2 BAB II
PERANCANGAN STRUKTUR

2.1 Deskripsi Bangunan

Deskripsi Proyek Pembangunan Gedung Laboratorium Riset Terpadu Universitas Pembangunan Nasional Veteran Yogyakarta sebagai berikut:

1. Nama Proyek : Laboratorium Riset Terpadu Universitas Pembangunan Nasional Veteran Yogyakarta
2. Lokasi Proyek : Jalan Ring Road Utara No. 104, Ngropoh, Condongcatur, Kecamatan Depok, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta, 55283
3. Jumlah Bangunan : Satu gedung
4. Jumlah Lantai : 6 Lantai
5. Luas Bangunan : 7.493,48 m^2
6. Struktur Bangunan : Beton bertulang dan struktur atap baja

2.2 Data Material Struktur

Data material yang digunakan dalam perencanaan gedung sebagai berikut:

1. Material beton

   Mutu beton (f'c) = 30 MPa

   Berat unit per volume = 2400 kg/m^3

   E_c = 4700 $\sqrt{f'c}$

   = 25,742 x 10^3 MPa

2. Material tulangan

   Mutu baja tulangan utama (f_y) = 420 MPa (BjTS 420B)

   Mutu baja tulangan sengkang (f_{ys}) = 420 MPa (BjTS 420B)

   Modulus elastisitas (E) = 200000 MPa

2.3 Perencanaan Struktur Atap

Perencanaan struktur atap dari gedung ini menggunakan struktur baja *monoframe*. Berikut merupakan perencanaan struktur atap Gedung Laboratorium Terpadu Universitas Pembangunan Nasional "Veteran" Yogyakarta.

2.3.1 Pedoman Perencanaan Struktur Atap

Perencanaan atap Gedung Laboratorium Riset Terpadu Universitas Pembangunan Nasional Veteran Yogyakarta menggunakan pedoman berikut:

1. SNI 1729-2020: Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural (ANSI/AISC 360-16, IDT).
2. SNI 1727-2020: Beban Desain Minimum dan Kriteria terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

2.3.2 Data Perencanaan

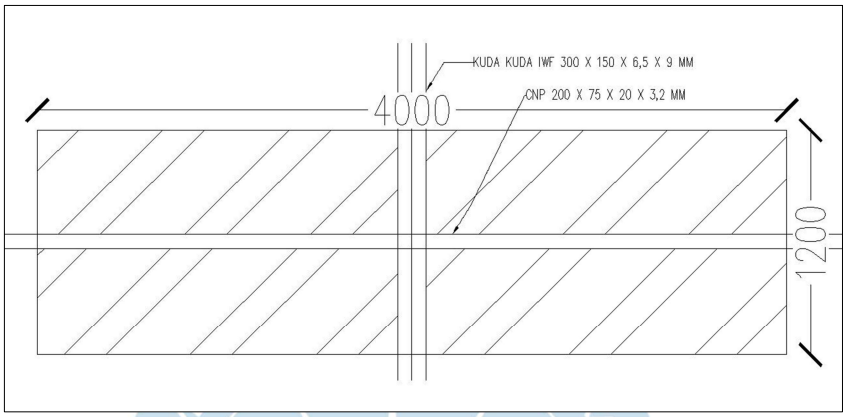
1. Bentang Kuda-Kuda (L) = 12 m
2. Sudut Kemiringan Atap (a) = 35˚
3. Jarak Antar Kuda-Kuda (S_{kd}) = 4 m
4. Jarak Gording (S_g) = 1,20 m
5. Berat Penutup Atap = 2,48 kg/m^2
6. Tekanan Angin = 48 kg/m^2
7. Sambungan = Baut
8. Mutu Baja = Bj 37
9. Fy = 240 MPa
10. Fu = 370 MPa
11. E = 200.000 MPa = 2 x 10^6 kg/cm^2
12. Spesifikasi Penutup Atap
    a. Jenis = Galvallum
    b. Lebar Efektif = 750 mm
    c. Panjang Efektif = 4.000 mm
    d. Isi per meter persegi = 0,33 buah
    e. Berat = 7,44 kg/lembar

2.3.3 Perencanaan Gording

1. Pembebanan Pada Gording

a. Beban Mati

1) Tributary Area Gording (A_t) $= \frac{Sg \times Skd}{cos\ \alpha} = \frac{1{,}20 \times 4}{cos\ \alpha} = 5{,}86\ m^2$



Gambar 2.1 Tributary Area Gording

2) Berat Penutup Atap (W_g)$= \frac{2{,}48 \times 9{,}81}{1000} = 0{,}02\ kN/m^2$

3) Berat Penutup Atap (q_g) $= \frac{At \times Wg}{Skd} = \frac{5{,}86 \times 0{,}02}{4} = 0{,}04\ kN/m$

b. Beban Hidup

1) Beban Pekerja (L_r) $= 0{,}96\ kN/m^2$ (SNI 1727:2020 Pasal 8.3)

2) Beban Hujan:

$W_h = 40 - (0{,}8 \times \alpha)$

Keterangan :

W_h = Beban hujan luasan

α = Sudut kemiringan atap

$W_h = 40 - (0{,}8 \times 35^\circ) \times 9{,}81 / 1000 = 0{,}12\ kN/m^2$

$q_r = W_h \times A_t / S_{kd}$

Keterangan:

q_r = Beban hujan merata

A_t = Tributary area gording

S_{kd} = Jarak antar kuda-kuda

$q_r = 0{,}12 \times 5{,}86 / 4 = 0{,}17\ kN/m$

3) Beban Angin

Beban angin dihitung berdasarkan SNI 1727:2020, berikut merupakan perhitungan beban angin

a) Data Kondisi Bangunan

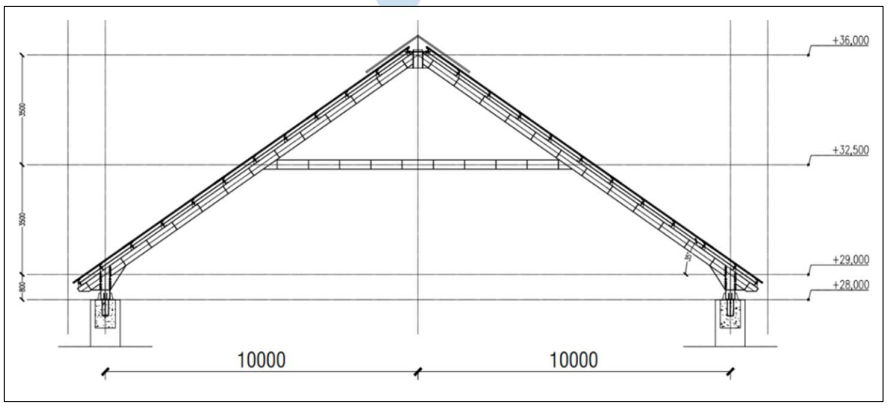
i. Data Parameter Beban Angin

Kategori resiko bangunan	= IV
Kecepatan angin dasar	= 2,2 m/s
Faktor arah angin, Kd	= 0,85 (Tabel 26.6-1)
Kategori kekerasan permukaan	= B (Pasal 26.7.2)
Kategori eksposur	= C (Pasal 26.7.3)
Faktor Topografi, K_{zt}	= 1 (Pasal 26.8.2)
Faktor elevasi permukaan tanah, K_e	= 1 (Pasal 26.9)
Faktor efek hembusan angin, G	= 0,85 (Pasal 26.11.1)
Klasifikasi ketertutupan (Pasal 26.12)	= Bangunan Tertutup

ii. Data Dimensi

Tinggi ujung atap, hr	= 34,32 m
Tinggi dinding, he	= 25,5 m
Sudut kemiringan atap, Ɵ	= 35˚
Lebar bangunan ke arah angin datang, L	= 20 m

Lebar bangunan tegak lurus terhadap angin datang, B = 60 m



Gambar 2.2 Potongan Kuda-Kuda

b) Perhitungan Beban Angin

i. Kontrol Tinggi Bangunan

Tinggi rata-rata atap, h $= \frac{hr+he}{2}$

$= \frac{34,32+25,5}{2}$

= 29,91 m

ii. Tekanan Angin Desain

i) Koefisien tekanan internal (Tabel 26.13-1)

Koefisien tekanan internal positif, $+GC_{pi}$ = 0,18

Koefisien tekanan internal negatif, $-Gc_{pi}$ = -0,18

ii) Parameter untuk menghitung koefisien eksposur tekanan kecepatan

α = 9,5 m

Z_g = 274,32 m.

z = h = 29,91 m

iii) Koefisien eksposur tekanan kecepatan (Tabel 26.10-1)

Untuk 4,6 m ≤ z ≤ Z_g, K_z $= 2,01 \times \left(\frac{z}{Zg}\right)^{\frac{2}{\alpha}}$

$= 2,01 \times \left(\frac{29,91}{274,32}\right)^{\frac{2}{9,5}}$

= 1,2606

iv) Tekanan velositas diukur pada tinggi atap rata-rata (Pasal 26.10.2)

q_z = q_h = 0,613 x K_z x K_{zt} x K_d x K_e x V^2

= 0,613 x 1,206 x 1 x 0,85 x 1 x $2,2^2$

= 3,179 N/m^2

v) Koefisien tekanan eksternal (Gambar 27.3-1 SNI 1727:2020)

Koefisien tekanan atap sisi angin datang (atas), C_p = -0,20

Koefisien tekanan atap sisi angin datang (bawah), C_p = 0,101

Koefisien angin pergi atap sisi angin pergi, C_p = -0,6

vi) Beban angin

Permukaan atap pada sisi arah angin datang (atas)

P_1 $= qGCp - qi(GCpi)$

$= -0{,}00111\ kN/m^2$

P_2 $= qGCp - qi(GCpi)$

$= 0{,}00003\ kN/m^2$

Permukaan atap pada sisi arah angin datang (bawah)

P_3 $= qGCp - qi(GCpi)$

$= -0{,}00030\ kN/m^2$

P_4 $= qGCp - qi(GCpi)$.

$= 0{,}00084\ kN/m^2$

Permukaan atap sisi arah angin pergi

P_5 $= qGCp - qi(GCpi)$

$= -0{,}00219\ kN/m^2$

P_6 $= qGCp - qi(GCpi)$

$= -0{,}00105\ kN/m^2$

Syarat, p > 0,38 kN/m^2 x luas atap bangunan gedung yang terproyeksi pada bidang vertikal tegak lurus terha/dap arah angin yang diasumsikan (Pasal 27.1.5).

Beban angin minimum, W_{min} $= P_{min}$ x Luas bidang miring

$= 2{,}226\ kN$

Angin datang, W_{desain} $= P_{min}$ x Luas bidang miring

$= 0{,}00495\ kN$

Angin pergi, W_{desain} $= P_{min}$ x Luas bidang miring

$= -0{,}00615\ kN$

Beban angin yang digunakan, q_w $= 2{,}226\ kN$

$= 226{,}982\ kg$

$q_w = \frac{W}{Jarak\ kuda\ kuda \times jarak\ gording}$ $= 47{,}2879\ kg/m^2$

$= 48\ kg/m^2$

4) Beban Terfaktor

a) Uraian Beban Penutup Atap:

W_{gx} $= qg \cos \alpha$

Keterangan:

W_{gx} = Sumbu kuat (Beban penutup atap)

q_g = Beban penutup atap

α = Sudut kemiringan atap

W_{gx} = 0,04 cos (35˚)

= 0,11 kN/m

W_{gy} = qg sin α

Keterangan:

W_{gy} = Sumbu Lemah (Beban penutup atap)

q_g = Beban penutup atap

α = Sudut kemiringan atap

W_{gy} = 0,04 sin (35˚)

= 0,08 kN/m

b) Uraian Beban Hujan:

W_{rx} = qr cos α

Keterangan:

Wrx = Sumbu kuat (Beban hujan merata)

q_r = Beban hujan merata

α = Sudut kemiringan atap

W_{rx} = 0,17 cos (35˚)

= 0,14 kN/m

W_{ry} = qr sin α

Keterangan :

W_{ry} = Sumbu kuat (Beban hujan merata)

q_r = Beban hujan merata

α = Sudut kemiringan atap

W_{ry} = 0,17 sin (35˚)

= 0,10 kN/m

c) Uraian Beban Hidup:

P_{px} = qp cos α

Keterangan :

P_{px} = Sumbu kuat (Beban hidup)

q_p = Beban hidup

α = Sudut kemiringan atap

P_{px} = 1,41 cos (35˚)

= 1,15 kN/m

P_{py} = qp sin α

Keterangan :

P_{py} = Sumbu lemah (Beban hidup)

Q_p = Beban hidup

α = Sudut kemiringan atap

P_{py} = 1,41 sin (35˚)

= 0,81 kN/m

d) Beban Merata Terfaktor, Wux (Sumbu Kuat) :

W_{ux1} = 1,4 x W_{gx}

= (1,4 x 0,11)

= 0,16 kN/m

W_{ux2} = 1,2 x W_{gx} + 1,6 x W_l + 0,5 x W_{rx}

= (1,2 x 0,11) + (1,6 x 0) + (0,5 x 0,14)

= 0,20 kN/m

W_{ux3} = 1,2 x W_{gx} + 1,6 x P_{px} + 0,5 x W_w

= (1,2 x 0,11) + (1,16 x 1,15) + (0,5 x 0,47)

= 2,21 kN/m

W_{ux4} = 1,2 x W_{gx} + 1,0 x W_w + 1,0 x W_l + 0,5 x W_{rx}

= (1,2 x 0,11) + (1,0 x 0,47) + (1,0 x 0) + (0,5 x 0,14)

= 0,69 kN/m

W_{ux5} = 0,9 x W_{gx} + 1,0 x W_w

= (0,9 x 0,11) + (1,0 x 0,47)

= 0,57 kN/m

Diambil yang terbesar: W_{ux} = 2,21 kN/m

e) Beban Merata Terfaktor, Wuy (Sumbu Lemah):

W_{uy1} = 1,4 x W_{gy}

= (1,4 x 0,08)

= 0,11 kN/m

W_{uy2} = 1,2 x W_{gy} + 1,6 x W_l + 0,5 x W_{ry}

= (1,2 x 0,08) + (1,6 x 0) + (0,5 x 0,10)

= 0,14 kN/m

W_{uy3} = 1,2 x W_{gy} + 1,6 x P_{py} + 0,5 x W_w

= (1,2 x 0,08) + (1,16 x 0,81) + (0,5 x 0,47)

W_{uy4} = 1,2 x W_{gy} + 1,0 x W_w + 1,0 x W_l + 0,5 x W_{ry}

= (1,2 x 0,08) + (1,0 x 0,47) + (1,0 x 0) + (0,5 x 0,10)

= 0,61 kN/m

W_{uy5} = 0,9 x W_{gy} + 1,0 x W_w

= (0,9 x 0,08) + (1,0 x 0,47)

= 0,54 kN/m

Diambil yang terbesar: W_{uy} = 1,62 kN/m

f) Beban Pusat Terfaktor:

P_{ux} = 1,6 x P_{px}

= 1,6 x 1,15

= 1,84 kN/m

P_{uy} = 1,6 x P_{py}

= 1,6 x 0,81

= 1,29 kN/m

5) Menentukan Lentur dan Gaya Geser

a) Momen Lentur Terhadap Sumbu Kuat (M_{ux}) :

Mux $= \frac{1}{8} \times Wux \times Lx^2 + \frac{1}{4} \times Pux \times Lx$

$= \frac{1}{8} \times 2{,}21 \times 4^2 + \frac{1}{4} \times 1{,}84 \times 4$

= 5,798 kNm

b) Momen Lentur Terhadap Sumbu Lemah (M_{uy}) :

Muy $= \frac{1}{8} \times Wuy \times Ly^2 + \frac{1}{4} \times Puy \times Ly$

$= \frac{1}{8} \times 1{,}62 \times 2^2 + \frac{1}{4} \times 1{,}29 \times 2$

= 1,338 kNm

c) Gaya Geser pada Sumbu Kuat (V_{ux}) :

Vux $= \frac{1}{2} \times (Wux \times Lx + Pux)$

$= \frac{1}{2} \times (2{,}21 \times 4 + 1{,}84)$

= 2,108 kN

d) Gaya Geser pada Sumbu Lemah (V_{uy}) :

Vuy $= \frac{1}{2} \times (Wuy \times Ly + Puy)$

$= \frac{1}{2} \times 1{,}62 \times 2 + 1{,}29)$

= 3,414 kN

2. Perencanaan Dimensi Profil Gording

a. Momen Lentur:

1) Sumbu Kuat (M_{ux}) = 5,798 kNm = 5.798 kNcm

2) Sumbu Lemah (M_{uy}) = 1,338 kNm = 1.338 kNcm

b. Modulus Penampang:

1) Sumbu Kuat:

$S_x = 2 \times \frac{Mux}{fy}$

Keterangan:

S_x = Sumbu Kuat Modulus Penampang Sumbu Kuat

M_{ux} = Momen Lentur Terhadap Sumbu Kuat

f_y = Tegangan Leleh Baja

$S_x = 2 \times \frac{5.798}{2400}$ = 49,251 cm^3

2) Sumbu Lemah :

$S_y = 2 \times \frac{Muy}{fy}$

Keterangan :

S_y = Sumbu Kuat Modulus Penampang Sumbu Lemah

M_{uy} = Momen Lentur Terhadap Sumbu Lemah

f_y = Tegangan Leleh Baja

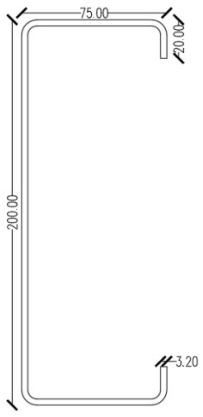
$S_y = 2 \times \frac{1.338}{2400}$ = 11,362 cm^3

Berdasarkan perhitungan Modulus Penampang di atas dipilih Profil Gording : C 200.75.20.3,2 mm : S_x = 71,60 cm^3 dan S_y = 15,80 cm^3

3. Pemeriksaan Profil Gording

a. Data Profil Terpilih

Tinggi Total (H)	= 200 mm
Lebar (b)	= 75 mm
Tip (a)	= 20 mm
Tebal (t)	= 3,2 mm
Luas (A)	= 1181 mm^2
Momen Inersia (Sb. Kuat, Ix)	= 7160000 mm^4
Momen Inersia (Sb. Lemah, Iy)	= 841000 mm^4
Modulus Penampang (Sb. Kuat, Sx)	= 71600 mm^3
Modulus Penampang (Sb. Lemah, Sy)	= 15800 mm^3
Jari-jari Girasi (Sb. Kuat, rx)	= 77,9 mm
Jari-jari Girasi (Sb. Lemah, ry)	= 26,7 mm
Jarak Titik Berat (cx)	= 21,9 mm
Berat Profil (qg)	= 9,27 kg/m



Gambar 2.3 Profil Gording

b. Pemeriksaan Ketahanan Lentur

1) Klasifikasi Penampang Sayap Gording (Acuan Tabel B4. 1b Kasus 10 dalam SNI 1729:2020)

a) Kelangsingan Penampangan Sayap (λf):

$\lambda_f = \frac{b}{t}$

Keterangan:

λ_f = Kelangsingan Penampang Sayap

b = Lebar Penampang Profil Baja

t = Tebal Lebar Penampang Profil Baja

$\lambda_f = \frac{75}{3,2} = 23,44$

b) Kelangsingan Maksimum Penampangan Kompak (λp):

$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$

Keterangan :

λ_p = Kelangsingan Maksimum Penampangan Kompak

E = Modulus Elastisitas Baja

f_y = Tegangan Leleh Baja

$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 10,75$

c) Kelangsingan Maksimum Penampangan Non-Kompak (λr) :

$\lambda_r = 1,00 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$

Keterangan :

λ_r = Kelangsingan Maksimum Penampangan Non-Kompak

E = Modulus Elastisitas Baja

f_y = Tegangan Leleh Baja

$\lambda_r = 1,00 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 28,28$

Karena λp < λf < λr maka Pelat Sayap termasuk Jenis Non-Kompak.

2) Klasifikasi Penampang Beban Gording (Acuan Tabel B4. 1b Kasus 15 dalam SNI 1729:2020)

a) Tinggi Pelat Badan Bersih (h_1):

h_1 = H – 2t

Keterangan:

h_1 = Tinggi Pelat Badan Bersih

H = Tinggi Penampang Profil Baja

t = Tebal Penampang Profil Baja

h_1 = 200 – 2 x 3,2 = 193,60 mm

b) Kelangsingan Penampang Badan (λ_w):

$\lambda_w = \frac{H}{t}$

Keterangan:

λ_w = Kelangsingan Penampang Badan

H = Tinggi Penampang Profil Baja

t = Tebal Penampang Profil Baja

$\lambda_w = \frac{200}{3,2} = 60,5$

c) Kelangsingan Maksimum Penampangan Kompak (λ_p):

$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$

Keterangan:

λ_p = Kelangsingan Maksimum Penampangan Kompak

E = Modulus Elastisitas Baja

f_y = Tegangan Leleh Baja

$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 106,35$

d) Kelangsingan Maksimum Penampangan Non-Kompak (λr):

$\lambda_r = 5,70 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$

Keterangan:

λ_r = Kelangsingan Maksimum Penampangan Non-Kompak

E = Modulus Elastisitas Baja

f_y = Tegangan Leleh Baja

$\lambda r = 5,70 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 161,22$

Karena λw < λp maka Pelat Badan termasuk Jenis Kompak.

3) Perhitungan Sifat Penampang (*Section Properties*) Tambahan

a) Jarak Antar Titik Berat Sayap (h_0):

h_0 = H – t

Keterangan:

h_0 = Jarak Antar Titik Berat Sayap

H = Tinggi Penampang Profil Baja

t = Tebal Penampang Profil Baja

h_0 = 200 – 3,2 = 196,8 mm

b) Konstanta Puntir Torsi (J):

$$J = 2 \times \left(\frac{1}{3} bt^3\right) + \frac{1}{3} \times (h1) \times t^3 + \left(\frac{2}{3}\right) \times (a - t) \times t^3$$

Keterangan:

J = Konstanta Puntir Torsi

b = Lebar Penampang Profil Baja

t = Tebal Penampang Profil Baja

h_1 = Tinggi Pelat Badan Bersih

a = Tip Penampang Profil Baja

$$J = 2\left(\frac{1}{3} \times 75 \times 3{,}2^3\right) + \frac{1}{3}(193{,}6) \times 3{,}2^3 + \left(\frac{2}{3}\right)(20 - 30{,}2) \times 3{,}2^3$$

$$= 4120{,}02 \text{ mm}^4$$

c) Konstanta Puntir Lengkung (C_w):

$$Cw = \frac{1}{4} Iyh0^2$$

Keterangan:

C_w = Konstanta Puntir Lengkung

Iy = Momen Inersia Sumbu Lemah

h_0 = Jarak Antar Titik Berat Sayap

$$C_w = \frac{1}{4} \times 841000 \times 196{,}82^2$$

$$= 8143032960 \text{ mm}^6$$

d) Modulus Penampang Plastis, Z_x (Sumbu Kuat) :

$$Z_x = \frac{1}{4} \times H \times t^2 + at\ (H - a) + t\ (b - 2t)(h0)$$

Keterangan:

Z_x = Modulus Penampang Plastis Sumbu Kuat

H = Tinggi Penampang Profil Baja

b = Lebar Penampang Profil Baja

t = Tebal Penampang Profil Baja

a = Tip Penampang Profil Baja

h_0 = Jarak Antar Titik Berat Sayap

$Z_x = \frac{1}{4} \times 200 \times 3{,}2^2 + 64\,(200 - 20) + 3{,}2\,(7{,}5 - 2 \times 3{,}2)(196{,}8)$

$= 55233{,}54\ mm^3$

e) Modulus Penampang Plastis, Z_y (Sumbu Lemah) :

$Z_y = Ht\,(Cx - 0{,}5t) + 2at(b - Cx - 0{,}5t) + t(Cx - t)^2 + t(b - t - Cx)^2$

Keterangan:

Z_y = Modulus Penampang Plastis Sumbu Lemah

H = Tinggi Penampang Profil Baja

b = Lebar Penampang Profil Baja

C_x = Jarak Titik Berat

$Z_y = 640\,(20{,}3) + 128(51{,}5) + 3{,}2(18{,}7)^2 + 3{,}2(49{,}9)^2$

$= 28671{,}01\ mm^3$

4) Tinjauan Kondisi Pelelehan (Pasal F2.1 dan Fb.1 SNI 1729:2020)

a) Momen Nomial (Sumbu Kuat, Pers. F2-1 SNI 1729:2020) :

$M_{nx}(Y) = f_y \times Z_x$

$M_{nx}(Y)$ = Momen Nominal Sumbu Kuat

f_y = Tegangan Leleh Baja

Z_x = Modulus Penampang Plastis Sumbu Kuat

$M_{nx}(Y) = 240 \times 55233{,}54$

$= 13{,}26$ kNm

b) Momen Nominal (Sumbu Lemah, Pers. F6-1 SNI 1729:2020) :

$M_{nx}(X) = f_y \times Z_y$

$M_{ny}(X)$ = Momen Nominal Sumbu Lemah

f_y = Tegangan Leleh Baja

Z_y = Modulus Penampang Plastis Sumbu Lemah

$M_{ny}(X)$ = 240 x 28671,04

= 6,88 kNm

5) Tinjauan Tekuk Torsi Lateral (Sumbu Kuat, Pasal F2.2 SNI 1729:2020)

a) Panjang Bentang Maksimum Balok menahan Momen Plastis (Pers. F2-5 SNI 1729:2020):

$L_p = 1{,}76 \times ry \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$

Keterangan:

L_p = Panjang Bentang Maksimum

r_y = Jari-jari Girasi Sumbu Lemah

f_y = Tegangan Leleh Baja

E = Modulus Elastisitas Baja

$L_p = 1{,}76 \times 26{,}7 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$

=1356,54 mm

Bentang Minimum Balok yang tahanannya ditentukan Momen Kritis Tekuk Torsi Lateral:

b) Menghitung radius girasi efektif untuk tekuk torsi lateral (Pers. F2-7 SNI 1729:2020):

$r^2ts = \sqrt{\frac{IyCw}{Sx}}$

Keterangan :

r^2_{ts} = Radius girasi efektif tekuk torsi lateral kuadrat

r_{ts} = Radius girasi efektif untuk tekuk torsi lateral

I_y = Momen Inersia Sumbu Lemah

C_w = Konstanta Puntir Lengkung

S_x = Modulus Penampang Sumbu Kuat

$r^2_{ts} = \sqrt{\frac{841000 \times 8143032960}{71600}}$ = 309267,71 mm^2

r_{ts} = 556,12 mm

c) Menghitung jarak dari sumbu netral ke serat tekan terluar (Pers. F2-7 SNI 1729:2020):

$$c = \frac{h0}{2}\sqrt{\frac{Iy}{Cw}}$$

Keterangan :

c = Jarak dari sumbu netral ke serat tekan terluar

h_0 = Jarak Antar Titik Berat Sayap

I_y = Momen Inersia Sumbu Lemah

C_w = Konstanta Puntir Lengkung

$$c = \frac{196,8}{2}\sqrt{\frac{841000}{8143032960}}$$

$$= 0,9997 \approx 1,0$$

Sehingga nilai bentang minimum balok yang tahanannya ditentukan momen kritis tekuk torsi lateral dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$L_r = 1,95 rts \frac{E}{0,7 \times fy}\sqrt{\frac{Jc}{Sxh0} + \sqrt{(\frac{Jc}{Sxh0})^2 + 6,76\,(\frac{0,7f}{E})^2}}$$

Keterangan:

L_r = Bentang minimum balok yang tahanannya ditentukan momen kritis tekuk torsi lateral

r_{ts} = Radius girasi efektif untuk tekuk torsi lateral

J = Konstanta punter

c = Jarak dari sumbu netral ke serat tekan terluar

S_x = Modulus penampang sumbu kuat

h_0 = Jarak antar titik berat sayap

f_y = Tegangan lelh baja

E = Modulus elastisitas baja

$$L_r = 1,95 \times 556,12 \times \frac{200000}{0,7 \times 240}\sqrt{\frac{4120,03}{14090880} + \sqrt{(\frac{4120,03}{14090880})^2 + 6,76\,(\frac{0,7 \times 240}{200000})^2}}$$

$$= 63025,56 \text{ mm}$$

d) Panjang Bentang Terhadap Sumbu Lemah (L_s):

L_p = 1356,54 mm

L_s = 2000 mm

L_r = 63025,56 mm

$L_p < L_s < L_r$

e) Beban Mati dengan memasukkan Beban Gording:

Berat Sendiri Gording (W_g) = 9,27 kg/m

Beban Penutup Atap *Galvallum* (W_p) = 4,64 kg/m

Beban Mati Total (W_D) = $W_p + W_g$

= 13,91 kg/m

Sumbu Kuat (W_{Dx}) = $W_D \cos \alpha$

= 13,91 cos (35˚)

= 11,39 kg/m

Sumbu Lemah (W_{Dy}) = $W_D \sin \alpha$

= 13,91 sin (35˚)

= 7,98 kg/m

Beban Merata Terfaktor (Sumbu Kuat):

W_{ux} = 1,2 W_{Dx} + 1,6 W_{rx} + 0,5 W_w

= (1,2 x 11,39) + (1,6 x 14,4) + (0,5 x 48)

= 13,91 kg/m

W_{ux} = 1,2 W_{Dx} + 0,5 W_{rx} + 1,0 W_w

= (1,2 x 11,39) + (0,5 x 14,4) + (1,0 x 48)

= 38,45 kg/m

W_{ux} diambil yang terbesar: W_{ux} = 38,45 kg/m = 0,38 kN/m

Beban Merata Terfaktor (Sumbu Lemah):

W_{uy} = 1,2 W_{Dy} + 1,6 W_{ry}

= (1,2 x 7,98) + (1,6 x 10,08)

= 25,70 kg/m

W_{uy} = 1,2 W_{Dy} + 0,5 W_{ry}

= (1,2 x 7,98) + (0,5 x 10,08)

= 14,61 kg/m

W_{uy} diambil yang terbesar : W_{uy} = 25,70 kg/m

f) Momen Pada Bentang Gording (Diasumsikan sebagai Struktur Balok Sederhana/*Simple Beam*):

Momen pada $\frac{1}{4}$ bentang (MA) dan $\frac{3}{4}$ bentang (MC) :

MA $= \frac{3}{32} Wux \times Lx^2 + \frac{1}{8} Pux \times Lx$

$= \frac{3}{32} 38{,}45 \times 4^2 + \frac{1}{8} 187{,}89 \times 4$

= 151,62 kgm

MC = MA = 151,62 kgm

Momen pada $\frac{1}{2}$ bentang (MB):

MB $= \frac{1}{8} Wux \times Lx^2 + \frac{1}{4} Pux \times 4$

$= \frac{1}{8} 38{,}45 \times 4^2 + \frac{1}{4} 187{,}89 \times 4$

= 264,79 kgm

Momen Maksimum : MB = 264,79 kgm = 0,252 kN/m

g) Momen Nominal Penampang Pengaruh Tekuk Lokal (*Lateral Torsional Buckling*/LTB, Pasal F2.2 SNI 1729:2020):

- Menghitung faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen tidak seragam apabila kedua ujung segmen terbreis (Pers. F1-1 SNI 1729:2020)

$Cb = \frac{12{,}5\ Mmax}{2{,}5MB+3MA+4Mma}$

$= \frac{12{,}5\times 264{,}79}{2{,}5\times 264{,}79+ 3\times 151{,}62 + 4\times 264{,}79 + 3\times 151{,}62}$

= 1,26

Untuk kasus dengan $L_p<L_s<L_r$ maka digunakan (Pers. F2-2 SNI 1729:2020):

M_{nx}(LTB) $= Cb[Mpx - (Mpx - 0{,}7fySx)\left(\frac{Ls-L}{Lr-L}\right)] \leq Mpx$

$= 1{,}26[13256048{,}64 - (1779584)\left(\frac{2000-135\ ,54}{63025{,}56-1356{,}54}\right)]$

= 16.541.266,6 Nmm

= 16,54 kNm

Dikarenakan M_{nx} (LTB) = 16,54 kNm > Mpx = 13,26 kNm, maka dipakai: M_{px} = 13,26 kNm

- Tinjauan Tekuk Lokal Sayap (Sumbu Lemah, *Flange Local Buckling*/FLB Pasal F3.2b dan F6.2b SNI1729:2020):

  Momen Nominal (Penampang Sayap Non-Kompak)

  λ_w = 23,44

  $\lambda_{pf} = \lambda_p$ = 10,97

  $\lambda_{rf} = \lambda_r$ = 28,87

  $M_{py} = M_{ny}(Y)$ = 6,88

  Perhitungan dilakukan dengan Pers. F3-1 SNI 1729:2020:

  M_{ny}(FLB) $= Mpy - (Mpy - 0{,}7fySy)(\frac{\lambda w - \lambda}{\lambda rf - \lambda pf})$

  Keterangan:

  M_{nx}(FLB) = Momen Nominal Penampang Sayap Non-Kompak Tekuk Lokal Sayap (Sumbu Lemah, *Flange Local Buckling*)

  M_{py} = Momen Nominal Sumbu Lemah

  f_{yq} = Tegangan Leleh Baja

  S_y = Modulus Penampang Sumbu Lemah

  λ_w = Kelangsingan Penampang Badan

  λ_{pf} = Kelangsingan Maksimum Penampangan Kompak

  λ_{rf} = Kelangsingan Maksimum Penampang Non-Kompak

  M_{ny}(FLB) $= 6881049{,}6 - (6881049{,}6 - 0{,}7 \times 240 \times)(\frac{23{,}44 - 10{,}97}{28{,}87 \quad ,97})$

  = 2,09 kNm

- Momen Lentur Ultimit:

  a) Momen Lentur terhadap Sumbu Kuat:

  $M_{ux} = \frac{1}{8} \times Wux \times Lx^2 + \frac{1}{4} \times Pux \times Lx$

  $= \frac{1}{8} \times 38{,}45 \times 4^2 + \frac{1}{4} \times 187{,}89 \times 4$

  = 264,79 kgm = 2,60 kNm

  b) Momen Lentur terhadap Sumbu Lemah :

  $M_{uy} = \frac{1}{8} \times Wuy \times Ly^2 + \frac{1}{4} \times Puy \times Ly$

  $= \frac{1}{8} \times 25{,}70 \times 2^2 + \frac{1}{4} \times 131{,}56 \times 2$

  = 78,63 kgm = 0,77 kNm

h) Tahanan Momen Lentur:

- Faktor Ketahanan Lentur:

  φ_b = 0,9 (Pasal F1.1 SNI 1729:2020)

i. Sumbu Kuat:

Tinjauan Pelelehan : $M_{nx}(Y)$ = 13,26 kNm

Tinjauan Tekuk Torsi Lateral : $M_{nx}(LTB)$ = 13,26 kNm

Dipakai nilai terkecil : M_{ux} = 13,26 kNm

φbM_{nx} = 0,9 x 13,26 = 11,93 kNm

ii. Sumbu Lemah :

Tinjauan Pelelehan : $M_{ny}(X)$ = 6,88 kNm

Tinjauan Tekuk Torsi Lateral : $M_{ny}(FLB)$ = 2,09 kNm

Dipakai nilai terkecil : M_{uy} = 2,09 kNm

φbM_{ny} = 0,9 x 2,09 = 1,88 kNm

iii. Cek Ketahanan Lentur Kombinasi Sumbu Kuat dan Lemah :

Persamaan H1-1b SNI 1729:2020 :

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1{,}0$$

Keterangan :

P_r = kekuatan aksial perlu

P_c = Kekuatan aksial tersedia

M_{rx} = Kekuatan lentur perlu (Sumbu Kuat)

M_{ry} = Kekuatan lentur perlu (Sumbu Lemah)

M_{cx} = Kekuatan lentur tersedia (Sumbu Kuat)

M_{cy} = Kekuatan lentur tersedia (Sumbu Lemah)

Karena tidak ada Gaya Aksial maka P_r = 0 sehingga:

$$\left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1{,}0$$

$$\left(\frac{2{,}60}{11{,}93} + \frac{0{,}77}{1{,}88}\right) \leq 1{,}0$$

$$0{,}63 \leq 1{,}0$$

Karena nilai rasio momen lentur masih di bawah nilai 1,0 maka profil C 200.75.20.3,2 memenuhi persyaratan untuk kekuatan Momen Lentur.

- Pemeriksaan Ketahanan Geser

i. Kebutuhan Pelat Pengaku Transversal (Pasal G2.2 SNI 1729:2020)

$$\frac{h0}{t} \leq 2{,}46\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

Keterangan:

h_0 = Jarak Antar Titik Berat Sayap

t = Tebal Penampang Profil Baja

E = Modulus Elastisitas Baja

f_y = Tegangan Leleh Baja

$$\frac{196{,}8}{3{,}2} \leq 2{,}46\sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$61{,}50 \leq 71{,}01$$

Karena syarat telah terpenuhi maka tidak diperlukan Pelat Pengaku Transversal.

ii. Koefisien Tekuk Geser Pelat

- Pelat Badan (Sumbu Kuat tanpa Pengaku Transversal, Pasal G2,1b SNI 1729:2020) :

$$\frac{h0}{t} \leq 260$$

Keterangan:

h_0 = Jarak Antar Titik Berat Sayap

t = Tebal Penampang Profil Baja

$$\frac{196{,}8}{3{,}2} \leq 260$$

$$61{,}5 \leq 260$$

Karena memenuhi syarat, maka bisa ditentukan nilai, $k_v = 5$

- Pelat Sayap (Sumbu Lemah):

k_v = 1,2 (Pasal G7 SNI 1729:2020)

iii. Koefisien Geser Pelat

- Pelat Badan (Sumbu Kuat):

$$\frac{h0}{t} \leq 2{,}46\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

Keterangan:

h0 = Jarak Antar Titik Berat Sayap

t = Tebal Penampang Profil Baja

E = Modulus Elastisitas Baja

f_y = Tegangan Leleh Baja

$$\frac{196{,}8}{3{,}2} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$61{,}50 \leq 64{,}66$$

Karena memenuhi syarat maka nilai, C_v = 1,0 (Pasal G2.1a SNI 1729:2020)

- Pelat Sayap (Sumbu Lemah):

$$\frac{b}{t} < 1{,}10\sqrt{kv\frac{E}{fy}}$$

Keterangan:

b = Lebar penampang profil baja

t = Tebal penampang profil baja

k_v = Koefisien tekuk geser pelat baja

E = Modulus elastisitas baja

f_y = Tegangan leleh baja

$$\frac{75}{3{,}2} \leq 1{,}10\sqrt{1{,}2\frac{200000}{240}}$$

$$23{,}44 \leq 37{,}95$$

Karena memenuhi syarat, maka nilai C_v = 1,0 (Pasal G2.3 SNI 1729:2020).

iv. Tahanan Geser Nominal Pelat

- Pelat Badan (Sumbu Kuat)

A_{wx} = H x t

Keterangan :

A_{wx} = Luat plat badan profil baja

H = Tinggi penampang profil baja

t = Tebal penampang profil baja

A_{wx} = 200 x 3,2

= 640 mm^2

Tahanan Geser Nominal (Sumbu Kuat) :

V_{nx} = $0{,}60 \times fy \times Awx \times Cv$

= $0{,}60 \times 240 \times 640 \times 1{,}0$

= 92.160 N

= 92,16 kN

- Pelat Sayap (Sumbu Lemah)

A_{wy} = H x t

Keterangan:

A_{wy} = Luat plat sayap profil baja

b = Lebar penampang profil baja

t = Tebal penampang profil baja

A_{wy} = 75 x 3,2

= 240 mm^2

Tahanan Geser Nominal (Sumbu Lemah):

V_{ny} = $0{,}60 \times fy \times Awy \times Cv$

= $0{,}60 \times 240 \times 240 \times 1{,}0$

= 34.560 N

= 34,56 kN

v. Tahanan Geser Pelat

- Faktor Ketahanan Geser:

  φv_b = 1,0 (untuk pelat badan, Pasal G2.1a SNI 1729:2020)

  φv_f = 0,90 (untuk pelat sayap, Pasal G1 SNI 1729:2020)

- Sumbu Kuat (Pelat Badan):

  V_{nx} = $\varphi vb V_{nx}$ = 1,0 x 92,16 = 92,16 kN

- Sumbu Lemah (Pelat Sayap):

  V_{ny} = $\varphi vf V_{ny}$ = 0,90 x 34,56 = 31,104 kN

vi. Gaya Geser Ultimit

- Gaya Geser pada Sumbu Kuat:

  $V_{ux} = \frac{1}{2}(WuxLx + Pux)$

  $= \frac{1}{2}(38{,}45 \times 4 + 187{,}89)$

  = 1,68 kN

- Gaya Geser pada Sumbu Lemah :

  $V_{uy} = \frac{1}{2}(WuyLy + Puy)$

  $= \frac{1}{2}(25{,}70 \times 2 + 131{,}56)$

  = 0,90 kN

vii. Cek Ketahanan Geser

- Sumbu Kuat (Pelat Badan):

  V_{nx} = 92,16 kN > Vux = 1,68 kN

- Sumbu Lemah (Pelat Sayap):

  V_{ny} = 31,104 kN > Vuy = 0,90 kN

Tahanan geser baik pada sumbu kuat dan sumbu lemah jika masih lebih besar daripada geser ultimit, maka profil masih aman terhadap gaya geser.

i) Pemeriksaan Lendutan

- Lendutan Maksimum Akibat Beban Merata:

  a. Sumbu Kuat:

  $\Delta w_x = \frac{5}{384} \times \frac{WuxLx^4}{EIx}$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{0{,}38 \times 1000 \times 4000^4}{200000 \times 7160000}$$

$$= 0{,}88 \text{ mm}$$

b. Sumbu Lemah :

$$\Delta w_y = \frac{5}{384} \times \frac{WuyLy^4}{EIy}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{0{,}252 \times 1000 \times 2000^4}{200000 \times 841000}$$

$$= 0{,}31 \text{ mm}$$

- Lendutan Maksimum Akibat Beban Terpusat:

a. Sumbu Kuat:

$$\Delta p_x = \frac{PuxLx^3}{48EIx}$$

$$= \frac{1{,}843 \times 4^3}{48 \times 200000 \times 7160000}$$

$$= 1{,}72 \text{ mm}$$

b. Sumbu Lemah :

$$\Delta p_y = \frac{PuyLy^3}{48EIy}$$

$$= \frac{1{,}291 \times 2^3}{48 \times 200000 \times 841000}$$

$$= 1{,}28 \text{ mm}$$

- Lendutan Total:

a. Sumbu Kuat:

$\Delta_x = \Delta w_x + \Delta p_x$

$= 0{,}88 + 1{,}72$

$= 2{,}59$ mm

$\Delta_x = \frac{Lx}{360}$ (SNI 1727:2020 Lampiran CC.2.1)

$= \frac{4}{360}$

$= 11{,}11$ mm

$\Delta_x = 2{,}59 \text{ mm} < \Delta x = 11{,}11 \text{ mm}$ (Memenuhi Syarat)

b. Sumbu Lemah:

$\Delta_y = \Delta w_y + \Delta p_y$

$= 0{,}31 + 1{,}28$

$= 1{,}59$ mm

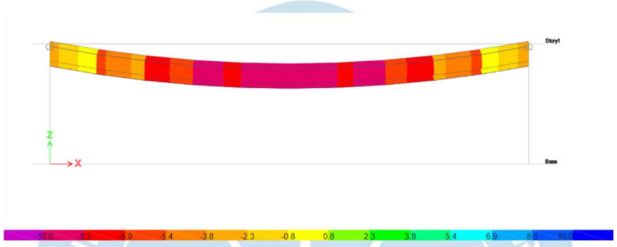
$\Delta_y = \frac{Ly}{360}$ (SNI 1727:2020 Lampiran CC.2.1)

$= \frac{2}{360}$

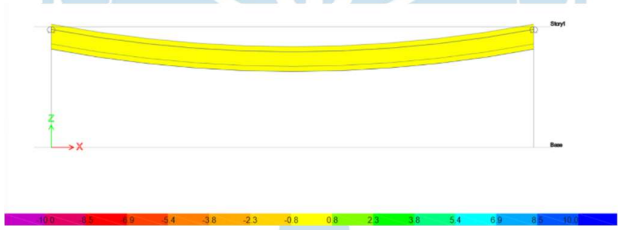
$= 5{,}56$ mm

$\Delta_y = 1{,}59$ mm $< \Delta_y = 5{,}56$ mm (Memenuhi Syarat)

Lendutan yang terjadi masih lebih kecil daripada lendutan izin maksimum yang diperbolehkan, sehingga gording masih memenuhi persyaratan untuk lendutan.



