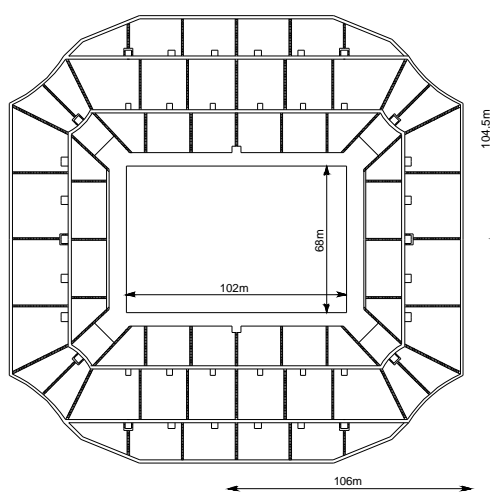


BAB IV

PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1 Analisis Arsitektur

- Luas lapangan sepakbola adalah 102 x 68 m dan luas lapangan rumput adalah 120 x 80 m, sedangkan panjang tribun dari pusat lapangan adalah 104.5 m dan 107 m, dengan demikian desain memenuhi syarat sebagai stadion internasional.

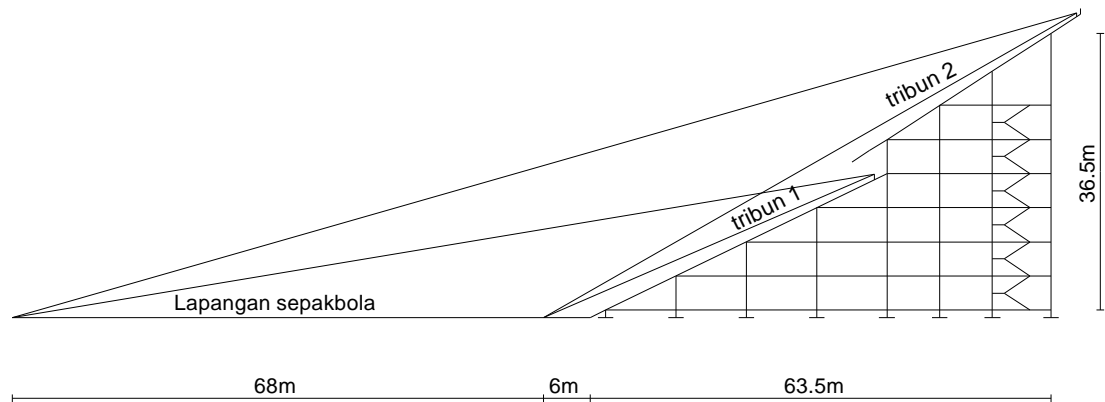


Gbr.4.1.Denah dan ukuran stadion

Analisis Konfigurasi Struktur

Atap Stadion didesain berbentuk cangkang, selain optimal dalam mendukung beban juga memiliki nilai estetik yang tinggi. Bagian tengah stadion dirancang terbuka tepat di atas lapangan berfungsi untuk menerima cahaya matahari secara memadai dan memperlancar sirkulasi udara. Atap stadion mengekspos keempat busur utamanya sebagai unsur artistiknya sekaligus menjadi ciri khas orisinal stadion tersebut. Bahan atap stadion adalah polycarbonate yang dirancang untuk memantulkan panas yang berlebihan sehingga penggunaannya cocok untuk daerah tropis seperti di Indonesia. Selain mampu memantulkan panas, polycarbonate juga memiliki berat yang relatif ringan dan pemasangannya relatif mudah.

Struktur tribun didesain mengitari lapangan dengan bagian tengah lapangan sebagai pusat pandangannya. Kemiringan tribun menyesuaikan kenyamanan pandangan penonton ke arah lapang



Gbr.4.2.Sudut pandang penonton

- ✦ Untuk akses penonton, perencanaan pintu, koridor, dan tangga harus didesain agar arus penonton menjadi nyaman namun tidak terlalu lama. Berdasarkan data arsitek, kecepatan orang untuk arus penuh sebagai berikut :

Tabel 4.1.Data desain arus dan kapasitas penonton

| | V(m/s) | Kapasitas (org/mnt/m) |
|---------|--------|-----------------------|
| Pintu | - | 100 |
| Koridor | 1.0 | 84 |
| Tangga | 0.6 | 60 |

Sebagai contoh kita bisa menganalisis tribun 2 (Gb. 4.3) dimana kapasitas penontonnya adalah yaitu 9536 penonton.

- ✦ Perhitungan Lebar pintu : Semua penonton harus keluar dalam waktu 5 menit, dengan kapasitas penuh sebesar 100 orang tiap menit per meter lebar, maka lebar pintu :

$$\frac{\text{penonton}}{100 \times 5 \text{ menit}} = \frac{9536}{500} = 19.072 \text{ m}$$

Jika pintu pada tribun 1 dibagi 6 bagian, maka masing – masing pintu lebarnya $\frac{19}{6} \approx 3.2 \text{ m}$.

- Perhitungan tangga

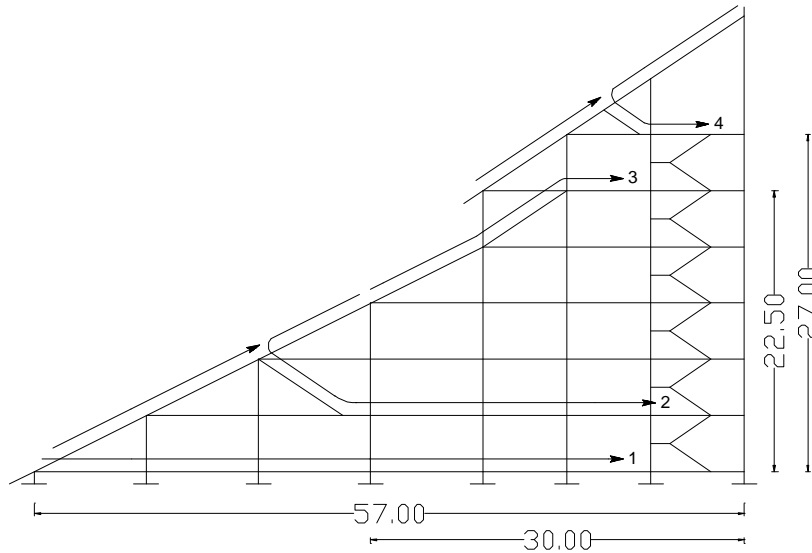
Waktu tempuh tempat akses keluar yang paling ekstrim adalah akses 1 ke akses 4. Akses 1 berupa jalur data sepanjang 48 m sedangkan akses 4 adalah jalur tangga sepanjang 60 m.(gambar 4.2)

$$\begin{aligned} \text{Perhitungan waktu akses 1} &= \frac{\text{jarak}}{V_{\text{datar}}} + \text{waktukeluar} \\ &= 48 \cdot 1 + 300 = 348 \text{ dt} \end{aligned}$$

$$\text{Perhitungan waktu akses 4} = \frac{\text{jarak}}{V_{\text{tangga}}} + \text{waktukeluar}$$

$$= \frac{80.4}{0.6} + 300 = 434 dt$$

Waktu tempuh paling lama adalah akses 4 selama 434 detik.



Gbr.4.3. Akses keluar penonton

Perhitungan lebar tangga : $\frac{\text{jumlpentonton}}{\text{waktu} \cdot 1.25} = \frac{8450}{434 \cdot 1.25} = 15.57 m$. Jika tangga dibagi menjadi

empat bagian dengan lebar yang sama, maka desain lebar tangga masing-masing 4 m.

Berdasarkan perhitungan di atas, stadion dapat dikosongkan dalam waktu 434 detik ≈ 7.23 menit

4.2 Data Perencanaan Struktur

Data Stadion

Kapasitas total Stadionl : 80.000 penonton

VIP : 2.000 penonton

Penyandang cacat : 500 penonton

Luas Area Stadion : 39.261 m²

Luas Area Keamanan : 10.000 m²

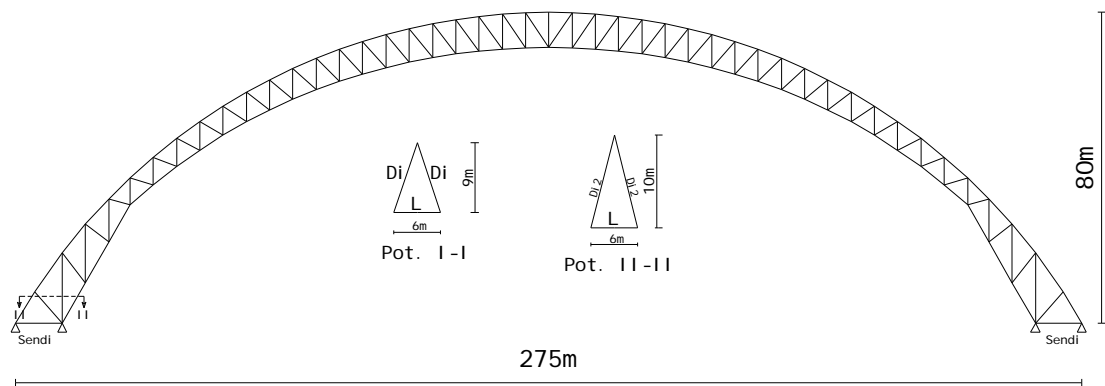
Luas Area Parkir : 40.000 m²

Fasilitas : flash light, pencahayaan, pengkondisian udara, sistem suara, monitor, air minum, air bersih, air kotor, drainase, dan lain-lain.

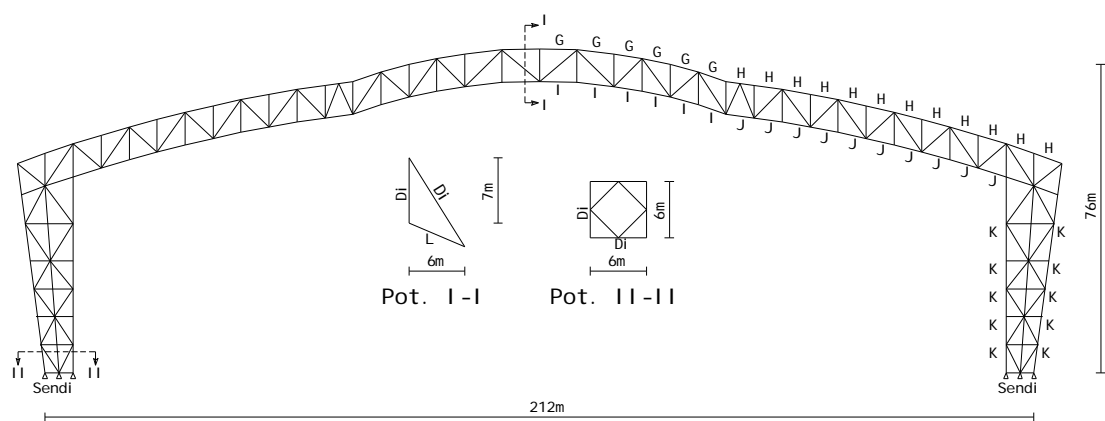
4.3 Analisa Struktur Atap (rangka ruang baja)

Atap stadion disusun oleh space frame baja didukung oleh 4 struktur lengkung melalui kabel-kabel baja pada jarak tiap enam meter. Struktur lengkung ditumpu oleh sendi-sendi dan dibantu oleh kolom-kolom tunggal beton bertulang. Jarak antar kolom beton tunggal antar penopang adalah antara 18 – 32 m. Karena pada pertemuan antara rangka baja dengan tumpuan kolom tunggal

mengalami perpindahan pada arah sumbu x,y,z, maka perencanaan jenis tumpuan yang paling tepat adalah tumpuan pegas. Masalah perpindahan pada desain atap ini lebih dominan dari gaya yang terjadi pada setiap elemen, sehingga pada desain akan banyak ditemukan profil-profil yang memiliki kapasitas jauh lebih tinggi dari beban rencana. Hal ini diperlukan untuk membentuk struktur yang kaku. Seluruh elemen batang menggunakan profil pipa dengan berbagai ukuran, karena pertimbangan kestabilan struktur, kemudahan pemasangan, dan nilai estetikanya. Rangka baja dibagi menjadi enam bagian yang terpisah namun semuanya tetap ditopang oleh struktur lengkung, sehingga jika salah satu bagian rangka baja mengalami kerusakan, rangka itu tidak mempengaruhi rangka lainnya.



Gbr.4.4.Struktur lengkung utama

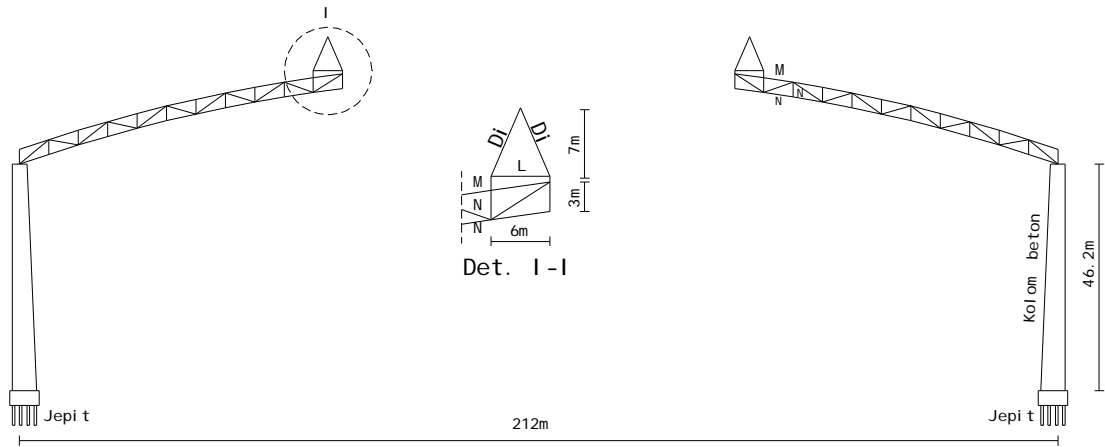


Gbr.4.5.Struktur lengkung lateral

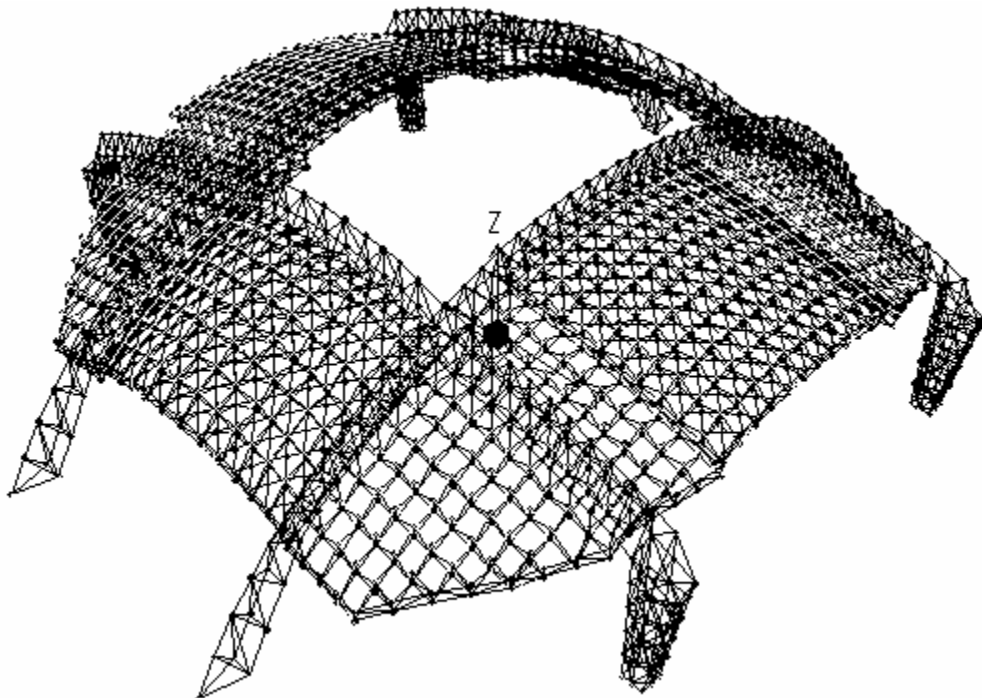
Struktur atap terdiri dari :

- Struktur lengkung

- Menggunakan profil pipa dengan sambungan las.
- Rangka ruang
- Menggunakan profil pipa dengan sambungan las.



