dan pelat atap seperti yang ditunjukkan pada gambar II.3 dengan tipe tipe plat dengan data sebagai berikut =



Gambar II.3 Denah Tipe Pelat Lantai

Pelat Atap A = Ly : 9600 mm; Lx : 3400mm; ht : 130 mm

Pelat Atap B = Ly : 3400 mm; Lx : 3200mm; ht : 130 mm

Pelat Lantai A = Ly : 9600 mm; Lx : 3400mm; ht : 150 mm

Pelat Lantai B = Ly : 3400 mm; Lx : 3200mm; ht : 150 mm

Pelat Lantai C = Ly : 3800 mm; Lx : 3200mm; ht : 150 mm

Pelat Lantai C = Ly : 3800 mm; Lx : 9600mm; ht : 150 mm

Setelah mendapatkan tipe pelat kemudian dilanjutkan dengan perencanaan rencana penulangan masing masing plat dengan arah x dan y dengan rumus :

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \cdot b \cdot d^2}$$
$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

Setelah menentukan R_n dan ρ_{perlu} , maka dilanjutkan dengan menentukan kebutuhan luas tulangan lentur (A_s) dan menjadi aspek perhitungan jarak antar tulangan lentur (s). Untuk Pelat atap A dan B, profil tulangan lentur arah x dan y menggunakan profil P8-150. Untuk pelat Lantai A dan B, profil tulangan lentur arah x dan y menggunakan profil P10-250, dan untuk pelat lantai C dan B, memakai profil tulangan bagi dengan profil P8-150.

II.1.4 Permodelan 3D

Tahap berikutnya adalah melakukan permodelan tiga dimensi bangunan dengan menggunakan *Software* ETABS v18. Beban-beban yang inputkan yakni sebagai berikut :

- a. Beban Kuda Kuda

Bedasarkan dari *software* SAP2000 diperoleh LL = -4,5 kN

SDL = 38,519 kN

- b. Beban gunung gunung

Tinggi kuda kuda (H) = 5600 mm

Beban gunung gunung diambil sebesar $\frac{2}{3}H$

$Q_{sd} = 2,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot 5,6 = 9,33 \text{ kN/m}$

- c. Beban Gording

SD = 1,67 kN

LL = 1 kN

- d. Beban Dinding

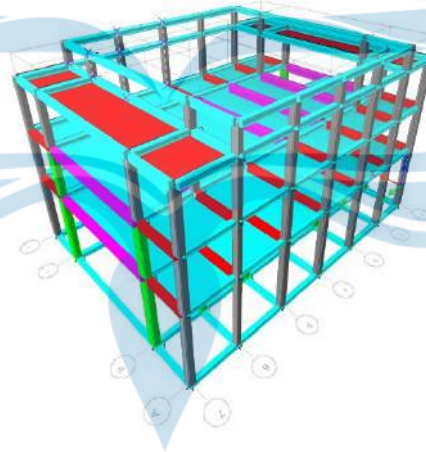
Berat volume dinding menggunakan 2,5 kN/m

Dinding 1 m = 1 x 2,5 = 2,5 kN/m²

Dinding 3 m = 3 x 2,5 = 7,5 kN/m²

- e. Beban Reaksi Tangga
 - SD = 35,68 kN/m
 - LL = 12,37 kN/m
- f. Beban Pusat pada pelat lantai 2 dan lantai 3
 - SD = 2,13 kN/m²
 - LL = 1 kN/m²
 Pada pelat dag atap
 - SD = 0,6 kN/m²
 - LL = 1 kN/m²

Bangunan berada di Pekanbaru, Riau dengan beban gempa yang dipakai merupakan hasil dari respon spektrum yang tertera pada lampiran I.7 dari *website* www.puskom.pu.go.id. Selain itu terdapat data tambahan berupa fungsi bangunan sebagai gedung kantor dengan tipe tanah sedang, mutu beton 25 Mpa dan mutu baja sengkang 240Mpa untuk diameter kurang dari 13 mm serta baja lentur 420 Mpa untuk diameter lebih dari 13 mm.



Gambar II.4. Permodelan Bangunan 3 Dimensi dengan ETABS v18

Seluruh pembebanan yang telah dijabarkan dianalisis untuk menentukan hasil reaksi gaya serta momen pada balok, kolom dan pondasi dengan hasil output 3D model seperti terlampir pada gambar II.4 dan dibutuhkan nilai translasi pada mode 1 dan 2 serta rasio gempa dinamik antar arah X dan Y dengan nilai diatas 1 (Badan Standardisasi Nasional 2019) menjadi syarat perencanaan balok, kolom dan pondasi selanjutnya.