Gambar 2.4 Joint Displacement Arah X (ETABS)



Gambar 2.5 Joint Displacement Arah Y (ETABS)

4. Hasil Analisis Gording

   Secara keseluruhan untuk tinjauan momen lentur, gaya geser, dan lendutan masih memenuhi batas izin. Maka profil gording yang direncanakan dapat digunakan.

2.3.4 Perhitungan *Trekstang/Sagrod*

Batang Tarik (*trekstang/sagrod*) berfungsi untuk mengurangi lendutan gording sekaligus untuk mengurangi tegangan lendutan yang timbul. Beban-beban yang dipikul oleh *trekstang* yaitu beban-beban yang sejjar bidang atap,

maka gaya yang bekerja adalah gaya Tarik. *Trekstang/sagrod* yang akan dipakai sebanyak 1 (satu) buah tepat pada tengah bentang gording. Dimana, jika diketahui data *trekstang/sagrod* adalah sebagai berikut:

Beban Merata Terfaktor Pada Gording (W_{ux}) = 38,45 kg/m

Beban Terpusat Terfaktor Pada Gording (P_{ux}) = 187,89 kg/m

L_x = 4 m / 2 = 2 m

Tegangan Leleh Baja (f_y) = 240 MPa

Tegangan Ultimit/Tarik Putus Baja (f_u) = 370 MPa

1) Pembebanan *Trekstang/Sagrod*

P_{total} = $(W_{Dx} \times L_x) + P_{ux}$

= (38,45 x 2) + 187,89

= 264,79 kg

2) Dimensi *Trekstang*/*Sagrod*

a) Menghitung Luasan Batang yang dibutuhkan (F_n):

$F_n = \frac{Ptotal}{\sigma}$

Keterangan:

F_n = Luasan batang yang dibutuhkan

P_{total} = Pembebanan *Trekstang/Sagrod*

σ = Tegangan izin baja

$F_n = \frac{264,79}{1600} = 0,165\ cm^2$

b) Menghitung Luas Batang Trekstang berdasarkan angka keamanan (Fbr):

$F_{br} = 125\% \times Fn$

Keterangan:

F_{br}= Luasan batang berdasarkan angka keamanan

F_n = Luasan batang yang dibutuhkan

$F_{br} = 1,25 \times 0,165 = 0,206\ cm^2$

c) Menghitung diameter *Trekstang/Sagrod* (d) :

$$d = \sqrt{\frac{Fbr}{0{,}25 \times \pi}}$$

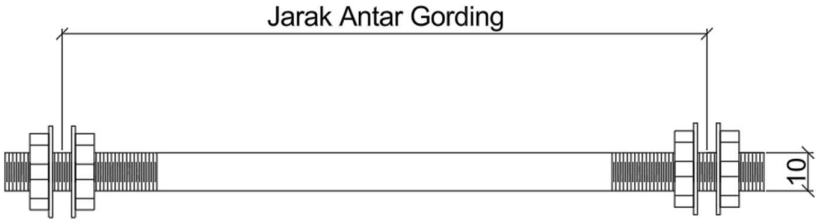
Keterangan:

d = Diameter *Trekstang/Sagrod*

F_{br}= Luasan batang berdasarkan angka keamanan

$$d = \sqrt{\frac{0{,}206}{0{,}25 \times \pi}} = 0{,}512 \text{ cm}$$

d_{pakai} = 10 mm



Gambar 2.6 Ilustrasi Sagrod

2.3.5 Perhitungan Ikatan Angin (*Bracing*)

Ikatan angin berfungsi untuk menahan gaya normal atau gaya aksial Tarik saja. Prinsip kerjanya adalah Ketika salah satu batang menerima beban dan bekerja sebagai batang tarik, batang yang lain tidak menahan gaya apapun. Namun, jika arah angin berubah maka peran kedua batang tersebut akan bergantian, di mana batang yang sebelumnya tidak bekerja akan menjadi batang tarik.

1. Data Perhitungan:

   Jarak kuda-kuda (S_{kd}) = 4 m

   Jarak gording (S_g) = 1,2 m

   Tekanan Angin = 48 kg/m^2

   Bentang kuda-kuda = 20 m

2. Persyaratan :

   Hubungan gording ikatan angin harus dianggap ada gaya P' yang arahnya sejajar sumbu gording, yang besarnya adalah :

$$P' = 0{,}01 \times Pkuda - kuda + 0{,}005 \times n \times q \times Skd \times Sg$$

Pada bentang ikatan angin harus dipenuhi syarat :

$$\frac{h}{2L} \geq \sqrt{\frac{0{,}25 \times q}{E \times Atepi}}$$

Keterangan :

S_{kd} = Jarak antar kuda-kuda

S_g = Jarak antar gording

q = Beban atap terbagi rata

h = Jarak kuda-kuda pada bentang ikatan angin

L = Panjang sisi miring atas kuda-kuda

B $= \frac{1}{2} \times Lebar\ bangunan = \frac{1}{2} \times 20\ m = 10\ m$

n = Jumlah trave antara dua bentang ikatan angin

3. Perhitungan:

tan α $= \frac{a}{\frac{1}{2} \times B}$

a $= \tan 35^{\circ} \left(\frac{1}{2} \times 20\right) = 7$ m

tan α $= \frac{b}{\frac{1}{2} \times L} - Sg$

b $= \tan 35^{\circ} \left(\frac{1}{2} \times 12{,}85\right) - 1{,}2 = 3{,}3$ m

A_{tepi} $= \frac{(a+b)}{2} \times Sg = \frac{(7+3{,}3)}{2} \times 1{,}2 = 6{,}18\ m^2$

q $= n \times qw \times L \times Skd$

$= 2 \times 48 \times 12{,}85 \times 4 = 4934{,}4$ kg

Cek syarat,

$$\frac{h}{2L} \geq \sqrt{\frac{0{,}25 \times q}{E \times Atepi}}$$

$$\frac{4}{2 \times 12{,}85} \geq \sqrt{\frac{0{,}25 \times 4934{,}4}{2000000 \times 4{,}08}}$$

$$0{,}156 \geq 0{,}012\ (Memenuhi)$$

$P_{kuda\text{-}kuda}$ $= (\frac{a \times b}{2}) \times (\frac{qw}{2})$

$= (\frac{7 \times 3,3}{2}) \times (\frac{48}{2})$

$= 277,2$ kg

P’ $= 0,01 \times Pkuda - kuda + 0,005 \times n \times qw \times Skd \times Sg$

$= 0,01 \times 277,2 + 0,005 \times 2 \times 48 \times 4 \times 1,2$

$= 5,08$ kg

4. Luas Dimensi Ikatan Angin yang digunakan:

$F_{br} = \frac{P'}{\sigma izin}$

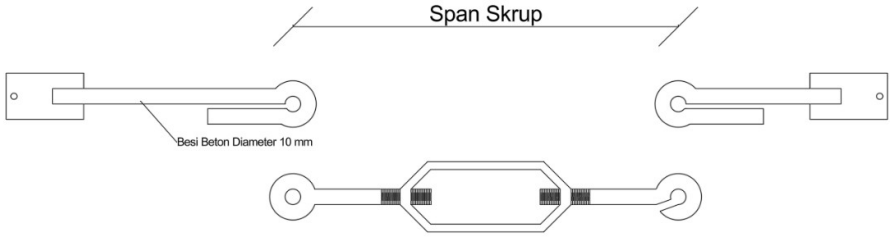
$= \frac{5,08}{1600} \times 10^2$

$= 0,3175$ cm^2

5. Diameter Ikatan Angin yang Digunakan :

d $= \sqrt{\frac{Fbr}{\frac{1}{4} \times \pi}} = \sqrt{\frac{0,3175}{\frac{1}{4} \times \frac{22}{7}}} = 0,636$ cm $= 6,36$ mm

d_{pakai} = 10 mm



Gambar 2.7 Ilustrasi Ikatan Angin

2.3.6 Perencanaan Kuda-Kuda

1. Dimensi Profil Kuda-Kuda

   Dari hasil perhitungan ETABS akibat (1.2D+1.6L+0.5W) :

   M_{max} = 29.655,31 kg/cm

   a. Sumbu X

   1) Momen Sumbu X

   M_{ux} $= M_{max} \cos 35$

   $= 29.655,31 \cos (35)$

= 24.292,20 kgcm

2) Modulus Penampang Sumbu X

$S_x = 2 \frac{Mux}{fy}$

Keterangan:

S_x = Sumbu kuat modulus penampang

M_{ux} = Momen lentur terhadap sumbu kuat

f_y = Tegangan Leleh

$S_x = 2 \frac{24.292,20}{2400} = 20,24 \text{ cm}^3$

b. Sumbu Y

1) Momen Sumbu Y

$M_{uy} = M_{max} \sin 35$

$= 29.655,31 \sin (35)$

$= 17.009,58$ kgcm

2) Modulus Penampang Sumbu Y

$S_y = 2 \frac{Muy}{fy}$

Keterangan:

S_y = Sumbu lemah modulus penampang

M_{uy} = Momen lentur terhadap sumbu lemah

f_y = Tegangan leleh

$S_y = 2 \frac{17.009,58}{2400} = 14,17 \text{ cm}^3$

Berdasarkan perhitungan modulus penampang di atas dipilih profil batang kuda-kuda: IWF 300.150.6,5.9 dengan nilai $S_x = 481 \text{ cm}^3$ dan $S_y = 67,7 \text{ cm}^3$.

2. Data Perencanaan Kuda-Kuda

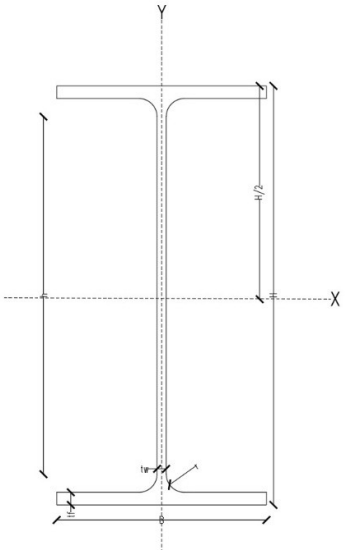
Data Perencanaan:

Profil Batang Kuda-Kuda = IWF 300.150.6,5.9

Profil Tritisan Atap = IWF 300.150.6,5.9

Profil Kolom Pendek = IWF 300.150.6,5.9

Bentang Kuda-Kuda (L)	= 12,21 m
Jarak Kuda-Kuda	= 4 m
Jarak Gording	= 1,2 m
Sudut Kemiringan Atap	= 35 ^{o}
Sambungan	= Baut
Berat Gording CNP 200.75.20.3,2	= 9,27 kg/m
Modulus Elastisitas (E)	= 200.000 MPa
Modulus Geser (G)	= 80.000 MPa
Poisson Ratio (m)	= 30%
Koefisien Muai (a_t)	= 1,2 x 10^{-6}
Mutu Baja	= BJ 37
Tegangan Leleh (f_y)	= 240 MPa
Tegangan *Ultimit* (f_u)	= 370 MPa
Tegangan Dasar	= 160 MPa
Peregangan Minimum	= 20%
Penutup Atap *Galvallum*	= 2,48 kg/m^2
Berat Per Unit Volume (Baja)	= 7.850 kg/m^3



Gambar 2.8 Profil Kuda-Kuda

3. Pembebanan Kuda-Kuda

Panjang sisi miring kuda-kuda (L_{kd})	= 12,21 m

Berat Atap (Q_g) = 0,02 kN/m^2

Berat Gording (P_g) = q_g x S_{kd}

= 9,27 x 4

= 37,08 kg

= 0,36 kN

Beban Hujan (w_H) = 0,12 kN/m^2

Beban Angin (Q_w) = 0,47 kN/m^2

a. *Tributary Length*

1) Titik di atas kolom

$A_1 = \frac{1200}{2} = 0{,}6$ m

2) Tengah batang kuda-kuda

$A_2 = \frac{1200}{1} = 1{,}2$ m

3) Titik sebelum nok

$A_3 = \frac{1200}{2} + \frac{206}{2} = 0{,}7$ m

4) Batang tambahan kuda-kuda

$A_4 = 700 \cos \alpha + 500 \cos \alpha = 1{,}2$ m

5) Nok

$A_5 = 2 \times 40\ cm = 0{,}8$ m

b. Akibat Berat Atap

Berat permanen yang bekerja pada kuda-kuda akibat dari benda yang berada di atasnya berupa atap yang diasumsikan dengan menggunakan penutup genteng *Galvallum*.

Pa = $A \times Qg \times Skd$

Keterangan:

A = *Tributary length*

Q_g = Berat penutup atap

S_{kd} = Jarak antar kuda-kuda

Tabel 2.1 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Beban Kuda-Kuda Akibat Penutup Atap

No.	A (m)	Q_g (kN/m^2)	S_{kd} (m)	P_a (kN)
1.	0,6	0,02	4	0.058
2.	1,2			0.117
3.	0,7			0.068
4.	1,2			0.117
5.	0,8			0.078

c. Akibat Beban Mati (SIDL)

P = $P_a + P_g$

Keterangan:

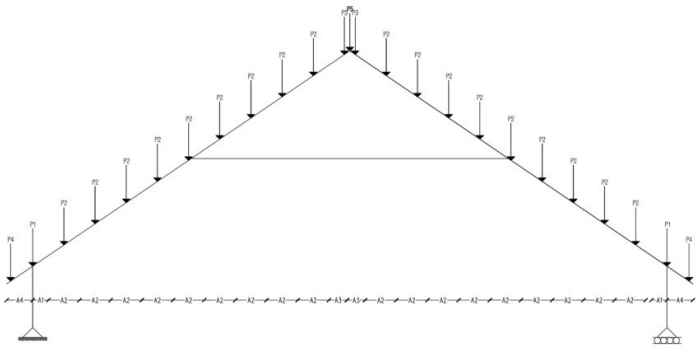
P = Beban mati (SIDL)

P_a = Beban akibat berat atap

P_g = Berat Gording

Tabel 2.2 Rekapitulasi Perhitungan Beban Kuda-Kuda Akibat Beban Mati (SIDL)

No.	P_a (kN)	P_g (kN)	P (kN)
1	0.058	0,36	0.422
2	0.117		0.48
3	0.068		0.43
4	0.117		0.48
5	0.078		0.22



Gambar 2.9 Pemodelan Beban Mati (SIDL) Kuda-Kuda Pada ETABS

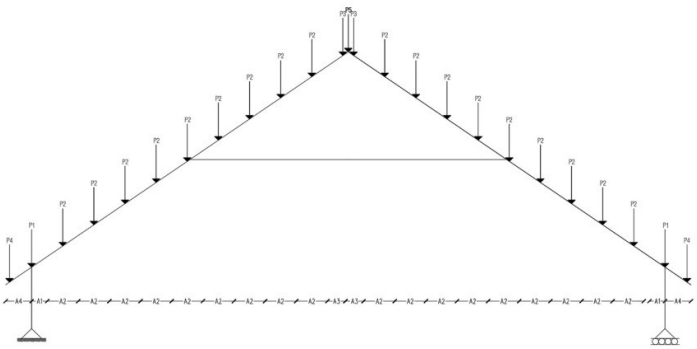
d. Akibat Berat Sendiri Kuda-Kuda

Beban permanen yang timbul dari berat profil baja yang difungsikan sebgai kuda-kuda. Beban terhitung secara manual dalam program ETABS, sehingga perencanaan menggunakan profil baja I / *Wide Flange Shape*. Pada pembebanan akibat berat sendiri disimbolkan dengan huruf (B_k).

e. Akibat Beban Hidup

1. Beban Pekerja

Beban hidup adalah beban terpusat yang terjadi karena beban manusia yang bekerja pada saat pembuatan atau perbaikan kuda-kuda atap dengan berat Lr = 1 kN



Gambar 2.10 Pemodelan Beban Pekerja Kuda-Kuda Pada ETABS

2. Beban Hujan

   R $= A \times wH$

   Keterangan:

   A = *Tributary length*

   w_H = Beban hujan luasan

Tabel 2.3 Rekapitulasi Perhitungan Beban Kuda-Kuda Akibat Beban Air Hujan

No.	A (m)	wH (kN/m^2)	R (kN)
1	0,6	0,12	0.07
2	1,2		0.14
3	0,7		0.08
4	1,2		0.14
5	0,8		0.05

3. Akibat Beban Angin

   Beban angin adalah beban yang timbul dari hembusan angin dengan besaran Qw = 0,47 kN/m^2.

4. Akibat Angin Datang

   Koefisien angin datang (C_{ti}) = 0,20

   W_L $= A \times Qw \times Cti \times Skd$

   Keterangan:

   A = *Tributary length*

   Q_w = Beban angin

   C_{ti} = Koefisien angin datang

   S_{kd} = Jarak antar kuda-kuda

Tabel 2.4 Rekapitulasi Perhitungan Beban Kuda-Kuda Akibat Angin Tekan

No.	A (m)	Q_w (kN/m^2)	C_{ti}	S_{kd} (m)	W_L (kN)
1	0,6	0,47	0,20	4	0.23
2	1,2				0.45
3	0,7				0.26
4	1,2				0.45
5	0,8				0.15

5. Akibat Angin Pergi

Koefisien Angin Pergi (C_{is}) = -0,60

WR = $A \times Qw \times Cis \times Skd$

Keterangan:

A = *Tributary length*

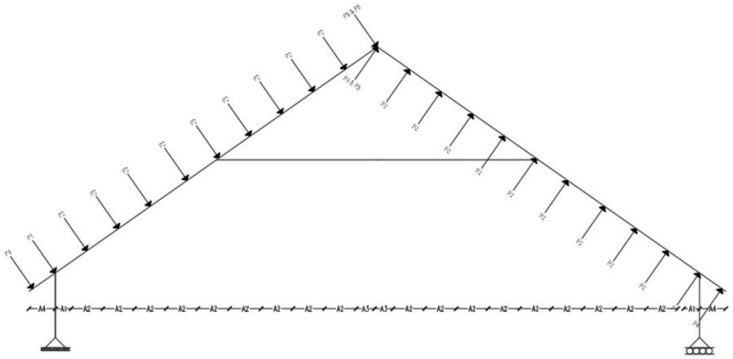
Qw = Beban angin

Cis = Koefisien angin pergi

Skd = Jarak antar kuda-kuda

Tabel 2.5 Rekapitulasi Perhitungan Beban Kuda-Kuda Akibat Angin Pergi

No.	A (m)	Qw (kN/m^2)	Cti	Skd (m)	WR (kN)
1	0,6	0,47	-0,60	4	-0.68
2	1,2				-1.36
3	0,7				-0.79
4	1,2				-1.36
5	0,8				-0.45



Gambar 2.11 Pemodelan Beban Angin Kuda-Kuda Pada ETABS

6. Perhitungan Kuda-Kuda

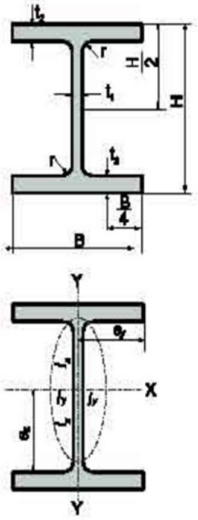
Perencanaan kuda-kuda baja menggunakan profil IWF 300.150.6,5.9 dengan spesifikasi sebagai berikut:

Ag	= 46,78 cm^2	i_x	= 12,40 cm	I_y	= 508 cm^4
q_{kd}	= 36,70 kg/m	i_y	= 3,29 cm	Z_x	= 481 cm^3
H	= 300 mm	t_w	= 6,5 mm	Z_y	= 67,7 cm^3
B	= 150 mm	t_f	= 9 mm		
r	= 13 mm	I_x	= 7.210 cm^4		

h = H – 2 (tf + r)

= 300 – 2 (9 + 13)

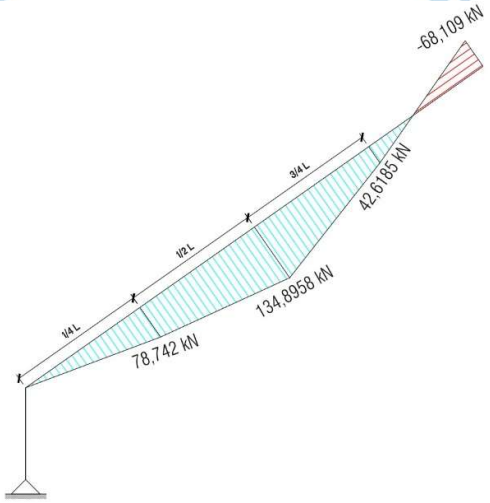
= 256 mm



Gambar 2.12 Penampang Profil Baja IWF

7. Kontrol Kekuatan Kuda-Kuda

Dari Analisa struktur dengan menggunakan program ETABS, didapatkan gaya-gaya dalam akibat dari kombinasi beban 1,2D + 1,6Lr + 0,5W yang menentukan antara lain sebagai berikut :



Gambar 2.13 Diagram Momen Kuda-Kuda

a. Kelangsingan Komponen Struktur Kuda-Kuda:

Berdasarkan SNI 1729 Tabel 5.3, didapatkan:

Spesifikasi BJ 37 $f_u = 3700$ kg/cm^2, $f_y = 2400$ kg/cm^2, $f_r = 800$ kg/cm^2

Dari data perencanaan :

L_x (Sisi miring kuda-kuda) = 1.220,66 cm

L_y (Jarak Ikatan Angin) = 400 cm

K_c $= \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}}$

$= 0,64$

P_u = 296,55 kg

Dalam SNI 1729:2020, Gambar 7.6.1 didapatkan:

1) Kontrol Kelangsingan Komponen Struktur (SNI 1729 Pasal 7.6.4):

a) Sumbu Kuat:

$\lambda_x = \frac{Lx \times Kc}{ix}$

Keterangan :

λ_x = Kelangsingan komponen struktur (sumbu kuat)

L_x = Panjang sisi miring kuda-kuda

K_c = Koefisien untuk elemen langsing tak diperkaku

I_x = Momen Inersia (sumbu kuat)

$\lambda_x = \frac{1.220,66 \times 0,64}{12,40} = 62,74$

b) Sumbu Lemah :

$\lambda_y = \frac{Ly \times Kc}{iy}$

Keterangan :

λ_y = Kelangsingan komponen struktur (sumbu lemah)

L_y = Panjang sisi miring kuda-kuda

K_c = Koefisien untuk elemen langsing tak diperkaku

I_y = Momen Inersia (sumbu lemah)

$\lambda_y = \frac{400 \times 0,64}{3,29} = 77,49 \rightarrow$ **Menentukan**

2) Parameter Kelangsingan Komponen Struktur (SNI 1729 Pasal 7.6.4):

$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \times \sqrt{\frac{fy}{E}}$

Keterangan :

λ_c = Parameter kelangsingan komponen struktur

λ = Kelangsingan komponen struktur

f_y = Tegangan leleh baja

E = Modulus elastisitas baja

$\lambda_c = \frac{77,49}{3,14} \times \sqrt{\frac{240}{200000}}$

= 0,85 (SNI 1729 Pasal 7.6.4)

Sehingga didapatkan Koefisien Tekuk Struktur :

λ_c = 0,85, memenuhi syarat: 0,25 < λc < 1,2.

Menurut SNI 1729 Pasal 7.6.2. maka (ω) :

$\omega = \frac{1,43}{1,6-0,67(\lambda c)}$

Keterangan :

ω = Koefisien faktor tekuk struktur

λ_c = Parameter kelangsingan komponen struktur

$\omega = \frac{1,43}{1,6-0,67(0,85)}$

= 1,39

3) Kontrol Kuat Tekan Kuda-Kuda (SNI 1729 Pasal 10.1):

$P_n = Ag \times \frac{fy}{\omega}$

Keterangan:

P_n = Gaya tekan yang bisa ditahan profil baja

A_g = Luas Profil Baja

f_y = Tegangan Leleh Baja

ω = Koefisien factor tekuk struktur

$P_n = 46,78 \times \frac{2400}{1,39}$

= 80.670,88 kg

Cek kelayakan profil baja :

$P_u < \emptyset P_n$

296,55 kg < 0,85 x 80.670,88 kg

296,55 kg < 68.570,25 kg (Memenuhi Syarat)

Cek kelayakan dengan rumus interaksi *ii*:

$$\frac{Pu}{\phi Pn} < 2$$

Keterangan:

P_u = Gaya rencana yang ditahan oleh profil baja

P_n = Gaya tekan yang bisa ditahan profil baja

$$\frac{296,55}{68.570,25} < 2$$

$0,004 < 2$ (Memenuhi syarat)

4) Kontrol *Local Buckling* Kuda-Kuda:

a. Kontrol Plat Sayap:

$$\frac{b}{2tf} < \frac{170}{\sqrt{fy}}$$

Keterangan:

b = Lebar sayap profil baja

t_f = Tebal sayap profil baja

f_y = Tegangan leleh baja

$$\frac{150}{2 \times 9} < \frac{170}{\sqrt{240}}$$

$8,33 < 10,97$ (Memenuhi Syarat)

b. Kontrol Plat Badan:

$$\frac{h}{tw} < \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

Keterangan:

h = Jarak bersih antara kedua sayap profil baja

t_w = Tebal badan profil baja

f_y = Tegangan leleh baja

$$\frac{256}{6,5} < \frac{1680}{\sqrt{240}}$$

$39,38 < 108,44$ (Memenuhi Syarat)

5) Profil yang direncanakan termasuk penampang kompak, $M_n = M_p$.

Maka, momen nominal kuda-kuda akibat tekuk lokal :

a. Terhadap sumbu x

$M_{nx} = Mpx = fy \times Zx$

Keterangan:

M_{nx} = Momen nominal sumbu x

f_y = Tegangan leleh baja

Z_x = Modulus penampang plastis sumbu x

$M_{nx} = Mpx = fy \times Zx$

$= 2400 \times 481$

= 11.544 kgm

b. Terhadap sumbu y

$M_{ny} = Mpy = fy \times Zy$

Keterangan:

M_{ny} = Momen nominal sumbu y

f_y = Tegangan leleh baja

Z_y = Modulus penampang plastis sumbu y

$M_{ny} = Mpy = fy \times Zy$

$= 2400 \times 67{,}7$

= 1.624,80 kgm

c. Kontrol *Lateral Buckling* Kuda-Kuda:

Dari Data Perencanaan:

- Bentang Terkekang Kuda-Kuda (L_b):

  L_b = 400 cm = 4000 mm

- Panjang Komponen Struktur (L_p):

  $L_p = 1{,}76 \times iy \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$

  Keterangan:

  L_p = Panjang bentang maksimum

  I_y = Jari-jari girasi sumbu lemah

  f_y = Tegangan leleh baja

E = Modulus elastisitas baja

$L_p = 1{,}76 \times 32{,}9 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$

= 1.671,54 mm

- Bentang Minimum yang tahanannya ditentukan Momen Kritis Tekuk Torsi Lateral (L_r):

a. Menghitung radius girasi efektif untuk tekuk torsi lateral (rts):

$r_{ts} = \sqrt{\frac{Iy \times h}{2 \times Zx}}$

Keterangan:

r_{ts} = Radius girasi efektif untuk tekuk torsi lateral

I_y = Momen inersia sumbu y

h = Tinggi bersih antara dua sayap profil baja

Z_x = Modulus penampang sumbu x

$r_{ts} = \sqrt{\frac{5080000 \times 256}{2 \times 481000}}$

= 138,52 mm

b. Menghitung konstanta puntir torsi (J) (Pers. F4 SNI 1729:2020):

Jika, $\frac{Iy}{Ix} \leq 0{,}23$, maka J = 1

Keterangan:

I_x = Momen inersia sumbu x

I_y = Momen inersia sumbu y

$$\frac{508}{7.210} \leq 0{,}23$$

$$0{,}07 \leq 0{,}23$$

Maka diambil nilai J = 1.

c. Menghitung (L_r):

$L_r = 1{,}95 \times rts \times \frac{E}{0{,}7f} \sqrt{\frac{Jc}{Zxh} + \sqrt{(\frac{Jc}{Zx})^2 + 6{,}76(\frac{0{,}7fy}{E})^2}}$

Keterangan:

L_r = Bentang minimum balok yang tahanannya ditentukan momen kritis tekuk torsi lateral

r_{ts} = Radius girasi efektif untuk tekuk torsi lateral

J = Konstanta punter torsi

c = Jarak dari sumbu netral ke serat tekan terluar

Z_x = Modulus penampang sumbu kuat

h = Tinggi bersih antara dua sayap profil baja

f_y = Tegangan leleh baja

E = Modulus elastisitas baja

$L_r = 1{,}95 \times 138{,}52 \times \frac{2000000}{1680} \sqrt{\frac{1}{481 \times 256} + \sqrt{(\frac{1}{481 \times 256})^2 + 6{,}76(\frac{1680}{2000000})^2}}$

= 47.609,01 mm

d. Menghitung momen nominal (M_n):

Karena, $L_p < L_b < L_r$ bentang menengah, maka berlaku (SNI 1729 Pasal 8.3.4):

$M_n = Cb[M_R + (M_P - M_R)\frac{Lr-Lb}{Lr-Lp}]$

Keterangan:

M_n = Momen nominal penampang pengaruh tekuk lokal

C_b = Faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen tidak seragam apabila keua ujung segmen terbreis

M_R = Momen lentur perlu

M_P = Momen lentur plastis

L_p = Panjang bentang maksimum

L_r = Bentang minimum balok yang tahanannya ditentukan momen kritis tekuk torsi lateral

Dari hasil perhitungan ETABS akibat (1,2D + 1,6L + 0,5W):

M_{max} = 13.750,85 kgm

M_A = 8.026,71 kgm

M_B = 13.750,85 kgm

M_C = 4.344,39 kgm

e. Menghitung Faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen tidak seragam jika kedua ujung segmen terbreis (C_b):

$C_b = \frac{12{,}5M_{max}}{2{,}5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C} \leq 0{,}23$

Keterangan:

C_b = Faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen tidak seragam jika kedua ujung segmen terbreis

M_{max} = Momen maksimum

M_A = Momen pada ¼ bentang

M_B = Momen pada ½ bentang

M_C = Momen pada ¾ bentang

$C_b = \frac{12{,}5\times13.750{,}85}{2{,}5\times13.750{,}85+3\times8.026{,}71+4\times13.750{,}85+3\times4.344{,}39} = 1{,}36 < 2{,}3$

Maka dipakai $C_b = 2{,}3$

f. Menghitung Momen lentur plastis (M_P):

$M_P = Zx \times fy$

Keterangan:

M_P = Momen lentur plastis

f_y = Tegangan leleh baja

Z_x = Modulus penampang sumbu x

$M_P = 481 \times 2400$

= 11.544 kgm

g. Menghitung Momen lentur perlu (M_R):

$M_R = Zx \times (fy - fr)$

Keterangan:

M_R = Momen lentur perlu

Z_x = Modulus penampang sumbu x

f_y = Tegangan leleh baja

f_r = Tegangan sisa baja

$M_R = 481 \times (2400 - 800) = 7.696$ kgm

Sehingga bisa dihitung nilai (M_n):

M_n $= 2{,}3[7.696 + (44.544 - 7.696)\frac{47{,}609-4}{47{,}609-1{,}671}]$

$= 17.709{,}20$ kgm $\geq M_P = 11.544$ kgm

Karena $M_n > M_P$ maka dipakai $M_n = M_{px} = 17.709{,}20$ kg/m

h. Kontrol Interaksi Kuda-Kuda:

Kontrol interaksi tekan dan momen lentur untuk beban gravitasi menurut SNI 1729 Pasal 7.4.3.3:

$$\frac{Pu}{\phi Pn} + [\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny}] \leq 1{,}0$$

Keterangan :

P_u = Gaya rencana yang ditahan oleh profil baja

P_n = Gaya tekan yang bisa ditahan profil baja

M_{ux} = Momen maksimum pada batang, sumbu x

M_{nx} = Momen nominal sumbu x

M_{uy} = Momen maksimum pada batang, sumbu y

M_{ny} = Momen nominal sumbu y

Maka kontrol interaksi kuda-kuda:

$$\frac{296{,}55}{68.570{,}25} + [\frac{13750}{0{,}9 \times 17.709{,}20} + \frac{0}{0}] \leq 1{,}0$$

$0{,}87 \leq 1{,}0$ (Memenuhi Syarat)

i. Kontrol Geser:

Kuat geser balok kuda-kuda pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dan tebal pelat badan (tw), sehingga digunakan persamaan:

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$$

Keterangan:

h = Tinggi bersih pelat badan profil baja

t_w = Tebal pelat badan profil baja

f_y = Tegangan leleh baja

$$\frac{256}{6{,}5} \leq \frac{1100}{\sqrt{240}}$$

$39{,}38 \leq 71{,}00$ (Memenuhi Syarat)

Maka bisa ditentukan nilai gaya geser nominal dengan persamaan :

$V_n = 0{,}6 \times fy \times Aw$

Keterangan:

V_n = Gaya geser nominal

A_w = Luas badan profil baja

f_y = Tegangan leleh baja

$V_n = 0{,}6 \times 2400 \times (30 \times 6{,}5) = 28.080$ kg

Cek syarat gaya geser nominal (Vn):

$0{,}9 \times 28.080 \geq 2.711{,}24\ kg$

$25.272\ kg \geq 2.711{,}24\ kg$ (Memenuhi Syarat)

j. Kontrol Lendutan Kuda-Kuda:

$\Delta = \frac{L}{240}$ (SNI 1727:2020 Lampiran CC.2.1)

Keterangan:

Δ = Lendutan izin

L = Panjang miring batang

$\Delta = \frac{1.220{,}66}{240} = 5{,}09$ cm

Lendutan maksimum yang terjadi:

$\Delta \text{ max} = \frac{5L^2}{48EI} \times [Ms - 0{,}1(Ma + Mb)]$

Keterangan:

Δ_{max} = Lendutan maksimum

L = Panjang miring bentang

E = Modulus elastisitas baja

l = Panjang sambungan

M_s = Momen tengah bentang

M_a = Momen ujung terkecil

M_b = Momen ujung terbesar

Dimana:

Berdasarkan analisa struktur dengan ETABS akibat kombinasi beban didapatkan :

M_s = 13.750,85 kgm

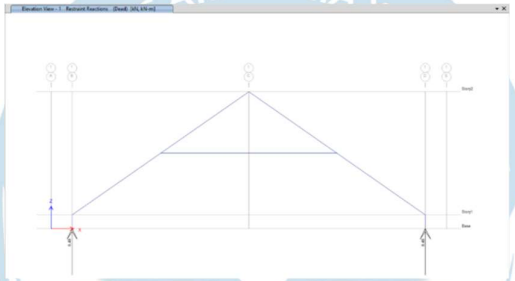
M_a = 440,49 kgm

M_b = -6.942,81 kgm

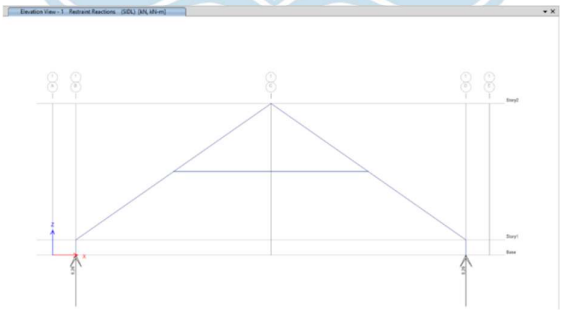
$\Delta_{max} = \frac{5 \times 1.220,66^2}{48 \times 2000000 \times 7210} \times [13.750,85 - 0,1(440,49 - 6.942,81)]$

= 0,16 cm < Δ = 5,09 cm

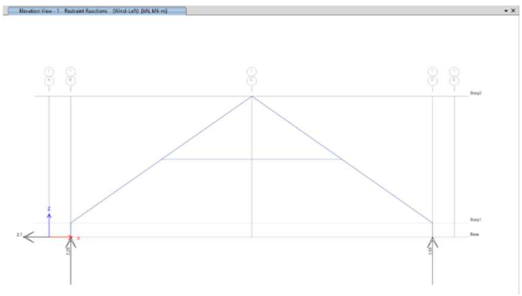
Berdasarkan dari analisa struktur kuda-kuda maka profil IWF 300.150.6,5.9 bisa dipakai sebagai kuda-kuda karena telah memenuhi persyaratan.



Gambar 2.14 Hasil Reaksi DL dari ETABS



Gambar 2.15 Hasil Reaksi SIDL dari ETABS



Gambar 2.16 Hasil Reaksi WL dari ETABS

k. Kontrol Sambungan Kuda-Kuda

1) Sambungan Detail A

Dari ETABS diperoleh :

P_u = -60,97 kN

V_u = -26,60 kN

M_u = 134,90 kNm

- Gaya-gaya yang diterima sambungan :

$P_{uglobal}$ = $P_u \sin \alpha + V_u \cos \alpha$

= -60,97 sin (35) + -26,60 cos (35)

= 56,76 kN

$V_{uglobal}$ = $P_u \cos \alpha + V_u \sin \alpha$

= -60,97 cos (35) + -26,60 sin (35)

= 65,20 kN

M_u = 134,90 kNm

- Kontrol kekuatan baut sambungan A

a) Data baut

Direncanakan:

Menggunakan baut A-325, dengan mutu:

Diameter baut (d_b) = 16 mm

F_{nt} = 620 MPa

F_{nv} = 469 MPa

A_b = 201,06 mm^2

Diameter lubang (d_h) = 18 mm

b) Data pelat buhul

Tebal (t) = 10 mm

f_y = 240 MPa

f_u = 370 MPa

E = 200.000 MPa

c) Data profil yang disambung

Tebal sayap (t_f) = 9 mm

f_y = 240 MPa

f_u = 370 MPa

d) Jumlah baut

n tarik = 8 buah

n tekan = 10 buah

n total = 18 buah

e) Gaya tarik pada baut (r_t)

$$r_t = \frac{Mu}{n\ tarik \times d}$$

$$= \frac{134{,}90}{8 \times 0{,}3965}$$

= 42,53 kN

f) Cek kekakuan pelat dan profil

- Pelat buhul

  t x f_u = 10 x 370 = 3.700 N/mm

- Flens profil IWF

  t_f x f_u = 9 x 370

  = 3.300 N/mm

g) Cek kuat geser baut

R_n = $Fnv \times Ab$

= $469 \times 201{,}06$

= 94,30 kN/baut

h) Cek *Bearing Strength* (kuat tumpu)

- Cek spasi minimum

S_{min} $= 2 \times \frac{2}{3} \times db$

$= 2 \times \frac{2}{3} \times 16$

= 21,33 mm

- Cek jarak ke tepi minimum

$S_{tepi\ min}$ = 22 mm

- Kuat Tumpu

R_n $= 2{,}4 \times db \times tf \times fu$

$= 2{,}4 \times 16 \times 9 \times 370$ = 127,87 kN/baut

i) *Tear Out Strength*

- *Tear out* baut tepi atas

l_{c1} $= 75 - \frac{dh}{2}$

$= 75 - \frac{18}{2}$ = 66 mm

R_{n1} $= 1{,}2 \times lc1 \times tf \times fu$

$= 1{,}2 \times 66 \times 9 \times 370$ = 263,74 kN/baut

- *Tear out* baut tengah

l_{c2} $= 70 - dh$

$= 70 - 18$ = 52 mm

R_{n2} $= 1{,}2 \times lc2 \times tf \times fu$

$= 1{,}2 \times 52 \times 9 \times 370$ = 207,79 kN/baut

- *Tear out* baut tepi bawah

l_{c3} $= 156 - dh$

$=156 - 18$

= 138 mm

R_{n3} $= 1{,}2 \times lc3 \times tf \times fu$

$= 1{,}2 \times 138 \times 9 \times 370$

= 551,45 kN/baut

j) Kapasitas geser

R_n yang digunakan adalah yang terkecil.

$R_{n\ use}$ = Rn x 3

= 94,30 x 3

= 282,89 kN

k) Cek kuat tarik baut

F_{rv} $= \frac{Vuglobal}{Ab} = \frac{65,20}{201,06}$

= 324,28 MPa

F'_{nt} $= 1,3 \times Fnt - \frac{Fnt}{\phi Fnv} - Frv$

$= 1,3 \times 620 - \frac{620}{0,9 \times 469} - 324,28$

= 480,25 MPa < Fnt = 620 MPa

Maka F'_{nt} yang digunakan sebesar 620 MPa.