Gbr.4.6.Struktur space frame



Gbr.4.7.Permodelan struktur atap

4.3.1 **Pembebanan pada atap**

Beban Mati (DL)

| | |
|---------------------------------|---------------------------|
| Beban Sendiri | = 7.850 kg/m ² |
| Beban Atap (polycarbonate) | = 12 kg/m ² |
| Beban sambungan las dan lainnya | = 10-20 kg |

Beban Hidup (LL)

Beban Manusia = 100 kg

Beban Hujan

Beban terbagi merata per m² bidang datar berasal dari beban air hujan sebesar (40 – 0.8) kg/m²

≤ 20 kg/m²

= sudut kemiringan atap (°)

Beban Angin (WL)

$$p = \frac{V^2}{16} \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

V asumsi = 60 Km/jam

V = Kecepatan angin (m/s)

Berdasarkan PBI 1983, koefisien angin sebagai berikut

Atap lengkung dengan sudut pangkal :

< 22 ° : untuk bidang lengkung dipihak angin → Pada $\frac{1}{4}$ busur pertama = -0.6

Pada $\frac{1}{4}$ busur Kedua = -0.7

untuk bidang lengkung dibelakang angin → Pada $\frac{1}{4}$ busur pertama = -0.5

Pada $\frac{1}{4}$ busur Kedua = -0.2

≥ 22 ° : untuk bidang lengkung dipihak angin → Pada $\frac{1}{4}$ busur pertama = -0.5

Pada $\frac{1}{4}$ busur Kedua = -0.6

untuk bidang lengkung dibelakang angin → Pada $\frac{1}{4}$ busur pertama = -0.4

Pada $\frac{1}{4}$ busur Kedua = -0.2

o Kombinasi Beban

Analisis Statik

Beban tetap = 1,2DL + 1,6LL

Beban sementara 1 = 1.2DL + 1.6LL + 0.8W₁

Beban sementara 2 = 1.2DL + 1.6LL + 0.8W₂

Ketentuan Material

- Jenis Material = Baja
- Modulus Elastisitas (Es) = 2.0 . 10⁷ t/m²
- Berat Jenis () = 7.850 t/m³

- Tegangan Leleh (f_y) = 2400 kg/cm²
- Tegangan Batas (f_u) = 3700 kg/cm²

Analisis Struktur menggunakan sistem space frame 3 dimensi yang terdiri dari 10104 elemen batang, 3016 joint, 24 tumpuan pegas, dan 44 tumpuan sendi. Berat total rangka baja dan sambungannya adalah 1851.25 ton.

4.3.2 Perhitungan Baja

: Perencanaan Gording

Batang atas space frame berfungsi sebagai gording, sehingga dalam analisis struktur batang atas dianalogikan sebagai elemen lentur yang menahan momen lentur dan gaya geser karena batang atas menderita beban merata secara langsung. Profil yang digunakan adalah :

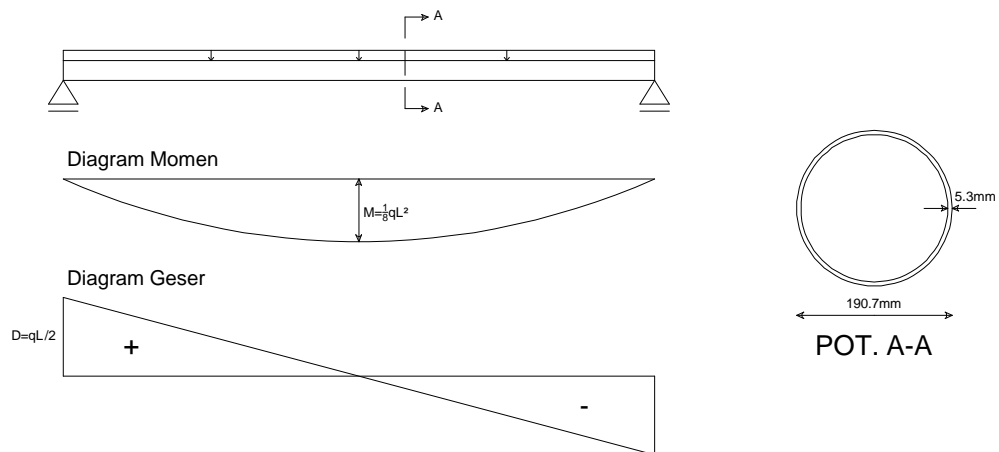
| | | | |
|-------------------------|---------------------------|----------|---------------|
| D = 190.7 mm | I = 1330 cm ⁴ | i = 6.56 | G = 24.2 kg/m |
| S = 139 cm ³ | F = 30.87 cm ² | L = 6 m | t = 5.3 mm |

Pembebanan :

$$W_D = \left(\frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 12 \right) + 24.2 = 60.2 \text{ kg/m}$$

$$W_L = \left(\frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 20 \right) = 60 \text{ kg/m}$$

$$W_U = 1.2 W_D + 1.6 W_L = 168.24 \text{ kg/m} = 0.168 \text{ t/m}$$



Gbr.4.8.Pemodelan struktur, diagram momen dan geser elemen lentur

Perencanaan lentur

$$M_{ux} \leq M_n$$

$$0.757 \leq 0.9 \cdot 3.336 \quad \text{(Aman)}$$

$$0.757 \leq 3.0024$$

$$M_{ux} = \text{Momen Lentur akibat beban} = \frac{1}{8} \cdot W_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 0.168 \cdot 6^2 = 0.757 \text{ tm}$$

$$M_n = \text{Momen kapasitas penampang} = f_y \cdot S = 24000 \cdot 1.39 \cdot 10^{-4} = 3.336 \text{ tm}$$

$$= \text{Faktor reduksi} = 0.9$$

Perencanaan geser

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$0.504 \leq 0.9 \cdot 26.672 \quad (\text{Aman})$$

$$0.504 \leq 24.0048$$

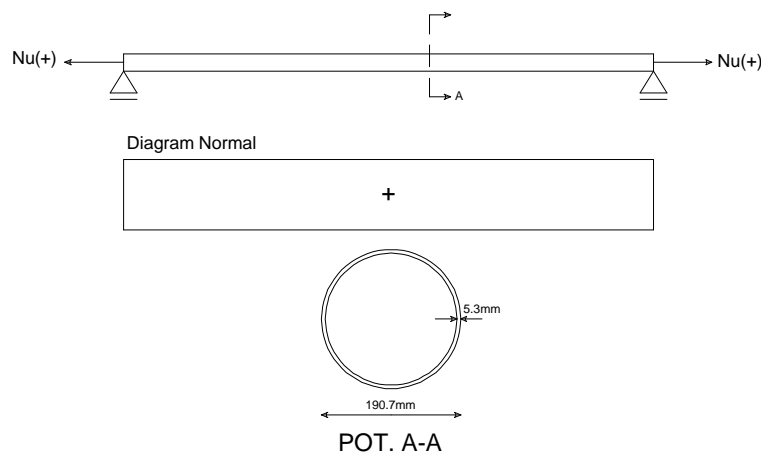
Perencanaan lendutan

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{W_u \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.168 \cdot 6^4}{2 \cdot 10^7 \cdot 1.33 \cdot 10^{-5}} = 0.0107 \text{ m}$$

$$i_{jin} = \frac{L}{240} = \frac{6}{240} = 0.025$$

$$< i_{jin} \Rightarrow 0.0107 < 0.025 \quad (\text{Aman})$$

• **Komponen Struktur Tarik**



Gbr.4.9. Pemodelan struktur dan diagram normal elemen tarik

Elemen tarik terutama terletak pada batang diagonal struktur atap dan beberapa bagian batang bawah space frame. Pada batang diagonal pelengkung utama menggunakan profil pipa. Profil yang digunakan adalah :

$$D = 190.7 \text{ mm} \quad F = 30.87 \text{ cm}^2 \quad L = 8.5 \text{ m}$$

$$G = 24.2 \text{ kg/m} \quad t = 5.3 \text{ mm}$$

Perencanaan elemen tarik

$$N_u \leq \phi \cdot N_n$$

$$35.96 \leq 0.9 \cdot 74.088$$

$$35.96 \leq 74.088$$

N_u = Gaya aksial tarik = 35.96 t (batang 293 dari hasil SAP)
 N_n = Kapasitas tarik penampang = $F \cdot f_y = 30.87 \cdot 2400 = 74.088t$
 = Faktor reduksi = 0.9

: Kabel

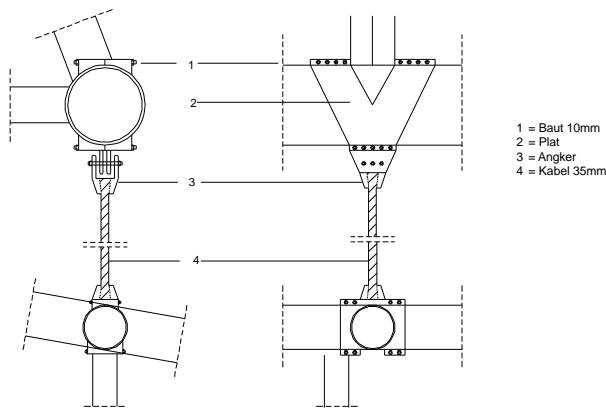
Untuk perencanaan kabel sama dengan perencanaan batang tarik dengan nilai E dan f_y yang berbeda. $E_{kabel} = 16,500,000$ Mpa $f_{ykabel} = 13909.5$ kg/cm²

$$N_u \leq \cdot N_n$$

$$11.13 \leq 0.9 \cdot 101.4$$

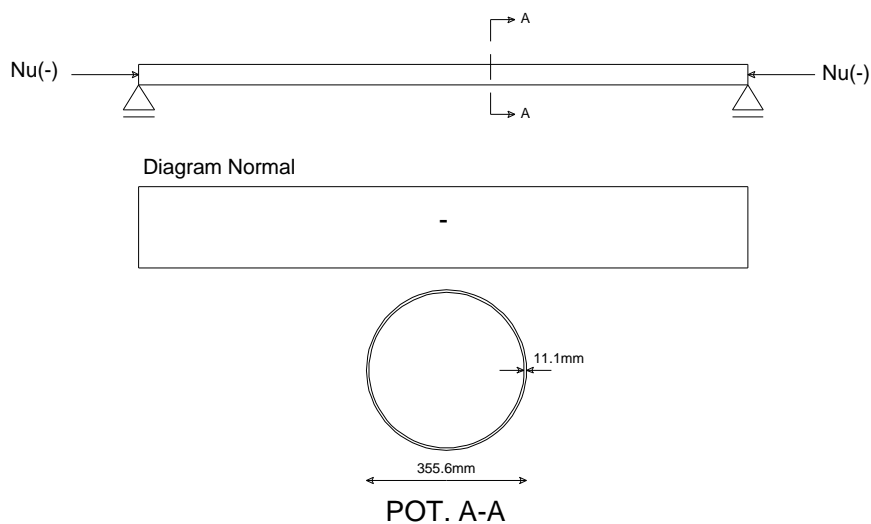
$$11.13 \leq 91.26$$

N_u = Gaya aksial tarik = 17.183 t (kabel 4346 dari hasil SAP)
 N_n = Kapasitas tarik penampang = 101.4t
 = Faktor reduksi = 0.9



Gbr.4.10.Elemen kabel

: Komponen Struktur Tekan



Gbr.4.11.Pemodelan struktur dan diagram normal elemen tekan

Elemen tekan terjadi pada seluruh batang atas dan bawah struktur lengkung dan pada sebagian batang space frame. Batang diagonal pelengkung lateral menggunakan profil pipa. Profil yang digunakan adalah :

$$D = 267 \text{ mm} \quad F = 90.87 \text{ cm}^2 \quad L = 8.838 \text{ m}$$

$$G = 24.2 \text{ kg/m} \quad t = 6.6 \text{ mm} \quad r = 12.8 \text{ cm}$$

Perencanaan elemen tekan

$$Nu \leq \phi \cdot Nn$$

$$82.91 \leq 0.85 \cdot 106.293$$

$$82.91 \leq 90.349$$

Nu = Gaya aksial tekan = 82.91 t (batang 4139 dari SAP)

Nn = Kuat tekan penampang = $F \cdot f_{cr} = 120.1 \cdot 1920 = 106.293t$

$$c = \frac{1}{r} \cdot \frac{Lk}{E} \cdot \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{1}{3.14} \cdot \frac{883.8}{12.2} \cdot \sqrt{\frac{240}{20000000}} = 0.76$$

$$0.25 < c < 1.2 \rightarrow \phi = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \cdot c} = \frac{1.43}{1.6 - 0.6 \cdot 0.76} = 1.25$$

$$f_{cr} = \frac{fy}{1.508} = \frac{2400}{1.508} = 1591.328 \text{ kg/m}^2$$

Keterangan :

- D = Diameter (mm)
- T = Tebal Profil (mm)
- L = Panjang Profil (m)
- I = Momen Inersia (cm⁴)
- Lk = Panjang batang (m)
- f_{cr} = tegangan Kritis (t/m²)
- F = Luas Penampang Profil (m²)
- r = Jari – jari kelembaman (m)
- G = Berat Profil (kg/m)
- c = Parameter kelangsingan batang
- φ = Faktor langsing

Tabel 4.2 Faktor reduksi elemen baja struktural

| Elemen | Faktor reduksi (φ) |
|-------------------------|----------------------|
| Elemen lentur dan geser | 0.9 |
| Batang tarik | 0.9 |
| Batang tekan | 0.85 |
| Sambungan Las | 0.9 |

Tabel 4.3 Desain profil baja pada struktur atap

| No | Elemen | Lokasi (m) | Diameter (mm) | Tebal (mm) |
|----|----------------------------|------------|---------------|------------|
| 1 | Batang atas lengkung utama | 0 - 60 | 812.8 | 16 |

| | | | | |
|----|-------------------------------|-------------|-------|------|
| | | 60 - 108 | 914.4 | 30 |
| | | 108 - 137.5 | 1000 | 40 |
| 2 | Batang bawah lengkung utama | 0 - 60 | 355.6 | 9.5 |
| | | 60 - 108 | 406.4 | 12.7 |
| | | 108 - 137.5 | 711.2 | 16 |
| 3 | Batang atas lengkung lateral | 0 - 40 | 355.6 | 9.5 |
| | | 40 - 108 | 457.2 | 12.7 |
| 4 | Batang bawah lengkung lateral | 0 - 40 | 267.4 | 6.6 |
| | | 40 - 108 | 267.4 | 6.6 |
| 5 | Kolom lengkung lateral | - | 457.2 | 12.7 |
| 6 | Batang Diagonal | - | 190.7 | 5.3 |
| 7 | Batang Lateral | - | 165.2 | 5 |
| 8 | Gording | - | 190.7 | 5.3 |
| 9 | Batang diagonal space frame | - | 139.8 | 4.5 |
| 10 | Batang bawah space frame | - | 114.3 | 4.5 |

: Sambungan

Pada desain space frame atap stadion, setiap elemen pada struktur lengkung dan rangka baja utama disambung dengan sambungan las.

$$y \cdot Rnw = 0.9 \cdot t \cdot fy \quad (\text{beban dasar})$$

$$y \cdot Rnw = 0.9 \cdot t \cdot fyw \quad (\text{las})$$

Maka setiap elemen lengkung dan rangka utama harus disambung dengan las penetrasi penuh agar sambungan tidak mengurangi kapasitas profil.