II.1.5 Perencanaan Balok

Setelah menganalisis struktur dengan bantuan *software* ETABS v18, diperoleh hasil analisis berupa gaya geser pada tumpuan dan momen pada area tumpuan dan lapangan akibat beban mati, beban hidup dan beban gempa yang dihitung dengan enam buah kombinasi dan nilai terbesar dari enam kombinasi tersebut yang diambil untuk kemudian digunakan sebagai acuan untuk perencanaan balok seperti yang ditunjukkan pada lampiran I.12 dan lampiran I.13. Untuk menentukan rencana penulangan balok, dilakukan dengan menghitung ρ_{perlu} dan dibandingkan terhadap nilai ρ_{min} dan ρ_{max} . Setelah meninjau nilai ρ_{perlu} akan dilanjutkan perhitungan untuk kebutuhan luas tulangan lentur yang dibutuhkan (A_s) dan jumlah tulangan balok tumpuan dan lapangan yang dibutuhkan (n) dan harus memenuhi syarat bahwa $\phi M_n > M_u$ dan dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}}$$

Perencanaan tulangan geser harus memenuhi persyaratan $V_s < V_{s\text{max}}$ dimana V_s ditentukan untuk jarak minimum antar tulangan geser. Sesuai dengan lampiran I.18, didapatkan profil perencanaan balok bentang A-B/C-D sesuai pada lantai 2 dan 3 adalah 2D19 untuk tulangan tumpuan dan tulangan lapangan serta sengkang dengan profil 2P10-150, sedangkan untuk bentang B-C pada lantai 2 dan 3 didapat profil 4D19 untuk tulangan tumpuan dan 2D19 untuk tulangan lapangan.

Perhitungan dilanjutkan untuk balok bentang pada area dag atap. Untuk balok bentang A-B/C-D pada dag atap adalah 2D16 untuk tulangan tumpuan dan lapangan serta sengkang dengan profil 2P10-100. Sedangkan balok bentang B-C pada dag adalah 3D16 untuk tumpuan serta 2D16 untuk lapangan serta menggunakan sengkang dengan profil 2P10-100. Setelah menentukan area dag atap kemudian perhitungan dilanjutkan di area balok ring atap dengan profil tulangan tumpuan adalah 3D16 dan tulangan lapangan yaitu 3D19 serta menggunakan sengkang dengan profil 2P10-100.

II.1.6 Perencanaan Kolom

Untuk perencanaan kolom, digunakan enam buah tipe kolom dengan menggunakan acuan pada kolom AS-2 pada lampiran I.5 dan lampiran I.6. Hasil

dari bantuan *software* ETABS v18 terhadap tiga pembebanan yaitu beban mati, beban hidup dan beban gempa akan dijadikan acuan perencanaan pembebanan pada kolom struktur bangunan. Pembebanan ini dihitung dengan 10 kombinasi pembebanan dan dipilih yang paling besar untuk menjadi acuan dalam perancangan. Kombinasi pembebanan ini kemudian di input ke dalam *software* IKOLAT 2000 pada lampiran I.8 untuk di masukan kedalam diagram interaksi kolom. Hasil dari diagram interaksi kolom adalah keamanan dimensi kolom yang digunakan. Diagram interaksi juga menentukan nilai M_{uk} dari kolom dengan interpolasi yang menjadi acuan untuk menghitung V_{uk} dengan rumus :

$$V_{uk} = \frac{M_{nk+} + M_{nk-}}{h_n}$$

Dengan enam tipe kolom dengan data sebagai berikut :

a. Kolom 350 x350 pada lantai 1 (C2)

$$H = 3,6 + 1,8 = 5,4 \text{ m}$$

$$H_{balok} = 400 \text{ mm} = 0,4 \text{ m}$$

$$h_n = 5,4 - 0,4 = 5 \text{ m}$$

$$V_{uk} = 36 \text{ kN}$$

$$M_{nk} = 90 \text{ kNm}$$

b. Kolom 350 x500 pada lantai 1 (C9)

$$H = 3,6 + 1,8 = 5,4 \text{ m}$$

$$H_{balok} = 600 \text{ mm} = 0,6 \text{ m}$$

$$h_n = 5,4 - 0,6 = 4,8 \text{ m}$$

$$V_{uk} = 106,25 \text{ kN}$$

$$M_{nk} = 255 \text{ kNm}$$

c. Kolom 350 x350 pada lantai 2 (C2)

$$H = 3,6 = 3,6 \text{ m}$$

$$H_{balok} = 400 \text{ mm} = 0,4 \text{ m}$$

$$h_n = 3,6 - 0,46 = 3,14 \text{ m}$$

$$V_{uk} = 36 \text{ kN}$$

$$M_{nk} = 100 \text{ kNm}$$

d. Kolom 350 x500 pada lantai 2 (C9)