$R_n = F'_{nt} \times A_b$

= 620 x 201,06

= 124,66 kN/baut

l) Kapasitas desain geser dan Tarik

- Geser

$ØR_n$ $= 0,75 \times R_{n.use}$

= 0,75 x 282,89 kN

= 212,17 kN

- Tarik

$ØR_n$ $= 0,75 \times R_n$

= 0,75 x 124, kN

= 93,49 kN

m) Cek keamanan terhadap beban luar

- Geser

$V_{u1\ baut}$ $= \frac{Vuglobal}{n}$

$= \frac{65,20}{18}$

= 3,62 kN

Cek syarat:

$$ØRn \geq Vu\ 1\ baut$$

$$212,17\ kN \geq 3,62\ kN\ (Memenuhi\ Syarat)$$

- Tarik

$T_{u\ 1\ baut}$ = r_t

= 42,53 kN

Cek syarat:

$$ØRn \geq Tu\ 1\ baut$$

$$93{,}49\ kN \geq 42{,}53\ kN\ (Memenuhi\ Syarat)$$

2) Sambungan Detail C

Dari ETABS diperoleh:

P_u = 1,49 kN

V_u = 54,39 kN

M_u = 2,43 kNm

- Gaya yang diterima sambungan

$V_{u.global}$ = (V_{Ukiri} + V_{Ukanan}) cos a + (P_{Ukiri} + P_{Ukanan}) sin a

= 90,82 kN

r_t = $\frac{Mu}{ntarik \times d}$ = 1,24 kN

- Kontrol kekuatan baut sambungan c

Direncanakan menggunkan baut A-325, dengan mutu M-16 Ulir di luar bidang geser.

Diameter baut = 16 mm

F_{nt} = 620 mm

F_{nv} = 469 mm

A_b = $0{,}25 \times \pi \times d^2$

= 201,06 mm

d_{lubang} = 18 mm

Jumlah baut tarik, n_{tarik} = 8

Jumlah baut tekan, n_{tekan} = 2

Jumlah baut, n_{total} = 10

V_{u1baut} = $\frac{Vu.global}{n}$

= 9,08 kN

T_{u1baut} = rt = 1,24 kN

Cek keamanan terhadap beban luar

Cek Geser:

$$\emptyset Rn.geser \geq Vu1baut$$

$$212{,}17\ kN \geq 9{,}08\ kN\ (AMAN)$$

Cek Tarik:

$$\emptyset Rn.tarik \geq Tu1baut$$

$$93{,}49\ kN \geq 1{,}24\ kN\ (AMAN)$$

- Perencanaan *Base Plate*

a) Data awal

Mutu beton, f'c = 30 MPa

Dimensi kolom, B = 950 mm

Dimensi kolom, H = 1200 mm

Luas tumpuan total, A_2 = 950 x 1200

= 1.140.000 mm^2

Tegangan leleh, f_y = 240 MPa

Tegangan ultimit, f_u = 370 Mpa

Dimensi *base plate* = 600 mm x 600 mm

Luas base plate, A_1 = 600 x 600

= 360.000 mm^2

b) Data dari ETABS

F_{zmax} = 31,28 kN

F_x = -5,40 kN

c) Luas minimum *base plate*

$P_p = 0{,}85 \times f'c \times A1 \times \frac{\sqrt{A2}}{A1} \leq 1{,}7 \times f'c \times A1$

$= 1{,}7 \times f'c \times A1$

= 5.304 kN

P_u = Fz

= 31,28 kN

Ø = 0,65

$A_1 \geq \left(\frac{Pu}{0,65 \times 0,85 \times f'c \times \sqrt{A2}}\right)^2$

$A_1 \geq 4,41$ mm^2

$P_p \geq P_u$

5.304 kN ≥ 31,28 kN (AMAN)

b_f x H = 15.000 mm^2

d) Tebal minimum *base plate*

b_f = 150 mm

d = 300 mm

m = $\frac{N-0,95 \times d}{2}$ = 157,50 mm

n = $\frac{B-0,8 \times bf}{2}$ = 240 mm

n' = λn' = $0,25 \times \sqrt{d} \times bf$ = 53,03 mm

l_{max} = 240 mm

$t \geq lmax \times \frac{\sqrt{2Pu}}{0,9 \times fy \times B \times N}$

t ≥ 6,81 mm

t_{use} = 10 mm (Digunakan)

2.4 Perencanaan Struktur Portal

2.4.1 Pedoman Struktur Portal

Dalam perencanaan gedung ini, pedoman yang digunakan yakni:

1. Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2020)
2. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2019)
3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019)
4. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung Tahun 1983 (PPIUG 1983)

2.4.2 Data Material

Data material yang digunakan dalam perencanaan gedung sebagai berikut:

1. Material Beton

   Mutu beton (f'c) = 30 MPa

Berat unit per volume = 2400 kg/m^3

Ec = 4700 √f'c

= 25,743 x 10^3 MPa

2. Material Tulangan

Mutu baja tulangan (fy) = 420 MPa (BjTS 420B)

Mutu baja tulangan (fys) = 420 MPa (BjTP 420B)

Es = 200000 MPa

2.4.3 *Preliminary Design* Balok dan Kolom

Berikut merupakan *preliminary design* balok dan kolom untuk bangunan gedung laboratorium yang dirancang.

1. Menentukan Dimensi Balok

Tinggi dan lebar balok tidak boleh kurang dari nilai yang diatur pada tabel 9.3.1.1 pada SNI 2847:2019. Dilakukan perhitungan dimensi balok pada bentang balok terpanjang yaitu 10000 mm.

Tabel 2.6 Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Kondisi Perletakan	**Minimum**
Perletakan sederhana	*L/16*
Menerus satu sisi	*L/18,5*
Menerus dua sisi	*L/21*
Kantilever	*L/8*

a. Menentukan Tinggi Minimum Balok

1) Kondisi Perletakan Menerus Satu Sisi

$h_{min} = \frac{Ly}{18,5} = \frac{10000}{18,5}$ = 540,54 mm ≈ 900 mm

2) Kondisi Perletakan Menerus Dua sisi

$h_{min} = \frac{Ly}{21} = \frac{10000}{21}$ = 476,19 mm ≈ 900 mm

b. Menentukan Lebar Minimum Balok

1) Kondisi Perletakan Menerus Satu Sisi

b_{min} = max(0,3h;250)

b_{min} = max(0,3(900);250)

b_{min} = 270 mm → digunakan lebar balok = 650 mm

Tabel 2.7 Rekapitulasi Preliminary Balok

Tipe	Ukuran Balok
B1	650 x 900 mm
B2	500 x 850 mm
B3	500 x 800 mm
B1a	300 x 500 mm
B2a	250 x 450 mm

2. Preliminary Design Kolom

a) Data umum kolom (Grid B-2):

Tributary Area (a) = 54 m^2

Tinggi Lantai (z) = 4,5 m

Mutu Beton (f'c) = 30 MPa

β_1 = 0,84

b) Pembebanan pada kolom (*Tributary Area Method*)

Tabel 2.8 Pembenenan Pada Kolom

Satuan	Berat Jenis (kN/m^3)	Bentang (m)	Lebar (m)	Tinggi (m)	Jumlah Lantai	Beban (kN)
Pelat Lantai	24	9	6	0,15	1	194.40
Pelat Atap	24	4	4	0,15	1	57.60
Balok Induk x-	24	5	0,65	0,75	1	58,50
Balok Induk x+	24	4	0,65	0,75	1	46,80
Balok Induk y-	24	4	0,65	0,75	1	46,80
Balok Induk y+	24	2	0,65	0,75	1	23,40
Balok Anak y+	24	2	0,4	0,4	2	15,36
Balok Anak y-	24	4	0,4	0,4	4	61,44
Total Q_{DL} =						**421,08**
Dinding arah x	24	9	0,2	4,2	1	53.49
Dinding arah y	24	6	0,2	4,2	1	35.66
Beban Pelat Lantai	24	9	6	1	1	208.00
Beban Pelat Atap	24	4	4	1	1	18.68
Total Q_{SIDL} =						**297,15**

Beban Hidup					
Beban Hidup	**Berat (kN/m^2)**	**Bentang x**	**Bentang y**	**Ket. Lantai**	**Beban (kN)**
Koridor Lantai 1	3.83	9	2	Lantai 1	68.94
Koridor Lantai Atas	4.79	9	2	Lantai 3-5	86.22
Ruang Rapat	4.79	5	4	Lantai 1	95.80
Lobby	3.83	4	4	Lantai 1	61.28
Koridor Lantai Atas	4.79	4	1.85	Lantai 2	35.45
Area Diskusi	4.79	5	4	Lantai 1-4	95.80
Laboratorium	4.79	9	4	Lantai 2-4	172.44
Atap	0.96	4	4	Atap	15.36
Lab. Display	4.79	9	4	Lantai 5	172.44
				$Pu._{Total}$ =	**4.768,15**

A_g = 950 x 1.200 = 1.210.000 mm^2

d_x = 0,9 x 950 = 885 mm

d_y = 0,9 x 1.200 = 1080 mm

d' = 950 x 885 = 95 mm

β = 0,84

$P_{n\ req} = \frac{Pu}{0,65} = \frac{4.768,15}{0,65} = 7.335,61$ kN

Pada kondisi berimbang

$c_b = \frac{0,003\ x\ dx}{0,003+0,0021} = 420,49$ mm

a_b = cb x β = 351,41 mm

$P_{n,b}$ = 0,85 . f'c . ab . x

= 0,85 . 30 . 351,41 . 950

= 8.512,93 kN

$P_{n,req} < P_{n,b}$

7.335,61 kN < 8.512,93 kN (Memenuhi Syarat)

3. Menentukan Dimensi Kolom

Diketahui dimensi kolom 900 x 1.200 mm. Perhitungan berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.2.1 mengeni Batasan dimensi kolom harus memenuhi syarat-syarat berikut:

a) b ≤ h = 900 ≤ 1.200 (AMAN)

b) b ≥ 300 mm = 900 ≥ 300 (AMAN)

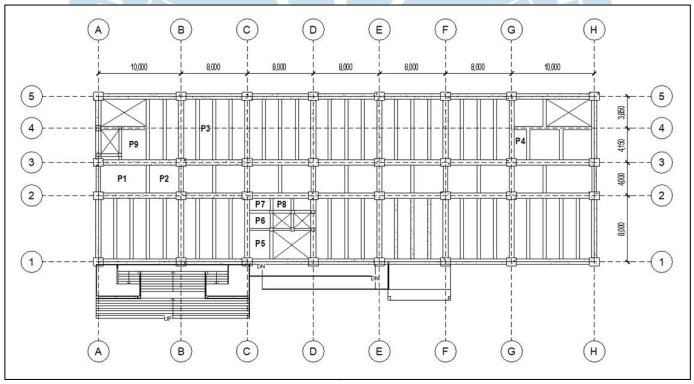
c) $\frac{b}{h} \geq 0{,}4$ $= \frac{900}{1.200} \geq 0{,}4$

$= 0{,}75 \geq 0{,}4$

Tabel 2.9 Rekapitulasi Preliminary Kolom

Tipe	Ukuran Kolom
K1	900 x 1.200 mm
K2	800 x 800 mm
K3	700 x 700 mm
K4	500 x 700 mm
K5	400 x 400 mm
K6	300 x 300 mm

2.4.4 *Preliminary Design* Pelat Lantai



Gambar 2.17 Denah Pelat lantai

Berdasarkan SNI 2847:2019 sebuah pelat dikatakan pelat satu arah jika Ly/Lx > 2 (Pasal 7), sedangkan pelat disebut pelat dua arah jika Ly/Lx ≤ 2 (Pasal 8). Mengacu dari peraturan tersebut, perhitungan dalam menentukan arah pelat sesuai urutan pada Gambar 2.17 sebagai berikut:

1) Pelat 1

Ly = 6000 mm, Lx = 4000 mm

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{6000}{4000} = 1{,}5 < 2$ sehingga menggunakan pelat dua arah.

2) Pelat 2

Ly = 4000 mm, Lx = 4000 mm

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{4000}{4000} = 1 < 2$ sehingga menggunakan pelat dua arah.

3) Pelat 3

Ly = 8000 mm, Lx = 2000 mm

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{8000}{2000} = 4 > 2$ sehingga menggunakan pelat satu arah.

4) Pelat 4

Ly = 4150 mm, Lx = 2000 mm

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{4150}{2000} = 2{,}075 > 2$ sehingga menggunakan pelat satu arah.

5) Pelat 5

Ly = 3900 mm, Lx = 2950 mm

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{3900}{2950} = 1{,}32 < 2$ sehingga menggunakan pelat dua arah.

6) Pelat 6

Ly = 2950 mm, Lx = 2140 mm

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{2950}{2410} = 1{,}38 < 2$ sehingga menggunakan pelat dua arah.

7) Pelat 7

Ly = 2950 mm, Lx = 1960 mm

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{2950}{1960} = 1{,}51 < 2$ sehingga menggunakan pelat dua arah.

8) Pelat 8

Ly = 2525 mm, Lx = 1960 mm

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{2525}{1960} = 1{,}29 < 2$ sehingga menggunakan pelat dua arah.

9) Pelat 9

Ly = 4150 mm, Lx = 3350 mm

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{4150}{3350} = 1{,}24 < 2$ sehingga menggunakan pelat dua arah.

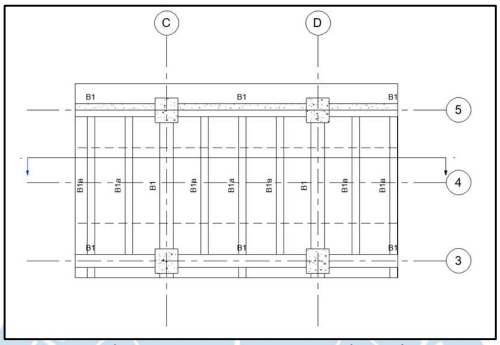
Tabel 2.10 Rekapitulasi Arah Pelat

Pelat	Ly (Panjang) (mm)	Lx (Pendek) (mm)	Ly/Lx	Jenis Pelat
1	6000	4000	1,5	Dua Arah
2	4000	4000	1	Dua Arah
3	8000	2000	4	Satu Arah
4	4150	2000	2,075	Satu Arah
5	3900	2900	1,35	Dua Arah
6	4100	2900	1,414	Dua Arah
7	5050	1960	1,29	Satu Arah
8	2725	1960	1,39	Dua Arah

2.4.5 Contoh Perhitungan Pelat

1. Perhitungan Pelat Satu Arah

Pada perencanaan pelat satu arah dilakukan perhitungan pada salah satu bagian yakni pada pelat S3 Dengan bentang 8000 x 2000 mm. Tebal estimasi pelat yang digunakan adalah 150 mm seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.18.



Gambar 2.18 Potongan Pelat Tipe 3

a. Menentukan Tebal Pelat Minimum

Ketebalan minimum pelat satu arah diatur pada SNI 2847:2019 pada pasal 7.3.1.1 mengenai ketebalan minimum pelat solid satu arah nonprategang pada beton berat normal dan fy = 420 MPa seperti yang ditunjukkan pada tabel 2.11 berikut:

Tabel 2.11 Ketebalan Minimum Pelat Satu Arah

Kondisi Tumpuan	Minimum
Tumpuan sederhana	*l/20*
Satu ujung menerus	*l/24*
Kedua ujung menerus	*l/28*
Kantilever	*l/10*

Pada gedung yang direncanakan, terdapat lebih dari dua buah pelat satu arah dengan kondisi tumpuan satu ujung menerus. Maka, tebal minimum pelat satu arah tersebut yakni:

$$h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{2000}{24} = 83{,}33 \text{ mm}$$

Maka, digunakan h_{min} = 83,33 mm. Dengan demikian, estimasi ketebalan pelat 150 mm dapat digunakan sebagai h_{pakai} untuk ketebalan pelat lantai satu arah serta dengan selimut beton 20 mm.

d = tebal pelat – selimut beton - $\frac{db}{2}$

= 150 – 20 - $\frac{10}{2}$

= 125 mm

b. Pehitungan Pembebanan Pelat

Beban Mati (*Dead Load*)

Berat Sendiri Pelat	= 2400 kg/m^3 x 0,15 m	= 3,53 kN/m^2
Partisi		= 0,72 kN/m^2
Keramik	= 1700 kg/m^3 x 0,01 m	= 0,17 kN/m^2
Spesi 2 cm	= 2100 kg/m^3 x 0,02 m	= 0,41 kN/m^2
Pasir 4 cm	= 1600 kg/m^3 x 0,04 m	= 0,63 kN/m^2
Plafon	= 18 kg/m^2	= 0,18 kN/m^2
Rangka Plafon	= 7 kg/m^2	= 0,07 kN/m^2
MEP		= 0,2 kN/m^2
Sanitasi		= 0,2 kN/m^2
Beban Total Alat Lab		= 2,0 kN/m^2
Total *Dead Load* (Q_{DL})		= 8,1 kN/m^2
Total *Super Imposed Dead Load* (Q_{SIDL})		= 4,57 kN/m^2

Beban Hidup (*Live Load*)

Berdasarkan SNI 1727: 2019 tabel 4.1, beban gedung Laboratorium yaitu:

Laboratorium	= 4,79 kN/m^2
Total *Live Load* (Q_{LL})	= 4,79 kN/m^2

Berdasarkan SNI 2847: 2019 Pasal 6.5.1, analisis pelat satu arah nonprategang harus memenuhi ketentuan $Q_{LL} \leq 3\ Q_{DL}$, maka perlu dilakukan pengecekan sebagai berikut:

$Q_{LL} \leq 3\ Q_{DL}$

$4{,}79\ kN/m^2 \leq 3\ (8{,}1\ kN/m^2)$

$4{,}79\ kN/m^2 \leq 24{,}31\ kN/m^2$

Hasil memenuhi persyaratkan maka perhitungan dapat dilanjutkan.

Didapat beban terfaktor:

$Q_{u.1}$ $= 1{,}4\ Q_{DL}$

$= 1{,}4\ (8{,}1)$

$= 10{,}34\ kN/m^2$

$Q_{u.2}$ $= 1{,}2\ Q_{DL} + 1{,}6\ Q_{LL}$

$= 1{,}2\ (8{,}1) + 1{,}6\ (4{,}79)$

$= 17{,}39\ kN/m^2$

Maka digunakan beban terfaktor terbesar yakni Qu = Wu = 17,39 kN/m.

c. Perhitungan Momen Pelat

Momen pada pelat satu arah ini menggunakan dasar SNI 2847:2019 pada tabel 6.5.2 sebagai berikut:

Momen	Lokasi	Kondisi	M_u
Positif	Bentang Ujung	Ujung tak menerus dan monolit dengan perletakan	$W_u.l_n^2/14$
		Ujung tak menerus dan tidak terkekang	$W_u.l_n^2/11$
	Bentang Tengah	Semua	$W_u.l_n^2/16$
Negatif	Muka interior dari pendukung eksterior	Balok menyatu secara monolit dengan balok spandrel pendukung	$W_u.l_n^2/24$
		Balok monolit dengan kolom pendukung	$W_u.l_n^2/16$
	Muka eksterior dari pendukung interior pertama	Dua bentang	$W_u.l_n^2/9$
		Lebih dari dua bentang	$W_u.l_n^2/10$
	Muka dari pendukung lainnya	Semua	$W_u.l_n^2/11$
	Muka semua pendukung memenuhi (a) atau (b)	a) Pelat dengan bentang tidak lebih dari 3 m b) Balok dengan rasio jumlah kekakuan kolom terhadap kekakuan balok melebihi 8 pada setiap ujung bentangnya.	$W_u.l_n^2/12$

Dari tabel tersebut, dapat dihitung momen pelat satu arah sebagai berikut :

Ln = 2000 – 300 – 200 = 1600 mm

Mu (-) = $W_uL_n^2/10$ = 17,39 x 1600^2/10 = 3.912.339,60 Nmm

Mu (+) = $W_uL_n^2/11$ = 17,39 x 1600^2/11 = 3.556.672,36 Nmm

d. Perhitungan Gaya Geser

Menurut SNI 2947:2019 Tabel 6.5.3, perlu dilakukan pengecekan pada gaya geser pelat sebagai berikut :

$V_u = \frac{1{,}15\ Wu\ Lnx}{2} = \frac{1{,}15 \times 17{,}39 \times 1500}{2}$ = 14.997,30 N

ϕVc = 0,75 x 0,17 x λ x $\sqrt{f'c}$ x b_w x d

= 0,75 x 0,17 x 1 x √30 x 1000 x 125

= 87.293,28 N

Nilai ϕ = 0,75 didasarkan dari SNI 2847:2019 Tabel 21.2.1.

Syarat: ϕVc > Vu

87.293,28 N > 15.997,12 N (OK!)

Tidak diperlukan penulangan geser karena penampang beton dapat mengakomodasi gaya geser yang terjadi.

e. Perhitungan Tulangan Tumpuan

f'c = 30 MPa

fy = 420 MPa

Diameter tulangan Utama (db) = 10 mm

Diameter tulangan susut (ds) = 8 mm

Selimut Beton = 20 mm

Tebal Pelat (h) = 150 mm

ϕ = 0,9 (asumsi terkendali tarik)

Momen Nominal Rencana:

$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3.912.339{,}60}{0{,}9}$ = 4.347.044,00 Nmm

Hitung Rasio tulangan yang diperlukan:

$\rho = \frac{0{,}85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{4M_u}{1{,}7\ \emptyset\ f'c\ b.d^2}\right)$

$= \frac{0{,}85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{4\ x\ 3.912.339{,}60}{1{,}7\ x\ 0{,}9\ x\ 30\ x\ 1000\ x\ 125^2}\right)$

= 0,0001

Hitung Luasan Perlu tulangan:

$A_{s.req}$ = ρ x b x d

= 0,0001 x 1000 x 125 = 83,26 mm^2

Cek Luasan minimum tulangan pelat satu arah harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2019 Pasal 7.6.1.1.

Tipe tulangan	f_y, **MPa**	$A_{s,min}$	
Batang ulir	< 420	$0{,}0020A_g$	
Batang ulit atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari :	$\frac{0{,}0018 \times 420}{f_y}A_g$
			$0{,}0014A_g$

Dikarenakan f_y yang digunakan adalah 420 MPa, maka berlaku persyaratan yang kedua dimana:

$A_{s.min1}$ $= \frac{0{,}0018 \text{ x } 420}{f_y} A_g$

$= \frac{0{,}0018 \text{ x } 420}{420} x\ 1000 \text{ . } 150$

$= 270 \text{ mm}^2$

$A_{s.min2}$ $= 0{,}0014\ A_g$

$= 0{,}0014 \text{ . } 1000 \text{ . } 150$

$= 210 \text{ mm}^2$

$A_{s.min.use}$ $= 270 \text{ mm}^2$ (digunakan nilai terbesar)

Karena nilai $A_{s.perlu} < A_{s.min}$, maka digunakan luasan minimum dari $A_{s.min}$.

Hitung spasi dan cek spasi maksimum :

$$s = \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ {d_b}^2\ x\ b}{As} = \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 10^2\ x\ 1000}{270} = 290{,}89 \text{ mm}$$

Spasi maksimum harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2019 Pasal 24.3.2, yaitu :

s_{max} $= 3h = 3(150) = 450$ mm

$= 450$ mm

Digunakan D10 – 250

Cek momen nominal pelat

$A_{s.pakai}$ $= \frac{1}{4}\ x\ \frac{\pi.\ {d_b}^2.\ b}{s} = \frac{1}{4}\ x\ \frac{\pi.\ 10^2.\ 1000}{250} = 314{,}16 \text{ mm}^2$

a $= \frac{A_s\ .f_y}{0{,}85\ .f'c\ .b} = \frac{314{,}16\ .420}{0{,}85\ .\ 30\ .\ 1000} = 5{,}17$ mm

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{5{,}17}{0{,}84}$; c = 6,19 mm

εt $= \frac{d-c}{c}\ 0{,}003 = \frac{125-6{,}19}{6{,}19}\ x\ 0{,}003$; εt = 0,06

Sesuai ketentuan SNI 2847 : 2019 tabel 21.2.2 mengenati faktor reduksi kekuatan, nilai εt > 0,005 maka digunakan ϕ = 0,9

M_n $= A_s \,.\, f_y\ (d - \frac{a}{2})$

$= 392{,}70 \,.\, 420 \,.\, (125 - \frac{5{,}17}{2})$

= 16.151.989,23 Nmm

ϕ M_n = 0,9 . 16.151.989,23

= 14.536.790,31 Nmm > M_u.

f. Perhitungan Tulangan Lapangan

Momen Nominal Rencana:

$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3.556.672{,}36}{0{,}9} = 3.951.858{,}18\ Nmm$

Hitung Rasio tulangan yang diperlukan:

$\rho = \frac{0{,}85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{4M_u}{1{,}7\ \emptyset\ f'c\ b.d^2}\right)$

$= \frac{0{,}85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{4\ x\ 3.556.672{,}36}{1{,}7\ x\ 0{,}9\ x\ 30\ x\ 1000\ x\ 125^2}\right)$

= 0,0006

Hitung Luasan Perlu tulangan:

$A_{s.req} = \rho$ x b x d

= 0,0006 x 1000 x 125

= 75,65 mm^2

Cek Luasan minimum tulangan pelat satu arah harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2019 Pasal 7.6.1.1.

Tipe tulangan	f_y**, MPa**	$A_{s,min}$	
Batang ulir	< 420	$0{,}0020A_g$	
Batang ulit atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari :	$\frac{0{,}0018\ \times 420}{f_y}A_g$
			$0{,}0014A_g$

Dikarenakan fy yang digunakan adalah 420 MPa, maka berlaku persyaratan yang pertama dimana :

$A_{s.min1}$ $= \frac{0{,}0018 \text{ x } 420}{f_y} A_g$

$= \frac{0{,}0018 \text{ x } 420}{420} \; x \; 1000 \; . \; 150$

$= 270 \text{ mm}^2$

$A_{s.min2}$ $= 0{,}0014 \; A_g$

$= 0{,}0014 \; . \; 1000 \; . \; 150$

$= 210 \text{ mm}^2$

$A_{s.min.use}$ $= 270 \text{ mm}^2$ (digunakan nilai terbesar)

Karena nilai $A_{s.perlu} < A_{s.min}$, maka digunakan luasan minimum dari $A_{s.min}$.

Hitung spasi dan cek spasi maksimum :

$s = \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; {d_b}^2 \; x \; b}{As} = \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; 10^2 \; x \; 1000}{300} = 290{,}89 \text{ mm}$

Spasi maksimum harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2019 Pasal 24.3.2, yaitu :

s_{max} $= 3h = 3(150) = 450 \text{ mm}$

$= 450 \text{ mm}$

Digunakan D10 – 250

Cek momen nominal pelat

$A_{s.pakai}$ $= \frac{1}{4} \; x \; \frac{\pi . \; {d_b}^2 . \; b}{s} = \frac{1}{4} \; x \; \frac{\pi . \; 10^2 . \; 1000}{250} = 314{,}16 \text{ mm}^2$

a $= \frac{A_s \; . f_y}{0{,}85 \; . f'c \; . b} = \frac{314{,}16 \; . 420}{0{,}85 \; . \; 30 \; . \; 1000} = 5{,}17 \text{ mm}$

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{3{,}45}{0{,}84}$; $c = 6{,}19 \text{ mm}$

εt $= \frac{d-c}{c} \; 0{,}003 = \frac{125 - \; ,19}{6{,}19} \; x \; 0{,}003$; $\varepsilon t = 0{,}06$

Sesuai ketentuan SNI 2847 : 2019 tabel 21.2.2 mengenati faktor reduksi kekuatan, nilai $\varepsilon t > 0{,}005$ maka digunakan $\phi = 0{,}9$

M_n $= A_s \; . \; f_y \; (d - \frac{a}{2})$

$= 314{,}16 \; . \; 420 \; . \; (125 - \frac{5{,}17}{2})$

$= 16.151.989{,}23 \text{ Nmm}$

ϕM_n = 0,9 . 16.151.989,23

= 14.536.790,31 Nmm > M_u.

g. Perhitungan Tulangan Susut

$A_{s.perlu} = A_{s.min}$ = 0,0020 A_g = 300 mm^2

$s = \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ d_b{}^2\ x\ b}{As} = \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 8^2\ x\ 1000}{300}$ = 167,55 mm

s_{max} = 3h = 3(150) = 450 mm

= 450 mm

Digunakan d8 – 250

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

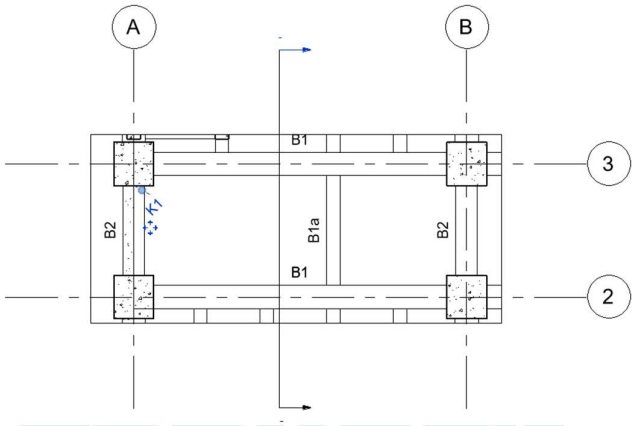
Tabel 2.12 Rekapitulasi Penulangan Pelat Satu Arah

Kode Pelat	Ly	Lx	Ly/Lx	Jenis Pelat	Momen		Gaya Geser		Tulangan	
P3	8000	2000	4	Satu Arah	Mu^-	4.451.373,06 Nmm	Vu	15.997,12 N	Tumpuan Pokok	D10-250
					Mu^+	4.046.702,78 Nmm	ϕVc	87.293,28 N	Lapangan Pokok	D10-250
P4	4150	2000	2,08	Satu Arah	Mu^-	3.912.339,60 Nmm	Vu	14.997,30 N	Tumpuan Pokok	D10-250
					Mu^+	3.556.672,36 Nmm	ϕVc	87.293,28 N	Lapangan Pokok	D10-250
P7	5050	1960	2,57	Satu Arah	Mu^-	3.971.012,75 Nmm	Vu	11.649,65 N	Tumpuan Pokok	D10-250
					Mu^+	3.610.011,59 Nmm	ϕVc	87.293,28 N	Lapangan Pokok	D10-250

2. Perhitungan Pelat Dua Arah

Pada perencanaan pelat dua arah dihitung pada slaah satu bagian yakni pada pelat eksterior tepi nomor 1 dengan bentang 4000 x 6000 mm. Tebal estimasi pelat yang digunakan adalah 150 mm seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.19.

Gambar 2.19.

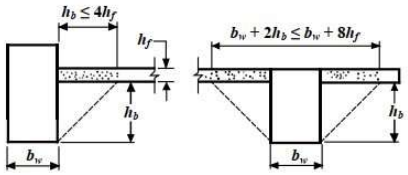


Gambar 2.19 Potongan Pelat Lantai Eksterior Nomor 1

a. Menentukan Tebal Pelat Minimum

Balok B1 :

Analisa lebar efektif (be) balok B1



Gambar R8.4.1.8 – Contoh bagian pelat yang dimasukkan ke balok sesuai 8.4.1.8.

Penampang Interior

b_w = 650 mm

h = 900 mm

h_f = 150 mm

h_b = h - h_f

= 900 - 150 = 750 mm

$b_w + 2h_b \quad \le \quad b_w + 8h_f$

$650 + 2(750) \leq \quad 650 + 8(150)$

$2.150 \leq 1.850$

Maka digunakan balok yang memiliki lebar efektif terkecil sehingga, b_e = 1.900 mm.

Menentukan titik berat penampang balok :

$A_{.sayap} = b_e \,.\, h_f \quad = 1.850 \text{ x } 150 \quad = 277.500 \text{ mm}^2$

$A_{.badan} = b_w \,.\, h_b \quad = 700 \text{ x } 750 \quad = 487.500 \text{ mm}^2$

$A_{.Total} = 765.000 \text{ mm}^2$

$y_1 \quad = h_b + \left(\frac{h_f}{2}\right) \quad = 750 + \left(\frac{150}{2}\right) = 825 \text{ mm}$

$y_2 \quad = \left(\frac{h_b}{2}\right) \quad = \left(\frac{750}{2}\right) \quad = 375 \text{ mm}$

$\hat{y} \quad = \left(\frac{A_{sayap}}{y1}\right) + \left(\frac{A_{badan}}{y2}\right)$

$\hat{y} \quad = \left(\frac{277.500}{825}\right) + \left(\frac{487.500}{375}\right) \quad = 538{,}24 \text{ mm}$

Inersia Balok (I_b) B1

$$I_b = \frac{b_w.h_b^{\,3}}{12} + b_w.h_b.\left(\hat{y} - \frac{h_b}{2}\right)^2 + \frac{b_e.h_f^{\,3}}{12} + b_e.h_f.\left(h_b - \frac{h_b}{2} - \hat{y}\right)^2$$

$$= \frac{650.750^3}{12} + 650.750.\left(538{,}24 - \frac{750}{2}\right)^2 + \frac{1900\,.150^3}{12} + 538{,}24\,.150\left(750 - \frac{750}{2} - 538{,}24\right)^2$$

$I_b = 36.441.260.813{,}15 \text{ mm}^4$

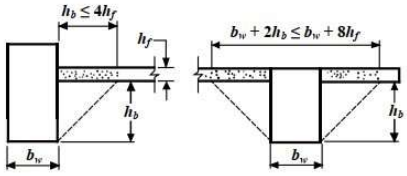
Inersia (I_s) Pelat Lantai

$$I_s \quad = \frac{L_{nx}.h_f^{\,3}}{12} = \frac{3350\,.\,150^3}{12} = 942.187.500{,}00 \text{ mm}^4$$

$$af_l \quad = \frac{I_b}{I_s} = \frac{36.441.260.813{,}15}{942.187.500{,}00} = 38{,}68$$

Balok B1:

Analisa lebar efektif (be) balok B1



Gambar R8.4.1.8 – Contoh bagian pelat yang dimasukkan ke balok sesuai 8.4.1.8.

Penampang Interior

b_w = 650 mm

h = 900 mm

h_f = 150 mm

h_b = h - h_f

= 900 - 150 = 750 mm

$b_w + 2h_b \leq b_w + 8h_f$

$650 + 2(750) \leq 650 + 8(150)$

$2.150 \leq 1.850$

Maka digunakan balok yang memiliki lebar efektif terkecil sehingga, b_e = 1.900 mm.

Menentukan titik berat penampang balok :

$A_{.sayap} = b_e \,.\, h_f = 1.850 \times 150 = 277.500 \text{ mm}^2$

$A_{.badan} = b_w \,.\, h_b = 700 \times 750 = 487.500 \text{ mm}^2$

$A_{.Total} = 765.000 \text{ mm}^2$

$y_1 = h_b + \left(\frac{h_f}{2}\right) = 750 + \left(\frac{150}{2}\right) = 825$ mm

$y_2 = \left(\frac{h_b}{2}\right) = \left(\frac{750}{2}\right) = 375$ mm

$\hat{y} = \left(\frac{A_{sayap}}{y1}\right) + \left(\frac{A_{badan}}{y2}\right)$

$\hat{y} = \left(\frac{277.500}{825}\right) + \left(\frac{487.500}{375}\right) = 538{,}24$ mm

Inersia Balok (I_b) B1

$$I_b = \frac{b_w.{h_b}^3}{12} + b_w.h_b.\left(\hat{y} - \frac{h_b}{2}\right)^2 + \frac{b_e.{h_f}^3}{12} + b_e.h_f.\left(h_b - \frac{h_b}{2} - \hat{y}\right)^2$$

$$= \frac{650.750^3}{12} + 650.750.\left(538{,}24 - \frac{750}{2}\right)^2 + \frac{1900\,.150^3}{12} + 538{,}24\,.150\left(750 - \frac{750}{2} - 538{,}24\right)^2$$

$I_b = 36.441.260.813{,}15 \text{ mm}^4$

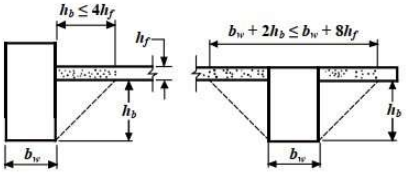
Inersia (I_s) Pelat Lantai

$$I_s = \frac{L_{nx}.{h_f}^3}{12} = \frac{3350\,.\,150^3}{12} = 942.187.500{,}00 \text{ mm}^4$$

$$af_l = \frac{I_b}{I_s} = \frac{36.441.260.813{,}15}{942.187.500{,}00} = 38{,}68$$

Balok B2:

Analisa lebar efektif (be) balok B2



Gambar R8.4.1.8 – Contoh bagian pelat yang dimasukkan ke balok sesuai 8.4.1.8.

Penampang Eksterior

b_w = 600 mm

h = 850 mm

h_f = 150 mm

h_b = h - h_f

= 850 - 150 = 700 mm

$b_w + h_b \leq b_w + 4h_f$

$600 + 700 \leq 650 + 4(150)$

$1.300 \leq 1.200$

Maka digunakan balok yang memiliki lebar efektif terkecil sehingga, b_e = 1.200 mm.

Menentukan titik berat penampang balok :

$A_{.sayap} = b_e \,.\, h_f$ = 1.200 x 150 = 180.000 mm^2

$A_{.badan} = b_w \,.\, h_b$ = 600 x 700 = 420.000 mm^2

$A_{.Total}$ = 600.000 mm^2

$y_1 = h_b + \left(\frac{h_f}{2}\right)$ = 700 + $\left(\frac{150}{2}\right)$ = 775 mm

$y_2 = \left(\frac{h_b}{2}\right)$ = $\left(\frac{700}{2}\right)$ = 350 mm

$\hat{y} = \left(\frac{A_{sayap}}{y1}\right) + \left(\frac{A_{badan}}{y2}\right)$

$\hat{y} = \left(\frac{180.000}{775}\right) + \left(\frac{420.000}{350}\right)$ = 477,50 mm

Inersia Balok (I_b) B2

$$I_b = \frac{b_w.h_b^3}{12} + b_w.h_b.\left(\hat{y} - \frac{h_b}{2}\right)^2 + \frac{b_e.h_f^3}{12} + b_e.h_f.\left(h_b - \frac{h_b}{2} - \hat{y}\right)^2$$

$$= \frac{600.700^3}{12} + 600.700.\left(477{,}5 - \frac{700}{2}\right)^2 + \frac{1200.150^3}{12} + 477{,}5.150\left(700 - \frac{700}{2} - 477{,}5\right)^2$$

I_b = 24.368.675.000,00 mm^4

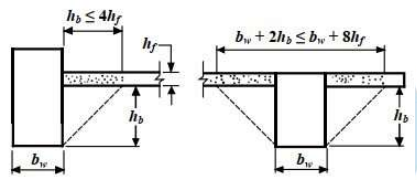
Inersia (I_s) Pelat Lantai:

$$I_s = \frac{L_{ny}.h_f^3}{12} = \frac{5500.\ 150^3}{12} = 1.546.875.000{,}00 \text{ mm}^4$$

$$af_3 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{24.368.675.000{,}00}{1.546.875.000{,}00} = 15{,}75$$

Balok B1a:

Analisa lebar efektif (be) balok B1a



Gambar R8.4.1.8 – Contoh bagian pelat yang dimasukkan ke balok sesuai 8.4.1.8.

Penampang Eksterior

b_w = 400 mm

h = 550 mm

h_f = 150 mm

h_b = h - h_f

= 550 - 150 = 400 mm

$b_w + 2h_b \le b_w + 8h_f$

$400 + 2(400) \le 400 + 8(150)$

$1.200 \le 1.600$

Maka digunakan balok yang memiliki lebar efektif terkecil sehingga, b_e = 1.200 mm.