: Plat Dasar elemen tekan

Untuk mengandung elemen batang baja dengan kolom beton atau penetrasi memerlukan plat dasar yang diangkur pada ujung – ujungnya. Plat tengah (kolom) pada struktur lengkung lateral menderita gaya :

$$P = 77,55 \text{ t} \quad M_x = 0,07 \text{ tm} \quad M_y = 20,86 \text{ tm} \quad D = bf = d = 457,2 \text{ mm} = 0,4572 \text{ m}$$

Pendimensian plat dasar

$$A1 = B \cdot C \quad A2 = (B + 4) (C + 4)$$

$$Fp = 0.35 \cdot f'c = 72.45 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$B \cdot C = \frac{P}{Fp} = \frac{47.98}{72.45} = 0.662 \text{ m}^2$$

$$\text{Jika } m = n \rightarrow d = 0.4572 \text{ m}, \text{ bf} = 0.4572 \text{ m}$$

$$B = C = 0.9D + 2m = 0.9 \cdot 457.2 + 2m$$

$$B \cdot C = 0.662 \text{ m}^2 = (0.9 \cdot 0.4572 + 2m)^2 \rightarrow m = 0.2010 \text{ m}$$

$$B = C = 0.9 \cdot 0.4572 + 2 \cdot 0.2010 = 0.81363 \text{ m} \cdot 0.84 \text{ m}$$

$$q = \frac{P}{A} = \frac{77.55}{0.706} = 109.84 \text{ t/m}^2 \quad F_b = 0.75 f_y = 0.75 \cdot 24000 = 18000 \text{ t/m}^2$$

$$t = \left(\frac{6M}{Fb} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{3 \cdot q \cdot m^2}{Fb} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{3 \cdot 109.84 \cdot 0.2010^2}{18000} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.027 \text{ m} \cdot 0.032 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah angkur : } Ft = 0.6 f_y = 0.6 \cdot 24000 \text{ t/m}^2 = 14400 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{P}{Ft} = \frac{109.84}{14400} = 0.008 \text{ m}^2$$

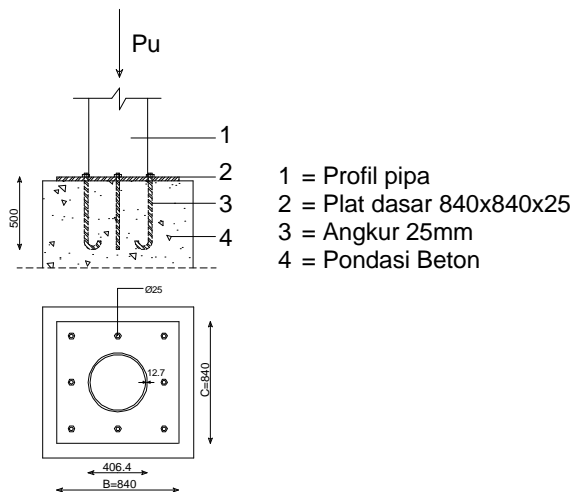
Direncanakan menggunakan angkur : 12 Ø 25

Panjang angkur :

$$f_{sc} = 0.58 f_c = 0.58 \cdot 2500 = 1450 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{1}{2} \cdot n \cdot D \cdot L = \frac{P}{f_{cs}} \rightarrow \frac{1}{2} \cdot 0.2010 \cdot 0.4572 \cdot L = \frac{77.55}{1450} \rightarrow L = 0.37 \text{ m} \cdot 0.50 \text{ m.}$$

Desain panjang angkur 50cm.



Gbr.4.12. Plat dasar batang tekan aksial

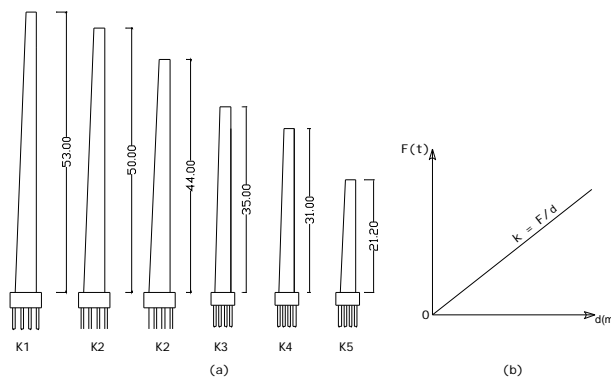
Desain kolom tunggal

Kolom penyangga memiliki enam tipe yang berbeda berdasarkan ketinggian dimensi kolom, sehingga kemampuan pegas keempat tipe itupun berbeda. Untuk menentukan koefisien pegas pada masing-masing kolom (k), kita merencanakan beban satuan (F) sebesar 1 t secara bergiliran searah sumbu x+, y+, y-, z- untuk 12 kolom dan arah sumbu x+, x-, y+, z-. Dengan bantuan SAP 2000 kita bisa memperoleh nilai perpindahan (•), sehingga kita bisa menentukan

koefisien pegas ($k = F / \bullet$). Perpindahan pada kolom bagian atas tidak boleh lebih dari $L/500$. Dari hasil analisis SAP 2000 didapat :

Tabel 4.4. Output SAP 2000 pada kolom tunggal

| | h(m) | L/500 | • (m) | k(x+;x-y+;y-z)(t/m) | Agr bwh(m ²) | Agr ats(m ²) | Joint Force x,y,z(t) |
|----|------|--------|-------|------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------------|
| K1 | 53 | 0.106 | 0.024 | 91;91;9;208;1429;1000 | 4.0 x 2.0 | 2.5 x 1.3 | 0.98;9.56;56.88 |
| K2 | 50 | 0.1 | 0.028 | 110;110;249;1603;1074 | 4.0 x 2.0 | 2.4 x 1.2 | 1.65;1.27;46.06 |
| K3 | 44 | 0.088 | 0.038 | 161;161;365;2353;1387 | 4.0 x 2.0 | 2 x 1 | 4.61;6.07;19.82 |
| K4 | 35 | 0.07 | 0.07 | 197;2427;93;93;1972 | 3.0x1.5 | 2 x 1 | 16.3;1.778;45.029 |
| K5 | 32 | 0.064 | 0.01 | 233;2849;108;108;2188 | 3.0x1.5 | 2 x 1 | 9.17;1.89;45.99 |
| K5 | 21.2 | 0.0424 | 0.01 | 794;10101;370;370;4950 | 3.0x1.5 | 2 x 1 | 6.11;0.20;27.72 |



Gbr.4.13.a.Kolom tunggal penopang atap. b. Grafik konstanta pegas

Pada bagian bawah kolom, lentur biaksial dan gaya tekan dapat dihitung :

Desain tulangan utama

$M_x = 51.94 \text{ tm}$ $M_y = -578.54 \text{ tm}$ $P_u = 772.34 \text{ t}$ $\phi = 0.63$ $A = 6.85 \text{ m}^2$

$\text{bawah} = 0$ (terjepit penuh) $\text{atas} = \infty$ (bebas)

dari grafik aligment diperoleh $k = 0.6$

$k \cdot \frac{Ln}{h} = \frac{0.6 \cdot 53}{4.0} = 7.95m$ $\frac{M1}{M2} = 0$ (M1 adalah nol)

Berdasarkan gambar 9.15 Dasar dasar Perencanaan Beton Bertulang pengaruh kelangsingan diabaikan.

$P_c = \frac{EI}{lc^2} = \frac{3.14 \cdot 23500 \cdot 10.160}{31.8^2} = 697.190t$

$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_{ib}}{M_{2b}} \right) = 0.6 \geq 0.4$

$= \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} = \frac{0.6}{1 - \frac{772.34}{0.65 \cdot 697.190}} = -0.85 \leq 1.0$

Karena $\bullet = 0$, tidak ada perbesaran momen.

Keterangan : P_c = Beban tekuk \bullet = faktor pembesar

lc = Panjang tekuk

$$h/b = My/Mx = 579.54/51.94 = 11.158$$

$$Mo = Mnx \left(\frac{h}{b} \right) \cdot \left(\frac{1-B}{B} \right) + Mny$$

$$Mo = 51.94 \cdot 11.158 \left(\frac{1-0.65}{0.65} \right) + 579.54 = 891.6tm = 8916kNm$$

$$Pu = 772.34 t = 7723.4 kN$$

$$Agr = 4.0m \cdot 2.0m - 2.3m \cdot 0.5m = 6.85m^2 = 6.85 \cdot 10^6 mm^2$$

$$F'c = 2500 t/m^2 = 25 Mpa$$

$$et = Mu/Pn = 8916/7723.4 = 1.154m = 1154mm$$

$$et/h = 1154/4000 = 0.289 = 0.65$$

$$\frac{Pu'}{Agr \cdot 0.85 \cdot f'c} = \frac{7723400N}{0.65 \cdot 6.85 \cdot 10^6 \cdot 0.85 \cdot 25} = 0.082$$

$$\frac{Pu'}{Agr \cdot 0.85 \cdot f'c} \cdot \frac{et}{h} = \frac{7723400N}{0.65 \cdot 6.85 \cdot 10^6 \cdot 0.85 \cdot 25} \cdot 0.289 = 0.024$$

Dari gambar 6.2.d Grafik dan Tabel Penulangan Beton Bertulang didapat r = 0.001

$$\bullet = r \cdot \bullet = 0.001 \cdot 1 = 0.001 \quad \text{dimana } \bullet \text{ untuk beton 25 Mpa} = 1$$

Untuk desain struktur penahan gempa diambil $\bullet = 0.01$.

$$A = \bullet \cdot Agr = 0.01 \cdot 6.85 \cdot 10^6 = 6.85 \cdot 10^4 \text{ Desain tulangan utama (} 86 \text{ } 32)$$

Desain tulangan geser

$$Vu = 22.47 t = 224700 N$$

$$vu = Vu/bd = 224700/(2000 \cdot 3875.5) = 0.02 Mpa$$

$\emptyset vc$ menurut tabel 15 Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang adalah 0.5 Mpa

$vc \geq vu$, secara teoritis tulangan geser tidak diperlukan. Untuk desain struktur tahan gempa tulangan geser direncana $\emptyset 12-200$ untuk bagian tepi dan $\emptyset 12-400$ untuk bagian tengah.

Tabel 4.5. Penulangan kolom tunggal

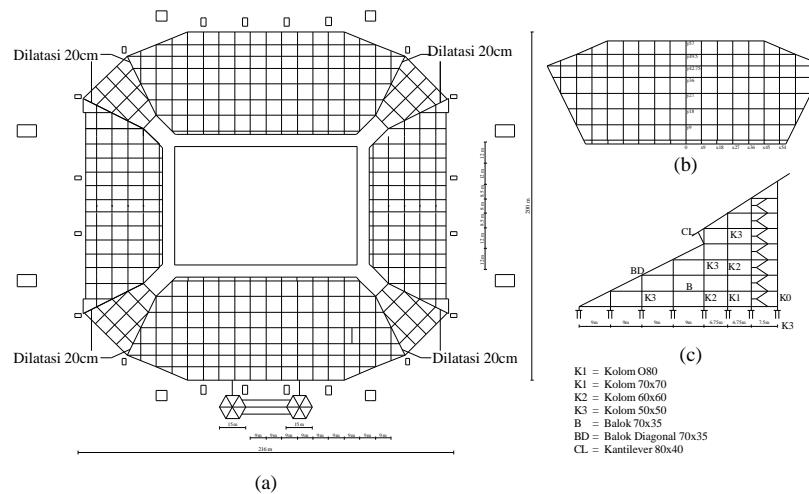
| | Nu | Vu | M22 | M33 | Mo | Tulangan Utama | Tulangan sengkang | Ketinggian |
|----|--------|--------|--------|---------|---------|--------------------|--------------------|------------|
| K1 | -56.84 | -9.77 | 0 | 0 | 0 | 60 \emptyset 32 | $\emptyset 12-200$ | 53 |
| | -339.1 | -10.84 | 25.97 | -271.88 | -418.28 | 80 \emptyset 32 | $\emptyset 12-400$ | 26.5 |
| | -772.3 | -12.47 | 51.94 | -592.54 | -911.6 | 100 \emptyset 32 | $\emptyset 12-200$ | 0 |
| K2 | -46.05 | -1.45 | 0 | 0 | 0 | 60 \emptyset 32 | $\emptyset 12-200$ | 50 |
| | -312.3 | -2.52 | 41.25 | -48.48 | -74.585 | 80 \emptyset 32 | $\emptyset 12-400$ | 25 |
| | -721.1 | -4.15 | 82.5 | -130.71 | -201.09 | 100 \emptyset 32 | $\emptyset 12-200$ | 0 |
| K3 | -19.79 | -6.16 | 0 | 0 | 0 | 60 \emptyset 32 | $\emptyset 12-200$ | 44 |
| | -254.1 | -7.23 | 101.42 | -146.19 | -224.91 | 80 \emptyset 32 | $\emptyset 12-400$ | 22 |
| | -613.8 | -8.86 | 202.84 | -322.08 | -495.51 | 100 \emptyset 32 | $\emptyset 12-200$ | 0 |

| | | | | | | | | |
|----|--------|-------|--------|---------|---------|-------|---------|------|
| K4 | -45.01 | 16.3 | 0 | 0 | 0 | 25ø32 | ø12-200 | 35 |
| | -149.2 | 16.3 | 285.27 | -49 | -75.385 | 40ø32 | ø12-400 | 17.5 |
| | -293.7 | 16.3 | 570.54 | -124.67 | -191.8 | 56ø32 | ø12-200 | 0 |
| K5 | -45.96 | -9.17 | 0 | 0 | 0 | 25ø32 | ø12-200 | 32 |
| | -141.2 | -9.17 | 146.73 | -48.35 | -74.385 | 40ø32 | ø12-400 | 16 |
| | -273.3 | -9.17 | 293.46 | -119.43 | -183.74 | 56ø32 | ø12-200 | 0 |
| K6 | -27.71 | 6.11 | 0 | 0 | 0 | 25ø32 | ø12-200 | 21.2 |
| | -90.8 | 6.11 | 64.78 | -13.57 | -20.877 | 40ø32 | ø12-400 | 10.6 |
| | -178.3 | 6.11 | 129.56 | -42.2 | -64.923 | 56ø32 | ø12-200 | 0 |