$$H = 3,6 = 3,6 \text{ m}$$

$$H_{balok} = 600 \text{ mm} = 0,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 h_n &= 3,6 - 0,46 = 3 \text{ m} \\
 V_{uk} &= 140 \text{ kN} \\
 M_{nk} &= 210 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

e. Kolom 350 x350 pada Dag (C9)

$$\begin{aligned}
 H &= 1,5 = 1,5 \text{ m} \\
 H_{balok} &= 350 \text{ mm} = 0,35 \text{ m} \\
 h_n &= 1,5 - 0,35 = 1,15 \text{ m} \\
 V_{uk} &= 121,74 \text{ kN} \\
 M_{nk} &= 70 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

f. Kolom 350 x350 pada Dag (C9)

$$\begin{aligned}
 H &= 1,5 = 1,5 \text{ m} \\
 H_{balok} &= 350 \text{ mm} = 0,35 \text{ m} \\
 h_n &= 1,5 - 0,35 = 1,15 \text{ m} \\
 V_{uk} &= 139,13 \text{ kN} \\
 M_{nk} &= 80 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Dari data tersebut, diperoleh nilai V_{uk} terbesar untuk kolom 350 x 350 digunakan 139,13 kN sedangkan kolom 350 x 500 digunakan 1450 kN.

Selanjutnya dilakukan tahapan perancangan penulangan dimulai dari perencanaan rasio luas tulangan kolom ($\rho_{tulangan}$) terhadap luas penampang kolom serta menentukan jumlah tulangan kolom yang dibutuhkan dihitung dengan rumus :

$$n = \frac{\rho_{tulangan} \cdot A_{kolom}}{A_{ulangan}}$$

dengan jumlah tulangan berada di kelipatan 4 serta disebar sama rata pada sisi sisi kolom. Dalam merancang tulangan kolom, perlu adanya tinjauan terhadap geser dengan syarat $V_{uk} > \phi V_c$. Untuk perencanaan jarak minimum antar tulangan geser dapat dihitung dengan rumus

$$s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{d}$$

maka hasil dari perhitungan tersebut didapatkan kebutuhan tulangan pokok profil kolom A=D pada lantai 1 adalah 8D16 serta tulangan geser 2P-100, kolom B=C pada lantai 1, tulangan pokok menggunakan profil 8D16 serta tulangan geser 2P-100, kolom A=D lantai 2 dan 3 dengan tulangan pokok menggunakan profil 8D16

serta tulangan geser 2P-100, kolom B=C lantai 2 dan 3 dengan tulangan pokok menggunakan profil 8D19 serta tulangan geser 2P-100. Untuk bagian dag dan atap, kolom A=D serta kolom B=C menggunakan profil 8D16 sebagai tulangan pokok dan 2P-100 sebagai tulangan geser seperti tertera pada lampiran I.18.

II.1.7 Perencanaan Pondasi dan Sloof

Setelah menentukan reaksi gaya dan momen pada pondasi dan sloof pada *software* ETABS v18, dilakukan perhitungan dengan 10 kombinasi pembebanan untuk reaksi perencanaan pondasi dan enam kombinasi pembebanan untuk momen rencana sloof serta enam kombinasi pembebanan untuk geser rencana sloof sesuai dengan Lampiran I.11. Pondasi yang digunakan bertipe pondasi tapak dengan dua pondasi yang berbeda dimensinya.

Sebelum memulai perencanaan pondasi, ditentukan kedalaman tanah yaitu 1800 mm; daya dukung tanah 150 kN/m^2 ; Gaya vertikal untuk pondasi P1 340,13 kN; Tebal pondasi P1 adalah 200 mm dan P2 adalah 300 mm; selimut beton 40 mm; diameter tulangan 19 mm; dimensi kolom untuk pondasi P1 350 x 350 mm serta kolom untuk pondasi P2 350 x 500; $f'c = 25 \text{ MPa}$ dan $f_y = 420 \text{ MPa}$. Tahapan pertama yaitu menentukan dimensi pondasi P1 dengan cara perhitungan :

$$A = B^2 = \frac{P}{\sigma}$$

$$B = H$$

untuk dimensi pondasi P2 menggunakan rumus :

$$A^2 = B^2 \cdot C^2$$

$$H = \sqrt{\frac{A}{B}}$$

Kemudian menentukan kontrol geser 1 arah dan 2 arah dengan persyaratan bahwa $\phi V_c > V_u$. kemudian menentukan tulangan lentur dengan rumus :