Menentukan titik berat penampang balok :

$A_{.sayap} = b_e\ .\ h_f$ = 1.200 x 150 = 180.000 mm^2

$A_{.badan} = b_w\ .\ h_b$ = 400 x 400 = 160.000 mm^2

$A._{Total}$ = 340.000 mm^2

y_1 $= h_b + \left(\frac{h_f}{2}\right)$ $= 400 + \left(\frac{150}{2}\right)$ = 475 mm

y_2 $= \left(\frac{h_b}{2}\right)$ $= \left(\frac{400}{2}\right)$ = 200 mm

$\hat{y}$ $= \left(\frac{A_{sayap}}{y1}\right) + \left(\frac{A_{badan}}{y2}\right)$

$\hat{y}$ $= \left(\frac{180.000}{475}\right) + \left(\frac{160.000}{200}\right)$ = 345,59 mm

Inersia Balok (I_b) B2

$$I_b = \frac{b_w.h_b^3}{12} + b_w.h_b.\left(\hat{y} - \frac{h_b}{2}\right)^2 + \frac{b_e.h_f^3}{12} + b_e.h_f.\left(h_b - \frac{h_b}{2} - \hat{y}\right)^2$$

$$= \frac{400.400^3}{12} + 400.400.\left(345{,}59 - \frac{400}{2}\right)^2 + \frac{1200.150^3}{12} + 345{,}59.150\left(400 - \frac{450}{2} - 345{,}59\right)^2$$

I_b = 5.885.476.931,95 mm^4

Inersia (I_s) Pelat Lantai:

I_s $= \frac{L_{ny}.h_f^3}{12} = \frac{5500\ .\ 150^3}{12}$ = 1.546.875.000,00 mm^4

af_4 $= \frac{I_b}{I_s} = \frac{5.885.476.931{,}95}{1.546.875.000{,}00}$ = 3,80

Hitung tebal minimum

Setelah diperoleh nilai rasio kekakuan pelat pada setiap tinjauan balok, maka dihitung nilai rata-rata dari *af.*

af_m $= \frac{38{,}68\ .\ 38{,}68\ .\ 15{,}75\ .\ 3{,}8}{4}$ = 24,23

Hitung rasio bentang panjang dan bentang pendek, dengan bentang tersebut merupakan bentang bersih. Bentang bersih pelat tipe ini adalah sebagai berikut :

L_{ny} = 5500 mm

L_{nx} = 3350 mm

β $= \frac{L_{ny}}{L_{nx}} = \frac{5500}{3350}$ = 1,64

Hitung tebal minimum diambil berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 8.3.1.2, untuk 0,2 < *afm* ≤ 2, maka $h_{minimum}$ adalah terbesar dari:

α_{fm} (1)	*h* minimum, mm		
$\alpha_{fm} \leq 0{,}2$	8.3.1.1 berlaku		(a)
$0{,}2 \leq \alpha_{fm} \leq 2{,}0$	Terbesar dari:	$\frac{l_n.\left(0{,}8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+5\beta(\alpha_{fm}-0{,}2)}$	(b)(2),(3)
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2{,}0$	Terbesar dari:	$\frac{l_n.\left(0{,}8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+9\beta}$	(d)(2),(3)
		90	(e)

$h_{min} = \frac{l_n.\left(0{,}8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+5\beta(\alpha_{fm}-0{,}2)}$ dan 125 mm

$= \frac{5.500.\left(0{,}8+\frac{420}{1400}\right)}{36+5.(1{,}64-0{,}2)} = 119{,}15$ mm > 125 mm

Karena 119,5 mm > 125 mm, maka tebal minimum yang dipakai adalah 119,5 mm. maka digunakan tebal pelat 150 mm sudah memenuhi syarat. Perhitungan yang sama dilakukan untuk tipe pelat dua arah yang lain.

b. Pehitungan Pembebanan Pelat

Beban Mati (*Dead Load*)

Berat Sendiri Pelat	= 2400 kg/m^3 x 0,15 m	= 3,53 kN/m^2
Partisi		= 0,72 kN/m^2
Keramik	= 1700 kg/m^3 x 0,01 m	= 0,17 kN/m^2
Spesi 2 cm	= 2100 kg/m^3 x 0,02 m	= 0,41 kN/m^2
Pasir 4 cm	= 1600 kg/m^3 x 0,04 m	= 0,63 kN/m^2
Plafon	= 18 kg/m^2	= 0,18 kN/m^2
Rangka Plafon	= 7 kg/m^2	= 0,07 kN/m^2
MEP		= 0,2 kN/m^2
Sanitasi		= 0,2 kN/m^2
Beban Total Alat Lab		= 2,0 kN/m^2
Total *Dead Load* (Q_{DL})		= 8,1 kN/m^2
Total *Super Imposed Dead Load* (Q_{SIDL})		= 4,57 kN/m^2

Beban Hidup (*Live Load*)

Berdasarkan SNI 1727:2019 tabel 4.1, beban gedung Laboratorium yaitu:

Koridor	= 3,83 kN/m^2
Total *Live Load* (Q_{LL})	= 3,83 kN/m^2

Berdasarkan SNI 2847: 2019 Pasal 6.5.1, analisis pelat satu arah nonprategang harus memenuhi ketentuan $Q_{LL} \leq 3\ Q_{DL}$, maka perlu dilakukan pengecekan sebagai berikut :

$Q_{LL} \leq 3\ Q_{DL}$

$3{,}83\ kN/m^2 \leq 3\ (8{,}1\ kN/m^2)$

$3{,}83\ kN/m^2 \leq 24{,}31\ kN/m^2$

Hasil memenuhi persyaratkan maka perhitungan dapat dilanjutkan.

Didapat beban terfaktor:

$Q_{u.1}$ $= 1{,}4\ Q_{DL}$

$= 1{,}4\ (8{,}1)$

$= 11{,}34 kN/m^2$

$Q_{u.2}$ $= 1{,}2\ Q_{DL} + 1{,}6\ Q_{LL}$

$= 1{,}2\ (8{,}1) + 1{,}6\ (3{,}83)$

$= 15{,}85\ kN/m^2$

Maka digunakan beban terfaktor terbesar yakni Qu = Wu = 15,85 kN/m^2

c. Perhitungan Momen Pelat

Tabel 2.13 Perhitungan Momen Dua Arah SNI 8900:2020 Pasal 7.9.2b

$\beta = \ell_b/\ell_a$	Arah pendek, ℓ_a			Arah panjang, ℓ_b		
Rasio bentang panel	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban	Momen negatif	Momen positif	Fraksi beban
1,0	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{16}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{35}$	$\alpha_a = 0{,}67$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{33}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{40}$	$\alpha_b = 0{,}33$
1,1	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{15}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{31}$	$\alpha_a = 0{,}74$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{35}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{50}$	$\alpha_b = 0{,}26$
1,2	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{14}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{28}$	$\alpha_a = 0{,}80$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{50}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{65}$	$\alpha_b = 0{,}20$
1,3	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{13}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{25}$	$\alpha_a = 0{,}85$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{70}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{85}$	$\alpha_b = 0{,}15$
1,4	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{13}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{23}$	$\alpha_a = 0{,}88$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{90}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{110}$	$\alpha_b = 0{,}12$
1,5	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{12}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{22}$	$\alpha_a = 0{,}91$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{115}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{135}$	$\alpha_b = 0{,}09$
1,6	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{12}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{21}$	$\alpha_a = 0{,}93$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{135}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{160}$	$\alpha_b = 0{,}07$
1,7	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{12}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{20}$	$\alpha_a = 0{,}94$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{165}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{185}$	$\alpha_b = 0{,}06$
1,8	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{12}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{20}$	$\alpha_a = 0{,}95$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{200}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{220}$	$\alpha_b = 0{,}05$
1,9	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{12}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{19}$	$\alpha_a = 0{,}96$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{250}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{270}$	$\alpha_b = 0{,}04$
2,0	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{11}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{18}$	$\alpha_a = 0{,}97$	$M_b = \frac{q_u \ell_b^2}{330}$	$M_b^+ = \frac{q_u \ell_b^2}{340}$	$\alpha_b = 0{,}03$
> 2,0	$M_a = \frac{q_u \ell_a^2}{10}$	$M_a^+ = \frac{q_u \ell_a^2}{16}$	$\alpha_a = 1{,}00$	Tulangan susut dan temperatur		$\alpha_b = 0{,}00$

Berdasarkan SNI 8900:2020 pasal 7.9.2b terdapat tabel untuk panel tepi dengan l_a sejajar tepi pelat dua arah yang ditumpu girder, balok, atau dinding beton bertulang seperti pada tabel 2.13:

Sesuai dengan perhitungan sebelumnya, pelat yang ditinjau memiliki $l_{nx} = l_a = 3350$ mm dan $l_{ny} = l_b = 5500$ mm. Maka, $l_{ny}/l_{nx} = 1{,}6$ sehingga digunakan standar sesuai pada tanda pada tabel 2.13.

- Perhitungan momen arah pendek (l_a)

$$M_{tx} = \frac{q_u . l_{nx}^2}{12} = \frac{15{,}85 \,.3.350^2}{12} = 16.261.567{,}10\ Nmm$$

$$M_{lx} = \frac{q_u . l_{nx}^2}{20} = \frac{15{,}85 \,.3.350^2}{21} = 9.292.324{,}06\ Nmm$$

- Perhitungan momen arah panjang (l_b)

$$M_{ty} = \frac{q_u . l_{ny}^2}{165} = \frac{15{,}85 \,.5.500^2}{115} = 3.896.239{,}44\ Nmm$$

$$M_{ly} = \frac{q_u . l_{ny}^2}{185} = \frac{15{,}85 \,.5.500^2}{135} = 3.287.452{,}03\ Nmm$$

d. Perhitungan Gaya Geser

Perhitungan gaya geser arah pendek (l_a)

α_x = 0,93

V_{ux} $= \frac{\alpha_x . W_u . L_{ny}}{2} \geq \frac{W_u . l_{nx}}{4}$

$= \frac{0,94 \,.15,85\,.\ 5.500}{2} \geq \frac{15,85\,.\ 3.350}{4}$

= 3.347,22 N ≤ 14.562,60 N

V_{ux} = 14.562,60 N

Perhitungan gaya geser arah panjang (l_b)

α_y = 0,07

V_{uy} $= \frac{\alpha_x . W_u . L_{nx}}{2} \geq \frac{W_u . l_{ny}}{4}$

$= \frac{0,06 \,.15,85\,.\ 3.350}{2} \geq \frac{15,85\,.\ 5.500}{4}$

= 27.086,43 N ≥ 20.255,25 N

V_{uy} = 27.086,43 N

ϕV_c = 0,75 x 0,17 x λ x $\sqrt{f'c}$ x b_w x d

= 0,75 x 0,17 x 1 x √30 x 1000 x 125

= 87.293,28 N

Nilai ϕ = 0,75 didasarkan dari SNI 2847:2019 Tabel 21.2.1.

Syarat : ϕVc > Vu

87.293,28 N > 27.086,43 N dan 14.562,60 N (OK!)

e. Perhitungan Tulangan Tumpuan

f'c = 30 MPa

fy = 420 MPa

Diameter tulangan Utama (db) = 10 mm

Diameter tulangan susut (ds) = 8 mm

Selimut Beton = 20 mm

Tebal Pelat (h) = 150 mm

ϕ = 0,9 (asumsi terkendali tarik)

- Momen Ultimit hasil perhitungan adalah

M_{tx} = 16.261.567,10 *Nmm*

M_{ty} = 3.896.239,44 *Nmm*

- Hitung tinggi eksentrisitas bentang pendek (l_a)

d_x = h – Cc – $\frac{d_b}{2}$ = 150 – 20 – $\frac{10}{2}$ = 125 mm

- Hitung tinggi eksentrisitas bentang panjang (l_b)

dy = h – Cc – d_b – $\frac{d_b}{2}$ = 150 – 20 – 10 – $\frac{10}{2}$ = 115 mm

- Hitung koefisien tahanan lentur:

$K_{tx} = \frac{M_{tx}}{\emptyset .B.{d_x}^2} = \frac{16.261.567,10}{0,9 .1000 .125^2} = 1,15638$

$K_{ty} = \frac{M_{ty}}{\emptyset .B.{d_y}^2} = \frac{3.896.239,44}{0,9 .1000 .115^2} = 0,27707$

- Hitung Rasio Tulangan:

$\rho_x = \frac{0,85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{2k_{tx}}{0,85\ f'c}\right)$

$= \frac{0,85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{2\ x\ 1,15638}{0,85\ x\ 30}\right)$

= 0,0028

$\rho_x = \frac{0,85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{2k_{ty}}{0,85\ f'c}\right)$

$= \frac{0,85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{2\ x\ 0,27707}{0,85\ x\ 30}\right)$

= 0,00066

- Hitung luas tulangan perlu

$A_{s.req.x} = \rho_x$ .b . d

= 0,0028 x 1000 x 125 = 352,34 mm^2

$A_{s.req.y} = \rho_y$ .b . d

= 0,00066 x 1000 x 115 = 76,28 mm^2

- Cek luasan minimum tulangan

Luas minimum tulangan pelat dua arah harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2019 Pasal 7.6.1.1. Untuk batang ulir dengan mutu 420 MPa, harus memenuhi syarat berikut :

Tipe tulangan	f_y, MPa	$A_{s,min}$	
Batang ulir	< 420	$0{,}0020A_g$	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0{,}0018 \times 420}{f_y} A_g$
			$0{,}0014A_g$

Dikarenakan fy yang digunakan adalah 420 MPa, maka berlaku persyaratan yang kedua dimana :

$A_{s.min1} = \frac{0{,}0018 \text{ x } 420}{f_y} A_g$

$= \frac{0{,}0018 \text{ x } 420}{420} \times 1000 \text{ . } 150$

$= 270 \text{ mm}^2$

$A_{s.min2} = 0{,}0014 \text{ } A_g$

$= 0{,}0014 \text{ . } 1000 \text{ . } 150$

$= 210 \text{ mm}^2$

$A_{s.min.use.x} = 352{,}34 \text{ mm}^2$ (digunakan nilai terbesar)

$A_{s.min.use.y} = 270 \text{ mm}^2$ (digunakan nilai terbesar)

Karena nilai $A_{s.perlu} < A_{s.min}$, maka digunakan luasan minimum dari $A_{s.min}$.

Hitung spasi dan cek spasi maksimum:

$s_x = \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } {d_b}^2 \text{ x } b}{As} = \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 10^2 \text{ x } 1000}{352{,}34} = 222{,}91 \text{ mm}$

$s_y = \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } {d_b}^2 \text{ x } b}{As} = \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 10^2 \text{ x } 1000}{270} = 290{,}89 \text{ mm}$

Spasi maksimum harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2019 Pasal 24.3.2, yaitu:

$s_{max} = 2h = 2(150) = 300 \text{ mm}$

$= 300 \text{ mm}$

Digunakan D10 – 200

Cek momen nominal pelat

$A_{s.pakai.x} = \frac{1}{4}\ x\ \frac{\pi.\ d_b{}^2.\ b}{s} = \frac{1}{4}\ x\ \frac{\pi.\ 10^2.\ 1000}{200} = 392{,}70\ mm^2$

$a = \frac{A_s\ .f_y}{0{,}85\ .f'c\ .b} = \frac{392{,}70\ .420}{0{,}85\ .\ 30\ .\ 1000} = 6{,}47\ mm$

$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{6{,}47}{0{,}84}$; c = 7,74 mm

$\varepsilon t = \frac{d-c}{c}\ 0{,}003 = \frac{125-7{,}74}{7{,}74}\ x\ 0{,}003$; εt = 0,05

Sesuai ketentuan SNI 2847 : 2019 tabel 21.2.2 mengenati faktor reduksi kekuatan, nilai εt > 0,005 maka digunakan ϕ = 0,9

$M_{n.x} = A_s\ .\ f_y\ (d - \frac{a}{2})$

$= 523{,}60\ .\ 420\ .\ (125 - \frac{6{,}47}{2})$

= 20.083.307,73 Nmm

$\phi\ M_{n.x}$ = 0,9 . 20.083.307,73

= 18.074.976,96 Nmm > M_u.

$M_{n.y} = A_s\ .\ f_y\ (d - \frac{a}{2})$

$= 392{,}70\ .\ 420\ .\ (125 - \frac{6{,}47}{2})$

= 20.083.307,73 Nmm

$\phi\ M_{n.y}$ = 0,9 . 20.083.307,73

= 18.074.976,96 Nmm > M_u.

f. Perhitungan Tulangan Lapangan

ϕ = 0,9 (asumsi terkendali tarik)

- Momen Ultimit hasil perhitungan adalah

M_{lx} = 9.292.324,06 *Nmm*

M_{ly} = 3.287.452,03 *Nmm*

- Hitung tinggi eksentrisitas bentang pendek (l_a)

$d_x = h - Cc - \frac{d_b}{2} = 150 - 20 - \frac{10}{2} = 125$ mm

- Hitung tinggi eksentrisitas bentang panjang (l_b)

$d_y = h - Cc - d_b - \frac{d_b}{2} = 150 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 115$ mm

- Hitung koefisien tahanan lentur :

$K_{lx} = \frac{M_{lx}}{\emptyset .B.{d_x}^2} = \frac{9.292.324,06}{0,9 .1000 .125^2} = 0,66079$

$K_{ly} = \frac{M_{ly}}{\emptyset .B.{d_y}^2} = \frac{3.287.452,03}{0,9 .1000 .115^2} = 0,23377$

- Hitung Rasio Tulangan :

$\rho_x = \frac{0,85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{2k_{lx}}{0,85\ f'c}\right)$

$= \frac{0,85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{2\ x\ 0,66079}{0,85\ x\ 30}\right)$

$= 0,0016$

$\rho_x = \frac{0,85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{2k_{ly}}{0,85\ f'c}\right)$

$= \frac{0,85.f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{1} - \frac{2\ x\ 0,23377}{0,85\ x\ 30}\right)$

$= 0,00056$

- Hitung luas tulangan perlu

$A_{s.req.x} = \rho_x .b . d$

$= 0,0016 \text{ x } 1000 \text{ x } 125 \quad = 199,28 \text{ mm}^2$

$A_{s.req.y} = \rho_y .b . d$

$= 0,00056 \text{ x } 1000 \text{ x } 115 \quad = 69,9 \text{ mm}^2$

- Cek luasan minimum tulangan

Luas minimum tulangan pelat dua arah harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2019 Pasal 7.6.1.1. Untuk batang ulir dengan mutu 420 MPa, harus memenuhi syarat berikut :

Tipe tulangan	f_y, **MPa**	$A_{s,min}$	
Batang ulir	< 420	$0,0020A_g$	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			$0,0014A_g$

Dikarenakan fy yang digunakan adalah 420 MPa, maka berlaku persyaratan yang kedua dimana :

$A_{s.min1}$ $= \frac{0{,}0018 \text{ x } 420}{f_y} A_g$

$= \frac{0{,}0018 \text{ x } 420}{420} \times 1000 \text{ . } 150$

$= 270 \text{ mm}^2$

$A_{s.min2}$ $= 0{,}0014 \text{ } A_g$

$= 0{,}0014 \text{ . } 1000 \text{ . } 150$

$= 210 \text{ mm}^2$

$A_{s.min.use.x}$ $= 270 \text{ mm}^2$ (digunakan nilai terbesar)

$A_{s.min.use.y}$ $= 270 \text{ mm}^2$ (digunakan nilai terbesar)

Karena nilai $A_{s.perlu} < A_{s.min}$, maka digunakan luasan minimum dari $A_{s.min}$.

Hitung spasi dan cek spasi maksimum:

$s_x = \frac{0{,}25 \, x \, \pi \, x \, {d_b}^2 \, x \, b}{As} = \frac{0{,}25 \, x \, \pi \, x \, 10^2 \, x \, 1000}{270} = 290{,}89 \text{ mm}$

$s_y = \frac{0{,}25 \, x \, \pi \, x \, {d_b}^2 \, x \, b}{As} = \frac{0{,}25 \, x \, \pi \, x \, 10^2 \, x \, 1000}{270} = 290{,}89 \text{ mm}$

Spasi maksimum harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2019 Pasal 24.3.2, yaitu:

s_{max} $= 2h = 2(150) = 300 \text{ mm}$

$= 300 \text{ mm}$

Digunakan D10 – 250

Cek momen nominal pelat

$A_{s.pakai.x}$ $= \frac{1}{4} \, x \, \frac{\pi . \, {d_b}^2 . \, b}{s} = \frac{1}{4} \, x \, \frac{\pi . \, 10^2 . \, 1000}{250} = 314{,}16 \text{ mm}^2$

a $= \frac{A_s \, . f_y}{0{,}85 \, . f'c \, . b} = \frac{314{,}16 \, . \, 420}{0{,}85 \, . \, 30 \, . \, 1000} = 5{,}17 \text{ mm}$

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{5{,}17}{0{,}84}$; $c = 6{,}19 \text{ mm}$

εt $= \frac{d-c}{c} \, 0{,}003 = \frac{125-6{,}19}{6{,}19} \, x \, 0{,}003$; $\varepsilon t = 0{,}06$

Sesuai ketentuan SNI 2847 : 2019 tabel 21.2.2 mengenati faktor reduksi kekuatan, nilai $\varepsilon t > 0{,}005$ maka digunakan $\phi = 0{,}9$

$M_{n.x}$ $= A_s \, . \, f_y \, (d - \frac{a}{2})$

$= 523{,}60 \cdot 280 \cdot \left(125 - \frac{5{,}17}{2}\right)$

$= 16.151.989{,}23$ Nmm

$\phi M_{n.x}$ $= 0{,}9 \cdot 13.507.403{,}83$

$= 14.536.790{,}31$ Nmm > M_u.

Digunakan D10 – 250

Cek momen nominal pelat

$A_{s.pakai.x} = \frac{1}{4} x \frac{\pi . {d_b}^2 . b}{s} = \frac{1}{4} x \frac{\pi . 10^2 . 1000}{250} = 314{,}16$ mm^2

$a = \frac{A_s . f_y}{0{,}85 . f'c . b} = \frac{314{,}16 . 420}{0{,}85 . 30 . 1000} = 5{,}17$ mm

$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{5{,}17}{0{,}84}$; c = 6,19 mm

$\varepsilon t = \frac{d-c}{c} 0{,}003 = \frac{125-6{,}19}{6{,}19} x\ 0{,}003$; $\varepsilon t = 0{,}06$

Sesuai ketentuan SNI 2847 : 2019 tabel 21.2.2 mengenati faktor reduksi kekuatan, nilai $\varepsilon t > 0{,}005$ maka digunakan $\phi = 0{,}9$

$M_{n.y} = A_s . f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 392{,}70 \cdot 280 \cdot \left(125 - \frac{5{,}17}{2}\right)$

$= 16.151.989{,}23$ Nmm

$\phi M_{n.x} = 0{,}9 \cdot 13.507.403{,}83$

$= 14.536.790{,}31$Nmm > M_u.

g. Perhitungan Tulangan Susut

- Kebutuhan Tulangan Susut

$A_{s.min1} = \frac{0{,}0018 \text{ x } 420}{f_y} A_g$

$= \frac{0{,}0018 \text{ x } 420}{420} \times 1000 . 150$

$= 270$ mm^2

$A_{s.min2} = 0{,}0014\ A_g$

$= 0{,}0014 . 1000 . 150$

$= 210$ mm^2

$A_{s.min.use.x}$ = 270 mm^2 (digunakan nilai terbesar)

$A_{s.min.use.y}$ = 270 mm^2 (digunakan nilai terbesar)

- Cek Spasi Minimum

  s $= \frac{0{,}25 \times \pi \times db^2 \times b}{Asuse}$

  = 186,17 mm

  S_{max} = $s \leq 3h$ dan 450 mm

  = 450 mm

  S_{use} = 250 mm

  Tulangan susut = d8-250

Tabel 2.14 Rekapitulasi Penulangan Pelat Dua Arah

Kode Pelat	Ly	Lx	Ly/Lx	Jenis Pelat	Momen		Gaya Geser		Tulangan	
P1	6000	4000	1,5	Dua Arah	M_{tx}	16.261.567,10 Nmm	Vu	27.086,43 N	Tumpuan x	D10-200
					M_{ty}	3.896.239,44 Nmm	ϕVc	87.293,28 N	Tumpuan y	D10-200
					M_{lx}	9.292.324,06 Nmm	dx	125 mm	Lapangan x	D10-250
					M_{ly}	3.287.452,03 Nmm	dy	115 mm	Lapangan y	D10-250
P2	4000	4000	1	Dua Arah	M_{tx}	9.544.231,49 Nmm	Vu	15.214,65 N	Tumpuan x	D10-200
					M_{ty}	9.682.052,55 Nmm	ϕVc	87.293,28 N	Tumpuan y	D10-200
					M_{lx}	4.999.359,35 Nmm	dx	125 mm	Lapangan x	D10-250
					M_{ly}	5.071.551,33 Nmm	dy	115 mm	Lapangan y	D10-250
P5	3900	2900	1,32	Dua Arah	M_{tx}	7.170.823,27 Nmm	Vu	15.376,61 N	Tumpuan x	D10-200
					M_{ty}	3.719.118,64 Nmm	ϕVc	87.293,28 N	Tumpuan y	D10-200
					M_{lx}	4.906.352,76 Nmm	dx	125 mm	Lapangan x	D10-250
					M_{ly}	2.187.716,85 Nmm	dy	115 mm	Lapangan y	D10-250

Kode Pelat	Ly	Lx	Ly/Lx	Jenis Pelat	Momen			Gaya Geser			Tulangan	
P6	2140	2950	1,38	Dua Arah	M_{tx}	3.817.394,48	Nmm	Vu	10.592,41	N	Tumpuan x	D10-200
					M_{ty}	2.694.631,40	Nmm	ϕVc	87.293,28	N	Tumpuan y	D10-200
					M_{lx}	2.320.820,52	Nmm	dx	125	mm	Lapangan x	D10-250
					M_{ly}	1.160.410,26	Nmm	dy	115	mm	Lapangan y	D10-250
P8	1960	2525	1,29	Dua Arah	M_{tx}	1.365.681,83	Nmm	Vu	12.086,96	N	Tumpuan x	D10-200
					M_{ty}	4.679.185,33	Nmm	ϕVc	87.293,28	N	Tumpuan y	D10-200
					M_{lx}	1.050.524,49	Nmm	dx	125	mm	Lapangan x	D10-250
					M_{ly}	2.139.056,15	Nmm	dy	115	mm	Lapangan y	D10-250

2.6 Tangga

Tangga adalah elemen konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan antar lantai secara vertikal. Tangga bertujuan untuk memungkinkan penghuni bangunan dapat berpindah dari satu lantai ke lantai lainnya. Tangga pada desain bangunan ini merupakan tangga yang dibuat dari beton bertulang sesuai dengan SNI 2847:2019 dan SNI 1728:2020.

2.6.1 Data Pelat Tangga

Optrade (O) = 150 mm

Antrade (A) = 300 mm

H Lantai = 4.500 mm

Lebar Bordes = 1.650 mm

Lebar Ruang Tangga = 3.900 mm

Jumlah anak tangga (n_{tg}) $= \frac{H\ Lantai}{Optrade} = \frac{4.500}{150} = 30$ buah

Panjang ruang tangga = ntg-1 x A

= 30-1 x 300

= 8.700 mm

Sudut kemiringan tangga (θ) $= \tan^{-1} \times \frac{Optrade}{Antrade} = \tan^{-1} \times \frac{150}{300} = 26{,}57°$

2.6.2 Beban Tangga

γ beton = 24 kN/m^3

Berat volume spesi = 21 kN/m^3

Berat volume pasir = 16 kN/m^3

<u>Beban qtg</u>

Berat sendiri tangga $= \frac{htg}{cosa}$ γbeton

$= \frac{0{,}15}{\cos(26{,}57)}$ x 24

= 3,95 kN/m^2

Berat anak tangga $= \frac{0{,}01}{\cos(26{,}57)}$ x 24

= 1,77 kN/m^2

Berat spesi	= 0,02 x Berat Volume Spesi
	= 0,02 x 21
	= 0,41 kN/m^2
Berat pasir	= 0,04 x Berat Volume Pasir
	= 0,04 x 16
	= 0,63 kN/m^2
Berat railing	= 1 kN/m^2
Total beban qtg	= 7,75 kN/m^2

Beban qbd

Berat Sendiri Bordes	= htg x γbeton
	= 0,15 x 24
	= 3,53 kN/m^2
Berat Keramik	= 0,01 x γkeramik
	= 0,01 x 17
	= 0,17 kN/m^2
Berat Spesi	= 0,02 x γspesi
	= 0,02 x 21
	= 0,41 kN/m^2
Berat Pasir	= 0,04 x γpasir
	= 0,04 x 16
	= 0,63 kN/m^2
Berat railing	= 1 kN/m^2
Total beban qbd	= 5,74 kN/m^2

Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2020, untuk desain tangga pada bangunan digunakan beban hidup sebesar 4,79 kN/m^2.

2.6.3 Rencana Penulangan Tangga

Analisis gaya dalam pada tangga dilakukan dengan bantuan software ETABS. Berikut hasil gaya dalam dari pemodelan tersebut:

Kombinasi

Mu (-) = -50,45 kNm

Vu (-) = -49,36 kN

Mu (+) = 44,28 kNm

Vu (+) = 68,94 kN

Tumpuan

Mu = -50,45 kNm

Rencana Tulangan Utama = 16 mm

A_s $= \frac{1}{4}$ x π x $(16)^2$ = 201,06 mm^2

Rencana Tulangan Geser = 10 mm

A_s $= \frac{1}{4}$ x π x $(10)^2$ = 78,54 mm^2

f_y Tulangan Utama = 420 MPa

f_y Tulangan Susut = 280 MPa

Selimut Beton (Cc) = 20 mm

Tebal pelat tangga = 150 mm

β_1 $= 0{,}85 - \frac{0{,}05\times(fc'-2\ )}{7}$

$= 0{,}85 - \frac{0{,}05\times(30-28)}{7}$

$= 0{,}84$

d_s $= htg - Cc - \frac{D\ tul\ pokok}{2}$

$= 150 - 20 - \frac{16}{2}$

$= 122$ mm

ρ $= \frac{0{,}85\times fc}{fy} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4\times Mu}{1{,}7\times\emptyset\times fc\prime\times b\times d^2}}\right)$

$= \frac{0{,}85\times 30}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4\times 50.450.200}{1{,}7\times 0{,}9\times 30\times 3900\times 122^2}}\right)$

$= 0{,}00975$

$A_{s\ perlu}$ = ρ x b x d

= 0,00975 x 3900 x 122

= 1.189,49 mm^2

$A_{s\ min1} = (\frac{0,0018 \times 420}{fy}) \times Ag$

$= (\frac{0,0018 \times 420}{420}) \times 1000 \times 150$

= 270 mm^2

$A_{s\ min2}$ = 0,0014 x Ag

= 0,0014 x 1000 x 150

= 210 mm^2

Digunakan As min terbesar adalah 270 mm^2.

Cek, $A_{s\ min} \leq A_{s\ perlu}$:

270 $mm^2 \leq$ 1.189,49 mm^2 (AMAN)

Spasi tulangan, s $= \frac{0,25 \times \pi \times b \times db^2}{As\ perlu}$

$= \frac{0,25 \times \pi \times 1000 \times 16}{1.189,49}$

= 169,03 mm

Cek spasi maksimum,

s_{max1} = 3h

= 3 x 150

= 450 mm

$s_{max2} = 380 \times \frac{280}{fy} - 2,5 \times Cc$

$= 380 \times \frac{280}{420} - 2,5 \times 20$

= 203,33 mm

$s_{max\ 3} = 300 \times \frac{280}{fy}$

$= 300 \times \frac{280}{420}$

= 200 mm

Digunakan s max terkecil adalah 150 mm, maka spasi yang digunakan adalah 150 mm.

Cek geser,

V_c $= 0{,}17 \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

$= 0{,}17 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 122$

$= 113600$ N

$= 113{,}6$ kN

ϕV_c $= 0{,}75$ x Vc

$= 0{,}75$ x 113,6

$= 85{,}20$ kN

$\phi V_c \geq V_{u\,max}$

85,20 kN ≥ 68,94 kN (AMAN)

Maka, tulangan utama yang digunakan pada daerah tumpuan adalah D16 – 150.

Penulangan tulangan susut,

Spasi tulangan, s $= \frac{0{,}25 \times \pi \times b \times ds^2}{As\ perlu}$

$= \frac{0{,}25 \times \pi \times 1000 \times 10^2}{1.189{,}49}$

$= 66{,}03$ mm

Spasi maksimum, s_{max} $= 5h$

$= 5$ x 150

$= 750$ (digunakan 450 mm)

Spasi digunakan, s $= 200$ mm

Maka, tulangan susut yang digunakan adalah P10 – 200 mm.

Lapangan

M_u $= 44{,}28$ kNm

Rencana Tulangan Utama $= 16$ mm

A_s $= \frac{1}{4}$ x π x $(16)^2 = 201{,}06$ mm^2

Rencana Tulangan Geser $= 10$ mm

A_s $= \frac{1}{4}$ x π x $(10)^2 = 78{,}54$ mm^2

f_y Tulangan Utama $= 420$ MPa

f_y Tulangan Susut = 280 MPa

Selimut Beton (C_c) = 20 mm

Tebal pelat tangga = 150 mm

β_1 $= 0{,}85 - \frac{0{,}05\times(fc'-28)}{7}$

$= 0{,}85 - \frac{0{,}05\times(30\quad)}{7}$

$= 0{,}84$

ds $= htg - Cc - \frac{D\ tul\ pokok}{2}$

$= 150 - 20 - \frac{16}{2}$

$= 122$ mm

ρ $= \frac{0{,}85\times fc}{fy} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4\times Mu}{1{,}7\times\emptyset\times fc\ \times b\times d^2}}\right)$

$= \frac{0{,}85\times 30}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4\times 44.277.100}{1{,}7\times 0{,}9\times 30\times 3900\times 122^2}}\right)$

$= 0{,}0085$

$A_{s\ perlu}$ = ρ x b x d

= 0,0085 x 3900 x 122

= 1.032,02 mm^2

$A_{s\ min1}$ $= (\frac{0{,}0018\times 420}{fy}) \times Ag$

$= (\frac{0{,}0018\times 420}{420}) \times 1000 \times 150$

= 270 mm^2

$A_{s\ min2}$ = 0,0014 x Ag

= 0,0014 x 1000 x 150

= 210 mm^2

Digunakan $A_{s\ min}$ terbesar adalah 270 mm^2.

Cek, $A_{s\ min} \leq A_{s\ perlu}$:

270 mm^2 ≤ 1.032,02 mm^2 (AMAN)

Spasi tulangan, s $= \frac{0{,}25\times\pi\times b\times db^2}{As\ perlu}$

$= \frac{0{,}25\times\pi\times 1000\times 16}{1.032{,}02}$

= 194,82 mm

Cek spasi maksimum,

s_{max1} = 3h

= 3 x 150

= 450 mm

s max2 $= 380 \times \frac{280}{fy} - 2{,}5 \times Cc$

$= 380 \times \frac{280}{420} - 2{,}5 \times 20$

= 203,33 mm

s max 3 $= 300 \times \frac{280}{fy}$

$= 300 \times \frac{280}{420}$

= 200 mm

Digunakan s_{max} terkecil adalah 150 mm, maka spasi yang digunakan adalah 150 mm.

Cek geser,

Vc $= 0{,}17 \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

$= 0{,}17 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 122$

= 113600 N

= 113,6 kN

ϕVc = 0,75 x Vc

= 0,75 x 113,6

= 85,20 kN

$\phi V_c \geq V_{u\,max}$

85,20 kN ≥ 68,94 kN (AMAN)

Maka, tulangan utama yang digunakan pada daerah tumpuan adalah D16 – 150.

Penulangan tulangan susut,

Spasi tulangan, s $= \frac{0{,}25 \times \pi \times b \times ds^2}{As\ perlu}$

$= \frac{0{,}25 \times \pi \times 1000 \times 10^2}{1.032{,}02}$

= 76,10 mm

Spasi maksimum, s max = 5h

= 5 x 150

= 750 (digunakan 450 mm)

Spasi digunakan, s = 250 mm

Maka, tulangan susut yang digunakan adalah P10 – 250 mm.

2.7 Balok Penggantung *Lift*

Perencanaan balok *lift* meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift*, yaitu balok penggantung *lift*. *Lift* yang digunakan untuk bangunan Gedung Laboratorium Riset Terpadu Universitas Pembangunan Nasional Veteran Yogyakarta menggunakan merk dari *Abtech Elevator* dengan data-data sebagai berikut:

2.7.1 *Lift* Komersil

Tipe *lift*		= P8(7)-CO
Merek		= *Abtech Elevator*
Kapasitas		= 7 orang
Berat *lift* , W_l		= 550 kg
Kecepatan, V		= 105 m/menit
Lebar pintu (*open width*)		= 800 mm
Dimensi kabin :	Wk	= 800 mm
	Lk	= 2100 mm
Dimensi ruang luncur (*hoistway*)		= 1800 mm x 1700 mm
Dimensi ruang mesin		= 2400 mm x 3600 mm
Beban reaksi ruang mesin:	R1	= 3600 kg
	R2	= 2600 kg
Dimensi balok *lift*		= 300 mm x 500 mm

1. Koefisien kejut beban hidup oleh *crane*

Beban *crane* yang dipikul oleh balok penggantung *lift* terdiri dari berat sendiri *crane* ditambah dengan berat muatan yang diangkatnya. Sebagai beban

rencana harus diambil beban *crane* tersebut dan dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus berikut:

Ψ $= (1 + k_1 \times k_2 \times V) \geq 1,5$

Ψ $= (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \geq 1,5$

Ψ $= 1,78 \geq 1,5$

Keterangan:

Ψ = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,5

k_1 = Koefisien yang tergantung pada kekuatan *crane* induk. Untuk *crane* induk dengan struktur rangka pada umumnya nilai k_1 diambil sebesar 0,6.

k_2 = Koefisien yang tergantung pada sifat-sifat mesin angkat dari *crane* angkatnya, dapat diambil sebesar 1,3.

V = Kecepatan angkat maksimum (m/detik) pada pengangkatan muatan maksimum dalam *crane* induk dan *crane* angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilai V tidak perlu lebih dari 1,00 m/detik.

Pu_1 $= R_1 \times \Psi$ $= 3600 \times 1,78 = 6408$ kg

Pu_2 $= R_2 \times \Psi$ $= 2600 \times 1,78 = 4628$ kg

P $= Pu_1 + Pu_2$ $= 6408 + 4628 = 11036$ kg

2. Pembebanan balok penggantung *lift*

Adapun pembebanan untuk balok penggantung *lift* terdiri dari beban merata dan beban terpusat sebagai berikut :

Beban mati

Berat sendiri balok $= 0,3 \times 0,5 \times 2400$ $= 360$ kg/m

Beban hidup

Beban bekerja $= 100$ kg/m

Beban ultimit

Qu $= 1,2D + 1,6 L$

$= 1,2(360) + 1,6(100)$

$= 592$ kg/m

Beban terpusat

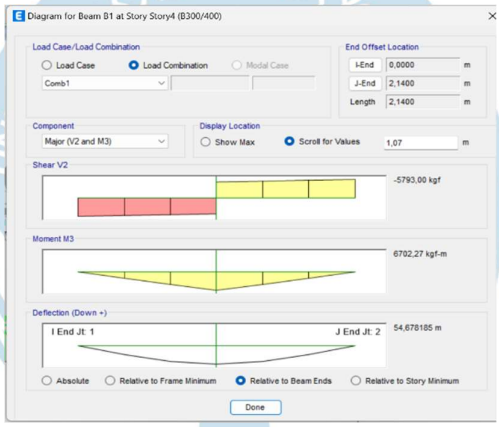
Beban terpusat *lift* = 11036 kg

Beban kapasitas *lift* = 550 kg

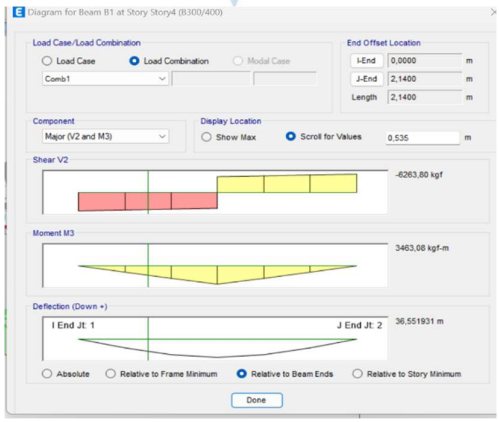
Total beban terpusat = 11586 kg

3. Analisa statika balok penggantung *lift*

Selanjutnya, dilakukan perhitungan untuk mencari gaya-gaya dalam dari balok penggantung *lift* dengan menggunakan program bantu struktur. Balok dianggap sebagai konstruksi statis tertentu yang memiliki tumpuan sendi, dengan metode kesetimbangan gaya dalam (M, D, N), maka analisa balok penggantung *lift* dilakukan sesuai dengan pembebanan seperti pada Gambar 2.20 berikut.



Gambar 2.21 Gaya Dalam Balok Penggantung Lift Komersil Daerah Lapangan



Gambar 2.20 Gaya Dalam Balok Penggantung Lift Komersil Daerah Tumpuan

Dari analisa perhitungan menggunakan program bantu yang telah dilakukan, maka diperoleh hasil sebagai berikut:

$M_{u\ tumpuan}$ = 3463,08 kgm

$M_{u\ lapangan}$ = 6702,27 kgm

V = 6734,6 kg

4. Penulangan

Penulangan lentur balok penggantung *lift*

Mutu beton, fc' = 40 MPa

Mutu baja, fy = 400 MPa

Dimensi balok = 300 mm x 500 mm

Tebal selimut beton, Cc = 40 mm

Tulangan utama = D16 mm

Tulangan sengkang = Ø10 mm

Lebar efektif penampang balok, d $= h - Cc - \left(\frac{1}{2} \times D\right) - \emptyset$

$= 500 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 16\right) - 10$

= 433 mm

Lebar efektif penampang balok, d' $= Cc + \left(\frac{1}{2} \times D\right) + \emptyset$

$= 40 + \left(\frac{1}{2} \times 16\right) + 10$

= 67 mm

β $= 0{,}85 - \left(\frac{fc'-30}{7}\right) \times 0{,}05$

$= 0{,}85 - \left(\frac{40-3}{7}\right) \times 0{,}05$

= 0,78

ρb $= \frac{0{,}85 \times fc \times \beta}{fy} \times \frac{600}{600+}$

$= \frac{0{,}85 \times 40 \times 0{,}78}{420} \times \frac{600}{600+4}$

= 0,037

ρmax = 0,75 x ρb

$= 0{,}75 \times 0{,}037$

$= 0{,}0278$

$\rho min = \frac{1{,}4}{fy}$

$= \frac{1{,}4}{420}$

$= 0{,}0033$

$m = \frac{fy}{0{,}85 \times fc}$

$= \frac{420}{0{,}85 \times 40}$

$= 12{,}353$

a) Daerah tumpuan

Mu = 33.972.814,8 Nmm

$Mn = \frac{Mu}{\emptyset}$

$= \frac{33972814{,}8}{0{,}9}$

= 37747572 Nmm

$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$

$= \frac{37747572}{300 \times 433^2}$

= 0,671 N/mm^2

$\rho perlu = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{12{,}353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}353 \times 0{,}671}{420}}\right)$

= 0,001613

ρperlu < ρmin, maka ρ digunakan adalah 0,0033.

Tulangan tumpuan atas:

As_{perlu} = ρ x b x d

= 0,0033 x 300 x 433

= 432,99 mm^2

Dipakai 3D16 (As = 603,428 mm^2)

Tulangan tumpuan bawah:

As’ = δ x As

= 0,5 x 603,428

= 301,714 mm^2

Dipakai 2D16 (As = 402,285 mm^2)

Kontrol tulangan:

a $= \frac{As \times fy}{0{,}85 \times fc \times b}$

$= \frac{603{,}428 \times 420}{0{,}85 \times 40 \times 300}$

= 24,847 mm

Mn $= As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 603{,}428 \times 420 \times \left(433 - \frac{24{,}847}{2}\right)$

= 106590900,7 Nmm

ØMn = 0,9 x 106590900,7

= 95931810,64 Nmm

ØMn > Mn_{awal} (AMAN)

b) Daerah lapangan

Mu = 65749268,7 Nmm

Mn $= \frac{Mu}{\emptyset}$

$= \frac{65749268{,}7}{0{,}9}$

= 73054743 Nmm

Rn $= \frac{Mn}{b \times d^2}$

$= \frac{73054743}{300 \times 433^2}$

= 1,2988 N/mm^2

ρperlu $= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{12{,}353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}353 \times 1{,}2988}{420}}\right)$

= 0,0031

ρperlu < ρmin, maka ρ digunakan adalah 0,0033.