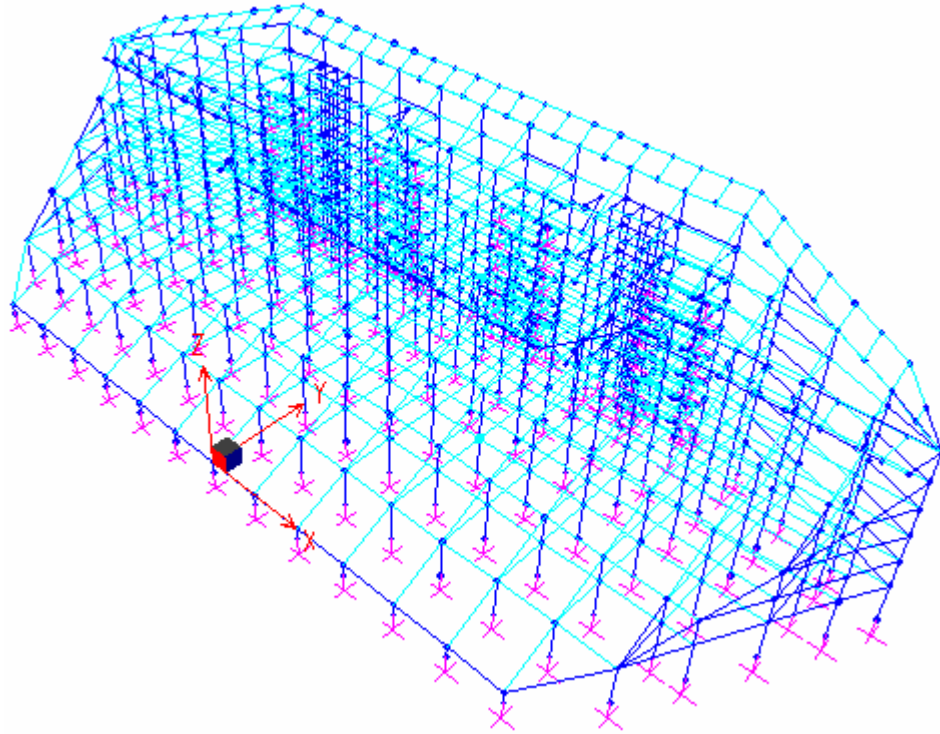
4.4 Struktur Tribun (portal beton bertulang)

Struktur tribun penonton menggunakan struktur beton bertulang yang terdiri dari elemen plat lantai, plat tribun, tangga, balok anak, balok induk dan kolom. Konfigurasi struktur direncanakan berdasarkan posisi sudut pandang penonton, kapasitas penonton dan fungsi bangunan di dalam struktur tersebut.

Secara struktural portal terdiri dari delapan struktur yang terpisah oleh dilatasi selebar 20 cm. Hal ini diperlukan untuk menghindari torsi yang berlebihan saat terjadi gempa.



Gbr.4.14.a.Denah seluruh struktur tribun. b. Struktur tribun yang dianalisis. c. Potongan



Gbr.4.15.Permodelan portal

4.4.1 Kombinasi Pembebanan Portal

: Beban mati (DL)

- Beban merata pada plat lantai, plat tribun, dan tangga
- Beban tembok
- Beban lift

: Beban hidup merata tiap lantai dan plat tribun.

: Beban gempa pada titik pusat tiap lantai.

Untuk keperluan desain struktur digunakan perhitungan mekanika rekayasa dengan meninjau dua kombinasi pembebanan yaitu :

: Pembebanan tetap

$$\text{COMB.1} = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

: Pembebanan sementara

$$\text{COMB.2} = 1,05 \text{ DL} + 1,05 \text{ LL} + 1,05 (I/R) \text{ Spec1}$$

$$\text{COMB.3} = 1,05 \text{ DL} + 1,05 \text{ LL} + 1,05 (I/R) \text{ Spec 2}$$

Keterangan :

DL = beban mati

LL = beban hidup

Spec1 = beban gempa pada arah x

Spec 2 = beban gempa pada arah y

I = faktor keutamaan struktur

R = faktor reduksi berdasarkan jenis struktur dan pendetailan

4.4.2 **Menentukan Pusat Massa Tiap Lantai**

Pusat massa terletak pada koordinat (X,Y) kemudian struktur tiap lantai disatukan dengan menggunakan Constraint Diaphragm yang menyebabkan semua joint bergerak bersama sebagai satu kesatuan.

Jenis Constraint : Diaphragm (Diafragma)

Sumbu Constraint : Z axes (sumbu Z)

Nama Constraint : Lantai 1 • Diaph 1, Lantai 2 • Diaph 2, Lantai 3 • Diaph 3, Lantai 4 • Diaph 4, Lantai 5 • Diaph 5, Lantai 6 → Diaph 6, Lantai 7 → Diaph 7, Atap → Diaph 8

4.4.3 **Perhitungan Beban Gempa**

Perhitungan beban gempa untuk stadion ini direncanakan dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

- : Struktur rangka pemikul momen khusus beton bertulang (Rm) = 8.5
- : Bangunan monumental dengan faktor keutamaan struktur (I) = 1.5
- : Wilayah gempa zona 2 untuk daerah Surakarta : g = 0.10

4.4.4 **Penentuan Jenis Tanah**

Untuk penentuan jenis tanah hal-hal yang perlu diketahui adalah kedalaman tanah dan rata-rata kekuatan geser tanah. Diketahui :

- Letak tanah keras pada kedalaman ± 12 m.
- Perhitungan kekuatan geser tanah :

Kekuatan geser tanah

$$S = C + (\cdot t)\tan$$

$$S_{rata-rata} = \frac{\sum t}{\sum \frac{t}{S}}$$

Tabel 4.6. Perhitungan kuat geser tanah

| No. | t (cm) | • (kg/cm ³) | c (kg/cm ²) | • (°) | S = c + • . H . tan • (kg/cm ²) | t/S (kg/cm) |
|-----|--------|-------------------------|-------------------------|--------|---|--------------|
| 1 | 100 | 0,00153 | 0,189 | 33.858 | 0,125815080 | 794,84172826 |
| 2 | 100 | 0,00153 | 0,189 | 33.858 | 0,138647844 | 794,84172826 |
| 3 | 100 | 0,00174 | 0,502 | 37.203 | 0,133366319 | 749,8145015 |
| 4 | 100 | 0,00174 | 0,502 | 37.203 | 0,173150364 | 749,8145015 |

| | | | | | | |
|---|-----|---------|-------|--------|-------------|-------------|
| 5 | 100 | 0,00174 | 0,502 | 37.203 | 0,163920727 | 749,8145015 |
| • | 500 | | | | | 3839,126961 |

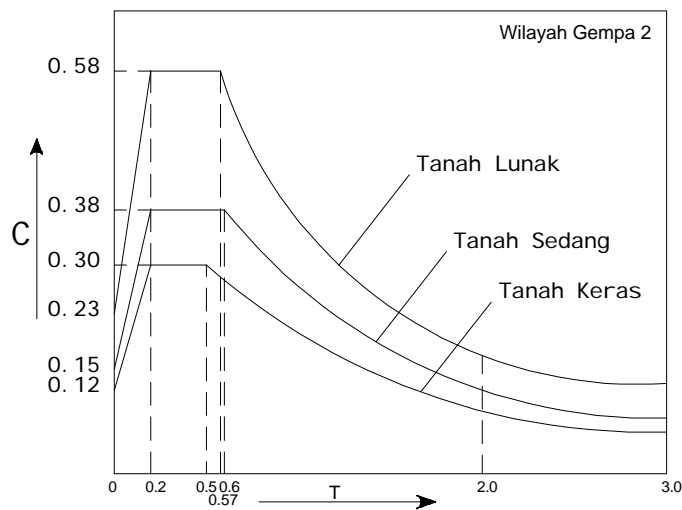
$$S = \frac{\sum t}{\sum \frac{t}{S}} = \dots = 0,14698 \text{ kg/cm}^2$$

S = 14,698 Kpa

Kondisi tanah :

- Kedalaman lapisan keras • 20 m
- S = 14,698 Kpa

Tergolong dalam jenis tanah lunak, dimana termasuk pada klasifikasi kedalaman lapisan keras • 20 m dengan S • 270 Kpa (tanah lunak)



Gbr 4.16 Respon Spektrum Gempa Rencana

Tabel 4.7 Tabel Respon Spektrum Gempa Rencana

| Periode (detik) | Koeffesien Gempa (C) |
|-------------------|------------------------|
| 0,0 | 0,23 |
| 0,2 | 0,58 |
| 0,5 | 0,58 |
| 2,0 | 0,17 |
| 3,0 | 0,14 |

4.4.5 Perhitungan Berat Tiap Lantai

Direncanakan :

- : Beban hidup (W_L) untuk Lantai 1 – 4 = 250 kg/m²
- : Beban mati (W_D) = $W_{balok} + W_{kolom} + W_{pelat}$
- : Beban desain (W_U) = $1.05 W_D + 1.05 W_L$

(Tata Cara Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung / SNI-1727-1989)

4.4.5.1. PEMBEBANAN TIAP LANTAI

Lantai 1 (W_{t1})

Beban mati (W_D)

- Pelat lantai : $[(40,5 \times 126) + (16,875 \times 40,5) + (9 \times 7,5) + (7,5 \times 18)] \times 0,14 \times 0,85 \times 2400 = 1806831 \text{ kg}$
- Balok anak : $(63 \times 5 + 54 + 9 \times 5 + 48 \times 5 + 91 + 6,75 \times 3 + 40,5) \times 2(0,2 \times 0,3 - 0,14 \times 0,2) \times 9,1 \times 2400 = 105551 \text{ kg}$
- Balok induk : $[(90 \times 7) + (48 \times 11) + (36 \times 6) + (40,52 \times 4) + (12 \times 9) + (163,1)] \times (0,7 \times 0,35) \times 2400 = 1030058 \text{ kg}$
- Kolom : $[(19 \times 3,14 \times 0,16) + (30 \times 0,49) + (35 \times 0,36) + (32 \times 0,25)] \times 6,5 \times 0,5 \times 2400 = 865469 \text{ kg}$
- Dinding : $[(90 \times 7) + (48 \times 11) + (36 \times 6) + (40,52 \times 4) + (12 \times 9) + (163,1)] \times 3,8 \times 250 = 1423385 \text{ kg}$
- Tangga : $[(4,5 / \text{tg } 33 \times 2,9) + (4,1 \times 9 + 4,9 \times 3)] \times 4 \times 0,15 \times 2400 = 84974 \text{ kg}$
- Lantai,plafond : $[(40,5 \times 126) + (16,875 \times 40,5) + (9 \times 7,5) + (7,5 \times 18) + 284,7] \times 78 = 410492 \text{ kg}$
- $W_D = 5726760 \text{ kg}$
- Beban hidup (W_L)
- Pelat : $[(40,5 \times 126) + (16,875 \times 40,5) + (9 \times 7,5) + (7,5 \times 18)] \times 250 = 1315680 \text{ kg}$
- Tangga : $(4,5 / \text{tg } 33 \times 2,9) \times 4 \times 500 = 47423 \text{ kg}$
- $W_L = 1363103 \text{ kg}$

$W_u = W_d + 0,3W_l = 1.05 \times 5726760 + 1.05 \times 1363103 = 7444356 \text{ kg.}$

Dengan cara yang sama, didapat :

Tabel 4.8 Pembebanan Tiap Lantai

| Lantai | W_D (kg) | W_L (kg) | $W_U = W_D + 0,3 W_L$ (kg) | Massa $W_U / 9,81$ (t.det ² /m) |
|--------|---------------|---------------|-------------------------------|--|
| 2 | 4967918 | 1263759.565 | 6543261 | 667.68 |
| 3 | 4005867 | 937144.9148 | 5190163 | 529.61 |
| 4 | 3241506 | 653146.2248 | 4089385 | 417.284 |
| 5 | 2714579 | 532119.9148 | 3409034 | 347.861 |
| 6 | 2014592 | 461670.2668 | 2600075 | 265.314 |
| 7 | 1034864 | 150599.788 | 1244737 | 124.714 |
| Atap | 86720 | 0 | 91056 | 9.29 |

4.4.6. ANALISA PERHITUNGAN BEBAN GEMPA

Besarnya Beban Gempa Nominal pada arah horisontal yang diakibatkan oleh gempa, menurut Standar Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung SNI 03-1726-2003, dinyatakan sebagai berikut :

$$V = W.C.I./ R$$

Dimana :

W = Kombinasi dari beban mati dan beban hidup vertikal yang direduksi.

C = Spektrum Respon Gempa Rencana, yang besarnya tergantung dari jenis tanah dasar dan waktu

getar struktur T (Gambar 4.13).

I = Faktor keutamaan struktur.

R = Faktor reduksi gempa

4.4.6.1 PERHITUNGAN BEBAN GEMPA

Perhitungan beban gempa dengan Analisa Dinamik adalah analisa dengan menggunakan spektrum respon gempa, dan dihitung secara tiga dimensi dengan mempergunakan Program SAP2000.

Perhitungan struktur bangunan disederhanakan menjadi model Lump Mass yang merupakan pemodelan massa terpusat tiap-tiap lantai. Pemilihan model ini dimaksudkan untuk mengurangi jumlah derajat kebebasan yang ada pada struktur. Untuk struktur-struktur bangunan dari beton, pemodelan ini cukup akurat karena pada umumnya sistem balok dan plat lantai struktur beton, merupakan sistem struktur yang sangat kaku pada arah horisontal (lantai diafragma kaku).

Massa terpusat dimodelkan oleh W_1, W_2, \dots, W_8 , dimana W_1 merupakan model terpusat beban-beban yang bekerja pada lantai 1, W_2 merupakan model terpusat beban-beban yang bekerja pada lantai 2, dan seterusnya sampai dengan lantai 7.