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 \cdot f'c}} \right)$$

Nilai dari ρ_{perlu} yang telah ditinjau akan digunakan sebagai perhitungan untuk kebutuhan luas tulangan lentur (A_s) dan perhitungan jarak antar tulangan lentur (S) serta nilai ϕM_n menggunakan rumus :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$S = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ perlu}} \cdot b$$

$$M_n = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ perlu}} \cdot b$$

Dimana $\phi M_n > M_u$ menjadi salah satu persyaratan aman untuk penulangan pondasi. Dari hasil perhitungan bahwa didapatkan profil tulangan lentur untuk P1 adalah D13-250 dengan tulangan susut 2P8-150, sedangkan profil tulangan lentur untuk P2 adalah D16-150 dengan tulangan susut 2P10-100. Untuk perencanaan sloof menggunakan metode yang sama dengan perencanaan balok yaitu menentukan rencana penulangan balok, dilakukan dengan menghitung ρ_{perlu} dan dibandingkan terhadap nilai ρ_{min} dan ρ_{max} . setelah meninjau nilai ρ_{perlu} akan dilanjutkan perhitungan untuk kebutuhan luas tulangan lentur yang dibutuhkan (A_s) dan jumlah tulangan balok tumpuan dan lapangan yang dibutuhkan (n) dengan memenuhi prasyarat bahwa $V_s < V_{s\text{max}}$ dimana V_s ditentukan untuk jarak minimum antar tulangan geser serta mengecek apakah $\phi M_n > M_u$. Setelah dilakukan perhitungan digunakan tulangan tumpuan 2D22 dan tulangan lapangan 2D19 serta profil sengkang 2P-100 untuk balok sloof bentang AB/CD, sedangkan balok sloof bentang BC menggunakan tulangan tumpuan dan lapangan dengan profil 2D22 serta sengkang dengan profil 2P-100

II.2 Hasil Desain Struktur

Hasil yang diperoleh dari perhitungan struktur kantor 3 lantai meliputi beberapa komponen struktur sebagai berikut :

1. Untuk profil struktur atap, digunakan profil 2L70x70x7 serta profil 2L50x50x5 dengan tebal pelat buhul 8 mm serta sambungan digunakan baut untuk masing-masing sambungan sejumlah dua buah dengan berukuran 12 mm.
2. Untuk bagian tangga, dimensi *optrade* 180 mm, *antrede* 300 mm dengan lebar tangga mencapai 2700 mm serta lebar bordes adalah 1700 mm dengan profil tulangan tangga D13-250 untuk tulangan lentur, P8-150 untuk tulangan susut, profil tulangan lapangan D13-150 sebagai tulangan lentur serta P8-150 untuk tulangan susut.

3. Untuk pelat lantai digunakan profil tulangan lentur P10-250 dan profil tulangan bagi dengan profil P8-150. Hasil dari perencanaan balok adalah pada bentang A-B/C-D di dag atap adalah 2D16 untuk tulangan tumpuan dan lapangan serta sengkang dengan profil 2P10-100. balok bentang B-C pada dag adalah 3D16 untuk tumpuan serta 2D16 untuk lapangan serta menggunakan sengkang dengan profil 2P10-100.
4. Untuk Balok, profil tulangan tumpuan adalah 3D16 dan tulangan lapangan 3D19 serta menggunakan sengkang dengan profil 2P-100.
5. Pada perencanaan profil kolom diperoleh Kolom A=D lantai 2 dan 3 dengan tulangan pokok menggunakan profil 8D16 serta tulangan geser 2P-100, Kolom B=C lantai 2 dan 3 dengan tulangan pokok menggunakan profil 8D19 serta tulangan geser 2P-100. bagian dag dan atap, Kolom A=D serta kolom B=C menggunakan profil 8D16 sebagai tulangan pokok dan 2P-100 sebagai tulangan geser.
6. Untuk balok sloof, profil yang digunakan adalah tulangan tumpuan 2D22 dan tulangan lapangan 2D19 serta profil sengkang 2P-100 untuk balok sloof bentang AB/CD, sedangkan balok sloof bentang BC menggunakan tulangan tumpuan dan lapangan dengan profil 2D22 serta segkang dengan profil 2P-100. Dan untuk perencanaan pondasi P1 dengan dimensi 350 x 350 mm didapatkan profil tulangan lentur D13-250 dengan tulangan susut 2P8-150. Sedangkan, perencanaan pondasi P2 dengan dimensi 350 x 500 mm menggunakan profil tulangan lentur untuk P2 adalah D16-150 dengan tulangan susut 2P10-100.

II.3 Kelebihan dan Kekurangan

Kelebihan dari desain struktur yang dirancang oleh penulis yaitu desain ini telah memperhitungkan kebutuhan komponen sesuai dengan perhitungan struktur yang telah mengikuti kriteria perancangan sesuai standarisasi yang berlaku di Indonesia. Namun adanya kekurangan dari desain struktur ini adalah beberapa proses perencanaannya belum sepenuhnya menggunakan metode perencanaan terbaru seperti metode BIM (*Building Information Modeling*).