Tulangan tumpuan bawah:

As_{perlu} = ρ x b x d

= 0,0033 x 300 x 433

= 432,99 mm^2

Dipakai 3D16 (As = 603,428 mm^2)

Tulangan tumpuan atas:

As' = δ x As

= 0,5 x 603,428

= 301,714 mm^2

Dipakai 2D16 (As = 402,285 mm^2)

Kontrol tulangan:

a $= \frac{As \times fy}{0{,}85 \times fc' \times b}$

$= \frac{603{,}428 \times 420}{0{,}85 \times 40 \times 300}$

= 24,847 mm

Mn $= As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 603{,}428 \times 420 \times \left(433 - \frac{24{,}847}{2}\right)$

= 106590900,7 Nmm

ØMn = 0,9 x 106590900,7

= 95931810,64 Nmm

ØMn > Mn_{awal} (AMAN)

Penulangan geser balok penggantung *lift*

Beban geser terfaktor, Vu = 66066,426 N

Kekuatan geser beton, Vc $= \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$

$= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 433$

= 136926,623 N

Periksa kategori desain:

ϕVc = 0,75 x 136926,623

= 102,695 N

0,5 ϕVc = 0,5 x 102,695

= 51,347 N

Vs = $\frac{1}{3} \times bw \times d$ = $\frac{1}{3} \times 300 \times 433$

= 43300 N

ϕVs = 0,75 x 43300

= 32475 N

ϕVc + ϕVs = 102,695 + 32475

= 135710 N

min.ϕ Vs = 0,6 x 43300

= 25980 N

ϕVc + min. ϕVs = 102,695 + 25980

= 128675 N

ϕ.$\frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$ = 0,6.$\frac{1}{3}\sqrt{40} \times 300 \times 433$

= 164311,9472 N

ϕVc + ϕ.$\frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$ = 102,695 + 164311,9472

= 267007 N

ϕ.$\frac{2}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$ = 0,6.$\frac{2}{3}\sqrt{40} \times 300 \times 433$

= 328623,8944 N

ϕVc + ϕ.$\frac{2}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$ = 102,695 + 328623,8944

= 431319 N

Kategori desain:

Panjang bentang kritis, Ln = L – 0,5 ($b_{kolom\ kiri}$ + $b_{kolom\ kanan}$)

= 200 cm

Vu_1 = $\frac{Vu \times (\frac{1}{2} \times Ln - d)}{\frac{1}{2} \times Ln}$ = $\frac{66066{,}426 \times (\frac{1}{2} \times 200 - 433)}{\frac{1}{2} \times 200}$

= 66065,993 N

Untuk Vu = 66065,993 N, termasuk ke dalam kategori desain ke-4, dimana

(ϕVc + min. ϕVs) < Vu ≤ (ϕVc + ϕ.$\frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$)

Sehingga diperlukan tulangan geser minimum dengan sengkang yang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

Kuat geser nominal tulangan:

$\phi Vs = Vu - \phi Vc$

$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc$

$= \frac{128675}{0,75} - 136926,623$

$= 34640$ N

Syarat:

$Vs < \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$

34360 N < 273853,2454 N (AMAN)

Cek max. s:

Max. $s \leq \frac{d}{2} \leq 600$ mm

Max. $s \leq \frac{433}{2} \leq 600$ mm

Max. $s \leq 216,5 \leq 600$ mm (AMAN)

Dipakai sengkang dengan jarak s = 150 mm

Maka, $Av_{min} = \frac{b \times s}{3 \times fy}$

$= \frac{300 \times 150}{3 \times 420}$

$= 35,714$ mm^2

Dipakai sengkang 2 kaki ϕ10 mm, Av = 567,286 mm^2 > Av_{min} = 35,714 mm^2 (AMAN)

Gaya geser perlawanan sengkang:

$Vs = \frac{Av \times fy \times d}{s}$

$Av = \frac{Vs \times s}{fy \times d}$

$= \frac{34360 \times 150}{420 \times 433}$

$= 28,34$ mm^2

$Vs_{perlu} = \frac{28,34 \times 420 \times 433}{150}$

$= 687777,2$ N

Cek kondisi Vn:

Syarat: fVn ≥ Vu

0,75 (136926,623 + 687777,2) ≥ 66066,426 N

618527,867 N ≥ 66066,426 N (AMAN)

2.7.2 *Lift* Barang

Tipe *lift*		= F750-25
Merek		= *Abtech Elevator*
Kapasitas		= 750 kg
Berat *lift* , W_l		= 750 kg
Kecepatan, V		= 60 m/menit
Lebar pintu (*open width*)		= 1100 mm
Dimensi kabin :	Wk	= 1100mm
	Lk	= 2100 mm
Dimensi ruang luncur (*hoistway*)		= 2350 mm x 2900 mm
Dimensi ruang mesin		= 2350 mm x 2900 mm
Beban reaksi ruang mesin:	R1	= 6200 kg
	R2	= 5700 kg
Dimensi balok *lift*		= 300 mm x 500 mm

i. Koefisien kejut beban hidup oleh *crane*

Beban keran yang dipikul oleh balok penggantung *lift* terdiri dari berat sendiri keran ditambah dengan berat muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus berikut :

Ψ = $(1 + k_1 \times k_2 \times V) \geq 1{,}15$

Ψ = $(1 + 0{,}6 \times 1{,}3 \times 1) \geq 1{,}15$

Ψ = $1{,}78 \geq 1{,}15$

Keterangan:

Ψ = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

k_1 = Koefisien yang tergantung pada kekuatan keran induk. Untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya nilai k_1 diambil sebesar 0,6.

k_2 = Koefisien yang tergantung pada sifat-sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dapat diambil sebesar 1,3.

V = Kecepatan angkat maksimum (m/detik) pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilai V tidak perlu lebih dari 1,00 m/detik.

Pu_1 = R_1 x Ψ = 6200 x 1,78 = 11036 kg

Pu_2 = R_2 x Ψ = 5700 x 1,78 = 10146 kg

P = $Pu_1 + Pu_2$ = 11036 + 10146 = 21182 kg

ii. Pembebanan balok penggantung *lift*

Adapun pembebanan untuk balok penggantung *lift* terdiri dari beban merata dan beban terpusat sebagai berikut :

Beban mati

Berat sendiri balok = 0,3 x 0,5 x 2400 = 360 kg/m

Beban hidup

Beban bekerja = 100 kg/m

Beban ultimit

Qu = 1,2D + 1,6 L

= 1,2(360) + 1,6(100)

= 592 kg/m

Beban terpusat

Beban terpusat *lift* = 21182 kg

Beban kapasitas *lift* = 750 kg

Total beban terpusat = 21932 kg

iii. Analisa statika balok penggantung *lift*

Selanjutnya, dilakukan perhitungan untuk mencari gaya-gaya dalam dari balok penggantung *lift* dengan menggunakan program bantu struktur. Balok dianggap sebagai konstruksi statis tertentu yang memiliki tumpuan sendi, dengan metide kesetimbangan gaya dalam (M, D, N), maka analisa balok penggantung *lift* dilakukan sesuai dengan pembebanan seperti pada Gambar 2.22 berikut.



Gambar 2.23 Gaya Dalam Balok Penggantung Lift Barang Daerah Lapangan



Gambar 2.22 Gaya Dalam Balok Penggantung Lift Barang Daerah Tumpuan

Dari analisa perhitungan menggunakan program bantu yang telah dilakukan, maka diperoleh hasil sebagai berikut:

$M_{u\ tumpuan}$ = 7187,78 kgm

$M_{u\ lapangan}$ = 14170 kgm

V = 11706 kg

iv. Penulangan

Penulangan lentur balok penggantung *lift*

Mutu beton, fc' = 40 MPa

Mutu baja, fy = 400 MPa

Dimensi balok = 300 mm x 500 mm

Tebal selimut beton, Cc = 40 mm

Tulangan utama = D16 mm

Tulangan sengkang = Ø10 mm

Lebar efektif penampang balok, d $= h - Cc - \left(\frac{1}{2} \times D\right) - \emptyset$

$= 500 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 16\right) - 10$

= 433 mm

Lebar efektif penampang balok, d' $= Cc + \left(\frac{1}{2} \times D\right) + \emptyset$

$= 40 + \left(\frac{1}{2} \times 16\right) + 10$

= 58 mm

β $= 0{,}85 - \left(\frac{fc' - 3}{7}\right) \times 0{,}05$

$= 0{,}85 - \left(\frac{40-30}{7}\right) \times 0{,}05$

= 0,78

ρb $= \frac{0{,}85 \times fc' \times \beta}{fy} \times \frac{600}{600+}$

$= \frac{0{,}85 \times 40 \times 0{,}78}{420} \times \frac{600}{600+420}$

= 0,037

ρmax = 0,75 x ρb

= 0,75 x 0,037

= 0,0278

ρmin $= \frac{1{,}4}{fy}$

$= \frac{1{,}4}{420}$

= 0,0033

m $= \frac{fy}{0{,}85 \times fc}$

$= \frac{420}{0{,}85 \times 40}$

= 12,353

a) Daerah tumpuan

Mu = 70512121,8 Nmm

Mn $= \frac{Mu}{\emptyset}$

$= \frac{70512121,8}{0,9}$

= 78346802 Nmm

Rn $= \frac{Mn}{b \times d^2}$

$= \frac{78346802}{300 \times 433^2}$

= 1,3367 N/mm^2

ρperlu $= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{12,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,3367}{420}}\right)$

= 0,00324

ρperlu < ρmin, maka ρ digunakan adalah 0,0033.

Tulangan tumpuan atas:

As_{perlu} = ρ x b x d

= 0,0033 x 300 x 433

= 432,99 mm^2

Dipakai 3D16 (As = 603,428 mm^2)

Tulangan tumpuan bawah:

As' = δ x As

= 0,5 x 603,428

= 301,714 mm^2

Dipakai 2D16 (As = 402,285 mm^2)

Kontrol tulangan:

a $= \frac{As \times fy}{0,85 \times fc \times b}$

$= \frac{603,428 \times 420}{0,85 \times 40 \times 300}$

= 24,847 mm

Mn $= As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 603{,}428 \times 420 \times \left(433 - \frac{24{,}847}{2}\right)$

= 108871860,7 Nmm

ØMn = 0,9 x 108871860,7

= 97984674,64 Nmm

ØMn > Mn_{awal} (AMAN)

b) Daerah lapangan

Mu = 139007700 Nmm

Mn $= \frac{Mu}{\emptyset}$

$= \frac{139007700}{0{,}9}$

= 154453000 Nmm

Rn $= \frac{Mn}{b \times d^2}$

$= \frac{154453000}{300 \times 433^2}$

= 2,63530299 N/mm^2

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1}{12{,}353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}353 \times 2{,}63530299}{420}}\right)$

= 0,00653

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$, maka ρ digunakan adalah 0,00653.

Tulangan tumpuan bawah:

As_{perlu} = ρ x b x d

= 0,00653 x 300 x 433

= 867,017 mm^2

Dipakai 6D16 (As = 1203,857 mm^2)

Tulangan tumpuan atas:

As' = δ x As

= 0,5 x 1203,857

= 603,428 mm^2

Dipakai 3D16 (As = 603,428 mm^2)

Kontrol tulangan:

a $= \frac{As \times fy}{0{,}85 \times fc \times b}$

$= \frac{1206{,}857 \times 420}{0{,}85 \times 40 \times 300}$

= 49,69 mm

Mn $= As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 49{,}69 \times 420 \times \left(433 - \frac{24{,}847}{2}\right)$

= 211446482,8 Nmm

ØMn = 0,9 x 211446482,8

= 190301834,5 Nmm

ØMn > Mn_{awal} (AMAN)

Penulangan geser balok penggantung *lift*

Beban geser terfaktor, Vu = 114835,86 N

Kekuatan geser beton, Vc $= \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$

$= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 432$

= 139772,6726 N

Periksa kategori desain:

ϕVc = 0,75 x 139772,6726

= 104830 N

0,5 ϕVc = 0,5 x 104830

= 52415 N

Vs $= \frac{1}{3} \times bw \times d$ $= \frac{1}{3} \times 300 \times 432$

= 44200 N

ϕVs = 0,75 x 44200

= 33150 N

ϕVc + ϕVs = 104830 + 33150

= 137980 N

min.ϕ Vs = 0,6 x 33150

= 26520 N

ϕVc + min. ϕVs = 104830 + 26520

= 131350 N

$\phi.\frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$ = $0{,}6.\frac{1}{3}\sqrt{40} \times 300 \times 432$

= 167727,2071 N

$\phi Vc + \phi.\frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$ = 104830 + 167727,2071

= 272557 N

$\phi.\frac{2}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$ = $0{,}6.\frac{2}{3}\sqrt{40} \times 300 \times 432$

= 335454,4142 N

$\phi Vc + \phi.\frac{2}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$ = 104830 + 335454,4142

= 440284 N

Kategori desain:

Panjang bentang kritis, Ln = L – 0,5 ($b_{kolom\ kiri}$ + $b_{kolom\ kanan}$)

= 250 cm

$Vu_1 = \frac{Vu \times (\frac{1}{2} \times Ln - d)}{\frac{1}{2} \times Ln}$ = $\frac{114835{,}86 \times (\frac{1}{2} \times 250 - 432)}{\frac{1}{2} \times 250}$

= 114835,5064 N

Untuk Vu = 114835,5064 N, termasuk ke dalam kategori desain ke-4, dimana,

$(\phi Vc + \text{min. } \phi Vs) < Vu \leq (\phi Vc + \phi.\frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d)$

Sehingga diperlukan tulangan geser minimum dengan sengkang yang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

Kuat geser nominal tulangan:

ϕVs = Vu – ϕVc

$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc$

$= \frac{114835{,}86}{0{,}75} - 139772{,}6726$

= 13341,33595 N

Syarat:

Vs < $\frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$

13341,99595 N < 279545,3452 N (AMAN)

Cek max. s:

Max. s ≤ $\frac{d}{2}$ ≤ 600 mm

Max. s ≤ $\frac{432}{2}$ ≤ 600 mm

Max. s ≤ 221 ≤ 600 mm (AMAN)

Dipakai sengkang dengan jarak s = 150 mm

Maka, Av_{min} = $\frac{b \times s}{3 \times fy}$

= $\frac{300 \times 150}{3 \times 420}$

= 35,714 mm^2

Dipakai sengkang 2 kaki ϕ10 mm, Av = 567,286 mm^2 > Av_{min} = 35,714 mm^2 (AMAN)

Gaya geser perlawanan sengkang:

Vs = $\frac{Av \times fy \times d}{s}$

Av = $\frac{Vs \times s}{fy \times d}$

= $\frac{13341,33595 \times 150}{420 \times 432}$

= 11,029 mm^2

Vs_{perlu} = $\frac{11,029 \times 420 \times 433}{150}$

= 194480 N

Cek kondisi Vn:

Syarat: fVn ≥ Vu

0,75 (139772,6726 + 194480) ≥ 114835,86 N

250698,5044 N ≥ 114835,86N (AMAN)

2.8 Perhitungan Beban Gempa

2.8.1 Penentuan Sistem Struktur

1. Menentukan Kategori Resiko

Tabel 2.15 Kategori Resiko Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

Berdasarkan SNI 1726:2019 tabel 3 mengenai kategori resiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa, kategori resiko pada bangunan gedung laboratorium termasuk dalam kategori resiko IV Hal tersebut ditinjau dari fungsi bangunan yaitu gedung gedung sekolah dan fasilitas pendidikan.

2. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa

Tabel 2.16 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Berdasarkan SNI 1726:2019 tabel 4 mengenai faktor keutamaan gempa dan kategori resiko IV pada bangunan laboratorium, diperoleh faktor keutamaan gempa dan bangunan yaitu 1,50.

3. Menentukan Klasifikasi Situs

- Perhitungan N60

  Pengujian *Standard Penetration Test* (SPT) dilakukan untuk memperoleh nilai pukulan tanah (N-SPT) yang digunakan dalam evaluasi kondisi tanah. Dalam analisis gempa menurut SNI

1726:2019, nilai N-SPT harus dikoreksi terhadap berbagai faktor pengujian sehingga diperoleh nilai standar N60 yang merepresentasikan energi palu sebesar 60%. Sehingga untuk perhitungan N-SPT koreksi 60% ditunjukkan pada perhitungan berikut yang didasarkan pada buku *Principles of Geotechnical Engineering* oleh Braja M.Das (2010) dan ASTM D1586:

$$N60 = \frac{E_m C_B C_S C_R}{0{,}6} N$$

Keterangan:

Em = Efisiensi energi *hammer* (0,6)

C_B = Koreksi diameter *borehole*

C_S = Koreksi *sampler*

C_R = Koreksi panjang *rod*

Untuk perhitungan yang digunakan sebagai contoh menggunakan BH-01 pada kedalaman 0-2 m.

1) Koreksi diameter *borehole*

Untuk diameter borehole 65-115 mm digunakan faktor koreksi diameter sebesar 1 yang dapat dilihat pada Tabel 2.17 berikut.

Tabel 2.17 Tabel Koreksi Diameter Lubang Bor

Diameter Lubang Bor (mm)	**Faktor C_B**
65-115	1
150	1,05
200	1,15

2) Koreksi *sampler*

Untuk jenis sampler tanpa liner digunakan nilai 1,1-1,2 maka dari itu digunakan nilai C_S sebesar 1,1 yang dapat dilihat pada Tabel 2.18 berikut.

Tabel 2.18 Tabel Koreksi Tipe Sampler

Tipe *Sampler*	**Faktor Cs**

Standard sampler dengan liner	1
Sampler tanpa liner	1,1 – 1,2

3) Koreksi panjang *rod*

Untuk kedalaman 2 meter digunakan panjang *rod* < 3 m sehingga faktor C_R yang digunakan adalah 0,75 yang dapat dilihat pada Tabel 2.19 berikut.

Tabel 2.19 Tabel Koreksi Panjang Rod

Panjang *Rod*	**Faktor C_R**
< 3 m	0,75
3 – 4 m	0,85
4 – 6 m	0,95
6 – 10 m	1
10 – 30 m	1,05

4) Perhitungan N60

Nilai N-SPT pada kedalam 2 meter adalah 10. Untuk perhitungan N60 sebagai berikut.

$$N60 = \frac{E_m C_B C_S C_R}{0,6} N$$

$$= \frac{0,6 \times 1 \times 1,1 \times 0,75}{0,6} \times 10$$

$$= 8,25$$

Untuk hasil perhitungan N60 pada masing-masing lapisan dapat dilihat pada Tabel 2.20 dan Tabel 2.21 berikut.

Tabel 2.20 Hasil Rekapitulasi N60 pada BH-01

Kedalaman (m)	**N-SPT**	**Em**	**CS**	**CB**	**CR**	**N60**	**Tebal Lapisan (m)**	**Tebal Lapisan / N60**
0.00 - 2.00	10	0,6	1,1	1	0,75	8,25	2	0,24
2.00 - 4.00	32	0,6	1,1	1	0,80	28,16	2	0,07

4.00 - 6.00	39	0,6	1,1	1	0,85	36,47	2	0,05
6.00 - 8.00	21	0,6	1,1	1	0,95	21,95	2	0,09
8.00 - 10.00	18	0,6	1,1	1	0,95	18,81	2	0,11
10.00 - 12.00	24	0,6	1,1	1	1,00	26,40	2	0,08
12.00 - 14.00	18	0,6	1,1	1	1,00	19,80	2	0,10
14.00 - 16.00	18	0,6	1,1	1	1,00	19,80	2	0,10
16.00 - 18.00	17	0,6	1,1	1	1,00	18,70	2	0,11
18.00 - 20.00	17	0,6	1,1	1	1,00	18,70	2	0,11
20.00 - 22.00	19	0,6	1,1	1	1,00	20,90	2	0,10
22.00 - 24.00	39	0,6	1,1	1	1,00	42,90	2	0,05
24.00 - 26.00	40	0,6	1,1	1	1,00	44,00	2	0,05
26.00 - 28.00	41	0,6	1,1	1	1,00	45,10	2	0,04
28.00 - 30.00	41	0,6	1,1	1	1,00	45,10	2	0,04
						Jumlah =	30	1,33
							Nch =	22,49

Tabel 2.21 Hasil Rekapitulasi N60 pada BH-02

Kedalaman (m)	**N-SPT**	**Em**	**CS**	**CB**	**CR**	**N60**	**Tebal Lapisan (m)**	**Tebal Lapisan / N60**
0.00 - 2.00	13	0,6	1,1	1	0,75	10,73	2	0,19
2.00 - 4.00	37	0,6	1,1	1	0,80	32,56	2	0,06
4.00 - 6.00	37	0,6	1,1	1	0,85	34,60	2	0,06
6.00 - 8.00	22	0,6	1,1	1	0,95	22,99	2	0,09
8.00 - 10.00	16	0,6	1,1	1	0,95	16,72	2	0,12
10.00 - 12.00	21	0,6	1,1	1	1,00	23,10	2	0,09
12.00 - 14.00	16	0,6	1,1	1	1,00	17,60	2	0,11
14.00 - 16.00	18	0,6	1,1	1	1,00	19,80	2	0,10
16.00 - 18.00	17	0,6	1,1	1	1,00	18,70	2	0,11
18.00 - 20.00	17	0,6	1,1	1	1,00	18,70	2	0,11
20.00 - 22.00	21	0,6	1,1	1	1,00	23,10	2	0,09
22.00 - 24.00	37	0,6	1,1	1	1,00	40,70	2	0,05
24.00 - 26.00	38	0,6	1,1	1	1,00	41,80	2	0,05
26.00 - 28.00	44	0,6	1,1	1	1,00	48,40	2	0,04

28.00 - 30.00	46	0,6	1,1	1	1,00	50,60	2	0,04
						Jumlah =	30	1,29
							Nch =	23,22

- Penentuan Klasifikasi Situs

  Dari perhitungan nilai SPT yang digunakan, diketahui bahwa pada BH-01 didapatkan nilai sebesar 22,49 dan pada BH-02 didapatkan nilai 23,22.

Tabel 2.22 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	*50 sampai100*
SE (tanah lunak)	< 175	<15	*< 50*
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H > 3 m)		

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah dan perhitungan kelas situs, diperoleh data yang selanjutnya dibandingkan dengan SNI 1726:2019 tabel 5 mengenai klasifikasi situs. Dari analisis yang dilakukan, kondisi tanah pada bangunan gedung laboratorium termasuk dalam klasifikasi kelas situs SD atau tanah sedang.

4. Menentukan Parameter Respons Spektrum

Parameter respons spektrum diperoleh melalui website "Desain Spektra Indonesia" dalam laman http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/. Berikut nilai-nilai parameter yang didapatkan untuk wilayah Kota Yogyakarta.

a) S_s = 1,1070 g
b) S_1 = 0,5070 g
c) F_a = 1,0572
d) F_v = 1,7930
e) S_{MS} = F_a . S_s = 1,1703 g
f) S_{M1} = F_v . S_1 = 0,9091 g

g) S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 0,7802 g

h) S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 0,6060 g

i) T_0 = 0,2 S_{D1}/S_{DS} = 0,1554 detik

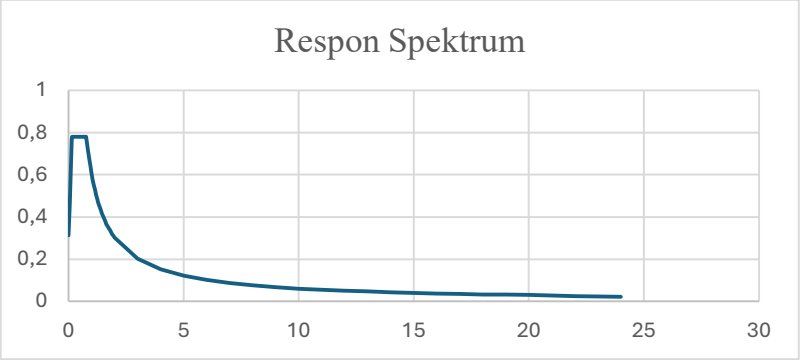
j) T_s = S_{D1}/S_{DS} = 0,7768 detik

5. Mendesain Respon Spektra

Berdasarkan letak bangunan gedung laboratorium di kota Yogyakarta dengan jenis tanah sedang, maka diperoleh data spektrum sebagai berikut:

Tabel 2.23 Desain Respons Spektrum

No.	T (detik)	SA (g)
1	0	0,312
2	0,155	0,780
3	0,777	0,780
4	0,800	0,758
5	0,900	0,673
6	1,000	0,606
7	1,500	0,404
8	2,000	0,303
9	3,000	0,202
10	4,000	0,152
11	5,000	0,121
12	6,000	0,101
13	7,000	0,087
14	8,000	0,076
15	9,000	0,067
16	10,000	0,061



Gambar 2.24 Respons Spektrum

6. Menghitung Periode Fundamental Gedung (T)

Tabel 2.24 Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
~~Rangka baja dengan bresing eksentris~~	~~0,0731~~	~~0,75~~
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
~~Semua sistem struktur lainnya~~	~~0,0488~~	~~0,75~~

Berdasarkan SNI 1726:2019 tabel 18 mengenai nilai parameter periode pendekatan Ct dan x, struktur gedung asrama dalam perancangan ini merupakan rangka beton pemikul momen dimana diperoleh nilai Ct = 0,0466 dan x = 0,9 Maka dapat dilakukan perhitungan nilai parameter periode sebagai berikut

$Ta = Ct \cdot hn^{x} = 0{,}0466 \cdot (28{,}2)^{0{,}9} = 0{,}941$

Dengan nilai hn = 28,2 meter

7. Menghitung Periode Fundamental Gedung (T)

Tabel 2.25 Kategori Desain Seismik

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0{,}167$	A	A
$0{,}167 \le S_{DS} < 0{,}33$	B	C
$0{,}33 \le S_{DS} < 0{,}50$	C	D
$0{,}50 \le S_{DS}$	D	D

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0{,}067$	A	A
$0{,}067 \le S_{D1} < 0{,}133$	B	C
$0{,}133 \le S_{D1} < 0{,}20$	C	D
$0{,}20 \le S_{D1}$	D	D

Berdasarkan SNI 1726:2019 tabel 8 mengenai kategori desain seismic berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dan tabel 9 mengenai kategori desain seismic berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik, data S_{DS} = 0,7802 g dan S_{D1} = 0,6060 g pada kategori resiko IV, didapat bahwa bangunan termasuk dalam kategori D.

8. Menentukan Koefisien Modifikasi Respons (R)

Tabel 2.26 Faktor R, Cd, dan Ω

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R[a]	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0[b]	Faktor pembesaran defleksi, C_d[c]	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)[d]				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D[e]	E[e]	F[f]
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10[k]	TI[k]	TI[k]
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI[l]	TI[l]	TI[l]
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus[m]	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan[n]	3½	3[o]	3½	10	10	10	10	10

Berdasarkan SNI 1726:2019 tabel 12 mengenai factor R, Cd, dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik sebagai rangka beton bertulang pemikul momen khusus, didapat nilai R = 8, Cd = 5,5, dan Ω_0 = 3.

2.9 Perencanaan Pembebanan Struktur

Berikut merupakan data-data perancangan yang digunakan pada perencanaan gedung laboratorium.

Mutu Beton, f'c = 30 Mpa

Mutu Baja, fy = 280 Mpa

Parameter respons spektrum:

T_0 = 0,1554 detik

T_s = 0,7768 detik

S_{DS} = 0,7802 g

S_{D1} = 0,6060 g

S_S = 1,1070 g

S_1 = 0,5070 g

Kategori resiko gedung = D

Faktor keutamaan gedung (Ie) = 1,5

Periode fundamental gedung (T) = 1,310 detik

Berdasarkan penggunaan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus Koefisien modifikasi respons (R):

R = 8

Cd = 5,5

Ω_0 = 3

a. Koefisien Respons Seismik (Cs)

Untuk $T \leq T_S$, nilai Cs :

$$Cs = \frac{S_{DS}}{(R/Ie)} = \frac{0,7802}{(8/1,5)} = 0,1463$$

Jika $T \leq T_L$, nilai Cs tidak perlu lebih besar dari :

$$Cs = \frac{S_{DS}}{T \times (R/Ie)} = \frac{0,7802}{1,310 \times (8/1,5)} = 0,1463$$

Nilai Cs tidak boleh kurang dari :

Cs_{min} = 0,044 x S_{DS} x Ie

= 0,044 x 0,7802 x 1,5

= 0,0515 ≥ 0,010 (OK!)

Nilai Cs yang digunakan adalah 0,1436

b. Berat Seismik Efektif Bangunan

1) Berat Satuan Pelat Atap (t = 150 mm)

Berat sendiri pelat	= 24 x 0,15	= 3,53 kN/m^2
Spesi 3 cm	= 21 x 0,03	= 0,62 kN/m^2
Waterproof 2 cm	= 21 x 0,02	= 0,41 kN/m^2
MEP	= 0,02 kN/m^2	
Plafon	= 0,09 kN/m^2	
Ragka Plafon	= 0,05 kN/m^2	
Q_{SIDL3}	= 1,37 kN/m^2	

Q_{DL3} = 4,90 kN/m^2

2) Berat Satuan Pelat Lantai (t = 150 mm)

Berat Sendiri Pelat	= 24 x 0,15	= 3,53 kN/m^2
Partisi	= 0,72 kN/m^2	
Keramik	= 17 x 0,01	= 0,17 kN/m^2
Spesi 2 cm	= 21 x 0,02	= 0,41 kN/m^2
Pasir 4 cm	= 16 x 0,04	= 0,63 kN/m^2
Plafon	= 0,18 kN/m^2	
Rangka Plafon	= 0,07 kN/m^2	
MEP	= 0,20 kN/m^2	
Sanitasi	= 0,20 kN/m^2	
Beban Total Alat Lab	= 2,00 kN/m^2	

Q_{SIDL1} = 4,57 kN/m^2

Q_{SIDL2} = 3,85 kN/m^2

Q_{DL1} = 8,10 kN/m^2

Q_{DL2} = 7,38 kN/m^2

3) Berat Satuan Balok dan Kolom

Balok Induk 1 (700 x 900)

Q_{beam1} = 0,7 x (0,9 – 0,15) x 24 = 12,36 kN/m^2

Q_{beam2} = 0,7 x (0,9 – 0,20) x 24 = 11,54 kN/m^2

Balok Induk 2 (650 x 850)

Q_{beam1} = 0,65 x (0,85 – 0,15) x 24 = 10,71 kN/m^2

Q_{beam2} = 0,65 x (0,85 – 0,20) x 24 = 9,95 kN/m^2

Balok Anak 1 (400 x 600)

Q_{beam1} = 0,4 x (0,6 – 0,15) x 24 = 4,24 kN/m^2

Q_{beam2} = 0,4 x (0,6 – 0,20) x 24 = 3,77 kN/m^2

Balok Anak 2 (300 x 450)

Q_{beam1} = 0,3 x (0,45 – 0,15) x 24 = 2,12 kN/m^2

Q_{beam2} = 0,3 x (0,45 – 0,20) x 24 = 1,77 kN/m^2

Balok Penggantung Lift (300 x 500)

Q_{beam1} = 0,3 x (0,5 – 0,15) x 24 = 2,47 kN/m^2

Q_{beam2} = 0,3 x (0,5 – 0,20) x 24 = 2,12 kN/m^2

Kolom 1

1.100 x 1.100 = 1,1 x 1,1 x 24 = 28,49 kN/m

Kolom 2

850 x 950 = 0,85 x 0,95 x 24 = 19,01 kN/m

Kolom 3

400 x 600 = 0,4 x 0,6 x 24 = 5,65 kN/m

Kolom 4

400 x 400 = 0,4 x 0,4 x 24 = 3,77 kN/m

Kolom 5

300 x 300 = 0,3 x 0,3 x 24 = 2,12 kN/m

4) Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2020 tabel 4.3.1 mengenai beban hidup terdistribusi merta minimum dan beban hidup terpusat minimum, besarnya beban hidup (LL) yang diterima oleh gedung laboratorium sebagai berikut:

Lobby dan koridor lantai pertama = 3,83 kN/m^2

Koridor di atas lantai pertama = 4,79 kN/m^2

Ruang pribadi dan koridornya = 1,92 kN/m^2

Musholla (Ruang publik) = 4,79 kN/m^2

Ruang kantor = 2,4 kN/m^2

Laboratorium = 4,79 kN/m^2

Gudang = 6 kN/m^2

Kursi dapat dipindahkan = 4,79 kN/m^2

Ruang rapat = 4,79 kN/m^2

Tangga = 4,79 kN/m^2

Lift = 4,79 kN/m^2

Toilet = 2,87 kN/m^2

5) Pembebanan Tiap Lantai

Pembebanan tiap lantai dihitung dari lantai paling atas lalu lantai di bawahnya, dengan menjumlahkan beban tiap lantai dengan beban pada

lantai sebelumnya. Perhitungan pembebanan tiap lantai dapat dilihat dalam perhitungan berikut:

Lantai Dasar :

Pelat Lantai (t = 150 mm) = 1.072,81 x 3,53= 386.211,60 kg
Beban Pelat Lantai = 1.072,81 x 3,85 = 421.237,04 kg
Balok B1 = 400 x 12,36 = 504.000 kg
Balok B1a = 347,15 x 4,24 = 149.968,80 kg
Kolom K1 = 144 x 36,73 = 539.136 kg
Kolom Lift 1 = 9 x 5,65 = 5.184 kg
Kolom Lift 2 = 40,50 x 3,77 = 15.552 kg
Kolom Tangga = 13,5 x 2,12 = 2.916 kg
Dinding = 441,41 x 6,37 = 286.511,54 kg
Tangga A = 7,7 x 18,01 = 14.137,53 kg
Tangga B = 3,9 x 12,09 = 4.804,97 kg
Jumlah Beban Lantai Dasar ($W_{totbase}$) = 2.329.659,49 kg

Lantai 1 :

Pelat Lantai (t = 150 mm) = 1.114,82 x 3,53 = 401.335,20 kg
Beban Pelat Lantai = 1.114,82 x 4,57 = 519.553,85 kg
Balok B1 = 80 x 12,36 = 100.800 kg
Balok B2 = 160 x 10,71 = 174.720 kg
Balok B2 = 32 x 10,71 = 34.994 kg
Balok B1 = 128 x 12,36 = 161.280 kg
Balok B1a = 337,25 x 4,24 = 145.692 kg
Balok B1a = 46,95 x 4,24 = 20.282,40 kg
Balok Bordes A = 7,7 x 3.18 = 2.494,80 kg
Balok Bordes B = 7,03 x 3,18 = 2.276,10 kg
Kolom K1 = 134,4 x 36,73 = 503.193,60 kg
Kolom Lift 1 = 8,4 x 5,65 = 4.838,40 kg
Kolom Lift 2 = 40,5 x 3,77 = 15.552,00 kg
Kolom Tangga = 13,5 x 2,12 = 2.916,00 kg
Dinding = 433,48 x 5,94 = 262.606,69 kg

Dinding (Beban Titik) = 433,48 x 5,94 = 13.327,83 kg
Beban Balok Bordes A = 7,7 x 0,7 = 545,95 kg
Beban Balok Bordes B = 7,03 x 8,22 = 5.887,06 kg
Beban Balok Tangga A = 7,7 x 18,01 = 14.137,53 kg
Beban Balok Tangga B = 3,9 x 12,09 = 4.804,97 kg
Jumlah Beban Lantai 1 ($W_{totLt.1}$) = 2.391.188,39 kg

Lantai 2 :
Pelat Lantai (t = 150 mm) = 1.080,42 x 3,53 = 388.951,20 kg
Beban Pelat Lantai = 1.080,42 x 4,57 = 503.521,85 kg
Balok B1 = 80 x 12,36 = 100.800 kg
Balok B1 = 160 x 12,36 = 201.600 kg
Balok B1 = 32 x 12,36 = 40.320 kg
Balok B1 = 128 x 12,36 = 161.280 kg
Balok B1a = 332,95 x 4,24 = 143.834,40 kg
Balok B1a = 46,95 x 4,24 = 20.282,40 kg
Balok Bordes A = 7,7 x 3,18 = 2.494,80 kg
Balok Bordes B = 7,03 x 3,18 = 2.276,10 kg
Kolom K1 = 42 x 36,73 = 157.248 kg
Kolom K1 = 92,40 x 36,73 = 345.945,60 kg
Kolom Lift 1 = 8,4 x 5,65 = 4.838,40 kg
Kolom Lift 2 = 54 x 3,77 = 20.736 kg
Kolom Tangga = 2,12 x 2,12 = 457,70 kg
Dinding = 425,48 x 5,94 = 257.760,21 kg
Dinding (Beban Titik) = 5 x 11,89 = 6.058,10 kg
Beban Balok Bordes A = 7,7 x 0,7 = 545,95 kg
Beban Balok Bordes B = 7,03 x 8,22 = 5.887,06 kg
Beban Balok Tangga A = 7,7 x 18,01 = 14.137,53 kg
Beban Balok Tangga B = 3,9 x 12,09 = 4.804,97 kg
Jumlah Beban Lantai 2 ($W_{totLt.2}$) = 2.383.780,40 kg

Lantai 3 :

Pelat Lantai (t = 150 mm)	= 1.114,82 x 3,53 = 401.335,20 kg
Beban Pelat Lantai	= 1.114,82 x 4,57 = 519.553,85 kg
Balok B1	= 80 x 12,36 = 100.800 kg
Balok B1	= 160 x 12,36 = 201.600 kg
Balok B2	= 32 x 10,71 = 34.944 kg
Balok B1	= 128 x 12,36 = 161.280 kg
Balok B1a	= 337,25 x 4,24 = 145.692 kg
Balok B1a	= 46,95 x 4,24 = 20.282,40 kg
Balok Bordes A	= 7,7 x 3,18 = 2.494,80 kg
Balok Bordes B	= 7,03 x 3,18 = 2.276,10 kg
Kolom K1	= 42 x 36,73 = 157.248 kg
Kolom K1	= 92,4 x 36,73 = 345.945,60 kg
Kolom Lift 1	= 8,4 x 5,65 = 4.838,40 kg
Kolom Lift 2	= 54 x 3,77 = 20.736 kg
Kolom Tangga	= 3,69 x 2,12 = 796,93 kg
Dinding	= 449,48 x 5,94 = 272.299,66 kg
Dinding (Beban Titik)	= 10 x 11,89 = 12.116,21 kg
Beban Balok Bordes A	= 7,7 x 0,7 = 545,95 kg
Beban Balok Bordes B	= 7,03 x 8,22 = 5.887,06 kg
Beban Balok Tangga A	= 7,7 x 18,01 = 14.137,53 kg
Beban Balok Tangga B	= 3,9 x 12,09 = 4.804,97 kg

Jumlah Beban Lantai 3 ($W_{totLt.3}$) = 2.429.614,67 kg

Lantai 4 :

Pelat Lantai (t = 150 mm)	= 1.114,82 x 3,53 = 401.335,20 kg
Beban Pelat Lantai	= 1.114,82 x 4,57 = 519.553,85 kg
Balok B1	= 80 x 12,36 = 100.800 kg
Balok B2	= 160 x 10,71 = 174.720 kg
Balok B2	= 32 x 10,71 = 34.944 kg
Balok B1	= 128 x 12,36 = 161.280 kg

Balok B1a	= 337,25 x 4,24 = 145.692 kg
Balok B1a	= 46,95 x 4,24 = 20.282,40 kg
Balok Bordes A	= 7,7 x 3,18 = 1.663,20 kg
Balok Bordes B	= 7,03 x 3,18 = 1.517,47 kg
Kolom K2	= 42 x 19,01 = 81.396 kg
Kolom K2	= 92,4 x 19,01 = 179.071,20 kg
Kolom Lift 1	= 8,4 x 5,65 = 4.838,40 kg
Kolom Lift 2	= 54 x 3,77 = 20.736 kg
Kolom Tangga	= 3,69 x 2,12 = 796,93 kg
Dinding	= 449,48 x 5,94 = 272.299,66 kg
Dinding (Beban Titik)	= 10 x 11,89 = 12.116,21 kg
Beban Balok Bordes A	= 7,7 x 0,7 = 545,95 kg
Beban Balok Bordes B	= 7,03 x 8,22 = 5.887,06 kg
Beban Balok Tangga A	= 7,7 x 18,01 = 14.137,53 kg
Beban Balok Tangga B	= 3,9 x 12,09 = 4.804,97 kg

Jumlah Beban Lantai 4 ($W_{totLt.4}$) = 2.160.008,27 kg

Lantai 5 :

Pelat Lantai (t = 150 mm)	= 1.114,82 x 3,53 = 401.335,20 kg
Beban Pelat Lantai	= 1.114,82 x 4,57 = 519.553,85 kg
Balok B1	= 80 x 12,36 = 100.800 kg
Balok B2	= 160 x 10,71 = 174.720 kg
Balok B2	= 32 x 10,71 = 34.944 kg
Balok B1	= 128 x 12,36 = 161.280 kg
Balok B1a	= 337,25 x 4,24 = 145.692 kg
Balok B1a	= 46,95 x 4,24 = 20.282,40 kg
Balok Bordes A	= 7,7 x 3,18 = 2.494,80 kg
Balok Bordes B	= 7,03 x 3,18 = 2.276,10 kg
Kolom K2	= 42 x 19,01 = 81.396 kg
Kolom K2	= 92,4 x 19,01 = 179.071,20 kg
Kolom Lift 1	= 8,4 x 5,65 = 4.838,40 kg

Kolom Lift 2 = 54 x 3,77 = 20.736 kg

Kolom Tangga = 3,69 x 2,12 = 796,93 kg

Dinding = 337,48 x 5,94 = 228.681,31 kg

Beban Balok Bordes A = 7,7 x 0,7 = 545,95 kg

Beban Balok Bordes B = 7,03 x 8,22 = 5.887,06 kg

Beban Balok Tangga A = 7,7 x 18,01 = 14.137,53 kg

Beban Balok Tangga B = 3,9 x 12,09 = 4.804,97 kg

Jumlah Beban Lantai 5 ($W_{totLt.5}$) = 2.104.273,71 kg

Atap :

Pelat Lantai = 435,98 x 3,53 = 150.952,80 kg

Beban Pelat Lantai = 435,98 x 1,37 = 60.770,10 kg

Balok B1 = 40 x 14,83 = 60.480 kg

Balok B2 = 136 x 13,01 = 180.336 kg

Balok B2 = 24 x 13,01 = 31.824 kg

Balok B1 = 104 x 14,83 = 157.248 kg

Balok B1a = 150,53 x 4,24 = 65.028,96 kg

Balok B1a = 12,15 x 4,24 = 5.248,80 kg

Balok Penggantung Lift = 6,93 x 2,47 = 1.746,36 kg

Kolom K2 = 27 x 10,71 = 29.484 kg

Kolom K2 = 27 x 10,71 = 29.484 kg

Kolom Lift 1 = 8,4 x 5,65 = 4.838,40 kg

Kolom Lift 2 = 54 x 3,77 = 20.736 kg

Dinding = 160 x 3,82 = 62.311,93 kg

Beban Balok Penggantung Lift = 2,65 x 81,19 = 21.932,06 kg

Beban Balok Penggantung Lift = 4,28 x 53,11 = 23.172,21 kg

Jumlah Beban Atap ($W_{tot.Atap}$) = 911.593 kg

Base Atap :

Balok B1 = 40 x 14,83 = 60.480 kg

Balok B2 = 80 x 13,01 = 106.080 kg

Balok B2 = 16 x 13,01 = 21.216 kg

Balok B1 = 32 x 14,83 = 48.384 kg

Beban Kuda-Kuda 1 = 24 x 11,75 = 28.755,96 kg

Beban Kuda-Kuda 2 = 16 x 6,58 = 10.732,07 kg

Jumlah Beban Atap ($W_{tot.Base.Atap}$) = 275.648,03 kg

c. Pehitungan Gaya Geser Dasar (V)

W_{total} = 120.121,46 kN

Cs yang digunakan = 0,0862

T yang digunakan = 1,317 s

Nilai k yang digunakan = 0,75 + 0,5 T

= 0,75 + 0,5 (1,310)

= 1,3155

Maka, nilai V = Cs x W_{total}

= 0,1463 x 120.121,46

= 17.572,57 kN

d. Beban Gempa dengan Metode Statistik Ekivalen

Tingkat	W	h	$W \times h^k$	Cvx	Fx	Vx
Base Atap	2.790,63	28,20	225.686,16	0,07	1.152,81	1.152,81
Atap	7.919,46	25,50	561.046,97	0,16	2.865,85	4.018,67
Lantai 5	16.676,82	21,30	932.387,72	0,27	4.762,68	8.781,34
Lantai 4	17.084,98	17,10	715.518,64	0,21	3.654,90	12.436,24
Lantai 3	18.641,28	12,90	538.835,83	0,16	2.752,40	15.188,64
Lantai 2	19.066,50	8,70	328.252,92	0,10	1.676,73	16.865,37
Lantai 1	19.142,14	4,50	138.449,54	0,04	707,21	17.572,57
	120.121,46		**3.440.177,79**	**1,00**	**17.572,57**	

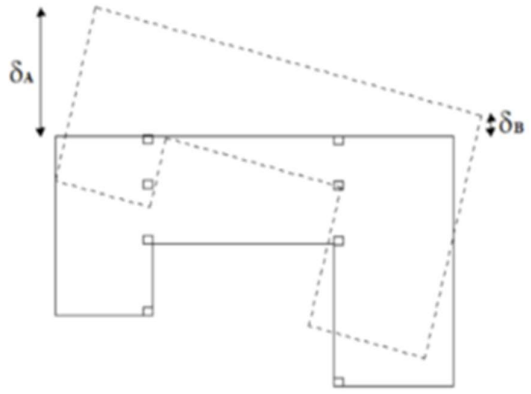
2.10 Pemeriksaan Ketidakberaturan Struktur

Dalam merancang sebuah gedung, dibutuhkan pemeriksaan ketidakberaturan struktur agar dapat dilakukan evaluasi kelayakan dan keamanan suatu bangunan sesuai dengan standar SNI 1726:2019.