4.5 Perencanaan Plat

Portal tribun beton bertulang terdiri dari 3 (tiga) jenis plat berdasarkan fungsi :

€ Plat lantai

€ Plat miring untuk tribun penonton penonton

€ Plat tangga

4.5.1 Pembebanan Plat

W_D (Beban mati)

• Berat Sendiri = 2400 t/m³

• Beban Lantai = 0.06 t/m³

• Beban Plafond = 0.011 t/m³

• Beban Lift = 14.36 t

W_L (Beban hidup) = 0.250 t/m²

- Kombinasi Beban

Analisa Statik

Beban tetap = 1.2 W_D + 1.6 W_L

Dari perhitungan SAP 2000 didapat :

M_{Lx} = 0.57 tm M_{Ly} = 0.57 tm M_{tx} = -1.17 tm M_{ty} = -1.17 tm

Dengan tebal plat : h = 0.14 m p = 0.02 m tul = 0.01 m

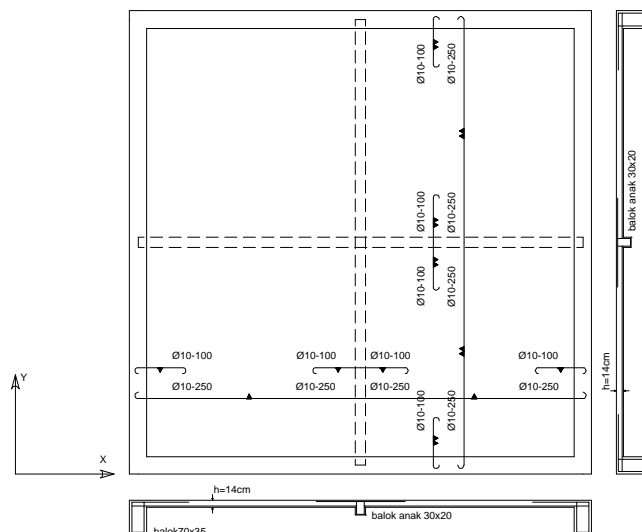
$$d = h - p - \text{senggang} - \frac{1}{2} \text{tul. utama} = 0.14 - 0.02 - 0.01 - 0.01 \cdot \frac{1}{2} = 0.115m$$

$$\text{Untuk } M_{Lx} = \frac{M_{Lx}}{b \cdot d^2} = \frac{0.57}{1 \cdot 0.115^2} = 43.1t / m^2$$

Dari grafik dan tabel perencanaan Beton Bertulang = 0.0023_{min} = 0.0025

$$A_{Lx} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0025 \cdot 1000 \cdot 115 = 288mm^2 (\text{Ø } 10-250)$$

Dengan cara yang sama A_{ly} = Ø 10-250 A_{tx} = A_{ty} = Ø 10-100



Gbr.4.17. Penulangan plat

Tabel 4.9. Penulangan plat lantai

| Plat Lantai | d [m] | Mu [tm] | Mu/bd ² | • | A | Tulangan |
|------------------|-------|---------|--------------------|--------|-----|-----------|
| Momen Lapangan x | 0.115 | 0.57 | 43.1 | 0.0025 | 288 | Ø10 – 250 |
| Momen Lapangan y | 0.105 | 0.57 | 51.701 | 0.0025 | 263 | Ø10 – 250 |
| Momen Tumpuan x | 0.115 | -1.17 | -88.47 | 0.0047 | 541 | Ø10 – 100 |
| Momen Tumpuan y | 0.105 | -1.17 | -106.1 | 0.0057 | 599 | Ø10 – 100 |

Tabel 4.10. Penulangan Plat tribun

| Plat Tribun | d [m] | Mu [tm] | Mu/bd ² | • | A | Tulangan |
|-------------|-------|---------|--------------------|---|---|----------|
| | | | | | | |

| | | | | | | |
|------------------|-------|-------|--------|--------|-----|-----------|
| Momen Lapangan x | 0.135 | 0.56 | 30.727 | 0.0028 | 378 | Ø10 – 200 |
| Momen Lapangan y | 0.125 | 0.45 | 28.8 | 0.0028 | 350 | Ø10 – 200 |
| Momen Tumpuan x | 0.135 | -0.97 | -53.22 | 0.0028 | 378 | Ø10 – 200 |
| Momen Tumpuan y | 0.125 | -0.81 | -51.84 | 0.0028 | 350 | Ø10 – 200 |

Tabel 4.11. Penulangan tangga

| Plat Tangga | d [m] | Mu [tm] | Mu/bd ² | • | A | Tulangan |
|------------------|-------|---------|--------------------|--------|------|-----------|
| Momen Lapangan x | 0.154 | 1.1 | 46.382 | 0.0028 | 316 | Ø12 - 250 |
| Momen Lapangan y | 0.142 | 3.2 | 158.7 | 0.0087 | 1079 | Ø12 - 100 |
| Momen Tumpuan x | 0.172 | -7.6 | -256.9 | 0.0146 | 1650 | Ø16 - 100 |
| Momen Tumpuan y | 0.156 | -5.4 | -221.9 | 0.0124 | 1538 | Ø16 - 100 |

4.6 Perencanaan Balok–Kolom

Pada struktur portal pemikul elemen khusus, Perencanaan struktur harus menggunakan desain kapasitas untuk menghasilkan sistem Strong Column Weak Beam, dimana perencanaan momen kolom berdasarkan kapasitas momen balok, maka dengan sendirinya kolom menjadi lebih kuat dari balok.

4.6.1 Perencanaan Balok

Pembebanan balok diterima dari beban yang diterima plat ditambah dengan beban merata tembok sebesar :

$$W_D = \text{Beban tembok} = 3.8 \cdot 0.25 = 0.95t / m$$

Dari analisis SAP pada Lantai 1 didapat :

$$M_{lap} = 5.12 \text{ tm} \quad M_t = -27.00 \text{ tm} \quad V = -10.89 \text{ t} \quad T = 0.000 \text{ tm}$$

$$\text{Dimensi Balok : } h = 700 \text{ mm} \quad b = 350 \text{ mm} \quad p = 50 \text{ mm} \quad \text{utama} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{senggang} = 12 \text{ mm} \quad d = h - p - \text{senggang} - \text{utama} = 625.5 \text{ mm}$$

Momen Lentur

$$M_{tumpuan} = \frac{Mu}{b \cdot d^2} = \frac{270 \text{ kN}}{0.35 \text{ m} \cdot (0.6255 \text{ m})^2} = 1975 \text{ kN} / \text{m}^2 \rightarrow = 0.0067$$

$$\min < < \max \rightarrow 0.0035 < < 0.0203 \rightarrow \rightarrow = 0.0071$$

$$A_{st} = \cdot \cdot b \cdot d = 0.0067 \cdot 350 \cdot 625.5 = 1466.80 \text{ (4}\phi\text{25)}$$

Untuk desain balok tahan gempa tulangan lapangan minimal setengah dari tulangan tumpuan, sehingga desain penulangan lapangan diambil 2Ø25

Torsi dan Gaya lintang

$$V_c = \frac{\left(\frac{\sqrt{f'c}}{15}\right) b_w \cdot d}{\sqrt{\left[1 + \left(\frac{2.5 \cdot d \cdot T_n}{b \cdot h \cdot Uu}\right)^2\right]}} = \frac{\left(\frac{\sqrt{25}}{6}\right) \cdot 350 \cdot 625.5}{\sqrt{\left[1 + \left(\frac{2.5 \cdot 625.5 \cdot 20000}{350 \cdot 700 \cdot 118000}\right)\right]}} = 182437 N$$

$$V_c = 0.6V_c = 109462.2 N$$

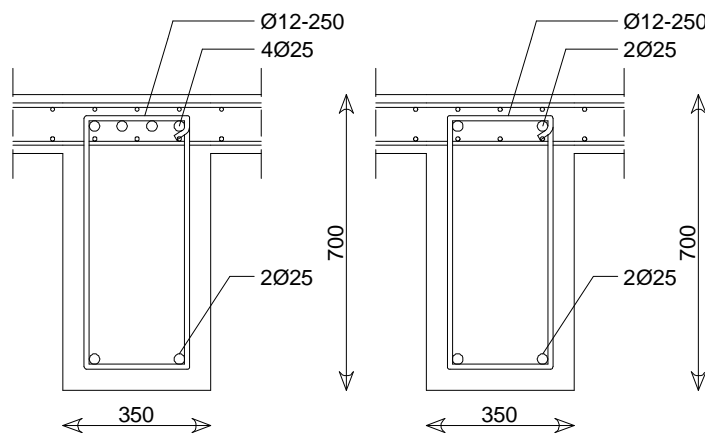
$$T_u = \frac{\left(\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right) b^2 \cdot h}{\sqrt{\left[1 + \left(\frac{b \cdot h \cdot Vu}{2.5 \cdot d \cdot Tu}\right)^2\right]}} = \frac{\left(\frac{\sqrt{25}}{15}\right) \cdot 350^2 \cdot 700}{\sqrt{\left[1 + \left(\frac{350 \cdot 700 \cdot 118000}{2.5 \cdot 625.5 \cdot 20000}\right)\right]^2}} = 72669.5 Nm$$

$$T_c = 0.6T_c = 43601,7 N$$

$V_u \leq V_c$ Secara teoritis tulangan geser tidak diperlukan.

$T_u \leq T_c$ Secara teoritis tulangan torsi tidak dibutuhkan.

Untuk desain struktur tahan gempa, tulangan sengkang diambil 12 – 150 pada ujung balok dan 12 – 250 pada tengah balok.



(a) (b)

Gbr. 4.18. Penulangan balok a. Tumpuan b. Lapangan

Tabel 4.12. Penulangan Balok

| Balok | p [m] | d [m] | Mu [tm] | ρ | A | Tulangan | Vu [t] | Tu [tm] | vu(Mpa) | f vc(Mpa) | f vs(Mpa) | Tulangan |
|----------------|-------|-------|---------|--------|--------|----------|--------|---------|---------|-----------|-----------|----------|
| Balok normal | | | | | | | | | | | | |
| Lapangan | 0.1 | 0.6 | 5.1 | 0.0035 | 766.2 | 4ø25 | - | 0.000 | -0.5 | 0.5 | 0.0 | ø12-250 |
| Tumpuan | 0.1 | 0.6 | -27.0 | 0.0108 | 2364.4 | 2ø25 | -3.5 | 0.000 | -0.2 | 0.5 | -0.7 | ø12-150 |
| Balok pendek | | | | | | | | | | | | |
| Lapangan | 0.1 | 0.5 | 2.2 | 0.0035 | 749.7 | 4ø25 | 25.4 | 0.000 | 0.0 | 0.5 | 0.0 | ø12-250 |
| Tumpuan | 0.1 | 0.5 | -36.4 | 0.0035 | 749.7 | 2ø25 | 22.0 | 0.000 | 1.2 | 0.5 | 0.0 | ø12-150 |
| Balok diagonal | | | | | | | | | | | | |
| Lapangan | 0.1 | 0.6 | 5.3 | 0.0035 | 889.7 | 6ø25 | -7.9 | 0.050 | 0.4 | 0.5 | 0.0 | ø12-250 |
| Tumpuan | 0.1 | 0.6 | -32.3 | 0.0055 | 1398.1 | 3ø25 | -5.1 | - | 0.2 | 0.5 | 0.0 | ø12-150 |

| | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-----|-----|-------|--------|--------|------|------|-------|-----|-----|-----|---------|
| | | | | | | | | 0.050 | | | | |
| Kantilever | | | | | | | | | | | | |
| Ujung kiri | 0.1 | 0.6 | -90.2 | 0.0054 | 1372.7 | 8ø25 | 23.7 | 0.180 | 1.1 | 0.5 | 0.6 | ø12-150 |
| Ujung kanan | 0.1 | 0.6 | 0.6 | 0.0089 | 2262.4 | 4ø25 | 22.3 | 0.180 | 1.0 | 0.5 | 0.5 | ø12-150 |

4.6.2 Perencanaan Kolom

$$f'c = 25 \text{ Mpa} = 2500 \text{ t/m}^2 \quad Agr = 700 \cdot 700 = 4.9 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 = 0.49 \text{ m}^2$$

$$Ec = 4700 \sqrt{f'c} = 23500 \text{ MPa} = 2350000 \text{ t/m}^2$$

$$Ik = \frac{1}{12} \cdot 700 \cdot 700^3 = 2 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 = 0.02 \text{ m}^4$$

$$Ib = \frac{1}{12} \cdot 350 \cdot 700^3 = 1 \cdot 10^{10} \text{ mm}^2 = 0.01 \text{ m}^4$$

Dari hasil SAP

$$PU = 566.64 \text{ t} \quad Mx = 25.7 \text{ tm} \quad My = 34.42 \text{ tm} \quad Mz = 34.42 \text{ tm}$$

$$EIk = \left(\frac{Ec \cdot Ig}{2.5} \right) = 125333 \text{ kNm}^2 \quad = 1.5$$

$$E Ib = \left(\frac{Ec \cdot Ig}{5} \right) = 31333 \text{ kNm}^2 \quad = 1.5$$

$$\text{bawah} = 0 \text{ (terjepit penuh)} \quad \text{atas} = \frac{\left(\frac{EIk}{Ik} \right)}{\left(\frac{E Ib}{Ib} \right)} = \left(\frac{125333/6.5}{31333/9} \right) = 5.54$$

dari grafik aligment diperoleh k = 0.73

$$k \cdot Ln/h = \frac{0.73 \cdot 6.5}{0.7} = 6.779 \text{ m} \quad M1/M2 = \frac{25.7}{34.42} = 0.747$$

Berdasarkan gambar 9.15 Dasar dasar perencanaan beton bertulang pengaruh kelangsingan tidakdiperhitungkan.

$$Mu = Mx + My \left(\frac{My}{Mx} \right) \cdot \left(\frac{(1-B)}{B} \right) = 25.7 + 25.7(1) \cdot \frac{(1-0.65)}{0.65} = 39.54 \text{ tm}$$

$$B = 0.65 \text{ Pu} = 550.85 \text{ t} \quad Et = \frac{Mu}{Pu} = \frac{39.54}{510.85} = 0.072 \text{ m}$$

$$et/h = \frac{0.072}{0.7} = 0.103$$

$$\frac{Pu'}{Agr \cdot 0.85 \cdot f'c} = \frac{5666400 \text{ N}}{0.65 \cdot 4.9 \cdot 10^5 \cdot 0.85 \cdot 25} = 0.837 > 0.1$$

$$\left(\frac{Pu'}{Agr \cdot 0.85 \cdot f'c} \right) \cdot \left(\frac{et}{h} \right) = 0.837 \cdot 0.103 = 0.086$$

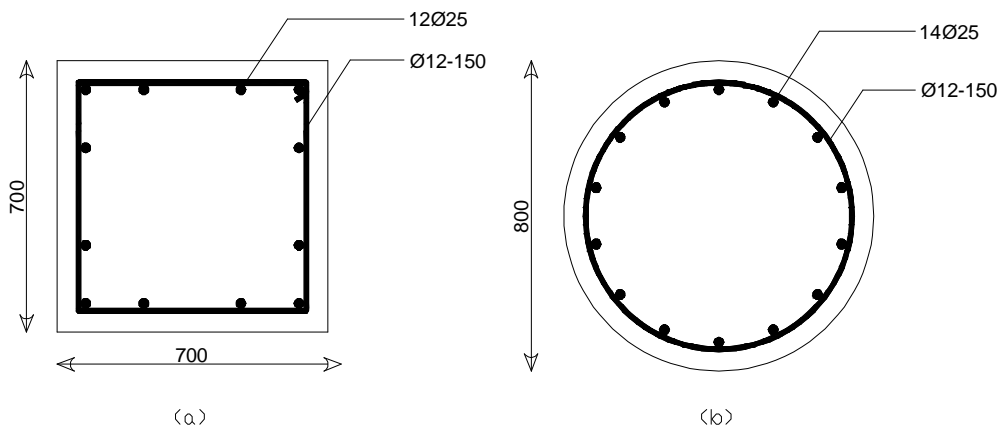
$$d' = p + \text{senggang} + \frac{1}{2} \text{utama} = 50 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 74.5 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 700 - 74.5 = 625.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d'}{d} = \frac{74.5}{625.5} = 0.12 \approx 0.15$$

Dari gambar 6.2.d Grafik dan Tabel Penulangan Beton Bertulang didapat $r = 0.004$ $\rho = 1 \cdot r = 0.004$

Syarat struktur tahan gempa $\rho = 0.01$ $A_s = \rho \cdot a_g r = 4900 \text{ mm}^2$ (12 25)



Gbr. 4.19. Penulangan Kolom a. 70x70 b. D80

Tabel 4.13. Penulangan Kolom

| | h [m] | N [t] | Mc[tm] | et | ρ | A | Tulangan | Vu [t] | Tu [tm] | Tulangan |
|-----------------|-------|--------|--------|--------|--------|------|----------|--------|---------|----------|
| Kolom Bundar 80 | 0.8 | -509.0 | 36.8 | | 0.0095 | 6080 | 14Ø25 | -13.7 | 0.02 | Ø12-150 |
| | | -500.8 | 36.8 | -0.073 | | | | -13.7 | 0.02 | |
| Kolom 7070 | 0.7 | -566.6 | 36.8 | | 0.0100 | 4900 | 10Ø25 | -15.6 | -0.02 | Ø12-150 |
| | | -558.6 | 36.8 | -0.066 | | | | -15.6 | -0.02 | |
| Kolom 6060 | 0.6 | -491.9 | 36.8 | | 0.0100 | 3600 | 8Ø25 | -8.8 | 0.00 | Ø12-150 |
| | | -486.0 | 36.8 | -0.076 | | | | -8.8 | 0.00 | |
| Kolom 5050 | 0.5 | -318.9 | 36.8 | | 0.0100 | 2500 | 10Ø19 | 0.5 | 0.00 | Ø12-150 |
| | | -314.2 | 36.8 | -0.117 | | | | 0.5 | 0.00 | |

4.7 Struktur Bawah (Pondasi Tiang Pancang)

4.7.1 Hasil penyelidikan tanah

Dalam desain pondasi, pondasi harus direncana untuk mendukung beban pada dua kondisi yaitu kondisi beban tetap dan kondisi beban sementara akibat gempa. Pada desain gempa, momen yang diperhitungkan adalah momen kapasitas kolom yang dipikul sehingga pondasi tidak akan pecah sebelum kolom hancur pada saat terjadi gempa.

: Dari hasil Tes Boring (Boring Log)

Tabel 4.14. Data Sondir

| Kedalaman (m) | Conus | Biconus | Cleef (kg/cm ²) | total friction (kg/cm) |
|---------------|-------|---------|-----------------------------|------------------------|
| 0.00 | - | - | - | - |
| 0.20 | - | - | - | - |
| 0.40 | 5 | 10 | 5 | 10 |
| 0.60 | 5 | 10 | 5 | 20 |
| 0.80 | 10 | 15 | 5 | 30 |
| 1.00 | 10 | 15 | 5 | 40 |
| 1.20 | 25 | 30 | 5 | 50 |
| 1.40 | 20 | 25 | 5 | 60 |
| 1.60 | 20 | 30 | 10 | 80 |
| 1.80 | 45 | 55 | 10 | 100 |
| 2.00 | 60 | 70 | 10 | 120 |
| 2.20 | 145 | 160 | 15 | 150 |
| 2.40 | 85 | 100 | 15 | 180 |
| 2.60 | 60 | 75 | 15 | 210 |
| 2.80 | 70 | 85 | 15 | 240 |
| 3.00 | 40 | 55 | 15 | 270 |
| 3.20 | 35 | 45 | 10 | 290 |
| 3.40 | 30 | 40 | 10 | 310 |
| 3.60 | 30 | 40 | 10 | 330 |
| 3.80 | 25 | 35 | 10 | 350 |
| 4.00 | 50 | 60 | 15 | 370 |
| 4.20 | 75 | 90 | 15 | 400 |
| 4.40 | 50 | 65 | 10 | 430 |
| 4.60 | 40 | 50 | 10 | 450 |
| 4.80 | 20 | 30 | 10 | 470 |
| 5.00 | 35 | 45 | 10 | 490 |
| 5.20 | 55 | 65 | 10 | 510 |
| 5.40 | 40 | 55 | 15 | 540 |
| 5.60 | 55 | 70 | 15 | 570 |
| 5.80 | 65 | 80 | 15 | 600 |
| 6.00 | 70 | 85 | 15 | 630 |
| 6.20 | 65 | 80 | 15 | 660 |
| 6.40 | 65 | 80 | 15 | 690 |
| 6.60 | 60 | 75 | 15 | 720 |
| 6.80 | 75 | 90 | 15 | 750 |
| 7.00 | 65 | 80 | 15 | 780 |
| 7.20 | 80 | 95 | 15 | 810 |
| 7.40 | 60 | 75 | 15 | 840 |
| 7.60 | 60 | 75 | 15 | 870 |
| 7.80 | 50 | 60 | 10 | 890 |
| 8.00 | 35 | 45 | 10 | 910 |

| | | | | |
|-------|-----|-----|----|------|
| 8.20 | 30 | 40 | 10 | 930 |
| 8.40 | 35 | 40 | 5 | 940 |
| 8.60 | 50 | 65 | 15 | 970 |
| 8.80 | 50 | 60 | 10 | 990 |
| 9.00 | 45 | 50 | 5 | 1000 |
| 9.20 | 30 | 40 | 10 | 1020 |
| 9.40 | 20 | 30 | 10 | 1040 |
| 9.60 | 30 | 40 | 10 | 1060 |
| 9.80 | 35 | 45 | 10 | 1080 |
| 10.00 | 35 | 45 | 10 | 1100 |
| 10.20 | 45 | 55 | 10 | 1120 |
| 10.40 | 45 | 55 | 10 | 1140 |
| 10.60 | 50 | 65 | 15 | 1170 |
| 10.80 | 55 | 70 | 15 | 1200 |
| 11.00 | 50 | 65 | 15 | 1230 |
| 11.20 | 55 | 70 | 15 | 1260 |
| 11.40 | 130 | 150 | 20 | 1300 |
| 11.60 | 180 | 200 | 20 | 1340 |
| 11.80 | 220 | 240 | 20 | 1380 |
| 12.00 | 250 | - | - | - |

: **Dari hasil Test Sondir / Grafik Sondir**

§ Pada titik sondir kedalaman lapisan tanah lunak sampai kedalaman -12.00 meter dengan tahanan konus (cone resistance) sebesar 250 kg/cm².

Nilai Total Friction :

Total friction pada lapisan tanah tersebut nilainya bertambah besar mulai kedalaman -5.2 meter dengan nilai > 500 kg/cm. Maka dimungkinkan untuk dipakai pondasi dalam jenis Tiang Pancang dengan memperhitungkan daya dukung tiang terhadap tanah sebagai end bearing and friction pile.

Dari ketiga macam hasil penyelidikan tanah yang didapat yaitu : Sondir, Boring, dan Direct Shear Test dapat disimpulkan bahwa lapisan tanah berupa lempung dan lanau sampai kedalaman -11.2 meter dan lapisan tanah keras mulai kedalaman -12.00 meter, maka untuk pondasi yang akan digunakan adalah Pondasi Tiang Pancang. Karena pada kedalaman -12.00 meter nilai qc mengalami kenaikan secara drastis, maka daya dukung tanah mengandalkan end bearing.

4.7.2 PEMILIHAN JENIS PONDASI

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi bangunan, dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan tipe pondasi ini didasarkan pada :

- Ø Fungsi bangunan atas (upper structure) yang akan dipikul.
- Ø Besarnya beban dan berat bangunan atas.

- Ø Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan.
- Ø Biaya pondasi.

Pemilihan tipe pondasi untuk perencanaan bangunan ini tidak terlepas dari dari prinsip-prinsip diatas. Oleh karena itu untuk pondasi bangunan ini menggunakan Tiang Pancang berbentuk persegi yang dipancangkan pada kedalaman 12 meter.

4.7.3 ANALISA DAN DESAIN TIANG PANCANG

Pondasi yang digunakan pada pembangunan gedung ini adalah jenis pondasi dalam. Hal ini berdasarkan analisa data tanah pada lokasi proyek.

Data-data rencana dari pondasi yang digunakan :

| | |
|--------------------------|---|
| Jenis pondasi | : Pondasi Tiang Pancang Beton Bertulang |
| Bentuk penampang | : persegi |
| Mutu beton ($f'c$) | : 250 MPa |
| Mutu baja (f_y) | : 400 MPa |
| Ukuran | : 50 cm x 50 cm |
| Luas penampang tiang (A) | : $50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$ |
| Keliling | : $4 \times 50 = 200 \text{ cm}$ |

4.7.4 PERHITUNGAN DAYA DUKUNG VERTIKAL TIANG PANCANG

4.7.4.1. BERDASARKAN KEKUATAN BAHAN

Menurut Peraturan Beton Indonesia (PBI), Tegangan tekan beton yang diijinkan yaitu

- $\sigma_b = 0,33 \times f'c \rightarrow f'c = \text{kekuatan karakteristik beton}$
- $\sigma_b = 0,33 \times 250 = 82.5 \text{ kg/cm}^2$

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_b \times A_{\text{tiang}}$$

dimana :

- P_{tiang} = Kekuatan pikul tiang yang diijinkan
- σ_b = Tegangan tekan tiang terhadap penumbukan
- A_{tiang} = Luas penampang tiang pancang

$$\text{Maka } P_{\text{tiang}} = 82.5 \times (50 \times 50) = 206200 \text{ kg} = 206.2 \text{ ton}$$

4.7.4.2. BERDASARKAN DATA SONDIR

Perhitungan P_{all} untuk tiang bor diambil dari rumus P_{all} tiang pancang dengan reduksi sebesar 30% karena kehilangan keseimbangan tekanan tanah sewaktu dilakukan pengeboran yang mengakibatkan berkurangnya daya dukung. Pada perhitungan akan ditinjau dalam tiga rumus perhitungan daya dukung tanah.

Dari data sondir S1 untuk kedalaman -12 m, didapatkan :

$$\text{Total friction} = 1380 \text{ kg/cm} = 1,380 \text{ t / cm}$$

$$\text{Conus friction} = 250 \text{ kg/cm}^2 = 0,25 \text{ t / cm}^2$$

1. Mayerhoff

$$P_{\text{ult}} = q_c \cdot A_c + f_s \cdot O_c \quad P_{\text{all}} = P_{\text{ult}} / 2,5$$

Dimana :

P_{all} = daya dukung tanah ijin (ton)

$$q_c = q_c \text{ rata-rata (4D diatas ujung tiang + 1D dibawah ujung tiang)} = (146.25 + 250) / 2 = 198.125 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = \text{luas penampang tiang pancang} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \text{total friction} = 1380 \text{ kg/cm}$$

$$O_c = \text{keliling penampang tiang pancang} = 200 \text{ cm}$$

$$P_{\text{ult}} = 198.125 \times 2500 + 1380 \times 200 = 771312.5 \text{ kg} = 712.082 \text{ t}$$

$$P_{\text{all}} = 771.3125 / 2,5 = 284.833 \text{ t}$$

2. Begemann

$$P_{\text{ult}} = \frac{(q_c \times A)}{3} + \frac{(T_f \times O_c)}{5}$$

P_{all} = daya dukung tanah ijin (ton)

$$q_c = q_c \text{ pada ujung tiang} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = \text{luas penampang tiang pancang} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$T_f = \text{total friction} = 1380 \text{ kg/cm}$$

$$O_c = \text{keliling penampang tiang pancang} = 200 \text{ cm}$$

$$P_{\text{ult}} = \frac{(250 \times 2500)}{3} + \frac{(1380 \times 200)}{5} = 263533.333 \text{ kg} = 263.53 \text{ t}$$

3. Trofimankhoffe

$$P_{\text{all}} = \left(\frac{K_b \times q_c \times A_c + (f_s / K_d) \times O_c}{2,5} \right)$$

P_{all} = daya dukung tanah ijin (ton)

$$K_b = 0,5 - 1, \text{ untuk tiang pancang beton diambil } 0,75$$

$$q_c = q_c \text{ pada ujung tiang} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = \text{luas penampang tiang pancang} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \text{total friction} = 1380 \text{ kg/cm}$$

O_c = keliling penampang tiang pancang = 200 cm

K_d = koefisien tekanan lateral (1,5 – 3), diambil 1,5

$$P_{all} = \left(\frac{0,75 \times 250 \times 2500 + (1380 / 1,5) \times 200}{2,5} \right)$$

$$= 408300 \text{ kg} = 408,3 \text{ t}$$

Tabel 4.15 Hasil Perhitungan Pall

| Mayerhoff | Begemann | Trofimankoffe |
|-----------|----------|---------------|
| 308.525 t | 263.53 t | 408.3 t |

Diambil nilai Pall yang terkecil Pall = 263.53 t (Begemann)

4.7.5. MENENTUKAN JUMLAH TIANG PANCANG

- a. Tipe Poer (pile cap) 1 • kolom maksimum

$$N_u = 678,41 \text{ ton (SAP)}$$

$$\text{Kebutuhan tiang} = \frac{678,41}{263,53} = 2,57 \approx 4 \text{ tiang}$$

Digunakan pile cap ukuran 2,5 m x 2,5 m dengan jarak antar tiang-tiang = 150 cm dan jarak tiang ke tepi 50 cm.

$$\text{Berat poer} = 2,5 \times 2,5 \times 1,6 \times 2,4 = 24 \text{ ton}$$

$$\bullet P_v = 678,41 + 24/4 = 684,41 \text{ ton}$$

4.7.6. MENGHITUNG EFISIENSI KELOMPOK TIANG

- AASTHO

$$Eff = 1 - \frac{\left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \right]}{90}$$

dimana : m : jumlah baris
 n : jumlah tiang
 : arc tan (d/s), dalam derajat
 d : diameter tiang
 s : jarak antar tiang