2.10.1 Ketidakberaturan Horizontal

1. Ketidakberaturan Torsi

   Dalan ketidakberaturan horizontal terdapat berbagai jenis ketidakberaturan, salah staunya adalah ketidakberaturan torsi. Nilai ketidakberaturan torsi didapat dari *modelling* menggunakan aplikasi yaitu *software* ETABS. Dari hasil perhitungan, didapatkan ketidakberaturan tipe 1a dan 1b seperti pada gambar yaitu ketidakberaturan torsi berlebihan pada beban gempa arah x dan y.



Gambar 2.25 Ketidakberaturan Torsi

a. Ketidakberaturan Torsi (1a)

Ketidakberaturan torsi : max (δA, δB) > 1,2 ($\frac{\delta A+\delta}{2}$)

$$\left(\frac{\max(\delta A, \delta B)}{\left(\frac{\delta A + \delta B}{2}\right)}\right) > 1{,}2$$

Ketidakberaturan tipe 1a terjadi ketika *story drift* maksimum lebih besar dari 1,2 kali *story drift* rata-rata. Berikut adalah contoh

perhitungan pemeriksaan ketidakberaturan torsi berlebih pada lantai 1:

Rasio $= \frac{\Delta max}{\Delta avg} < 1{,}2$

$= \frac{14{,}872}{13{,}698} < 1{,}2$

$= 1{,}086 < 1{,}2$

Berikut merupakan hasil perhitungan ketidakberaturan berlebih.

Tabel 2.27 Hasil Ketidakberaturan Torsi 1a

Beban Gempa Arah X				
Lantai	**Δmax**	**Δavg**	**Rasio**	**Status**
Base Atap	7,036	4,763	1,477	Terjadi
Atap	12,955	11,552	1,121	Tidak Terjadi
5	17,042	17,014	1,002	Tidak Terjadi
4	20,076	20,059	1,001	Tidak Terjadi
3	19,3	19,267	1,002	Tidak Terjadi
2	18,73	18,724	1,000	Tidak Terjadi
1	14,217	14,202	1,001	Tidak Terjadi
Beban Gempa Arah Y				
Lantai	**Δmax**	**Δavg**	**Rasio**	**Status**
Base Atap	11,284	6,95	1,624	Terjadi
Atap	16,919	13,496	1,254	Terjadi
5	16,996	16,964	1,002	Tidak Terjadi
4	19,813	19,731	1,004	Tidak Terjadi
3	19,12	19,004	1,006	Tidak Terjadi
2	18,559	18,389	1,009	Tidak Terjadi
1	13,945	13,796	1,011	Tidak Terjadi

Dapat dilihat nilai *story drift* pada base atap arah x lebih besar dari *story drift* rata-rata, sama dengan base atap dan atap arah y.

b. Ketidakberaturan Torsi Berlebih (1b)

Ketidakberaturan torsi : max (δA, δB) > 1,4 ($\frac{\delta A+}{2}$)

$$\left(\frac{\max(\delta A, \delta B)}{\left(\frac{\delta A + \delta B}{2}\right)}\right) > 1{,}4$$

Ketidakberaturan tipe 1a terjadi ketika *story drift* maksimum lebih besar dari 1,2 kali *story drift* rata-rata. Berikut adalah contoh perhitungan pemeriksaan ketidakberaturan torsi berlebih pada lantai 1 :

Rasio $= \frac{\Delta max}{\Delta avg} < 1{,}4$

$= \frac{14{,}872}{13{,}698} < 1{,}4$

$= 1{,}086 < 1{,}4$

Berikut merupakan hasil perhitungan ketidakberaturan berlebih.

Tabel 2.28 Hasil Ketidakberaturan Torsi 1b

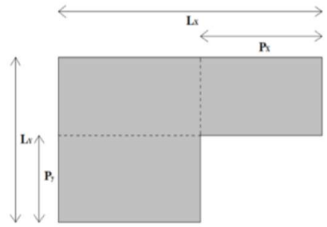
Beban Gempa Arah X				
Lantai	**Δmax**	**Δavg**	**Rasio**	**Status**
Base Atap	7,036	4,763	1,477	Terjadi
Atap	12,955	11,552	1,121	Tidak Terjadi
5	17,042	17,014	1,002	Tidak Terjadi
4	20,076	20,059	1,001	Tidak Terjadi
3	19,3	19,267	1,002	Tidak Terjadi
2	18,73	18,724	1,000	Tidak Terjadi
1	14,217	14,202	1,001	Tidak Terjadi
Beban Gempa Arah Y				
Lantai	**Δmax**	**Δavg**	**Rasio**	**Status**
Base Atap	11,284	6,95	1,624	Terjadi
Atap	16,919	13,496	1,254	Tidak Terjadi
5	16,996	16,964	1,002	Tidak Terjadi
4	19,813	19,731	1,004	Tidak Terjadi
3	19,12	19,004	1,006	Tidak Terjadi

2	18,559	18,389	1,009	Tidak Terjadi
1	13,945	13,796	1,011	Tidak Terjadi

Dapat dilihat nilai *story drift* pada base atap arah x lebih besar dari *story drift* rata-rata, sama dengan base atap y.

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam perlu dilakukan pemeriksaan seperti pada gambar 2.26.



Gambar 2.26 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Berikut merupakan hasil perhitungan ketidakberaturan sudut dalam:

Tabel 2.29 Hasil Ketidakberaturan Sudut Dalam

Panjang Gedung (Lx)	60	m
Px	0	m
Lebar Gedung (Ly)	20	m
Py	0	m
Lx/Px	0	m
Ly/Py	0	m
0,15 Lx	9	m
0,15 Ly	3	m
Status	Tidak Terjadi	

Ketidakberaturan ini terjadi bila Py > 0,15 Ly dan Px > 0,15 Lx. Dalam kasus gedung ini, dikarenakan Px < 0,15 Lx dan Py < 0,15 Ly maka ketidakberaturan sudut dalam tidak terjadi.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

   Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dilakukan untuk memeriksa ketidakberaturan pada bukaan yang terdapat di gedung.



Gambar 2.27 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

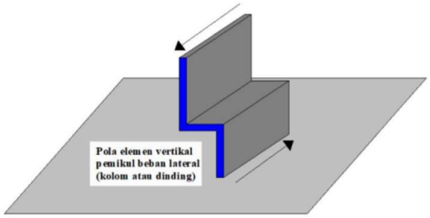
Berikut merupakan hasil perhitungan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

Tabel 2.30 Hasil Perhitungan Ketidakberaturan

Panjang Bangunan	60	m
Lebar Bangunan	20	m
Luas Lantai	1200	m^2
Luas Void	764,02	m^2
50% Luas Lantai (m^2)	<	Luas Void (m^2)
600	<	764,02
Status	Terjadi	

Dari hasil perhitungan, terjadi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dikarenakan luas bukaan pada atap lebih dari 50% luas lantai.

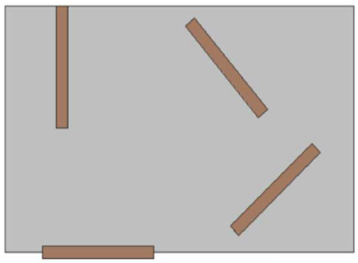
4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang



Gambar 2.28 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Pada Bidang

Pada gedung ini, tidak terjadi ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang dikarenakan seluruh lintasan elemen vertikal memikul gaya lateral secara kontinuitas.

5. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel



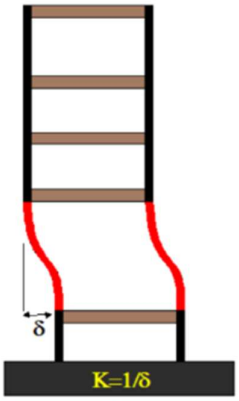
Gambar 2.29 Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Ketidakberaturan sistem non paralel dapat terjadi apabila terdapat elemen vertikal penahan beban lateral yang bersifat tidak paralel atau tidak simetris terhadap sumbu-sumbu utama sistem penahan beban gempa. Pada gedung ini, ketidakberaturan sistem non paralel tidak terjadi.

2.10.2 Ketidakberaturan Vertikal

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebih seperti pada Gambar 2.30, terjadi nila kekakuan sebrang tinggkat kurang dari 60% kekakuan tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.



Gambar 2.30 Ketidakberaturan Kekakuan Tingat Paralel

Berikut merupakan hasil perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak:

Tabel 2.31 Hasil Ketidakberaturan Tingkat Lunak

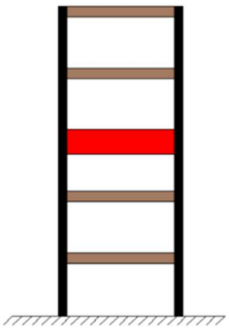
Arah X				
Lantai	**Kekauan**	**60% . K**	**70% . K**	**Status**
Base Atap	229.145,80	137.487,48	160.402,06	Tidak Terjadi
Atap	330.308,53	198.185,12	231.215,97	Tidak Terjadi
5	471.289,58	282.773,75	329.902,70	Tidak Terjadi
4	613.841,35	368.304,81	429.688,95	Tidak Terjadi
3	781.271,97	468.763,18	546.890,38	Tidak Terjadi
2	901.114,45	540.668,67	630.780,12	Tidak Terjadi
1	1.250.765,45	750.459,27	875.535,81	Tidak Terjadi
Arah Y				
Lantai	**Kekakuan**	**60% . K**	**70% . K**	**Status**
Base Atap	156.704,10	94.022,46	109.692,87	Tidak Terjadi
Atap	282.227,83	169.336,70	197.559,48	Tidak Terjadi
5	473.261,96	283.957,18	331.283,37	Tidak Terjadi

4	622.977,31	373.786,39	436.084,12	Tidak Terjadi
3	794.012,56	476.407,54	555.808,79	Tidak Terjadi
2	917.215,70	550.329,42	642.050,99	Tidak Terjadi
1	1.287.462,37	772.477,42	901.223,66	Tidak Terjadi

Dikarenakan kekakuan yang ada tidak melebihi syarat, maka ketidakberaturan tingkat lunak berlebih tidak terjadi.

2. Ketidakberaturan Massa

Ketidakberaturan massa seperti pada Gambar 2.31 terjadi apabila massa efektif sebrang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat yang berdekatan.



Gambar 2.31 Ketidakberaturan Massa

Berikut merupakan hasil perhitungan ketidakberaturan massa:

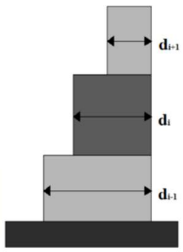
Tabel 2.32 Hasil Ketidakberaturan Massa

Lantai	**Massa (kg)**	**150% Massa (kg)**	**Status**
Base Atap	284.646,99	426.970,49	Tidak Terjadi
Atap	806.531,56	1.209.797,34	Tidak Terjadi
5	1.744.167,45	2.616.251,18	Tidak Terjadi
4	1.787.372,67	2.681.059,01	Tidak Terjadi
3	1.936.837,74	2.905.256,61	Tidak Terjadi
2	2.001.265,34	3.001.898,01	Tidak Terjadi
1	1.977.210,69	2.965.816,04	Tidak Terjadi

Dari hasil perhitungan, didapat bahwa tidak terjadi ketidakberaturan massa pada gedung laboratorium.

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal seperti pada Gambar 2.32 terjadi apabila dimensi sistem penahan beban lateral pada sebrang tingkat lebih dari 130% dimensi pada sebrang tingkat yang berada di dekatnya.



Gambar 2.32 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Berikut merupakan hasil pemeriksaan ketidakberaturan geometri vertikal pada kolom:

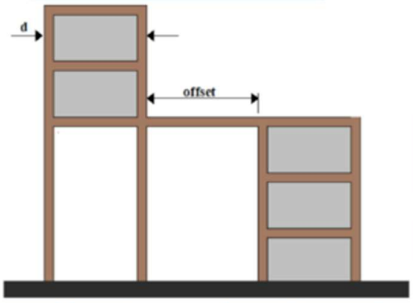
Tabel 2.33 Hasil Pemeriksaan Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Lantai	B (mm)	H (mm)	Rasio Antar Tingkat, B (%)	Rasio Antar Tingkat, H (%)	Status
Base Atap	700	700	1	1	Tidak Terjadi
Atap	700	700	1	1	Tidak Terjadi
5	700	700	1	1	Tidak Terjadi
4	800	800	1,142	1,142	Tidak Terjadi
3	900	1200	1,125	1,5	Tidak Terjadi
2	900	1200	1	1	Tidak Terjadi
1	900	1200	1	1	Tidak Terjadi

Hasil perhitungan tersebut menunjukkan bahwa dimensi kolom lantai dasar sampai dengan base atap sama. Maka, ketidakberaturan geometri vertikal tidak terjadi.

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang Pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

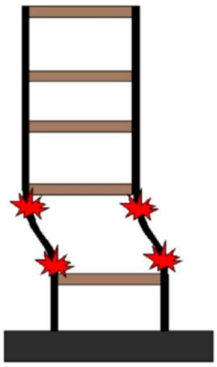
Ketidakberaturan seperti pada Gambar 2.33 ini terjadi bila terdapat pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral yang lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya. Dalam hal ini, ketidakberaturan tidak terjadi karena hal-hal yang menjadi syarat tidak terjadi pada gedung yang direncanakan.



Gambar 2.33 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang Lateral

5. Ketidakberaturan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Ketidakberaturan (5a) terjadi bila kuat lateral sebrang tingkat kurang dari 80% kuat tingkat di atasnya. Sedangkan, ketidakberaturan ekstrim (5b) terjadi bila kuat lateral sebrang tingkat kurang dari 65% kuat tingkat di atasnya. Ketidakberaturan ini dapat dilihat seperti pada Gambar 2.34.



Gambar 2.34 Ketidakberaturan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral

Berikut merupakan hasil perhitungan ketidakberaturannya:

Tabel 2.34 Hasil Ketidakberaturan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral

Arah X				
Lantai	**Kekuatan (kN)**	**65% . K(x+1)**	**80% . K(x+1)**	**Status**
Base Atap	1.153,63	749,860605	922,90536	Tidak Terjadi
Atap	4.289,28	2788,02966	3431,42112	Tidak Terjadi
5	9.499,72	6174,820145	7599,77864	Tidak Terjadi
4	13.561,84	8815,19548	10849,47136	Tidak Terjadi
3	16.515,70	10735,20676	13212,56216	Tidak Terjadi
2	18.385,29	11950,43688	14708,23	Tidak Terjadi
1	19.301,17	12545,75797	15440,93288	Tidak Terjadi
Arah Y				
Lantai	**Kekuatan (kN)**	**65% . K(x+1)**	**80% . K(x+1)**	**Status**
Base Atap	1.152,63	749,21093	922,10576	Tidak Terjadi
Atap	4.286,08	2785,95434	3428,86688	Tidak Terjadi
5	9.494,43	6171,379305	7595,54376	Tidak Terjadi
4	13.556,36	8811,633675	10845,0876	Tidak Terjadi
3	16.511,42	10732,42151	13209,13416	Tidak Terjadi

2	18.382,90	11948,88325	14706,31784	Tidak Terjadi
1	19.300,57	12545,36992	15440,45528	Tidak Terjadi

Berdasarkan hasil hitungan , ketidakberaturan ini tidak terjadi karena kekuatan lateral setiap tingkat lebih dari 65% ataupun 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya.

2.10.3 Konsekuensi

Berdasarkan pemeriksaan ketidakberaturan didapatkan ketidakberaturan horizontal yaitu ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan kontinuitas diafragma serta ketidakberaturan vertikal yaitu ketidakberaturan geometri vertikal. Oleh karena itu, konsekuensi yang perlu dipenuhi sesuai dengan SNI 1726:2019 tabel 13 dan tabel 14 sebagai berikut:

1. Ketidakberaturan Torsi (1a)
   a. Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25%
   b. Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan P-delta
   c. Wajib menyertakan torsi tak terduga (5%) dan harus diperbesar dengan fackor A_x
   d. Simpangan antar tingkat harus memenuhi Δ/ρ
2. Ketidakberaturan Torsi Berlebih (1b)
   a. Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25%
   b. Struktur tidak boleh dianalisis dengan statik ekivalen
   c. Faktor redudansi (ρ) harus 1,3
   d. Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan P-delta
   e. Wajib menyertakan torsi tak terduga (5%) dan harus diperbesar dengan faktor A_x
3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
   a. Struktur tidak boleh dianalisis dengan statik ekivalen
   b. Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25%
4. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

   Struktur tidak boleh dianalisis beban gempa dengan metode statik ekivalen

2.11 Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai (*Story Drift*)

Batas simpangan antar lantai ditentukan oleh SNI 1726:2019 pasal 7.12.1 tabel 20 mengenai simpangan antar tingkat izin. Gedung yang direncanakan merupakan struktur lainnya dengan kategori IV maka simpangan yang diizinkan sesuai dengan Tabel 2.35 berikut.

Tabel 2.35 Simpangan Antar Tingkat Izin

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0{,}025h_{sx}$ [c]	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata[d]	$0{,}010h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0{,}007h_{sx}$	$0{,}007h_{sx}$	$0{,}007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$

Adapula parameter dalam pemeriksaan simpangan antar lantai sebagai berikut :

1. Simpangan antar tingkat izin $= \Delta_a = 0{,}010\ h_{sx}$
2. Faktor redudansi $= \rho = 1{,}3$ (SNI 1726:2019 pasal 7.3.4.2)
3. Story drift inelastik izin $= \Delta_{max} = \frac{\Delta_a}{\rho} = \frac{0{,}010h_{sx}}{1{,}3} = 0{,}0077\ h$
4. $C_d = 5{,}5$
5. $I_e = 1{,}5$
6. KDS $= D$

Sebagai contoh perhitungan, berikut merupakan data simpangan lantai 1 dan 2 arah x maupun y :

δe_x lantai 1 = 4,33 mm

δe_x lantai 2 = 12,26 mm

δe_y lantai 1 = 4,43 mm

δe_y lantai 2 = 12,37 mm

$h_{lantai1}$ = 4.500 mm

7. Perhitungan Elastic Drift

   δ_x lantai 1 = 4,33 – 0 = 4,330 mm

δ_x lantai 2 = 12,26 – 4,33 = 7,926 mm

δ_y lantai 1 = 4,43 – 0 = 4,428 mm

δ_y lantai 2 = 12,37 – 4,43 = 7,937 mm

8. Perhitungan Inelastic Drift

Δ_x lantai 1 $= \frac{\delta x1 \times C_d}{I_e}$

$= \frac{4,330 \times 5,5}{1,5}$

= 15,877 mm

Δ_x lantai 2 $= \frac{\delta x2 \times C_d}{I_e}$

$= \frac{7,926 \times 5,5}{1,5}$

= 29,602 mm

Δ_y lantai 1 $= \frac{\delta y1 \times C_d}{I_e}$

$= \frac{4,428 \times 5,5}{1,5}$

= 16,236 mm

Δ_y lantai 2 $= \frac{\delta y2 \times C_d}{I_e}$

$= \frac{7,937 \times 5,5}{1,5}$

= 29,102 mm

9. Drift limit lantai 1 = 0,0077 h

= 0,0077 x 4500 mm

= 34,62 mm

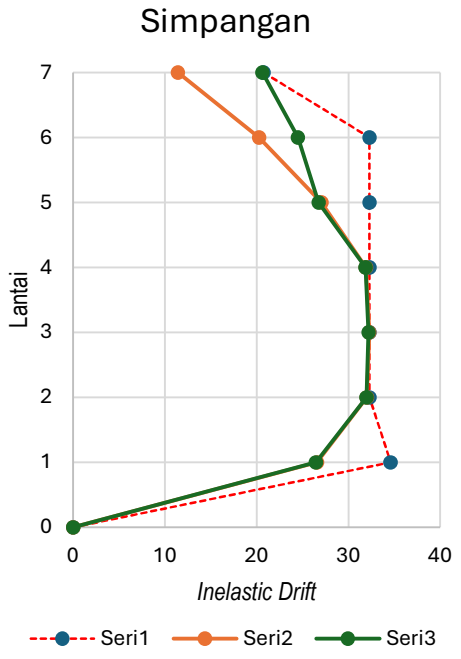
Berikut merupakan hasil perhitungan simpangan lantai arah x dan y :

Tabel 2.36 Hasil Simpangan Antar Lantai

Arah X						
Lantai	**Displacement δe_x (mm)**	**Elastic Drift δ_x (mm)**	**H (mm)**	**Inelastic Drift Δ_x (mm)**	**Drift Limit (mm)**	**Status**
Base Atap	0,000	0,000	2.700	0,0000	20,77	OK

Atap	42,448	4,233	4.200	15,5210	32,31	OK
5	38,215	6,023	4.200	22,0843	32,31	OK
4	32,192	7,677	4.200	28,1490	32,31	OK
3	24,515	8,760	4.200	32,1200	32,31	OK
2	15,755	8,707	4.200	31,9257	32,31	OK
1	7,048	7,048	4.500	25,8427	34,62	OK
Arah Y						
Lantai	***Displacement*** δe_y ***(mm)***	***Elastic Drift*** δ_y ***(mm)***	***H (mm)***	***Inelastic Drift*** Δ_y ***(mm)***	***Drift Limit (mm)***	**Status**
Base Atap	0,000	0,000	2.700	0,00	20,77	OK
Atap	39,527	3,056	4.200	11,21	32,31	OK
5	36,471	5,254	4.200	19,26	32,31	OK
4	31,217	6,922	4.200	25,38	32,31	OK
3	24,295	8,153	4.200	29,89	32,31	OK
2	16,142	8,613	4.200	31,581	32,31	OK
1	7,529	7,529	4.500	27,606	34,62	OK

Dari hasil perhitungan, didapat grafik simpangan antar tingkat seperti pada Gambar 2.35 berikut.



Gambar 2.35 Grafik Simpangan Antar Tingkat

Didapatkan bahwa nilai simpangan antar lantai baik arah x maupun arah y lebih kecil dari simpangan izin. Maka, dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai pada bangunan ini aman ($\Delta < \Delta_a/\rho$).

2.12 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur pada gedung ini dilakukan dengan bantuan perangkat lunak ETABS sebagai alat analisis dan perencanaan struktur utama. Program ini digunakan karena mampu memodelkan sistem struktur tiga dimensi secara akurat, mencakup balok, kolom, pelat lantai, dan elemen-elemen struktural lainnya. Dalam perencanaan ini, struktur gedung dirancang menggunakan sistem rangka beton bertulang, dengan perhitungan beban yang bekerja baik vertikal maupun lateral, termasuk pengaruh gempa sesuai ketentuan SNI yang berlaku.

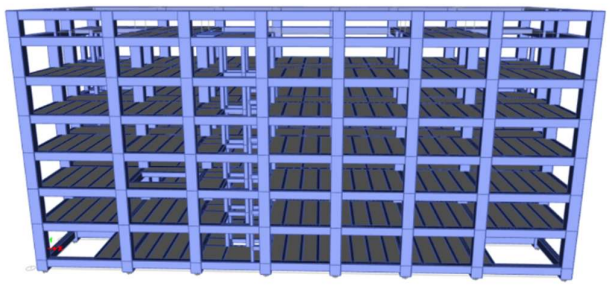
Setiap elemen struktur pada bangunan dimodelkan sesuai dengan fungsinya di lapangan. Kolom dan balok dimasukkan sebagai elemen frame dengan properti penampang dan material tertentu, sedangkan pelat lantai dimodelkan

menggunakan elemen area agar dapat menyalurkan beban secara realistis. Struktur juga dirancang sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang berfungsi untuk menahan beban lateral akibat gempa, dengan mempertimbangkan kekakuan dan daktilitas yang memadai.

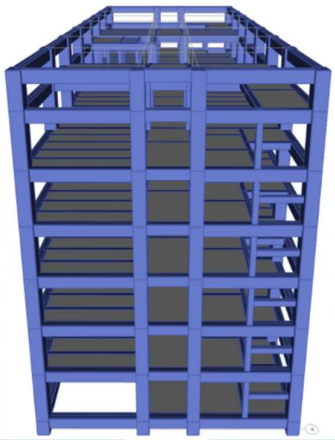
Data material yang digunakan dalam pemodelan mengacu pada mutu material hasil perencanaan sebelumnya, baik untuk beton maupun baja tulangan. Adapun parameter material yang digunakan dalam pemodelan di software ETABS adalah sebagai berikut:

1. Mutu beton (fc') = 30 Mpa
2. Mutu baja tulangan utama (fy) = 420 Mpa
3. Mutu baja tulangan sengkang (fys) = 420 MPa

Pemodelan ini menghasilkan tampilan struktur dalam bentuk tiga dimensi (3D), yang mencakup keseluruhan sistem rangka gedung. Hasil pemodelan tersebut kemudian digunakan sebagai dasar dalam proses analisis beban, gaya dalam, serta penentuan dimensi elemen-elemen struktur agar memenuhi persyaratan kekuatan dan stabilitas bangunan. Berikut merupakan *output* pemodelan struktur dalam 3D yang telah dirancang melalui aplikasi ETABS.



Gambar 2.36 Tampak Depan Gedung



Gambar 2.37 Tampak Samping Gedung



Gambar 2.38 Tampak Diagonal Gedung

2.13 Perencanaan Balok

Balok memiliki peran penting sebagai salah satu elemen struktur dalam penyaluran beban bangunan ke kolom. Dalam bangunan ini, terdapat penggunaan balok induk dan balok anak dengan ukuran yang berbeda. Balok anak memiliki dimensi yang lebih kecil daripada balok induk. Jenis balok yang digunakan adalah balok beton bertulang yang merupakan pilihan umum dalam konstruksi bangunan.

2.13.1 Perencanaan Balok Induk

Pada perencanaan gedung laboratorium ini, terdapat 3 buah balok induk dengan notasi B1, B2, dan B3. Berikut merupakan contoh perhitungan perencanaan balok dengan momen terbesar yakni balok B1 :

Data Balok Induk B1.1 (650 x 900) pada bentang 10 meter

- Lebar Balok (b) = 650 mm
- Tinggi Balok (h) = 900 mm
- Bentang Balok (L) = 10.000 mm
- Bentang Bersih Balok = 8.800 mm
- Tinggi Efektif Balok = 834,5 mm
- Mutu Beton (f'c) = 30 MPa
- Diameter Tulangan Utama = 25 mm
- Diameter Tulangan sengkang = 13 mm
- Mutu tulangan (fy) = 420 MPa
- Tegangan Leleh (fyt) = 420 Mpa
- β1 = 0,84

Berdasarkan analisis dari ETABs, diperoleh gaya dalam balok B1, berikut:

Mu^- tumpuan	= 1.107,03 kNm
Mu^+ tumpuan	= 388,68 kNm
Mu^- lapangan	= 522,38 kNm
Mu^+ lapangan	= 988,23 kNm
Vu tumpuan	= 657,89 kN

Vu lapangan = 582,16 kN

Vg tumpuan = 468,88 kN

1. Pemeriksaan Ketentuan Balok

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 2847:2019 Pasal 9.3.3.1, komponen struktur harus memenuhi syarat sebagai berikut

a. Syarat Gaya Aksial terfaktor (Pu) tidak lebih dari Ag.f'c/10

Pu = 209,38 kN

= 209.380 N

Ag.f'c/10 $= \frac{650\ x\ 900\ x\ 30}{10}$

= 1.755.000 N

Pu ≤ Ag. f'c/10

209.380 N ≤ 1.755.000 N (Memenuhi syarat).

b. Bentang bersih (Ln) tidak kurang dari empat kali tinggi efektif.

Ln ≥ 4d

8.800 ≥ 4(834,5)

8.800 mm ≥ 3.338 mm (Memenuhi Syarat).

c. Lebar komponen (bw) tidak kurang dari 0,3h dan 250 mm

650 > 0,3 (900) atau 250 mm

650 > 270 mm atau 250 mm (Memenuhi syarat).

2. Desain Tulangan Lentur

a) Tulangan Negatif Tumpuan

Faktor Reduksi ϕ = 0,9

a $= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu-}{\Phi.0{,}85.f'c.bw}}$

$= 834{,}5 - \sqrt{834{,}5^2 - \frac{2(1.107{,}03)}{\Phi.0{,}85.30.650}}$

= 94,25 mm

c $= \frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{94{,}25}{0{,}84}$

= 112,78 mm

c.max $= \frac{3}{8} . d$

$= \frac{3}{8} . 834,5$

= 312,94 mm

a.max = c.max . β1

= 312,94 . 0,84

= 261,53 mm

$A_{s.perlu} = \frac{Mu}{\Phi.fy.d-\frac{a}{2}}$

$= \frac{1.107,03}{\Phi.420.834,5-\frac{94,25}{2}}$

= 3.719,5 mm^2

$A_{st} = \frac{1}{4} x \pi . db^2$

$= \frac{1}{4} x \pi . 25^2$

= 490,87 mm^2

Jumlah tulangan perlu $= \frac{As.req}{Ast}$

$= \frac{3.719,5}{490,87}$

= 7,58 → 9 buah

Jadi, digunakan Tulangan tumpuan negatif = 9 D25

Cek terhadap Asmin dan Asmax

$A_{s\ pasang} = 9.\frac{1}{4} x \pi . db^2$

$= 9 .\frac{1}{4} x \pi . 25^2$

= 4.417,86 mm^2

$A_{s.min1} = \frac{0,25 .\sqrt{f'c}}{0,9\ fy} b.d$

$= \frac{0,25 .\sqrt{30}}{0,9 .420} 650 . 834,5$

= 1.768,44 mm^2

$A_{s.min2} = \frac{1,4}{fy} b.d$

$= \frac{1,4}{420}\ 650\ .834,5$

$= 1.808,08\ mm^2$

$A_{s\ pasang} > A_{s.min}$ (Memenuhi syarat).

$A_{s.max}$ $= 0,025 \times b \times d$

$= 0,025 \times 650 \times 834,5$

$= 13.560,63\ mm^2$

$A_{s.max} > A_{s.pasang}$ (Memenuhi syarat).

Kesimpulan yang didapatkan bahwa As.min < As.pasang < As.max, maka digunakan As pasang = 4.417,86 mm^2

Cek spasi minimum tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1 membahas terkait spasi minimum tulangan yang dipasang sejajar pada satu lapisan horizontal harus tidak kurang dari 25 mm.

S1 $= \frac{b-2.Cc-2.ds-n.db}{n-1}$

$= \frac{650-(2.40)-(2.13)-(9.25)}{9-1} = 39,88$ mm

S_{max} $= 380\ \frac{280}{fs} - 2,5$ selimut beton

$= 380\ \frac{280}{420} - 2,5\ (40) = 153,33$ mm

$S_{.min} < S1 < S_{.max}$

25 mm < 39,88 mm < 153,33 mm (Memenuhi syarat)

Maka, didapat momen nominal sebagai berikut:

M_n $= As.fy.(d - \frac{a}{2})$

$= 4.417,86.420.(834,5 - \frac{94,25}{2})$

$= 1.460,98$ kNm

ϕM_n $= 0,9 \times Mn$

$= 0,9 \times 1.460,98$

$= 1.314,88$ kNm > Mu =1.107,03 kNm **(OK)**.

b) Tulangan Positif Tumpuan

Faktor Reduksi ϕ = 0,9

a $= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu+}{\Phi.0{,}85.f'c.bw}}$

$= 822{,}5 - \sqrt{834{,}5^2 - \frac{2(388{,}68)}{\Phi.0{,}85.30.650}}$

= 31,83 mm

c $= \frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{31{,}83}{0{,}84}$

= 38,09 mm

$c._{max}$ $= \frac{3}{8} . d$

$= \frac{3}{8} . 834{,}5{,}5$

= 312,94 mm

$a._{max}$ = c.max . β1

= 312,94 . 0,84

= 261,53 mm

$A_{s.perlu}$ $= \frac{Mu}{\Phi.fy.d-\frac{a}{2}}$

$= \frac{388{,}68}{\Phi.420.834{,}5-\frac{31{,}83}{2}}$

= 1.256,15 mm^2

A_{st} $= \frac{1}{4}\ x\ \pi . db^2$

$= \frac{1}{4}\ x\ \pi . 25^2$

= 490,87 mm^2

Jumlah tulangan perlu $= \frac{As.req}{Ast}$

$= \frac{1.256{,}15}{490{,}87}$

= 2,56 → 5 buah

Jadi, digunakan Tulangan tumpuan positif = 5D25

Cek terhadap Asmin dan Asmax

$A_{s\ pasang}$ $= n.\frac{1}{4}\ x\ \pi\ .\ db^2$

$= 5\ .\frac{1}{4}\ x\ \pi\ .\ 25^2$

$= 2.454{,}37\ mm^2$

$A_{s.min1}$ $= \frac{0{,}25\ .\sqrt{f'c}}{0{,}9\ fy}\ b.d$

$= \frac{0{,}25\ .\sqrt{30}}{0{,}9\ .420}\ 650\ .834{,}5$

$= 1.768{,}44\ mm^2$

$A_{s.min2}$ $= \frac{1{,}4}{fy}\ b.d$

$= \frac{1{,}4}{420}\ 650\ .834{,}5$

$= 1.808{,}08\ mm^2$

$A_{s\ pasang} > A_{s.min}$ (Memenuhi syarat).

$A_{s.max}$ $= 0{,}025\ x\ b\ x\ d$

$= 0{,}025\ x\ 650\ x\ 834{,}5$

$= 13.560{,}63\ mm^2$

$A_{s.max} > A_{s.pasang}$ (Memenuhi syarat).

Kesimpulan yang didapatkan bahwa $As.min < A_{s.pasang} < A_{s.max}$, maka digunakan $A_{s\ pasang} = 2.454{,}37\ mm^2$

Cek spasi minimum tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1 membahas terkait spasi minimum tulangan yang dipasang sejajar pada satu lapisan horizontal harus tidak kurang dari 25 mm.

S1 $= \frac{b-2.Cc-2.ds-n.db}{n-1}$

$= \frac{650-(2.40)-(2.13)-(5.25)}{5-1} = 104{,}75\ mm$

S_{max} $= 380\ \frac{280}{fs} - 2{,}5$ selimut beton

$= 380\ \frac{280}{420} - 2{,}5\ (40) = 153{,}33\ mm$

$S_{.min} < S1 < S_{.max}$

25 mm < 104,75 mm < 153,33 mm (Memenuhi syarat)

Maka, didapat momen nominal sebagai berikut:

M_n $= As.fy.(d - \frac{a}{2})$

$= 2.454{,}37 \,.\, 420.\,(834{,}5 - \frac{31{,}83}{2})$

$= 843{,}83$ kNm

ϕM_n $= 0{,}9$ x Mn

$= 0{,}9$ x $843{,}83$

$= 759{,}44$ kNm > Mu = 388,68 kNm **(OK!)**

c) Tulangan Negatif Lapangan

Faktor Reduksi ϕ $= 0{,}9$

a $= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu-}{\Phi.0{,}85.f'c.bw}}$

$= 834{,}5 - \sqrt{834{,}5^2 - \frac{2(522{,}38)}{\Phi.0{,}85.30.650}}$

$= 43{,}07$ mm

c $= \frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{43{,}07}{0{,}84}$

$= 51{,}54$ mm

$c_{.max}$ $= \frac{3}{8} \,.\, d$

$= \frac{3}{8} \,.\, 834{,}5$

$= 312{,}94$ mm

$a_{.max}$ $=$ c.max . β1

$= 312{,}94 \,.\, 0{,}84$

$= 261{,}53$ mm

$A_{s.perlu}$ $= \frac{Mu}{\Phi.fy.d - \frac{a}{2}}$

$= \frac{522{,}38}{\Phi.420.834{,}5 - \frac{43{,}07}{2}}$

$= 1.699{,}89$ mm^2

A_{st} $= \frac{1}{4} \, x \, \pi \,.$ db^2

$= \frac{1}{4}\ x\ \pi\ .\ 25^2$

$= 490{,}87\ mm^2$

Jumlah tulangan perlu $= \frac{As.req}{Ast}$

$= \frac{1.699{,}89}{490{,}87}$

$= 3{,}46 \rightarrow 5$ buah

Jadi, digunakan Tulangan lapangan negatif = 5D25

Cek terhadap A_{smin} dan A_{smax}

$A_{s\ pasang} = n.\frac{1}{4}\ x\ \pi\ .\ db^2$

$= 5\ .\frac{1}{4}\ x\ \pi\ .\ 25^2$

$= 2.454{,}37\ mm^2$

$A_{s.min1} = \frac{0{,}25\ .\sqrt{f'c}}{0{,}9\ fy}\ b.d$

$= \frac{0{,}25\ .\sqrt{30}}{0{,}9\ .420}\ 650\ .834{,}5$

$= 1.764{,}44\ mm^2$

$A_{s.min2} = \frac{1{,}4}{fy}\ b.d$

$= \frac{1{,}4}{420}\ 650\ .834{,}5$

$= 1.808{,}08\ mm^2$

$A_{s\ pasang} > A_{s.min}$ (Memenuhi syarat).

$A_{s.max} = 0{,}025\ x\ b\ x\ d$

$= 0{,}025\ x\ 650\ x\ 834{,}5$

$= 13.560{,}63\ mm^2$

$A_{s.max} > A_{s.pasang}$ (Memenuhi syarat).

Kesimpulan yang didapatkan bahwa $A_{s.min} < A_{s.pasang} < A_{s.max}$, maka digunakan $A_{s\ pasang} = 2.454{,}37\ mm^2$

Cek spasi minimum tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1 membahas terkait spasi minimum tulangan yang dipasang sejajar pada satu lapisan horizontal harus tidak kurang dari 25 mm.