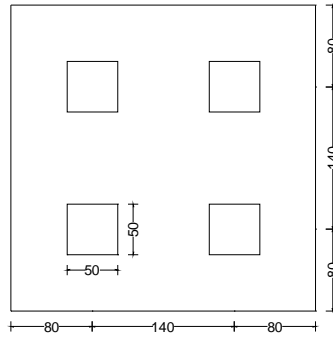
Syarat jarak tiang as – as :

$$2,5 D \cdot s \cdot 3D \text{ atau } S \leq \frac{1,57 \times d \times m \times n}{m + n - 2}$$

Syarat jarak tiang ke tepi :

$$S \geq 1,25D$$

- a. Tipe Poer (pile cap) 1 • kolom tepi



Gbr. 4.20. Denah pondasi tiang pancang

- Diameter tiang = $d = 50\text{cm}$
- Jumlah tiang = 4 buah
- $2,5 D \cdot S \cdot 3D$
- $100 \cdot S \cdot 150$

$$m = 2; n = 2; D = 40; S = 140$$

Efisiensi tiang

$$\text{Eff} = 1 - \frac{90 \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \right]}{90}$$

dimana : $m = \text{jumlah baris} = 2$

$n = \text{jumlah tiang} = 2$

$$= \arctan \frac{D}{S} = \arctan \frac{50}{140} = 19.654$$

$$= 1 - \left\{ \frac{19.654}{90} \times \left[\frac{(2-1)2 + (2-1)2}{2 \times 2} \right] \right\} = 0,7816 = 78.16\%$$

Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

$$\begin{aligned} P_{\text{eff}} &= \text{Eff} \times P_{\text{all}} \\ &= 0,7816 \times 263.53 \\ &= 205.975 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya Dukung Kelompok Tiang Pancang

$$\begin{aligned} P_{\text{eff kel. tiang}} &= 4 \times P_{\text{eff}} \\ &= 4 \times 205.975 \\ &= 823.9 \text{ ton} > 615.36 \text{ ton} \dots \text{OK!!!!} \end{aligned}$$

4.7.7. PERHITUNGAN BEBAN MAXIMUM UNTUK KELOMPOK TIANG YANG MENERIMA BEBAN EKSENTRIS (BEBAN NORMAL SENTRIS DAN MOMEN)

$$P_{\text{max}} = \frac{\Sigma Pv}{n} \pm \frac{Mx \times Y \text{ max}}{n_y \Sigma y^2} \pm \frac{My \times X \text{ max}}{n_x \Sigma x^2}$$

- n_x : banyak tiang dalam satu baris arah x
- n_y : banyak tiang dalam satu baris arah y
- X_{max} : absis jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang
- Y_{max} : ordinat jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang
- Σy^2 : jumlah kuadrat jarak arah Y (absis – absis) tiang
- Σx^2 : jumlah kuadrat jarak arah X (ordinat – ordinat) tiang

P_{max} didapat dari hasil output SAP 2000, dibandingkan P_{eff} kel. tiang

Beban Maximum yang diterima tiang

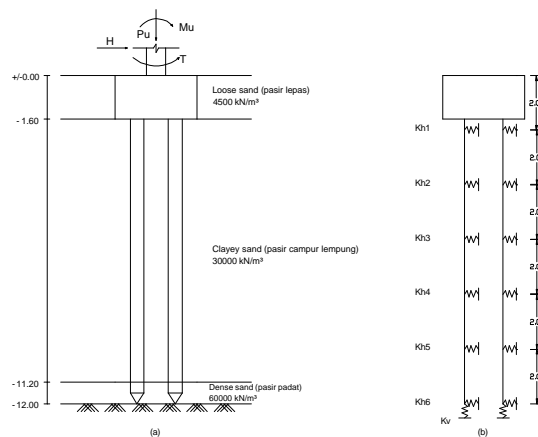
$$\begin{aligned}
 n &= 4 & ; & & n_x &= 2 & ; & n_y &= 2 \\
 X_{max} &= 0.7 & & n_x \times \Sigma x^2 &= 1.96 \\
 Y_{max} &= 0.7 & & n_y \times \Sigma y^2 &= 1.96 \\
 P_{max} &= \frac{\Sigma Pv}{n} \pm \frac{Mx \times Y_{max}}{n_y \Sigma y^2} \pm \frac{My \times X_{max}}{n_x \Sigma x^2}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.16 Pmax untuk pile cap tengah

| JOINT | LOAD | F3 | berat pile cap | • Pv | • Pv / n | M1 | Mx*Ymax / ny • y ² | M2 | My*Xmax / nx • x ² | Pmax |
|-------|-------|--------|----------------|--------|----------|-------|-------------------------------|-------|-------------------------------|---------|
| | | t | t | t | t | tm | t | tm | tm | t |
| 6 | comb1 | 678.41 | 34.56 | 713.06 | 178.265 | 0.00 | -0.00 | 0.01 | 0.00 | 178.265 |
| 6 | comb3 | 566.64 | 34.56 | 616.93 | 154.232 | 37.79 | 13.50 | 37.79 | 13.50 | 181.317 |

$P_{max} = 181.317 \text{ ton} < P_{eff} \text{ kel. tiang} \dots\dots\dots \text{OK!!!}$

4.7.8 PERHITUNGAN SETTLEMENT



Gbr. 4.21. a. Kondisi tanah dan distribusi beban pada pondasi b. Desain konstanta pegas horizontal dan vertikal pada pancang

Untuk keperluan perhitungan, pada tiang dilakukan diskritisasi menjadi joint dan element frame.

Perhitungan Konstanta Pegas :

Untuk Tiang Pancang

- Konstanta pegas arah vertikal (K_v) :

Diketahui Modulus of subgrade reaction arah vertikal (k_{sv}) = 60 kg/cm³

$$K_v = (50 \times 50) \times 60 = 150000 \text{ kg/cm} = 15000 \text{ t/m}$$

- Konstanta pegas arah horisontal (K_h) :

Modulus of subgrade reaction arah horisontal diperhitungkan sebesar dua kali k_{sv} .

$$K_{h1} = (50 \times 100) \times (4.5 \times 2) = 45000 \text{ kg/cm} = 4500 \text{ t/m}$$

$$K_{h2} = (50 \times 100) \times (4.5 \times 2) + (50 \times 100) \times (30 \times 2) = 345000 \text{ kg/cm} = 34500 \text{ t/m}$$

$$K_{h3} = K_{h4} = K_{h5} = K_{h6} = K_{h7} = (50 \times 200) \times (30 \times 2) = 600000 \text{ kg/cm} = 60000 \text{ t/m}$$

Beban luar yang bekerja pada pondasi adalah hasil reaksi tumpuan pada kolom (didapatkan dari hasil perhitungan SAP 2000) :

$$F_x = 0.05 \text{ t} \qquad M_x = 37.79 \text{ tm}$$

$$F_y = 16.954 \text{ t} \qquad M_y = 37.79 \text{ tm}$$

$$F_z = -567.009 \text{ t} \qquad M_z = 62.40 \text{ tm}$$

Data-data yang diketahui tersebut, seperti : pemodelan diskritisasi pondasi, beban luar yang bekerja pada pondasi, tumpuan pegas (spring), karakteristik material beton (angka poisson = 0,2, modulus elastisitas = 200000 kg/cm²) diinput dan dianalisis kembali dengan Program SAP 2000. Nilai M_x dan M_y diambil berdasarkan kapasitas kolom dalam menahan momen.

Dari hasil perhitungan SAP 2000, didapatkan pergeseran horizontal ($\bullet h$) dan penurunan vertikal ($\bullet v$) kepala tiang sebesar 5.53×10^4 dan 0.014 m, sedangkan settlement pada dasar tiang sebesar 0.01 m.

4.7.9 PERHITUNGAN TULANGAN TIANG PANCANG

Data yang digunakan dalam perencanaan penulangan tiang pancang

Dimensi tiang pancang : 50 cm x 50 cm

Berat isi beton bertulang : $\bar{a}_{\text{beton}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$

Data teknis:

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

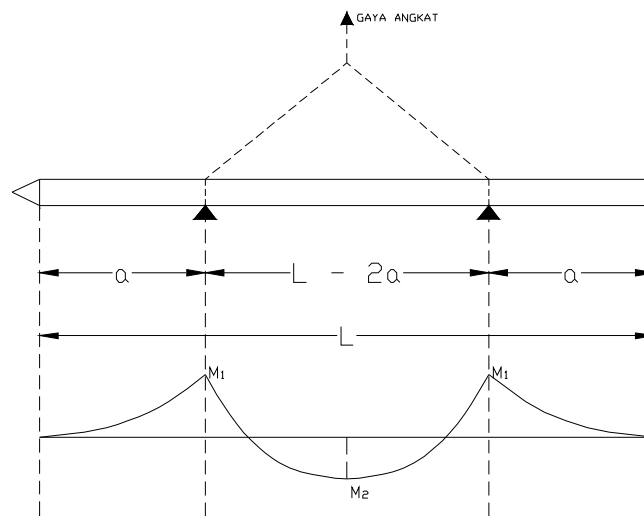
$$\begin{aligned}
 p &= 70 \text{ mm} \\
 D_{\text{tul}} &= 25 \text{ mm} \\
 \bullet_{\text{sengk.}} &= 10 \text{ mm} \\
 L_u &= 10000 \text{ mm} \\
 d &= h - p - \bullet_{\text{sengk.}} - 0.5D_{\text{tul}} = 500 - 70 - 10 - 12.5 = 407.5 \text{ mm} \\
 d' &= p + \bullet_{\text{sengk.}} + 0.5D_{\text{tul}} = 70 + 10 + 12.5 = 92.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

MOMEN OPERASIONAL

Momen operasional adalah Momen pada saat tiang bekerja sebagai pondasi. Dari hasil SAP 2000, didapat Momen dan geser maksimum sistem standar adalah 9.45 tm dan 5.99 t,

PERHITUNGAN MOMEN PADA WAKTU PENGANGKATAN

a. Cara I (Pangkatan Lurus)



Gbr. 4.22. Penganakatan tiang pancana dengan dua titik

$$M_1 = \frac{1}{2} q \times a^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \times \left(q(l - 2a)^2 - \frac{1}{2} q \times a^2 \right)$$

$$M_1 = M_2$$

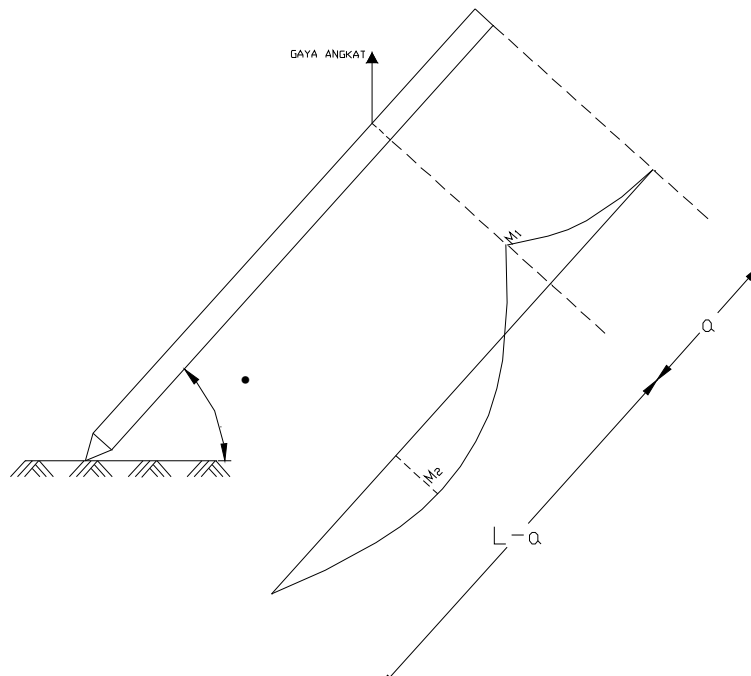
$$\frac{1}{2} q \times a^2 = \frac{1}{8} \times \left(q(l - 2a)^2 - \frac{1}{2} q \times a^2 \right)$$

$$a = 0,2094 \times L \rightarrow L = 12 \text{ m} \Rightarrow a = 0,2094 \times 12 = 2,51 \text{ m}$$

$$q = 0,5 \times 0,5 \times 2400 = 600 \text{ kg/m}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} \times q \times a^2 = \frac{1}{2} \times 600 \times 2,51^2 = 1894 \text{ kgm} = 1.894 \text{ tm}$$

b. Cara II (Pangkatan miring)



Gbr. 4.23. Pengangkatan tiang pancang dengan satu titik

$$M_1 = \frac{1}{2} \times q \times a$$

$$R_1 = \frac{1}{2} q(L - a) - \left(\frac{\frac{1}{2} L^2 - 2aL}{(L - a)} \right) = \left(\frac{qL^2 - 2q \times a \times L}{2(L - a)} \right)$$

$$M_x = R_1 \cdot x - \frac{1}{2} \times q \cdot x^2$$

$$M \text{ max} \rightarrow \frac{dM_x}{dx} = 0$$

$$R_1 - qx = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - 2aL}{2(L - a)}$$

$$\begin{aligned} M \text{ max} = M_2 &= R \left(\frac{L^2 - 2aL}{2(L - a)} \right) - \frac{1}{2} q \times \left(\frac{L^2 - 2aL}{2(L - a)} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L - a)} \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \times qa^2 = \frac{1}{2} \times \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L - a)}$$

$$a = 0,29 \times L = 0,29 \times 12 = 3.48 \text{ m}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} \times qa^2 = \frac{1}{2} \times 600 \times 3.48^2 = 3633.12 \text{ kg/m} = 3.633 \text{ tm}$$

Perhitungan tulangan utama tiang pancang

$$f'_c = 25 \text{ Mpa} = 2500 \text{ t/m}^2 \quad A_{gr} = 500 \cdot 500 = 2.5 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 23500 \text{ MPa} = 2350000 \text{ t/m}^2$$

$$I_k = \frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 500^3 = 5.2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 = 0.005208 \text{ m}^4$$

$$I_b = \frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 500^3 = 5.2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 = 0.005208 \text{ m}^4$$

Momen dan gaya maksimum terjadi pada saat operasional, sehingga desain tulangan menggunakan kondisi operasional.

$$P_U = 154.232 \text{ t} \quad M = 9.45 \text{ tm}$$

$$EI_k = \frac{\left(E_c \cdot I_g / 2.5 \right)}{2.5} = 32.639 \text{ kNm}^2 = 1.5$$

$$EI_b = \frac{\left(E_c \cdot I_g / 5 \right)}{5} = 16.3195 \text{ kNm}^2 = 1.5$$

$$\text{bawah} = 0 \text{ (bebas)} \quad \text{atas} = \frac{\left(EI_k / I_k \right)}{\left(EI_b / I_b \right)} = \frac{\left(32.639 / 12 \right)}{\left(16.3195 / 9 \right)} = 1.5$$

dari grafik alignment diperoleh $k = 0.55$

$$k \cdot L_{lu} / h = \frac{0.55 \cdot 12}{0.5} = 13.2 \text{ m} \quad M_1 / M_2 = 0 / 34.42 = 0$$