S1 $= \frac{b-2.Cc-2.ds-n.db}{n-1}$

$= \frac{650-(2.40)-(2.13)-(5.25)}{5-1} = 104{,}75$ mm

S_{max} $= 380\,\frac{280}{fs} - 2{,}5$ selimut beton

$= 380\,\frac{280}{420} - 2{,}5\,(40) = 153{,}33$ mm

$S_{.min} < S1 < S_{.max}$

25 mm < 104,75 mm < 153,33 mm (Memenuhi syarat)

Maka, didapat momen nominal sebagai berikut:

$M_n = As.fy.(d - \frac{a}{2})$

$= 2.454{,}37\,.\,420.\,(834{,}5 - \frac{43{,}07}{2})$

= 838,03 kNm

ϕM_n = 0,9 x Mn

= 0,9 x 838,03

= 754,23 kNm > Mu = 522,38 kNm **(OK!)**

d) Tulangan Positif Lapangan

Faktor Reduksi ϕ = 0,9

a $= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu+}{\Phi.0{,}85.f'c.bw}}$

$= 834{,}5 - \sqrt{834{,}5^2 - \frac{2(988{,}23)}{\Phi.0{,}85.30.650}}$

= 83,57 mm

c $= \frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{93{,}57}{0{,}84}$

= 100 mm

$c_{.max}$ $= \frac{3}{8}\,.\,d$

$= \frac{3}{8} . 834,5$

$= 312,94$ mm

$a_{.max}$ $= c.max . \beta 1$

$= 312,94 . 0,84$

$= 261,53$ mm

$A_{s.perlu}$ $= \frac{Mu}{\Phi . fy . d - \frac{a}{2}}$

$= \frac{988,23}{\Phi . 420 . 834,5 - \frac{83,57}{2}}$

$= 3.297,99$ mm^2

A_{st} $= \frac{1}{4} x \pi . db^2$

$= \frac{1}{4} x \pi . 25^2$

$= 490,87$ mm^2

Jumlah tulangan perlu $= \frac{As.req}{Ast}$

$= \frac{3.297,99}{490,87}$

$= 6,72 \rightarrow 5$ buah

Jadi, digunakan Tulangan lapangan negatif = 9D25

Cek terhadap A_{smin} dan A_{smax}

$A_{s\ pasang}$ $= n . \frac{1}{4} x \pi . db^2$

$= 9 . \frac{1}{4} x \pi . 25^2$

$= 4.417,86$ mm^2

$A_{s.min1}$ $= \frac{0,25 . \sqrt{f'c}}{0,9\ fy} b . d$

$= \frac{0,25 . \sqrt{30}}{0,9 . 420} 650 . 834,5$

$= 1.768,44$ mm^2

$A_{s.min2}$ $= \frac{1,4}{fy} b . d$

$= \frac{1,4}{420} 650 . 834,5$

$= 1.808,08$ mm^2

$A_{s\ pasang} > A_{s.min}$ (Memenuhi syarat).

$A_{s.max}$ = 0,025 x b x d

= 0,025 x 650 x 834,5

= 13.560,63 mm^2

$A_{s.max} > A_{s.pasang}$ (Memenuhi syarat).

Kesimpulan yang didapatkan bahwa $A_{s.min} < A_{s.pasang} < A_{s.max}$, maka digunakan $A_{s\ pasang}$ = 4.417,86 mm^2

Cek spasi minimum tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1 membahas terkait spasi minimum tulangan yang dipasang sejajar pada satu lapisan horizontal harus tidak kurang dari 25 mm.

S1 $= \frac{b-2.Cc-2.ds-n.db}{n-1}$

$= \frac{650-(2.40)-(2.13)-(9.25)}{9-1}$ = 39,88 mm

S_{max} = 380 $\frac{280}{fs}$ – 2,5 selimut beton

= 380 $\frac{280}{420}$ – 2,5 (40) = 153,33 mm

$S_{.min} < S1 < S_{.max}$

25 mm < 39,88 mm < 153,33 mm (Memenuhi syarat)

Maka, didapat momen nominal sebagai berikut:

M_n $= As.fy.(d - \frac{a}{2})$

$= 4.417{,}86 \,.\, 420.\, (834{,}5 - \frac{83{,}57}{2})$

= 1.470,89 kNm

ϕM_n = 0,9 x Mn

= 0,9 x 1.470,89

= 1.323,80 kNm > Mu = 988,23 kNm **(OK!)**

3. Desain Tulangan Geser

$V_{u\ tumpuan}$ = 657,89 kN

$V_{u\ lapangan}$ = 582,16 kN

a) Tulangan Geser Tumpuan

Faktor Reduksi = 0,75

- Perhitungan Momen Probabilitas (MPr)
  - M_{pr}^- dari Tumpuan Negatif

    Tulangan = 9D25

    $A_{s.use}$ = 4.417,86 mm^2

    a $= \frac{Asuse.(1{,}25.fy)}{0{,}85.fc'.bw}$

    = 139,93 mm

    M_{pr}^- $= As.1{,}25.fy.(d - \frac{a}{2})$

    $= 4.417{,}86 \cdot 1{,}25 \cdot 420 \cdot (834{,}5 - \frac{139{,}93}{2})$

    = 1.773,24 kNm
  - M_{pr}^+ dari Tumpuan Positif

    Tulangan = 5D25

    $A_{s.use}$ = 2.454,37 mm^2

    a $= \frac{Asuse.(1{,}25.fy)}{0{,}85.fc'.bw}$

    = 77,74 mm

    M_{pr}^+ $= As.1{,}25.fy.(d - \frac{Apr}{2})$

    $= 4.417{,}86 \cdot 1{,}25 \cdot 420 \cdot (834{,}5 - \frac{77{,}74}{2})$

    = 1.025,20 kNm
- Gaya Geser Gempa akibar Sendi Plastis

  V_{pr} $= \frac{Mpr^- + Mpr^+}{Ln}$

  = 318,01 kN
- Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi

  V_g = 468,88 kN
- Gaya Geser Desain

  $V_{e1\ Gempa\ Kiri}$ = Vg – Vpr

  = 468,88 – 318,01 = 150,88 kN

  $V_{e2\ Gempa\ Kanan}$ = Vg + Vpr

  = 468,88 + 318,01 = 786,89 kN

Syarat : $V_{pr} > 0{,}5\ V_e$ → $V_c = 0$

318,01 kN < 393,44 kN

- Tulangan Geser

V_c = 0,17.√f'c.b.d

= 0,17 x $\sqrt{30}$ x 650 x 834,5

= 505,07 kN

V_s = $\frac{Vu}{\Phi}$ – Vc

= $\frac{657,89}{0,75}$ – Vc

= 544,12 kN

Batas V_s = 0,66 x $\sqrt{f'c}$ x b x d

= 0,66 x $\sqrt{30}$ x 650 x 900

= 1.932,65

- Kebutuhan Tulangan Geser di Daerah Tumpuan

Asumsi Jumlah Kaki = 4 Buah

A_v = n x $\frac{1}{4}$ x π . ds^2

= 3 x $\frac{1}{4}$ x π . 13^2

= 132,73 mm^2

$S_{.perlu}$ = Av x fys x $\frac{d}{Vs}$

= 132,73 x 420 x $\frac{834,5}{554,12}$

= 256,50 mm

Jarak tulangan yang digunakan S = 100 mm

Syarat:

$S < S_{.max}$ → d/4 dan 150 mm

100 mm < 205,63 dan 150 mm (Memenuhi Syarat)

$V_{s.tumpuan}$ = $Av.fys.\frac{d}{s}$

= 132,73. 420 . $\frac{834,5}{100}$

= 1.395,64 kN

V_n = Vc + Vs

= 487,8 + 1.395,64

= 1.900,71 kN

V_u = 786,89 kN

Cek Kapasitas :

$\phi V_n/V_u \geq 1$ = 1,8 ≥ 1 (Memenuhi Syarat)

Jadi, Tulangan Geser Tumpuan yang digunakan adalah 3D13-100

b) Tulangan Geser Lapangan

Asumsi jumlah kaki = 3 buah

Jarak Tulangan = 150 mm

A_v = n x $\frac{1}{4}$ x π . ds^2

= 3 x $\frac{1}{4}$ x π . 13^2

= 132,73 mm^2

Spasi Max = d/4

= 834,5 / 4

= 208,63 mm

S < S_{Max} → 208,63 < 411,25 mm (Memenuhi Syarat)

$V_{s.Lapangan}$ = $Av.fys.\frac{d}{s}$

= $132,73.420.\frac{834,5}{150}$

= 930,43 kN

V_n = Vc + Vs

= 487,8 + 930,43

= 1.435,49 kN

V_u = 582,16 kN

Cek Kapasitas :

$\phi V_n/V_u \geq 1$ = 1,85 ≥ 1 (Memenuhi Syarat)

Jadi, Tulangan Geser Lapangan yang digunakan adalah 3D13-150.

4. Desain Tulangan Torsi

Diketahui :

T_u = 59,79 kNm

a. Pemeriksaan Geometri Penampang untuk Perhitungan Torsi

A_{cp} = b x h

= 650 x 900 = 585.000 mm^2

P_{cp} = 2. (b + h)

= 2 x (650 + 900) = 3.100 mm

X_o = b - (2.Cc-ds)

= 650 – (2 x 40) – 13

= 583 mm

Y_o = h - (2.Cc-ds)

= 900 – (2 x 40) – 13

= 833 mm

A_{oh} = xo . yo

= 583 x 833

= 485.639 mm^2

P_h = 2 x (xo + yo)

= 2 x (583 + 833)

= 2.832 mm

b. Pemeriksaan kebutuhan tulangan torsi

Faktor Reduksi $\phi = 0,75$

$T_{cr} = \frac{0,33 \; x \; \lambda \; x \; \sqrt{f'c} \; x \; Acp^2}{Pcp}$

= 199.537.536,26 Nmm

= 199,54 kNm

$\frac{\Phi Tcr}{4} = \frac{\Phi 199,54}{4}$

= 37,41 kNm

T_u = 517,4672 kNm > 37,41 kNm (Perlu Tulangan Torsi)

T_u yang digunakan = ϕTcr = 149,65 kNm

V_u.tumpuan = 787,33 kN

V_c = 0,17 x λ x $\sqrt{f'c}$ x b x d

= 0,17 x 1 x $\sqrt{30}$ x 650 x 822,5

= 497.804,49 N

= 497,8 kN

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw\,.\,d}\right)^2+\left(\frac{Tu\,.\,Ph}{1{,}7\,.\,Aoh^2}\right)^2} \le \Phi\left(\frac{Vc}{b.d}+0{,}66\sqrt{f'c}\right)$$

1,473 ≤ 4,31 (Memenuhi Syarat)

c. Perhitungan Tulangan Torsi Transversal

$\frac{At}{s}$ $= \frac{Tu}{2.\Phi.Ao.fys}$

= 0,58 mm^2/mm

d. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Torsi Transversal

$\frac{Av}{s}$ tumpuan $= \frac{\frac{Vu.tumpuan}{\Phi - Vc}}{(fys.d)}$

$= \frac{\frac{787{,}33}{\Phi - 49\ ,8}}{(420.822{,}5)}$

= 1,60 mm^2/mm

$\frac{Av}{s}$ lapangan $= \frac{\frac{Vu.tumpuan}{\Phi - V}}{(fys.d)}$

$= \frac{\frac{391{,}4772}{\Phi - 4\ \ ,8}}{(420.822{,}5)}$

= 0,07 mm^2/mm

$\frac{Av+}{s}$ tumpuan perlu $= 2 + \frac{At}{s} + \frac{Av}{s}$

= 2 + 0,58 + 1,6

= 4,35 mm^2/mm

$\frac{Av+t}{s}$ lapangan perlu $= 2 + \frac{At}{s} + \frac{Av}{s}$

= 2 + 0,58 + 0,07

= 1,29 mm^2/mm

$\frac{Av+t}{s}$ minimal 1 $= \frac{0{,}062\ x\ \sqrt{f'c}\ x\ b}{fys}$

= 0,53 mm^2/mm

$\frac{Av+t}{s}$ minimal 2 $= \frac{0{,}35\ x\ b}{fys}$

$= 0{,}54\ mm^2/mm$

$\frac{Av+t}{s}$ tumpuan.*use* $= \frac{n\ x\ \frac{1}{4}\ x\ \pi\ .ds2}{s}$

$= 5{,}31\ mm^2/mm$

$\frac{Av+t}{s}$ lapangan.*use* $= \frac{n\ x\ \frac{1}{4}\ x\ \pi\ .ds^2}{s}$

$= 1{,}33\ mm^2/mm$

e. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Torsi Longitudinal

$A_l = \frac{At}{s}\ x\ Ph$

$= 0{,}58\ x\ 2.832$

$= 1.629{,}69\ mm^2$

$A_{l.min} = \frac{0{,}42\ x\ \sqrt{f'c}\ x\ Acp}{fy - \left(\frac{At}{s}\right) x Ph}$

$= \frac{0{,}42\ x\ \sqrt{30}\ x\ 585.000}{420 - (0{,}58)\ x\ 2.832}$

$= 1.574{,}48\ mm^2$

Asumsi Jumlah Tulangan Torsi = 6 buah

Diameter Tulangan Torsi = 16 mm

$A_t = n\ x\ \frac{1}{4}\ x\ \pi\ .\ dt^2$

$= 6\ x\ \frac{1}{4}\ x\ \pi\ .\ 16^2$

$= 1.701{,}17\ mm^2$

$A_t = 1.701{,}17\ mm^2 > A_l = 1.629{,}69\ mm^2$ (Memenuhi Syarat)

Tabel 2.37 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Induk

Gaya Dalam Balok dari ETABS										
Kode Balok	***Bentang (m)***	***Aksial (kN)***	***Moment (kNm)***				***Shear (kN)***			***Torsion (kNm)***
		P_u	$M_u^-{}_{tumpuan}$	$M_u^+{}_{tumpuan}$	$M_u^-{}_{lapangan}$	$M_u^+{}_{lapangan}$	$V_{g.tumpuan}$	$V_{u.tumpuan}$	$V_{u.lapangan}$	T_u
B1.1	10	-209,3796	-1107,0257	388,6844	-522,3772	988,2322	468,8839	657,8855	582,1586	-59,7867
B1.2	8	193,9176	-1155,7986	717,5747	-893,1954	1284,8855	373,3178	-769,5571	760,251	158,0281
B1.3	8	199,0229	-869,5389	690,3164	-807,385	1056,0769	285,6476	631,2563	578,7898	158,0095
B2	8	-57,9068	-773,3267	380,3316	-270,8231	538,6982	339,9846	481,1019	412,8666	-60,5298
B3	4	70,2829	-616,3338	573,9498	-80,5471	111,1165	-77,4136	433,2001	387,5277	-48,1427

Tabel 2.38 Rekapitulasi Penulangan Balok Induk

Kode Balok	Bentang (m)	Lokasi	Tulangan Longitudinal	Tulangan Sengkang	Tulangan Torsi
			Keputusan	Keputusan	Keputusan
B1.1	10	Tumpuan (-)	9 D25	4D13-100	6 D16
		Tumpuan (+)	5 D25		
		Lapangan (-)	5 D25	2D13-200	6 D16
		Lapangan (+)	9 D25		
B1.2	8	Tumpuan (-)	9 D25	4D13-70	6 D16
		Tumpuan (+)	5 D25		
		Lapangan (-)	7 D25	4D13-90	6 D16
		Lapangan (+)	9 D25		
B1.3	8	Tumpuan (-)	7 D25	4 D13-85	6 D16
		Tumpuan (+)	5 D25		
		Lapangan (-)	6 D25	3 D13-140	6 D16
		Lapangan (+)	8 D25		
B2	8	Tumpuan (-)	6 D25	3 D13-100	4 D16
		Tumpuan (+)	4 D25		
		Lapangan (-)	3 D25	2 D13-140	4 D16
		Lapangan (+)	5 D25		
B3	4	Tumpuan (-)	6 D25	4 D13-75	4 D16
		Tumpuan (+)	5 D25		
		Lapangan (-)	3 D25	2 D13-150	4 D16
		Lapangan (+)	3 D25		

2.14 Perencanaan Kolom

Pada perencanaan gedung Laboratorium Riset Terpadu Universitas Pembangunan Nasional Veteran Yogyakarta ini, digunakan tiga tipe kolom. Berikut merupakan contoh perhitungan perencanaan kolom dengan dimensi terbesar.

1. **Data perencanaan kolom K1 (900 x 1200)**

KDS	= D
Mutu beton, fc'	= 30 MPa
Diameter tulangan longitudinal	= 32 mm
Diameter tulangan sengkang	= 13 mm
Selimut beton, Cc	= 40 mm
Tinggi kolom, L	= 4.500 mm
Tinggi bersih kolom, Ln	= 3.600 mm
Tinggi kolom atas	= 4.200 mm
Lebar balok, bb	= 650 mm
Tinggi balok, hb	= 900 mm
Lebar kolom, bk	= 900 mm
Tinggi kolom	= 1200 mm
β1	= 0,84
d_{Major}	= 1.112,20 mm
d_{Minor}	= 821,00 mm

2. **Gaya dalam berdasarkan hasil analisis struktur kolom dari ETABS**

Pu	= 9.613,51 kN
Mx	= 1.625,43 kNm
My	= 2.229,42 kNm
Vu	= 851,24 kN

3. **Pemeriksaan ketentuan kolom**

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.2, kolom harus memenuhi syarat sebagai berikut.

b. Dimensi terkecil tidak kurang dari 300 mm

Syarat : 950 mm > 300 mm (Memenuhi syarat)

b. Rasio dimensi penampang terkecil tidak kurang dari 0,4

Syarat : b/h = 1200/950 = 1,623 > 0,4 (Memenuhi syarat)

4. Perhitungan Tulangan Longitudinal

a. Asumsi tulangan 28D32

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.4.1, luas tulangan longitudinal Ast tidak boleh kurang dari 0,01 Ag dan tidak lebih dari 0,06 Ag. Dengan kata lain, rasio tulangan longitudinal dibatasi oleh $0,01 < \rho < 0,06$.

As $= n \times 0,25 \times \pi \times d^2$

$= 28 \times 0,25 \times \pi \times 32^2$

$= 22.518,94\ mm^2$

Ag $= b \times h$

$= 900 \times 1200$

$= 1.080.000\ mm^2$

Rasio, $\rho = \frac{As}{Ag}$

$= \frac{22.518,94}{1.080.000}$

$= 0,0209$

Syarat, $0,01 < 0,0209 < 0,06$ (Memenuhi syarat)

b. Gaya Dalam Kolom K1 dari Hasil Analisis Struktur

Gaya dalam pada kolom K1 hasil analisis struktur dari permodelan ETABS dapat dilihat pada Tabel 2.39 dan Tabel 2.40.

Tabel 2.39 Gaya Dalam Aksial Lentur Kolom

Kondisi	P_u (kN)	M_{ux} (kNm)	M_{uy} (kNm)
$P_{u.max}$	1232,1765	106,0934	239,5002
$P_{u.min}$	-9613,5078	-1258,4488	-1799,3935
M_{2Max}	-196,4084	1396,0328	1426,6751
M_{2Min}	-5189,3132	-1625,4264	-1377,7833
M_{3Max}	593,4363	825,4228	2229,4249
M_{3Min}	-5312,4108	-1095,5978	-2084,9544

V_{2Max}	-1806,1192	1066,3712	1610,5256
V_{2Min}	-4734,4205	-1158,5945	-1798,9694
V_{3Max}	-1212,2805	1024,4496	1634,0912
V_{3Min}	-6064,8913	-1363,2536	-1773,3242

c. Pengecekan Kapasitas Desain Kolom

Tabel 2.40 Momen Nominal Kolom

Kondisi	ϕM_{nx} (kNm)	ϕM_{ny} (kNm)	ϕ	M_{nx} (kNm)	M_{ny} (kNm)
$P_{u.max}$	-1192,15	-2687,95	0,9	1324,61	2986,61
$P_{u.min}$	1892,66	2706,6	0,65	2911,78	4164,00
M_{2Max}	-2549,66	-2604,45	0,9	2832,96	2893,83
M_{2Min}	2983,83	2528,45	0,735	4059,63	3440,07
M_{3Max}	-1075,76	-2906,52	0,9	1195,29	3229,47
M_{3Min}	1770,56	3369,72	0,759	2332,75	4439,68
V_{2Max}	-2131,41	-3219,11	0,9	2368,23	3576,79
V_{2Min}	2073,26	3219,1	0,771	2689,05	4175,23
V_{3Max}	-1963,72	-3133,51	0,9	2181,91	3481,68
V_{3Min}	2263,52	2944,4	0,716	3161,34	4112,29

d. Ketentuan SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2, kekuatan lentur kolom harus memenuhi 2. $Mnc \geq 1{,}2\ (Mn^{-}balok + Mn^{+}balok)$.

Mn kolom (kondisi Pmax) = 1.195,29 kNm

Mn kolom (kondisi Pmin) = 2.893,83 kNm

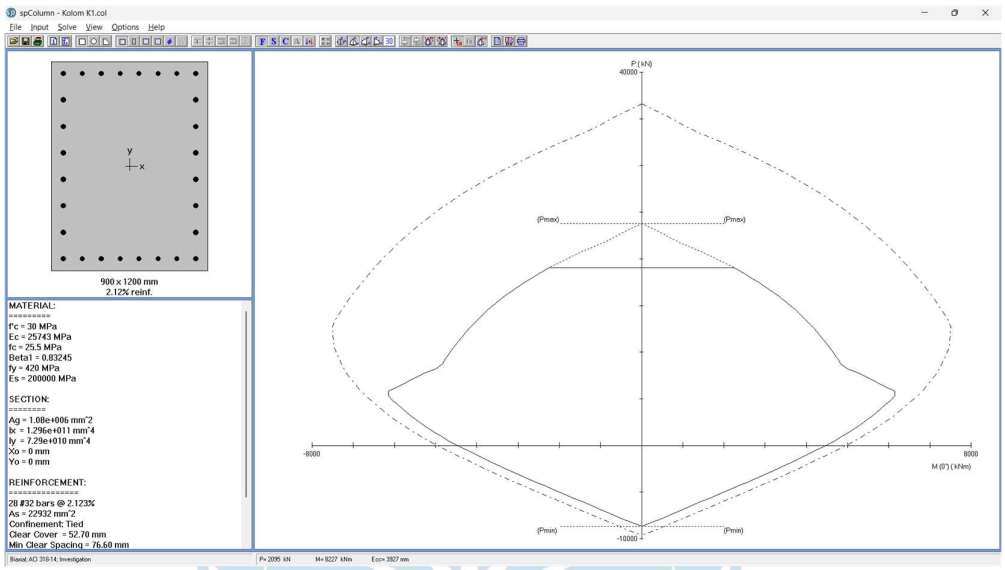
Mn^{-} balok = 1.460,98 kNm

Mn^{+}balok = 1.456,87 kNm

$$Mn\ kolom \geq 1{,}2\ (Mn^{-}balok + Mn^{+}balok)$$

$$1.195{,}29 + 2.893{,}83 \geq 1{,}2\ (1.460{,}98 + 1.456{,}87)$$

$$4.089{,}12 \geq 3.501{,}41 \text{ (Memenuhi syarat)}$$



Gambar 2.39 Diagram Kolom K1

5. Perhitungan tulangan transversal

a. Perhitungan tulangan di daerah sendi plastis (tumpuan)

bc = bw – 2 Cc

= 870 mm

Ag = b x h

= 950 x 1200

= 1.140.000 mm^2

Ach = bc x hc

= 974.400 mm^2

0,3 fc' Ag = 0,3 x (30) x (1.140.000)

= 10.260 kN

Pu = 9.613,51 kN < 10.260 (Memenuhi syarat)

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.4 karena Pu > 0,3 fc' Ag, maka :

$\frac{Ash}{s}$min1 $= 0{,}3 \times \left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right) \times \left(\frac{fc}{fyt}\right)$

$= 0{,}3 \times \left(\frac{1.140.000}{974.400} - 1\right) \times \left(\frac{30}{420}\right)$

$= 0{,}00364$ mm^2/mm

$\frac{As}{s}$min2 $= 0{,}09 \times \frac{fc}{fyt}$

$= 0{,}09 \times \frac{30}{420}$

$= 0{,}00643$ mm^2/mm

Maka diambil nilai $\frac{Ash}{s}$ minimal yang terbesar yaitu 0,00643 mm^2/mm.

Misal digunakan tulangan transversal D13 dengan jumlah kaki 3

Ash $= n \times \pi/4 \times d^2$

$= 3 \times \pi/4 \times 13^2$

$= 16084{,}95$ mm^2

s $= \frac{Ash}{0{,}00643 \times bc}$

$= \frac{16.084{,}95}{0{,}00643 \times 950}$

$= 5{,}5929$ mm^2/mm

Digunakan spasi 75 mm dengan pengecekan :

$\frac{As}{s} = \frac{16084{,}95}{75}$

$= 16{,}084$ mm^2/mm (Memenuhi syarat minimal)

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.3, spasi tulangan transversal tidak melebihi :

1) 0,25 b $= 0{,}25 \times b$

$= 0{,}25 \times 950$

$= 237{,}5$ mm

2) 6d $= 6 \times d$

$= 6 \times 32$

$= 192$ mm

3) S0 $= 100 + \left(\frac{350-h}{3}\right)$

$= 150$ mm

S max $= 150$ mm

S pakai $= 100$ mm

Maka digunakan tulangan 3D13-75 mm

b. Perhitungan gaya geser kolom

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 2847:2019, momen-momen ujung Mpr berdasarkan pada tegangan tarik baja sebesar 1,25 fy.

Mpr kolom = 1391 kNm

Vu $= \frac{2 \times Mpr\ kolom}{Ln}$

$= \frac{2 \times 1.391}{3600}$

= 772.803 kN

Vc $= 0{,}17\sqrt{fc'} \times b \times d$

$= 0{,}17 \times \sqrt{30} \times 950 \times 1.112$

= 983,64 kn

Vs perlu $= \frac{Vu}{\emptyset - Vc}$

$= \frac{772.803}{0{,}75} - 983{,}64$

= 46,76 kN

$\frac{Ash}{s}$min1 $= 0{,}062 \times \sqrt{fc'} \times \frac{bw}{fy}$

$= 0{,}062 \times \sqrt{30} \times \frac{950}{420}$

= 0,77 mm^2/mm

$\frac{Ash}{s}$min2 $= 0{,}35 \times \frac{bw}{fy}$

$= 0{,}35 \times \frac{950}{420}$

= 0,79 mm^2/mm

$\frac{Av}{s}$ $= \frac{Vs}{fy \times d}$

= 0,000462 mm^2/mm

c. Perhitungan tulangan di luar daerah sendi plastis (lapangan)

Misal digunakan jumlah kaki = 6 dan spasi 150 mm

Spasi max 1 = 6 x d

= 192 mm

Spasi max 2 = 150 mm

Maka spasi = 150 mm memenuhi syarat.

Vu = 899,4401 kN

Vc = 983,64 kN

Vs = 215,61 kN

Vc + Vs > Vu

1.199,25 kN > 983,64 kN (Memenuhi syarat)

Maka, digunakan asumsi tulangan dapat digunakan yaitu 3D13-75 mm

Tabel 2.41 Rekapitulasi Perhitungan Kolom

Dimensi			Tumpuan			Lapangan		
Tipe	**b (mm)**	**h (mm)**	**Longitudinal**	**Transversal Sumbu Kuat**	**Transversal Sumbu Lemah**	**Longitudinal**	**Transversal Sumbu Kuat**	**Transversal Sumbu Lemah**
Kolom 1	900	1200	28 D32	3 D13-75	4 D13-75	28 D32	D13-150	D13-150
Kolom 2	800	850	28 D32	4 D13-100	4 D13-100	28 D32	D13-150	D13-150
Kolom 3	700	750	28 D32	4 D13-100	4 D13-100	28 D32	D13-150	D13-150
Kolom 4	400	400	22 D22	4 D13-100	4 D13-100	22 D22	D13-150	D13-150
Kolom 5	300	300	8 D22	4 D13-100	4 D13-100	8 D22	D13-150	D13-150

2.15 Hubungan Balok Kolom

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 2847:2019 pasal 18.8.2.4, *joint* kolom (h) harus minimal setengah dari tinggi balok-balok yang tersambung pada joint tersebut dan berperan dalam menahan gaya geser sebagai bagian dari sistem struktur penahan gempa. Berikut merupakan perhitungan hubungan balok kolom, dengan contoh joint 19 lantai 3.

1. **Dimensi balok dan kolom**

   Kode joint, j = 19

   Dimensi balok, B1.1 = 650 x 900 mm

   Dimensi balok, B1.2 = 500 x 850 mm

   Dimensi balok, B3 = 500 x 800 mm

   Lebar y kolom, c_1 = 900 mm

   Lebar x kolom, c_2 = 1.200 mm

   Panjang bersih kolom, L_n = 3.300 mm

   Selimut Beton, c_c = 40 mm

   Kuat Tekan Beton, f_c' = 30 MPa

   Kuat Leleh Tul. Utama, f_y = 420 Mpa

   Faktor Beton Ringan, λ = 1

2. **Pengecekan Kondisi Muka Joint Terkekang atau Tidak**

   a. Lebar Balok :

   - b_{b1} = 650 mm
   - b_{b2} = 650 mm
   - b_{b3} = 500 mm
   - b_{b4} = 650 mm

   b. Lebar Efektif Muka Joint

   - $b_{eff.1}$ = $b_{b1} + c_1$

     = 650 + 900 = 1.550 mm

     B1.2 = $b_{b1} + (c_2 - b_{b1})$

     = 650 + (1.200 – 650) = 1.200 mm
   - $b_{eff.2}$ = $b_{b2} + c_2$

     = 650 + 1.200 = 1.850 mm

B1.1 $= b_{b2} + (c_1 - b_{b2})$

$= 650 + (900 - 650) = 900$ mm

- $b_{eff.3} = b_{b3} + c_1$

  $= 500 + 900 = 1.400$ mm

B3 $= b_{b3} + (c_2 - b_{b3})$

$= 500 + (1.200 - 500) = 1.200$ mm

- $b_{eff.4} = b_{b4} + c_2$

  $= 650 + 1.200 = 1.620$ mm

B1.2 $= b_{b4} + (c_1 - b_{b4})$

$= 650 + (900 - 650) = 900$ mm

c. Lebar Efektif Joint Penentu

- $b_{eff(x)} = 900$ mm

  $¾ \times b_{eff(x)} = 675$ mm

- $b_{eff(y)} = 1.200$ mm

  $¾ \times b_{eff(y)} = 900$ mm

d. Cek Kondisi Muka Joint

- $¾ \times b_{eff(x)} \geq b_{b1}$ & b_{b3} → Tidak Mengekang

  $675 \text{ mm} \geq 650 \text{ mm}$ & 500 mm → Tidak Mengekang

- $¾ \times b_{eff(y)} \geq b_{b2}$ & b_{b4} → Tidak Mengekang

  $900 \text{ mm} \geq 650$ mm → Tidak Mengekang

e. Luas Efektif Joint Gempa

- $A_{.jX} = b_{eff(x)} \times c_2$

  $= 900 \times 1.200$

  $= 1.080.000 \text{ mm}^2$

- $A_{.jY} = b_{eff(y)} \times c_1$

  $= 1.200 \times 900$

  $= 1.080.000 \text{ mm}^2$

3. Perhitungan Gaya Geser Ultimit Joint Akibat Gempa

a. Data Tulangan Balok

- Tegangan Probabilitas Tulangan

  $f_{pr} = 1{,}25 \cdot f_y = 525$ MPa

- Luas Tulangan Balok yang digunakan

  B1.1 : A_s^- = 4.417,86 mm^2

  A_s^+ = 2.454,37 mm^2

  B1.2 : A_s^- = 4.417,86 mm^2

  A_s^+ = 2.454,37 mm^2

  B3 : A_s^- = 3.436,12 mm^2

  A_s^+ = 2.454,37 mm^2

- Momen Probabilitas Balok

  B1.1 : M_{pr}^- = 1.773,24 mm^2

  M_{pr}^+ = 1.025,20 mm^2

  B1.2 : M_{pr}^- = 1.773,24 mm^2

  M_{pr}^+ = 1.025,20 mm^2

  B3 : M_{pr}^- = 1.407,24 mm^2

  M_{pr}^+ = 1.025,20 mm^2

b. Gaya Geser Ultimit Akibat Gempa

- Gaya Geser pada Kolom

$$V_{.col.1} = \frac{(Mpr^-_{B1.1} + Mpr^+_{B1.2})}{L_n}$$

$$= \frac{(1.773{,}24 + 1.025{,}20)}{3.300}$$

$$= \underline{848{,}01 \text{ kN} \rightarrow \text{Arah } X^+}$$

$$V_{.col.2} = \frac{(Mpr^-_{B1.2} + Mpr^+_{B1.1})}{L_n}$$

$$= \frac{(1.773{,}24 + .025{,}20)}{3.300}$$

$$= \underline{848{,}01 \text{ kN} \rightarrow \text{Arah } X^-}$$

$$V_{.col.3} = \frac{(Mpr^-_{B3} + Mpr^+_{B1.2})}{L_n}$$

$$= \frac{(1.407{,}24 + .025{,}20)}{3.300}$$

$$= \underline{737{,}10 \text{ kN} \rightarrow \text{Arah } Y^+}$$

$$V_{.col.4} = \frac{(Mpr^-_{B1.2} + Mpr^+_{B3})}{L_n}$$

$= \frac{(1.773{,}24 + 1.025{,}20)}{3.300}$

$= \underline{848{,}01 \text{ kN} \rightarrow \text{Arah } Y^-}$

- Gaya Tulangan Lentur Balok

$T_{x1} = f_{pr} + A_s^-{}_{B1.1}$

$= 525 \times 4.417{,}86$

$= 2.319{,}38 \text{ kN}$

$T_{x2} = f_{pr} + A_s^+{}_{B1.1}$

$= 525 \times 2.454{,}37$

$= 1.288{,}54 \text{ kN}$

$T_{x3} = f_{pr} + A_s^-{}_{B1.2}$

$= 525 \times 4.417{,}86$

$= 2.319{,}38 \text{ kN}$

$T_{x4} = f_{pr} + A_s^+{}_{B1.2}$

$= 525 \times 2.454{,}37$

$= 1.288{,}54 \text{ kN}$

$T_{y1} = f_{pr} + A_s^-{}_{B3}$

$= 525 \times 3.436{,}12$

$= 1.803{,}96 \text{ kN}$

$T_{y2} = f_{pr} + A_s^+{}_{B3}$

$= 525 \times 2.454{,}37$

$= 1.288{,}54 \text{ kN}$

$T_{y3} = f_{pr} + A_s^-{}_{B1.2}$

$= 525 \times 4.417{,}86$

$= 2.319{,}38 \text{ kN}$

$T_{y4} = f_{pr} + A_s^+{}_{B1.2}$

$= 525 \times 2.454{,}37$

$= 1.288{,}54 \text{ kN}$

- Gaya Geser Ultimit pada Joint

$V_{ux}^+ = T_{x1} + T_{x4} - V_{.col.1}$

$= 2.319{,}38 + 1.288{,}54 - 848{,}01$

$= 2.759{,}91$ kN

$V_{ux}^{-} = T_{x2} + T_{x3} - V_{.col.2}$

$= 1.288{,}54 + 2.319{,}54 - 848{,}01$

$= 2.759{,}91$ kN

$V_{uy}^{+} = T_{y1} + T_{y4} - V_{.col.3}$

$= 1.803{,}96 + 1.288{,}54 - 848{,}01$

$= 2.355{,}40$ kN

$V_{uy}^{-} = T_{y2} + T_{y3} - V_{.col.4}$

$= 1.288{,}54 + 2.319{,}38 - 848{,}01$

$= 2.759{,}91$ kN

4. Kapasitas Joint

- Konfigurasi Joint = 3
- Kekuatan Geser Nominal Joint Gempa

$V_{nx} = 1 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times A_{jX}$

$= 1 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1.080.000$

$= 5.915{,}40$ kN

$V_{ny} = 1 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times AjY$

$= 1 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1.080.000$

$= 5.915{,}40$ kN

$\phi V_{nx} = 0{,}75 \times 5.915{,}40$

$= 5.028{,}09$ kN

$\phi V_{nx} = 0{,}75 \times 5.915{,}40$

$= 5.028{,}09$ kN

- Gaya Geser Ultimit

Gaya geser ultimit diambil dari hasil perhitungan terbesar pada “Gaya Geser Ultimit Akibat Gempa” di setiap arah nya, berikut:

$V_{ux} = \text{Max} (V_{ux}^{+} \,\&\, V_{ux}^{-})$

$= \text{Max} (2.759{,}91 \,\&\, 2.759{,}91)$

= 2.759,91 kN

V_{uy} = Max (V_{uy}^{+} & V_{uy}^{-})

= Max (2.355,40 & 2.759,91)

= 2.759,91 kN

- Cek Keamanan Kapasitas Joint Terhadap Geser Ultimit

  Syarat, $\phi V_{nx} \geq V_{ux}$ → 5.028,09 kN ≥ 2.759,91 kN → **(OK!)**

  $\phi V_{ny} \geq V_{uy}$ → 5.028,09 kN ≥ 2.759,91 kN → **(OK!)**

Tabel 2.42 Rekapitulasi Hubungan Balok Kolom

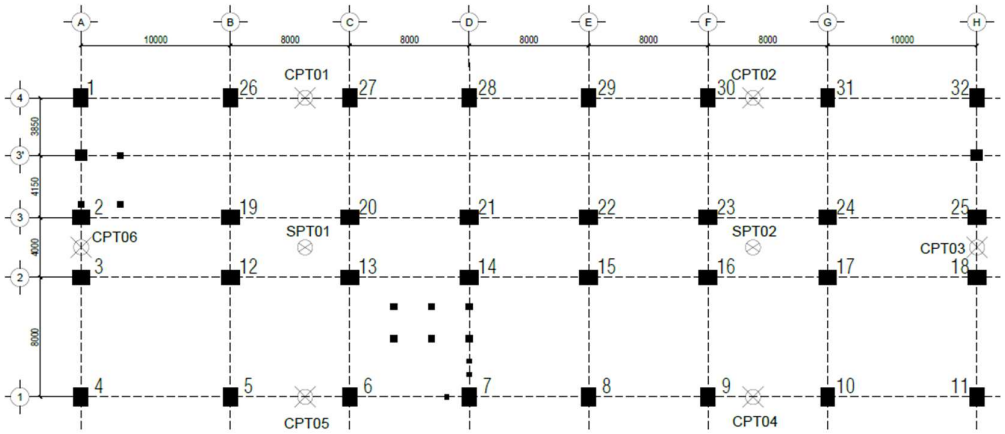
Lantai	Kode Joint	Jumlah Rangka	Kode Kolom	Balok (X^+ & X^-)	Balok (Y^+ & Y^-)	V_{nx}	V_{ny}	V_{ux}	V_{uy}	Cek Syarat
3	19	4	K1	B1.1 & B1.2	B3 & B1.2	5.915,40	5.915,40	2.759,91	2.759,91	**OK!**
	2	3	K1	B1.1	B1.2 & B3	5.915,40	5.915,40	2.759,91	2.759,91	**OK!**
	5	3	K1	B1.1 & B1.2	B1.2	5.915,40	5.915,40	2.759,91	2.759,91	**OK!**
	4	2	K1	B1.1	B1.2	5.915,40	5.915,40	2.759,91	2.759,91	**OK!**
4	19	4	K2	B1.1 & B2	B3 & B1.3	3.165,84	3.165,84	2.580,44	2.466,09	**OK!**
	2	3	K2	B1.1	B1.3 & B3	3.165,84	3.165,84	2.759,91	2.466,09	**OK!**
	5	3	K2	B1.1 & B1.3	B2	3.165,84	3.165,84	2.355,40	2.005,48	**OK!**
	4	2	K2	B1.1	B1.3	3.165,84	3.165,84	2.759,91	2.870,82	**OK!**
Atap	13	4	K3	B2 & B2	B3 & B2	2.875,54	2.875,54	2.005,48	2.228,55	**OK!**
	2	3	K3	-	B1.3	2.875,54	2.875,54	0	2.355,40	**OK!**
	5	3	K3	B1.1 & B1.3	B2	2.875,54	2.875,54	2.433,64	2.005,48	**OK!**
	4	2	K3	B1.1	B1.3	2.875,54	2.875,54	2.244,49	2.244,49	**OK!**

2.16 Data Karakteristik Tanah

Fondasi adalah elemen struktur yang berfungsi menyalurkan beban dari bangunan ke tanah dasar secara aman dan stabil serta mencegah terjadinya penurunan diferensial yang dapat membahayakan struktur. Pada kondisi tanag dengan lapisan permukaan yang memiliki daya dukung rendah atau tidak stabil, diperlukan penggunaan fondasi dalam agar beban struktur dapat ditersukan ke lapisan tanah yang lebih keras pada kedalaman tertentu. Salah satu jenis fondasi dalam yang banyak digunakan pada konstruksi bangunan bertingkat dan proyek infrastruktur adalah fondasi tiang bor (*bored pile*). Fondasi ini dibentuk dengn cara mengebor tanah hingga kedalaman yang direncanakan, kemudian memasukkan tulangan dan pengecoran beton di dalam lubang bor. Penggunaan *bored pile* dipilih dalam perencanaan ini karena mampu mencapai kedalaman yang cukup untuk memperoleh daya dukung yang memadai, dapat digunakan pada area dengan kondisi tanah yang bervariasi, serta memiliki keunggulan dalam metode pelaksanaan yang minim getaran dan kebisingan. Hal ini menjadikan *bored pile* sangat sesuai diterapkan pada lokasi proyek yang berada di lingkungan terbangun atau dekat dengan bangunan eksisting agar tidak menimbulkan gangguan maupun kerusakan pada struktur di sekitarnya.

Adapula gedung yang dirancang merupakan Proyek Pembangunan Gedung Laboratorium Riset Terpadu Universitas Pembangunan Nasional Veteran Yogyakarta yang terdiri dari enam lantai. Proyek ini memiliki lahan yang cukup luas untuk difungsikan sebagai lahan parkir sehingga tidak dibutuhkan basement maupun gedung parkir. Data penyelidikan tanah yang digunakan pada perencanaan

ini diambil melalui metode pengujian *Standard Penetration Test* (SPT) sebanyak dua titik.



Gambar 2.40 Titik Investigasi Geoteknik

2.16.1 Pengujian *Standard Penetration Test* (SPT)

Standard Penetration Test (SPT) adalah salah satu metode uji lapagan yang paling umum digunakan dalam penyelidikan tanah untuk memperoleh gambaran kondisi stratifikasi tanah serta memperkirakan parameter teknis tanah yang diperlukan dalam perencanaan fondasi. Berdasarkan hasil penyelidikan tanah di lokasi proyek, jenis tanah didominasi oleh lapisan pasir dengan variasi kepadatan pada setiap kedalaman. Pengujian dilaksanakan melalui kegiatan pengeboran dua titik yaitu *borehole* 1 (BH-01) dan *borehole* 2 (BH-02) seperti pada gambar 2.40 hingga kedalaman 30 meter dari permukaan tanah untuk mendapatkan profil tanah secara vertikal. Selama pengeboran, dilakukan pengambilan sampel tanah pada interval tertentu serta penetapan nilai N-SPT pada setiap kedalaman, yaitu jumlah pukulan yang diperlukan untuk menumbuk konus baja sejauh 15 cm ke dalam tanah menggunakan palu 63,5 kg yang dijatuhkan dari ketinggian 76 cm.