Berdasarkan gambar 9.15 Dasar dasar perencanaan beton bertulang pengaruh kelangsingan harus diperhitungkan.

$$P_c = \frac{EI}{lc^2} = \frac{3.14 \cdot 23500 \cdot 0.0052}{12^2} = 2.666 \text{ t}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_{ib}}{M_{2b}} \right) = 0.6 \geq 0.4$$

$$= \frac{C_m}{1 - P_u / \Phi P_c} = \frac{0.6}{1 - 154.232 / 0.65 \cdot 2.666} = -0.007 \leq 1.0$$

$$M_u = M_x + M_y \left(\frac{M_y}{M_x} \right) \cdot \left(\frac{1-B}{B} \right) = 25.7 + 25.7(1) \cdot \frac{(1-0.65)}{0.65} = 39.54 \text{ tm}$$

$$B = 0.65 P_u = 550.85 \text{ t} \quad E_t = \frac{M_u}{P_u} = \frac{39.54}{510.85} = 0.072m$$

$$\frac{e_t}{h} = \frac{0.072}{0.7} = 0.103$$

$$\frac{P_u'}{A_{gr} \cdot 0.85 \cdot f'c} = \frac{5508500N}{0.65 \cdot 4.9 \cdot 10^5 \cdot 0.85 \cdot 25} = 0.814 > 0.1$$

$$\left(\frac{P_u'}{A_{gr} \cdot 0.85 \cdot f'c} \right) \cdot \left(\frac{e_t}{h} \right) = 0.814 \cdot 0.103 = 0.084$$

$$d' = p + \text{senggang} + \frac{1}{2} \text{ utama} = 50 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 74.5mm$$

$$d = h - d' = 500 - 74.5 = 425.5 \text{ mm}$$

$$\frac{d'}{d} = \frac{74.5}{425.5} = 0.175 \approx 0.2$$

Dari gambar 6.2.d Grafik dan Tabel Penulangan Beton Bertulang didapat $r = 0.004$ $r = 0.004$ $=1$

$$\bullet \quad = r \cdot \quad = 0.004$$

Syarat bangunan tahan gempa $= 0.01$ $A_s = \quad \cdot A_{gr} = 2500mm^2$ (12 • 19)

Perhitungan tulangan geser tiang pancang

Desain Tulangan Geser

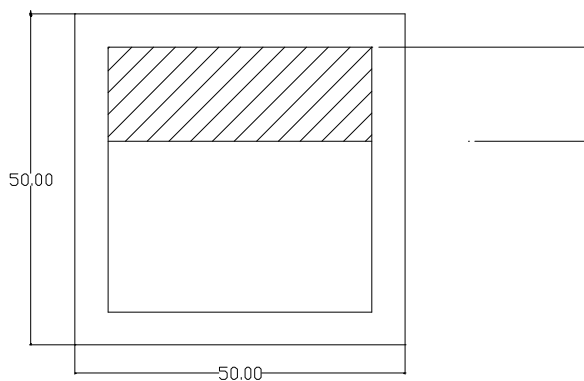
$$V_u = 5.99 \text{ t} = 59900 \text{ N}$$

$$v_u = V_u/bd = 59900/(500 \cdot 425.5) = 0.28155 \text{ Mpa}$$

• v_c menurut tabel 15 Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang adalah 0.5 Mpa

$v_c \geq v_u$, secara teoritis tulangan geser tidak diperlukan. Untuk desain struktur tahan gempa tulangan geser direncanakan $\hat{12-200}$

CEK TEGANGAN YANG TERJADI PADA SAAT PENGANGKATAN



Gbr. 4.24. Gambar diagram tegangan pada penampang tiang

$$F'e = 4D19 = 1134.41 \text{ mm}^2$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \sqrt{25} \\ &= 235000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2000000}{235000} = 9.8 \approx 10$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{-2n \times F'e}{b} + \frac{2n}{b} \sqrt{F'e^2 + \frac{b}{2n} \times F'e \times h} \\ &= \frac{-2 \times 10 \times 1134.41}{50} + \frac{2 \times 10}{50} \sqrt{1134.41^2 + \frac{50}{2 \times 10} \times 1134.41 \times 50} \\ &= 9.8926 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times x^3 = \frac{1}{12} \times 50 \times 9.8926^3 = 4033.8599 \text{ cm}^4$$

$$n \times f'e - (x - 4)^2 = 10 \times 1134.41 \times (9.8926 - 4)^2 = 393898.1754 \text{ cm}^4$$

$$n \times f'e - (h - x)^2 = 10 \times 1134.41 \times (50 - 9.8926)^2 = 18248159.36 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_{tot}} = 18646091.39 \text{ cm}^4$$

Tegangan yang terjadi

BETON

$$W_D = \frac{I_{x_{tot}}}{x} = \frac{18646091.39}{9.8926} = 1884852.454 \text{ cm}^3$$

$$\bullet = \frac{M_u}{W_D} = \frac{945000}{1884852.454} = 0.5013655 \text{ kg/cm}^2 < \bullet_{ijin} \text{ beton} = 66 \text{ kg/cm}^2$$

BAJA

$$W_E = \frac{I_{x_{tot}}}{(h - x)n} = \frac{18646091.39}{(50 - 9.8926) \times 10} = 46490.40175 \text{ cm}^3$$

$$y = \frac{M_u}{W_E} = \frac{945000}{46490.40175} = 20.32677 \text{ kg/cm}^2$$

$$y_{ijin} = 1.5 \times y_{ijin} = 1.5 \times 1600 = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$y < y_{ijin} \dots \dots \dots \text{OK!!!}$$

CEK TERHADAP TUMBUKAN HAMMER (PEMANCANGAN)

Jenis yang digunakan tipe K-10 dengan berat hammer 1,0 ton, dihitung daya dukung satu tiang = 400 ton, dihitung berdasarkan kapasitas tiang terhadap beban aksial. Pada saat hammer ditumbukkan ke kepala tiang dengan tinggi jatuh 1,5 meter, tiang mengalami beban tumbukan (impact load) yang mengakibatkan seluruh bagian tiang mengalami vibrasi. Perilaku beban

tumbukan berbeda dengan beban statik, sehingga untuk mengetahui perilaku beban tumbukan pada tiang, dilakukan analisis beban dinamik

Rumus tegangan akibat beban tumbukan :

$$i = \frac{P}{A} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2AEh}{PLo}} \right)$$

$$i = \frac{1.0}{0.25} \left(1 + \sqrt{\frac{2 \cdot 0.25 \cdot 2350000 \cdot 1.5}{1.0 \cdot 12}} \right)$$

$$i = 1536.971 \text{ ton/m}^2$$

$$i_y < i_{ijin} \text{ y.....OK!!!}$$

Dengan :

ϕ_i = Kemampuan daya dukung pile akibat tumbukan

W = Berat palu = 1,0 ton

h = Tinggi jatuh = 1,5 m

A = luas penampang = 0,25 m²

E = modulus elastisitas bahan = 2350000 ton/m²

ϕ_{ijin} = 400 t / 0.25 m² = 1600 ton/m²

= 131,25 ton < 206.250 ton (kapasitas daya dukung tiang berdasarkan kekuatan bahan)

4.7.10. PERHITUNGAN DESAIN POER

: TEBAL POER

Tebal pondasi didesain sedemikian rupa sehingga $V_u \leq V_c$. Untuk desain struktur tahan gempa panjangkan tiang sebesar minimal 1.5m, maka tebal poer diambil 1.6m.

β = perbandingan kedua sisi poer = 1.0

b_o = keliling penampang yang terdapat tegangan geser, penampang boleh dianggap terletak pada jarak d/2 terhadap sisi kolom = 4 . (700+2 . 625.5) = 7084 mm

$$d = h - p - \text{sengkang} - \frac{1}{2} D_{tulangan}$$

$$= 160 - 7 - 1 - 1,25$$

$$= 150,75 \text{ cm}$$

f'_c = 2500 t/m² = 25 Mpa

V_u = P_u = 566,64 t = 5666,4 kN

$$V_c = \left(1 + \frac{1}{c} \right) \cdot \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \leq \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{1}{1} \right) \cdot \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 7084 \cdot 1507.5 \leq \frac{1}{3} \sqrt{25} \cdot 7084 \cdot 1507.5 = 19581536.67 \text{ N} = 1958.154 \text{ t}$$

$$V_u \leq V_c$$

$$566,64 \leq 06 \cdot 1958.154$$

$$566,64 \leq 1272.8$$

: PENULANGAN POER

$$M_u = 37.79 \quad V_u = 566,64 \text{ t}$$

$$\max = \frac{P_u}{A} + \frac{M_x}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^3} + \frac{M_y}{\frac{1}{6} \cdot b^3 \cdot h} = \frac{566.64}{3 \cdot 3} + \frac{37.79}{\frac{1}{6} \cdot 3 \cdot 3^3} + \frac{37.79}{\frac{1}{6} \cdot 3^3 \cdot 3} = 68.559 \text{ t/m}^2$$

$$\min = \frac{P_u}{A} - \frac{M_x}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^3} - \frac{M_y}{\frac{1}{6} \cdot b^3 \cdot h} = \frac{566.64}{3 \cdot 3} - \frac{37.79}{\frac{1}{6} \cdot 3 \cdot 3^3} - \frac{37.78}{\frac{1}{6} \cdot 3^3 \cdot 3} = 57.361 \text{ t/m}^2$$

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot \max \cdot l^2 = \frac{1}{2} \cdot 68.559 \cdot 1.5^2 = 77.129 \text{ t/m}^2$$

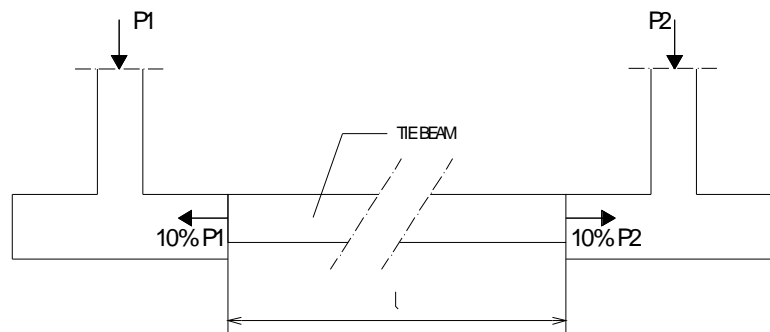
$$\frac{M_u}{b d^2} = \frac{77.129}{1.0 \cdot 1.5075^2} = 33.939 \text{ t/m}^2 = 339.39 \text{ kN/m}^2 \rightarrow = 0.0011$$

$$\min \geq \rightarrow 0.0018 \geq \rightarrow = 0.0018$$

$$A_{st} = n \cdot b \cdot d = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 1507.5 = 5276.25 \text{ mm}^2/\text{m} (\Phi 25-200) \text{ dua arah.}$$

4.7.11. PERHITUNGAN PENULANGAN TIE BEAM

Pondasi tiang pancang sampai pada tanah keras sehingga direncanakan gaya yang bekerja pada tie beam adalah 10 % gaya vertikal pada kolom, hal ini bertujuan agar tie beam mampu mengikat kolom sehingga kolom tidak bergerak dari posisi semula.



Gambar 4.25 Pembebanan pada tie beam

Dipakai :

$$b = 500 \text{ mm}$$

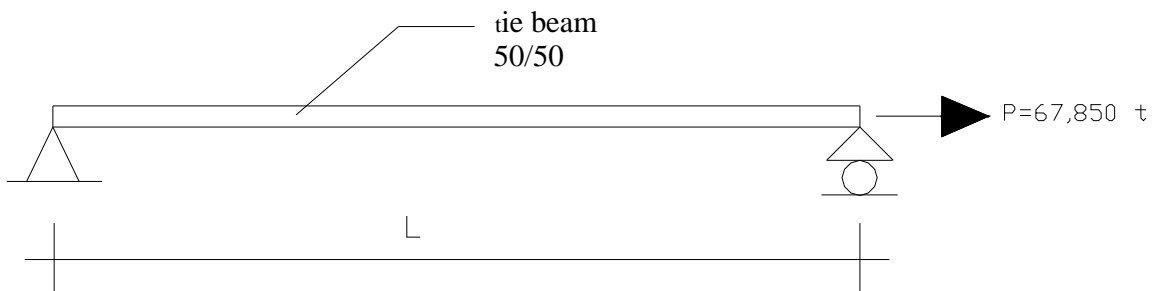
$h = 500 \text{ mm}$

Gaya yang terjadi :

$P \text{ (teta)} = 678.41 \text{ t}$

$P_{\text{sementara}} = 566.64 \text{ t}$

Dipakai 10 % gaya yang terbesar $P_{\text{max}} = 678.41 \times 10 \% = 67.79 \text{ t} = 67850 \text{ kg}$



Gambar 4.26. Pemodelan tie beam untuk perhitungan pada SAP 2000

Perhitungan tulangnya analog dengan kolom yang mengalami beban aksial sehingga penulangan utamanya diranca 4 • 25 dan penulangan gesernya • 12-200.

Semua struktur bawah pada desain stadion internasional ini menggunakan pondasi jenis tiang (pile foundation design). Khusus pada kolom tunggal, pondasi menggunakan satu tiang dengan dimensi 4m x 4m, dengan tebal beton 25 cm. Metode pelaksanaan pondasi tiang tunggal ini berbeda dengan pondasi yang lain. Jika pondasi yang lain menanam tiang dengan bantuan hammer, pada tiang tunggal tanah digali hingga kedalaman yang diinginkan, tulangan dipasang, kemudian dicor. Bagian tengah pondasi diisi dengan campuran tanah urug, pasir urug, dan agregat.

Tabel 4.17. Variasi ukuran desain pondasi

| No | Jenis Struktur | Dimensi pile cap | Dimensi lubang | A | tebal pile cap | Jumlah tiang | Dimensi tiang |
|----|----------------------------|------------------------|-----------------------|---------------------|----------------|--------------|---------------|
| 1 | Pondasi kolom tribun | 3x3m ² | - | 9m ² | 1.60m | 4 | 0.5mx0.5m |
| 2 | Pondasi kolom tribun depan | 1.5x1.5m ² | - | 2.25m ² | 1.00m | 2 | 0.5mx0.5m |
| 3 | Pondasi kolom tunggal | 5x5m ² | - | 25m ² | 1.75m | 1 | 0.5mx0.5m |
| 4 | Pondasi kolom baja | 7.5x7.5m ² | 4.5x4.5m ² | 36m ² | 2.00m | 16 | 4.0mx4.0m |
| 5 | Pondasi struktur lengkung | 11.8x7.3m ² | 6.2x1.4m ² | 77.46m ² | 2.50m | 28 | 0.5mx0.5m |