Nilai N-SPT ini sangat penting karena dapat digunakan untuk menilai tingkat kepadatan tanah pasir serta kekuatan relatin tanah terhadap beban , khususnya dalam analisis daya dukung tiang. Selain itu, dari penyelidikan diperoleh informasi bahwa muka air tanah (*groundwater table*) berada pada

kedalaman 15 meter dari permukaan tanah, sehingga pengaruh tekanan air pori perlu dipertimbangkan dalam interpretasi nilai SPT pada lapisan bawah. Hasil lengkap penyelidikan lapangan ditampilkan dalam bentuk *bore log* pada Tabel 2.41 dan Tabel 2.42 yang memuat deskripsi jenis tanah per lapisan, warna serta nilai N-SPT.

Tabel 2.43 Bore Log 1 (BH-01)

Kedalaman (m)	Tebal (m)	N1	N2	N3	N-SPT	Deskripsi Tanah
2	2	2	4	6	10	Pasir sedang (coklat, abu-abu)
4	2	9	15	17	32	
6	2	9	18	21	39	Pasir kasar (coklat, abu-abu)
8	2	7	9	12	21	
10	2	7	9	9	18	Pasir sedang (coklat, abu-abu)
12	2	8	10	14	24	
14	2	8	9	9	18	
16	2	7	8	10	18	
18	2	7	8	9	17	
20	2	7	8	9	17	
22	2	8	9	10	19	
24	2	8	13	26	39	Pasir berkerikil (abu-abu)
26	2	8	14	26	40	
28	2	9	13	28	41	
30	2	9	13	28	41	

Tabel 2.44 Bore Log 2 (BH-02)

Kedalaman (m)	Tebal (m)	N1	N2	N3	N-SPT	Deskripsi Tanah
2	2	4	6	7	13	Pasir sedang (coklat, abu-abu)
4	2	10	16	21	37	

6	2	10	16	21	37	Pasir kasar (coklat, abu-abu)
8	2	9	10	12	22	Pasir sedang (coklat, abu-abu)
10	2	7	8	8	16	
12	2	8	10	11	21	
14	2	6	6	10	16	Pasir kasar (coklat, abu-abu)
16	2	7	8	10	18	
18	2	7	8	9	17	
20	2	7	8	9	17	
22	2	8	9	12	21	
24	2	10	16	21	37	
26	2	10	17	21	38	Pasir berkerikil (abu-abu)
28	2	11	20	24	44	
30	2	12	22	24	46	

2.17 Dinding Beton

Dinding beton penahan tanah merupakan elemen bangunan yang dirancang untuk menahan tekanan lateral tanah sehingga permukaan tanah di satu sisi dapat dipertahankan pada elevasi yang berbeda dari sisi lainnya. Struktur ini bekerja dengan menahan gaya dorong tanah aktif, tekanan air pori, serta beban tambahan lain yang mungkin muncul di atas permukaan tanah. Secara prinsip, dinding penahan tanah berfungsi menjaga stabilitas massa tanah agar tidak mengalami pergeseran, kelongsoran, atau keruntuhan akibat gaya gravitasi maupun perubahan kondisi lingkungan.

Pada gedung ini direncanakan digunakan dinding struktural penahan tanah dengan kedalaman 1,2 meter sebagai elemen untuk menahan gaya lateral dari tanah di sampingnya. Berikut merupakan perhitungan dari dinding struktural penahan tanah.

Data perencanaan:

Tebal minimum, tmin = 190 mm (SNI 2847:2019 tabel 11.3.1.1)

Tebal digunakan, t = 300 mm

Tinggi dinding, h = 1200 mm

Lebar sloof, B = 600 mm

Tinggi sloof, H = 900 mm

Berdasarkan Mitchel & Katti (1981) untuk N60 di antara 5 – 10 digunakan nilai *unit weight* sebesar 14,14 – 18,07 kN/m^3. Maka untuk kedalaman 0 – 2 meter diketahui nilai N60 sebesar 8,25 sehingga hasil interpolasi *unit weight* dari lapisan tersebut adalah 16,69 kN/m^3 dan sudut geser dalam sebesar 31,30.

Tabel 2.45 Korelasi Nilai N60 Berdasarkan Mitchell & Katti (1981)

N60	**ϕ**	**γ (kN/m^3)**
0 – 4	0 – 30	11,00 – 15,71
5 – 10	30 – 32	14,14 – 18,07
10 – 30	32 – 35	17,28 – 20,42
30 – 50	35 – 38	17,28 – 22,00
>50	38 – 45,5	20,42 – 23,56

Berat jenis tanah, γ = 16,69 kN/m^3

Sudut geser dalam, Θ = 31,30

Panjang dinding, l = 10 m

1. Momen terjadi

a. Beban terjadi

Berat bata ringan, Wbr = 3,086 kN/m

Berat plesteran, Wp = 0,792 kN/m

Berat di atas dinding, W1 = Wbr + 2 x Wp

= 3,086 + 2 x 0,792

= 4,670 kN/m

Berat sendiri dinding, W2 = γb x h x t

= 23,544 x 1,2 x 300

= 8,476 kN/m

Berat sendiri sloof, W3 = γb x B x H

= 23,544 x 0,6 x 0,9

= 14,833 kN/m

Berat tanah di atas sloof, W4 $= \frac{B-t}{2} \times \gamma \times h$

$= \frac{600-300}{2} \times 16{,}69 \times 1{,}2$

= 4,007 kN/m

Beban lalu lintas di atas tanah, Wl = 10 kN/m^2

(SNI 8460:2017 Tabel 24)

Berat akibat beban merata lalu lintas, W5 $= \frac{H-B}{2} \times Wl$

$= \frac{0{,}9-0{,}7}{2} \times 10$

= 1 kN/m

Berat pelat lantai, Wp = 15,85 kN/m^2

Berat pelat lantai di atas sloof, W6 = Wp x l

= 15,85 x 10

= 1,59 kN/m

b. Jarak beban terhadap terhadap ujung luar dinding

x_1 = 0,75 m

x_2 = 0,75 m

x_3 = 0,75 m

x_4 = 0,50 m

x_5 = 0,50 m

x_6 = 1,30 m

c. Momen beban terhadap ujuang luar dinding

Untuk perhitungan momen digunakan rumus berikut.

M_1 = W x l x X

= 4,670 x 10 x 0,75

= 35,021 kNm

Rekapitulasi perhitungan momen terdapat pada Tabel 2.43 berikut.

Tabel 2.46 Rekapitulasi Momen Yang Terjadi Pada Dinding Struktural Akibat Beban Vertikal

No.	Berat, W (kN/m)	Panjang dinding, l (m)	Jarak dari ujung dinding, x (m)	Momen terjadi, M (kNm)
1	4, 670	10	0,75	35,021
2	8,476	10	0,75	63,569
3	14,833	10	0,75	111,245
4	4,007	10	0,500	20,033
5	1	10	0,500	5,000
6	1,59	10	1,300	206,078
Total (Mw)				**440,947**

2. Parameter stabilitas

Koefisien tekanan aktif, Ka $= \frac{1-sin\theta}{1+sin\theta}$

$= 0{,}658$

Koefisien tekanan pasif, Kp $= \frac{1}{Ka}$

$= \frac{1}{0{,}658}$

$= 1{,}52$

a. Tekanan aktif

Akibat beban merata lalu lintas, Pa_1 = Ka x q x H

= 0,658 x 1 x 2,1

= 138,202 kN

Akibat tekanan tanah aktif, Pa_2 $= \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma \times H^2$

$= \frac{1}{2} \times 0{,}658 \times 16{,}69 \times 2{,}1^2$

= 242,257 kN

Total, Pa = $Pa_1 + Pa_2$ = 380,458 kN

b. Tekanan pasif

Akibat beban merata pelat, Pp_1 = Kp x q x H

= 1,52 x 15,9 x 0,9

= 216,789 kN

Akibat tekanan tanah pasif, Pp_2 $= \frac{1}{2} \times Kp \times \gamma \times H^2$

$= \frac{1}{2} \times 1{,}52 \times 16{,}69 \times 0{,}9^2$

= 102,739 kN

Total, Pp = $Pp_1 + Pp_2$ = 319,528 kN

c. Jarak beban lateral terhadap ujung dinding

La_1 = 1,275 m

La_2 = 0,85 m

La_3 = 0,675 m

La_4 = 0,4 m

d. Momen beban terhadap ujung luar dinding

Untuk perhitungan momen terhadap ujung luar dinding digunakan rumus sebagai berikut:

M = P x L

= 138,202 x 1,275

= 176,207 kNm

Rekapitulasi perhitungan momen terdapat pada Tabel 2.44 berikut.

Tabel 2.47 Rekapitulasi Momen Yang Terjadi Pada Dinding Struktural Akibat Beban Lateral

Jenis Beban	Tekanan (kN)	Jarak, L (m)	Momen (kNm)
Pa_1	138,202	1,275	176,207
Pa_2	242,257	0,850	205,918
Pp_1	216,789	0,675	146,333
Pp_2	102,739	0,400	41,096
Mg =	Pa – Pp =		194,697

3. Stabilitas terhadap guling

Momen penahan, Mw = 440,97 kNm

Momen guling, Mg = 194,697 kNm

SF $= \frac{Mw}{Mg}$

$= \frac{440,97}{194,697}$

= 2,265 ≥ 1,5 (AMAN)

4. Stabilitas terhadap geser

Total beban vertikal, Pv = 48,837 kN/m

Total beban lateral, Pl = 38,046 kN/m

Tahanan tanah depan dinding bagian dalam, Pp_2 = 31,953 kN/m

Gesekan dasar, f = Pv x tan (Ɵ)

= 48,837 x tan (31,30)

= 29,693 kN/m

Tahanan geser lateral, Tg = Pp2 + f

= 31,953 + 29,693

= 61,646 kN/m

SF $= \frac{Tg}{Pl}$

$= \frac{61,646}{38,046}$

= 1,62 ≥ 1,5 (AMAN)

5. Penulangan vertikal dinding

Kuat tekan beton, fc' = 30 Mpa

Kuat leleh tulangan, fy = 420 Mpa

Modulus elastisitas beton, Ec $= 4700 \times \sqrt{fc}$

$= 4700 \times \sqrt{30}$

= 25742,9602 Mpa

Modulus elastisitas baja, Es = 200.000 Mpa

β1 $= 0,85 - (0,05 \times \frac{fc'-28}{7})$

$= 0,85 - (0,05 \times \frac{30-2}{7}) = 0,8357$

Lebar pelat dinding, b = 1 m (tinjauan)

Tebal pelat dinding, t = 300 mm

Diameter tulangan, dv = 16 mm

Jarak antar tulangan, sv = 200 mm

Jumlah tulangan tekan, nv $= \frac{b}{s}$

$= \frac{1000}{200}$

= 5 buah

Luasan tulangan terpasang, Asv_1 $= nv \times \frac{1}{4} \times \pi \times dv^2$

$= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$

= 1005,3096 mm^2/m

Spasi maksimum, $smax_1$ $= 3 \times t$

$= 3 \times 300$

= 900 mm

Spasi maksimum, $smax_2$ = 450 mm

Digunakan spasi terkecil untuk spasi maksimum yaitu:

smax = 450 mm

sv = 200 mm

sv ≤ smax

200 ≤ 450 (AMAN)

Selimut bersih dinding, Cc = 50 mm

Tebal selimut beton ke tulangan, d' $= Cc + \frac{dv}{2}$

$= 50 + \frac{16}{2}$

= 58 mm

Tebal efektif pelat, dt = t – d'

= 300 – 58

= 242 mm

Tinggi blok beton, a $= \frac{As \times fy}{0{,}85 \times fc' \times 1000}$

$= \frac{1005{,}3096 \times 200000}{0{,}85 \times 30 \times 1000}$ = 16,56 mm

Lokasi garis netral, c $= \frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{16,56}{0,8357}$

= 19,813 mm

Regangan tulangan, εs $= \frac{dt-c}{c} \times 0,003$

$= \frac{242-1\ ,913}{19,813} \times 0,003$

= 0,0336

Faktor reduksi, ϕ $= 0,65 + \frac{\varepsilon s-0,002}{0,003} \times 0,25$

$= 0,65 + \frac{0,00336\quad ,002}{0,003} \times 0,25$

= 3,287

Karena ϕ > 0,9, maka digunakan ϕ = 0,9.

Kapasitas lentur, Mn $= As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 1005,3096 \times 200000 \times \left(242 - \frac{16,56}{2}\right)$

= 98,68 kNm

Kapasitas lentur tereduksi, ϕMn = ϕ x Mn

= 0,9 x 98,68

= 88,16 kNm

Momen ultimit, Mu = 38,213 kNm

ϕMn > Mu

88,16 kNm > 38,213 kNm (AMAN)

6. Penulangan horizontal dinding

Luas tulangan minimum, Asreq = 0,002 x t

= 0,002 x 300

= 600 mm^2/m

Diameter tulangan, dh = 13 mm

Jarak antar tulangan, sh = 100 mm

Jumlah tulangan, nh $= \frac{b}{s}$

$= \frac{1000}{100}$ = 10 buah

Luas tulangan, Ash $= nh \times \frac{1}{4} \times \pi \times dh^2$

$= 10 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$

$= 1327$ mm^2/m

Ash > Asreq

1327 mm^2 > 600 mm^2 (AMAN)

7. Kapasitas geser dinding dan penulangan

Faktor reduksi, ϕ = 0,75

Gaya geser ultimit, Vu = 61,416 kN

Kapasitas geser nominal beton, Vc $= 0{,}17 \times fc' \times 0{,}5 \times 1000 \times dt$

$= 0{,}17 \times 30 \times 0{,}5 \times 1000 \times 242$

= 225,33 kN

Kapasitas geser dinding tereduksi, ϕVc = ϕ x Vc

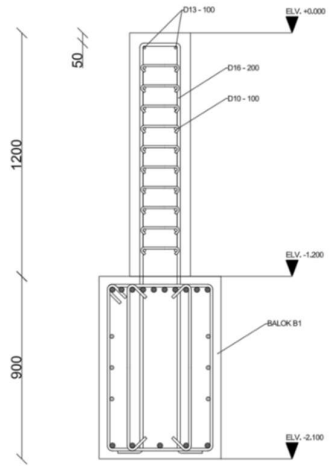
= 0,75 x 225,33

= 168,99 kN

Vu < ϕVc

61,416 kN < 168,99 kN

Karena, Vu < ϕVc maka tidak diperlukan tulangan geser dinding.



Gambar 2.41 Dinding Beton Semi-Basement

2.18 Kapasitas Dukung Tiang Bor

Fondasi tiang bor (*bored pile*) merupakan salah satu jenis fondasi dalam yang digunakan untuk menyalurkan beban struktur ke lapisan tanah keras di kedalaman tertentu. Secara umum, daya dukung ultimit tiang bor terdiri dari dua komponen utama, yaitu tahanan ujung tiang (*end bearing*) dan tahanan gesek selimut tiang (*skin friction*), yang dinyatakan dengan persamaan berikut:

$$Qp = Qp + Qs$$

Dimana Qp = tahanan ujung tiang dan Qs = tahanan selimut tiang. Pada perencanaan ini, dilakukan pengujian daya dukung tiang dengan metode Meyerhof (1956) . Metode ini mengembangkan cara perhitungan daya dukung tiang berdasarkan data uji *in-situ* seperti SPT atau CPT, dengan tujun untuk memperkirakan kontribusi tahanan ujung dan gesekan selimut secara terpisah. Pada metode ini nilai N-SPT dikorelasikan dengan parameter kekuatan tanah, kemudian digunakan untuk menentukan tahanan ujung tiang dan tahanan selimut tiang. Keunggulan metode ini adalah memperhitungkan kontribusi masing-masing lapisan tanah secara terpisah, sehingga memberikan estimasi yang lebih realistis terhadap kondisi lapangan dibandingkan metode sederhana lainnya. Berikut merupakan contoh perhitungan daya dukung tiang pada elevasi 24 meter.

Tinggi gedung	= 36 meter
Kedalaman fondasi (T_f)	= 24 meter
Kedalaman pile cap (T_{pc})	= 3,75 meter
Panjang tiang (T tiang)	= 20,25 meter
Diameter Tiang (d)	= 800 mm
Safety Factor	= 2,5

1. Tahanan ujung tiang

Dalam menghitung tahanan ujung tiang, diperlukan nilai perlawanan konus (qc). Nilai qc pada tanah pasir untuk wilayah Yogyakarta memiliki korelasi dengan data N-SPT seperti pada tabel 2.46 berikut.

Tabel 2.48 Tabel Korelasi N-SPT dan qc

Jenis Tanah	**Satuan**	
	MPa	**kg/cm²**
Pasir	N < 30 → $q_c = N/4$ N 30 – 40 → $q_c = N/2{,}5$ N > 40 → $q_c = N/1{,}5$	N < 30 → q_c = 2,5.N N 30 – 40 → q_c = 4.N N > 40 → q_c = 6.N
Lempung	N < 30 → $q_c = N/8$ N 30 – 40 → $q_c = N/3$ N > 40 → $q_c = N/1{,}5$	N < 30 → q_c = 1,25.N N 30 – 40 → q_c = 3.N N > 40 → q_c = 6.N

Luas tiang (A_b) $= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times (0{,}8)^2$

= 0,503 m²

q_c = N-SPT x Faktor Pengali

= 39 x 4

= 156 kg/cm²

4D = 4 x d

= 4 x 0,8 m

= 3,2 m

Nrerata sepanjang 4D di bawah ujung tiang = 40,6

q_{c1} = Nrerata di bawah ujung tiang x Faktor pengali

= 40,6 x 4

= 162,4 kg/cm² = 1624 ton/m²

8D = 8 x d

= 8 x 0,8 m

= 6,4 m

Nrerata sepanjang 8D di atas ujung tiang = 17,2

q_{c2} = Nrerata di atas ujung tiang x Faktor pengali

= 17,2 x 2,5

= 43 kg/cm² = 430 ton/m²

Qb $= \frac{qc1+q}{2} \times Ab$

$= \frac{1624+430}{2} \times 0{,}503$

= 512,390 ton

Berikut hasil rekapitulasi untuk seluruh dimensi diameter dari tiang yang direncanakan:

Tabel 2.49 Rekapitulasi Tahanan Ujung Tiang Kedalaman 24 Meter (BH-01)

Diameter (m)	Kedalaman Tiang (m)	Qb (ton)
0,4	24	128,781
0,6	24	285,145
0,8	24	512,390

Tabel 2.50 Rekapitulasi Tahanan Ujung Tiang Kedalaman 24 Meter (BH-02)

Diameter (m)	Kedalaman Tiang (m)	Qb (ton)
0,4	24	135,613
0,6	24	298,211
0,8	24	524,688

2. Tahanan selimut tiang

Metode Meyerhof menggunakan korelasi nilai N-SPT ditunjukkan dalam perhitungan berikut.

Keliling tiang (K) $= \pi \times d$

$= \pi \times 0{,}8\ m$

= 2,513 m

Luas Selimut Tiang (As) = T tiang x K

= 20,05 x 2,513

= 50,3911 m^2

Qs = 2 x N-SPT x As

= 2 x 38 x 50,3911

= 3829,7271 kN = 390,390 ton

Berikut hasil rekapitulasi untuk seluruh dimensi dari tiang yang direncanakan:

Tabel 2.51 Rekapitulasi Tahanan Selimut Tiang Kedalaman 24 Meter (BH-01)

Diameter (m)	Kedalaman Tiang (m)	Qs (ton)
0,4	24	200.332
0,6	24	300.498
0,8	24	400,664

Tabel 2.50 Rekapitulasi Tahanan Selimut Tiang Kedalaman 24 Meter (BH-02)

Diameter (m)	Kedalaman Tiang (m)	Qs (ton)
0,4	24	195,195
0,6	24	292,793
0,8	24	390,390

3. Kapasitas dukung tiang bor

Wp = Ab x T tiang x γbeton

= 0,503 x 20,05 x 2,4

= 24,188 ton

Qi $= \frac{Qb+Qs}{SF} - Wp$

$= \frac{512,390 + 400,664}{2,5} - 24,188$

= 341,843 ton

Berikut rekapitulasi kapasitas dukung tiang bor berdasarkan dimensi diameter tiang di kedalaman 24 meter:

Tabel 2.52 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Tiang Bor (BH-01)

Diameter (m)	Kedalaman Tiang (m)	Qi (ton)
0,4	24	125,598
0,6	24	220,652
0,8	24	341,034

Tabel 2.53 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Tiang Bor (BH-02)

Diameter (m)	Kedalaman Tiang (m)	Qi (ton)
0,4	24	126,276
0,6	24	222,796
0,8	24	341,843

4. Jumlah Tiang

Didapat nilai Fz pada kolom nomor 1 dari aplikasi ETABS ditambah dengan berat tanah dan berat pile cap setebal 1,4 meter sebesar 165,026 ton.

$n = \frac{Fz}{Qi}$

$= \frac{8.775,19}{341,843}$

= 3,04 ≈ 4 buah digunakan 4 buah tiang

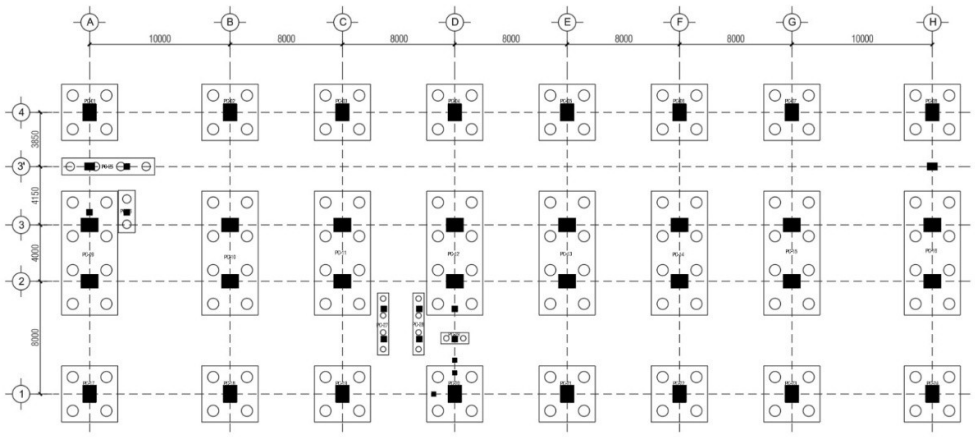
Dari hasil perhitungan kapasitas dukung tiang bor pada kedalaman 24 meter, digunakan tiang bor sepanjang 20,25 meter dengan diameter 0,8 meter dan berjumlah 4 buah tiang pada satu *pile cap*.

Kemudian, dikarenakan terdapat beberapa kolom yang memiliki jarak yang cukup dekat serta memiliki gaya aksial yang serupa maka *pile cap* dari kolom-kolom tersebut disatukan seperti pada Tabel 2.53 sedangkan denah lokasi *pile cap* dapat dilihat pada Gambar 2.42.

Tabel 2.54 Rekapitulasi Jumlah Tiang Bor

Kode *Pile Cap*	Fz (ton)	Qi (ton)	Jumlah Tiang
1	928,42	341,034	4
2	1034,67	341,034	4
3	964,88	341,034	4
4	940,80	341,034	4
5	940,63	341,843	4
6	983,49	341,843	4
7	1039,41	341,843	4
8	1034,15	341,843	4
9	1875,00	341,034	8
10	2143,84	341,034	8
11	1874,20	341,034	8
12	1988,62	341,034	8
13	1972,41	341,843	8
14	2095,35	341,843	8
15	2269,00	341,843	8
16	1691,70	341,843	8
17	836,71	341,034	4
18	1034,78	341,034	4
19	879,07	341,034	4
20	1106,00	341,034	4
21	959,84	341,843	4
22	1000,88	341,843	4
23	1047,16	341,843	4
24	846,54	341,034	4
25	470,56	220,652	4
26	344,26	220,652	2
27	268,65	125,598	4

28	266,31	125,598	4
29	240,55	125,598	2



Gambar 2.42 Denah Lokasi Pile Cap

2.19 Perencanaan Dimensi *Pile Cap*

Pile cap merupakan elemen struktur yang berfungsi mengikat beberapa tiang fondasi menjadi satu kesatuan untuk menahan dan menyalurkan gaya dari kolom atau struktur atas menuju tanah melalui tiang. Dalam sistem fondasi dalam, *pile cap* memiliki peran yang sangat penting, terutama dalam kondisi di mana satu tiang tidak mampu memikul seluruh beban yang bekerja. Melalui *pile cap*, beban vertikal, gaya lateral, serta momen akibat eksentrisitas beban dapat didistribusikan secara merata ke tiang dalam satu kelompok (*pile group*). Oleh karena itu, perencanaan *pile cap* harus dilakukan dengan mempertimbangkan aspek kekuatan, kekakuan, stabilitas, serta ketentuan teknis menurut standar yang berlaku.

Menurut SNI 8460:2017 tentang Perancangan Geoteknik, perencanaan *pile cap* harus dimulai dengan penentuan jarak antar tiang (*center to center spacing*) untuk menghindari peningkatan penurunan kelompok (*group settlement*) dan efek penurunan kapasitas akibat interaksi tanah antar tiang. Berdasarkan Pasal 9.7.1.2, jarak sumbu ke sumbu antar tiang tidak boleh kurang dari keliling tiang atau minimal 2,5 kali diameter tiang (2,5d) untuk tiang berbentuk lingkaran. Jarak antar tiang ini juga berfungsi untuk menjamin ketersediaan ruang pada saat pelaksanaan

pekerjaan pengeboram atau pemancangan agar tidak terjadi gangguan struktur tanah yang dapat menyebabkan deviasi atau kemiringan tiang.

Selain jarak antar tiang, perencanaan *pile cap* juga harus memperhatikan jarak antara sumbu tiang terhadap tepi *pile cap* (*edge distance*). Jarak ini digunakan untuk menjamin transfer gaya dari *pile cap* ke tiang secara efektif, menghindari keruntuhan tepi (*edge shear failure*), serta memungkinkan pemasangan tulangan dengan benar, jarak sumbu tiang terhadap tepi *pile cap* dianjurkan minimum sebesar 1d hingga 2d sehingga dihasilkan data sebagai berikut:

1. ***Design Pile Cap*** **Tipe 1:**

   Dimensi kolom = 900 x 1200 mm

   Tebal *pile cap* = 1400 mm

   Diameter tiang = 800 mm

   Jarak *as to as* tiang = 3 D

   = 3 x 800

   = 2400 mm

   = 2,4 m

   Jarak *as to* tepi *pile cap* = D

   = 800 mm

   = 0,8 m

   Dikarenakan *pile cap* menggunakan 4 tiang maka bentuk *pile cap* yang digunakan adalah persegi, sehingga panjang dan lebar *pile cap* adalah sama (B=L).

   Dimensi *pile cap* (B=L) = Jarak *as to as* tiang + (2 x Jarak *as to* tepi *pile cap*)

   = 2,4 + 1,6

   = 4 m

   Luas *pile cap* = B *pile cap* x L *pile cap*

   = 4 x 4

   = 16 m^2

2. ***Design Pile Cap*** **Tipe 2:**

   Dimensi kolom = 900 x 1200 mm

   Tebal *pile cap* = 1400 mm

Diameter tiang = 800 mm

Jarak *as to as* tiang = 3 D

= 3 x 800

= 2400 mm

= 2,4 m

Jarak *as to* tepi *pile cap* = D

= 800 mm

= 0,8 m

Dikarenakan *pile cap* menggunakan 8 tiang maka bentuk *pile cap* yang digunakan adalah persegi panjang, maka dimensi *pile cap* sebagai berikut:

Panjang *pile cap* (L) = Jarak *as to as* tiang + 2 x Jarak *as to* tepi *pile cap*

= 2,4 + 1,6

= 4 m

Lebar *pile cap* (B) = Jarak *as to as* tiang + 2 x Jarak *as to* tepi *pile cap*

= 2,4 +2,4 + 2,4 + 1,6

= 8,8 m

Luas *pile cap* = 4 x 8,8

= 35,2 m^2

3. *Design Pile Cap* Tipe 3:

Dimensi kolom = 400 x 400 mm

Tebal *pile cap* = 1400 mm

Diameter tiang = 400 mm

Jarak *as to as* tiang = 3 D

= 3 x 400

= 1200 mm

= 1,2 m

Jarak *as to* tepi *pile cap* = D

= 400 mm

= 0,4 m

Dikarenakan *pile cap* menggunakan 4 tiang maka bentuk *pile cap* yang digunakan adalah persegi panjang, maka dimensi *pile cap* sebagai berikut:

Panjang *pile cap* (L) = Jarak *as to as* tiang + 2 x Jarak *as to* tepi *pile cap*
= 1,2 + 1,2 + 1,2 + 0,8
= 4,4 m

Lebar *pile cap* (B) = 2 x Jarak *as to* tepi *pile cap*
= 0,8 m

Luas *pile cap* = 4,4 x 0,8
= 3,52 m^2

4. *Design Pile Cap* Tipe 4:

Dimensi kolom = 400 x 400 mm

Tebal *pile cap* = 1400 mm

Diameter tiang = 600 mm

Jarak *as to as* tiang = 3 D
= 3 x 400
= 1200 mm
= 1,2 m

Jarak *as to* tepi *pile cap* = D
= 400 mm
= 0,4 m

Dikarenakan *pile cap* menggunakan 2 tiang maka bentuk *pile cap* yang digunakan adalah persegi panjang, maka dimensi *pile cap* sebagai berikut:

Panjang *pile cap* (L) = Jarak *as to as* tiang + 2 x Jarak *as to* tepi *pile cap*
= 2 m

Lebar *pile cap* (B) = 2 x Jarak *as to* tepi *pile cap*
= 0,8 m

Luas *pile cap* = 2 x 0,8
= 1,6 m^2

5. *Design Pile Cap* Tipe 5:

Dimensi kolom = 400 x 400 mm

Tebal *pile cap* = 1400 mm

Diameter tiang = 600 mm

Jarak *as to as* tiang = 3 D

= 3 x 600

= 1800 mm

= 1,8 m

Jarak *as to* tepi *pile cap* = D

= 600 mm

= 0,6 m

Dikarenakan *pile cap* menggunakan 2 tiang maka bentuk *pile cap* yang digunakan adalah persegi panjang, maka dimensi *pile cap* sebagai berikut:

Panjang *pile cap* (L) = 2 x Jarak *as to* tepi *pile cap*

= 1,2 m

Lebar *pile cap* (B) = Jarak *as to as* tiang + 2 x Jarak *as to* tepi *pile cap*

= 1,8 + 1,2

= 3

Luas *pile cap* = 1,2 x 3

= 3,6 m^2

6. *Design Pile Cap* Tipe 6:

Dimensi kolom = 500 x 700 mm

Tebal *pile cap* = 1400 mm

Diameter tiang = 600 mm

Jarak *as to as* tiang = 3 D

= 3 x 600

= 1800 mm

= 1,8 m

Jarak *as to* tepi *pile cap* = D

= 600 mm

= 0,6 m

Dikarenakan *pile cap* menggunakan 4 tiang maka bentuk *pile cap* yang digunakan adalah persegi panjang, maka dimensi *pile cap* sebagai berikut:

Panjang *pile cap* (L) = 3 x Jarak *as to as* tiang + 2 x Jarak *as to* tepi *pile cap*

= 1,8 + 1,8 +1,8 + 1,2

= 6,6 m

Lebar *pile cap* (B) = 2 x Jarak *as to* tepi *pile cap*

= 1,2 m

Luas *pile cap* = 6,6 x 1,2

= 7,92 m^2

2.20 Efisiensi Kelompok Tiang

Efisiensi kelompok tiang adala rasio antara kapasitas daya dukung tiang yang bekerja secara kelompok terhadap jumlah kapasitas daya dukung tiang tunggal. Nilai efisiensi ini menunjukkan seberapa efektif kelompok tiang dalam memikul beban struktur. Dalam kenyataannya, kapasitas kelompok tiang sering kali tidak sama dengan jumlah kapasitas masing-masing tiag secara individual karena adanya interaksi antar tiang melalui tanah di sekitarnya. Interaksi ini menyebabkan terjadinya tumpang tindih zona tegangan sehingga distribusi beban antar tiang menjadi tidak merata. Oleh karena itu, perhitungan efisiensi diperlukan agar kapasitas daya dukung kelompok tiang tidak dinilai terlalu tinggi (*overestimate*) maupun terlalu rendah (*underestimate*), sehingga desain fondasi tetap aman dan ekonomis.

Beberapa metode empiris digunakan untuk menentukan efisiensi kelompok tiang, yaitu metode Converse-Labarre, Seiler-Keeney, dan Los Angeles Group Action. Pada perencanaan ini digunakan metode Converse-Labarre. Adapula rumus efisiensi menurut metode Converse-Labarre sebagai berikut:

$$\eta = 1 - \frac{\theta(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

Keterangan:

m = Banyak kolom tiang dalam kelompok

n = Banyak baris tiang dalam kelompok

Ɵ = $\tan^{-1}\left(\frac{d}{s}\right)$

d = Diameter tiang

s = Jarak antar tiang *as to as*

1. Efisiensi pada *pile cap* tipe 1

Diketahui data-data sebagai berikut:

m = 2

n = 2

Ɵ = $\tan^{-1}\left(\frac{d}{s}\right)$

= $\tan^{-1}\left(\frac{0,8}{2,4}\right)$

= 2,888057

h = $1 - \frac{2,88057(2-1)2+(2-1)2}{90\times2\times2} = 0,98 = 98\%$

2. Efisiensi pada *pile cap* tipe 2

Diketahui data-data sebagai berikut:

m = 2

n = 4

Ɵ = $\tan^{-1}\left(\frac{d}{s}\right)$

= $\tan^{-1}\left(\frac{0,8}{2,4}\right)$

= 2,888057

h = $1 - \frac{2,88057(4-1)2+(2-1)4}{90\times2\times4} = 0,97 = 97\%$

3. Efisiensi pada *pile cap* tipe 3

Diketahui data-data sebagai berikut:

m = 1

n = 4

Ɵ = $\tan^{-1}\left(\frac{d}{s}\right)$

= $\tan^{-1}\left(\frac{0,6}{1,8}\right)$

= 2,888057

h = $1 - \frac{2,88057(4-1)1+(1-1)4}{90\times1\times4} = 0,98 = 98\%$

4. Efisiensi pada *pile cap* tipe 4

Diketahui data-data sebagai berikut:

m = 1

n = 2

Ɵ = $\tan^{-1}\left(\frac{d}{s}\right)$

= $\tan^{-1}\left(\frac{0,6}{1,8}\right)$

= 2,888057

h = $1 - \frac{2,88057(2-1)1+(1-1)2}{90\times1\times2} = 0,98 = 98\%$

5. Efisiensi pada *pile cap* tipe 5

Diketahui data-data sebagai berikut:

m = 1

n = 4

Ɵ = $\tan^{-1}\left(\frac{d}{s}\right)$

= $\tan^{-1}\left(\frac{0,4}{1,2}\right)$

= 2,888057

h = $1 - \frac{2,88057(4-1)1+(1-1)4}{90\times1\times4} = 0,98 = 98\%$

6. Efisiensi pada *pile cap* tipe 6

Diketahui data-data sebagai berikut:

m = 2

n = 1

Ɵ = $\tan^{-1}\left(\frac{d}{s}\right)$

= $\tan^{-1}\left(\frac{0,4}{1,2}\right)$

= 2,888057

h = $1 - \frac{2,88057(1-1)2+(2-1)1}{90\times2\times1} = 0,99 = 99\%$

2.21 Gaya Pada Kelompok Tiang

Perhitungan gaya pada tiang fondasi dilakukan untuk mengetahui besar beban yang diterima oleh masing-masing tiang akibat kombinasi beban vertikal dan momen yang bekerja pada *pile cap*. Analisis ini penting karena distribusi beban pada kelompok tiang tidak selalu merata, tergantung posisi tiang terhadap pusat beban serta besarnya momen yang terjadi. Dengan mengetahui gaya maksimum pada tiap tiang, dapat dipastikan bahwa kapasitas daya dukung tiang tidak terlampaui dan penurunan diferensial dapat dikendalikan. Selain itu, hasil perhitungan ini menjadi dasar dalam mengevaluasi efisiensi susunan tiang serta enentukan apakah diperlukan penyesuaian jumlah atau posisi tiang agar sistem fondasi bekerja secara aman dan stabil. Dalam menghitung besarnya gaya yang terjadi pada masing-masing tiang dapat digunakan rumus sebagai berikut:

$$Pi = \frac{Pu}{n} \pm \frac{Mytotal \times xi}{\Sigma xi^2} \pm \frac{Mxtotal \times yi}{\Sigma yi^2}$$

Keterangan:

Pi = Beban terjadi pada tiap tiang

Pu = Beban aksial kolom + berat *pile cap* + berat tanah di atas *pile cap*

n = Jumlah tiang dalam satu *pile cap*

My = Momen arah y dari reaksi tumpuan kolom

Mx = Momen arah x dari reaksi tumpuan kolom

xi = Koordinat tiang arah x dari titik tinjauan

yi = Koordinat tiang arah y dari titik tinjauan

Σxi^2 = Jumlah koordinat x dari setiap tiang pada tiap *pile cap*

Σyi^2 = Jumlah koordinat y dari setiap tiang pada tiap *pile cap*

Sebelum menghitung gaya yang diterima masing-masing tiang, perlu terlebih dahulu ditentukan letak pusat resultan gaya yang bekerja pada *pile cap*. Titik ini menggambarkan posisi gabungan dari seluruh beban vertikal dan momen yang bekerja, sehingga menjadi acuan dalam menganalisis distribusi beban pada tiap tiang. Adapun persamaannya sebagai berikut:

- Tinjau pada sumbu x

  $\Sigma Mx = 0$

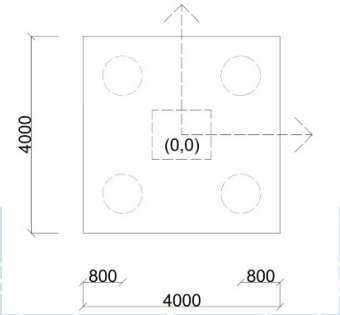
Pu x Jarak kolom terhadap titik acuan + My – Pu x X = 0

- Tinjau pada sumbu y

  ΣMx = 0

  Pu x Jarak kolom terhadap titik acuan + Mx – Pu x Y = 0

Maka dari itu, dicantumkan contoh perhitungan pada *pile cap* dengan kode kolom 1 seperti pada Gambar 2.43 sebagai berikut :



Gambar 2.43 Titik Tinjauan *Pile Cap*

Diketahui :

n = 4

Pu = 3284,22 kN

Mx = 4185,28 kNm

My = 2595,70 kNm

1. **Perhitungan pusat resultan gaya arah x**

   Pu x Jarak kolom terhadap titik acuan + My – Pu × X = 0

   3284,22 × 0 + 2595,70 – 3284,22 × X = 0

   X = 0,28 m

2. **Perhitungan pusat resultan gaya arah y**

   Pu x Jarak kolom terhadap titik acuan + Mx – Pu x Y = 0

   3284,22 x 0 + 4185,28 – 3284,22 x Y = 0

   Y = 0,45 m

3. **Menentukan pusat kelompok tiang arah x dan y dari titik acuan (0,0)**

   Xt = 0 m

   Yt = 0 m

4. Perhitungan eksentrisitas *pile cap*

ex = pusat kelompok tiang arah x – pusat resultan gaya arah x

= Xt – X

= 0 – 0,28

= -0,28 m

ey = pusat kelompok tiang arah y – pusat resultan gaya arah y

= Yt – Y

= 0 – 0,45

= -0,45 m

5. Perhitungan momen total terhadap eksentrisitas

Mx total = Pu x ex = 3284,22 x (-0,28) = -2595,70 kNm

My total = Pu x ey = 3284,22 x (-0,45) = -4185,28 kNm

6. Perhitungan gaya pada tiang (Pi tiang)

Dalam menghitung gaya pada tiang, dibutuhkan kooordinat masing-masing tiang seperti pada Tabel 2.53.

Tabel 2.55 Titik Koordinat Masing-masing Tiang

Nomor Tiang	xi	yi	xi^2	yi^2
	m	m	m^2	m^2
1	-1,2	-1,2	23,04	23,04
2	1,2	-1,2	23,04	23,04
3	-1,2	1,2	23,04	23,04
4	1,2	1,2	23,04	23,04

$$P_1 = \frac{3284,22}{4} + \frac{-4185,28 \times (-1,2)}{23,04} + \frac{-2595,70 \times (-1,2)}{23,04} = 2623,78 \text{ kN}$$

$$P_2 = \frac{3284,22}{4} + \frac{-418\ ,28 \times (1,2)}{23,04} + \frac{-2595,70 \times (-1,2)}{23,04} = 2250,09 \text{ kN}$$

$$P_3 = \frac{3284,22}{4} + \frac{-4185,28 \times (-1,2)}{23,04} + \frac{-2595,70 \times (1,2)}{23,04} = 2392,02 \text{ kN}$$

$$P_4 = \frac{3284,22}{4} + \frac{-4185,28 \times (1,2)}{23,04} + \frac{-25\ \ ,70 \times (1,2)}{23,04} = 2018,33 \text{ kN}$$

7. Perhitungan daya dukung izin tiang (Qi) setelah efisiensi

$Q_{izin\ tiang}$ = 3.423,9115 kN

η tipe 1 = 0,98

$Q_{izin\ reduksi}$ = $Q_{izin\ tiang}$ x η

= 3.410,34 x 0,98 = 3.326,89 kN

8. Cek $Q_{izin\ reduksi} > P_{i\ tiang}$

Setelah diperhitungkan faktor efisiensi kelompok tiang, kapasitas izin tiang yang telah direduksi perlu dibandingkan dengan beban yang diterima maisng-masing tiang. Perbandingan ini bertujuan untuk memastikan bahwa gaya maksimum pada setiap tiang masih berada di bawah kapasitas izin yang tersedia, sehingga fondasi bekerja aman dan tidak mengalami kegagalan akibat beban berlebih.

- Tiang 1

  Qizin reduksi > P_1

  3.349,95 kN > 2623,78 kN (Memenuhi Syarat)
- Tiang 2

  Qizin reduksi > P_2

  3.349,95 kN > 2250,09 kN (Memenuhi Syarat)
- Tiang 3

  Qizin reduksi > P_3

  3.349,95 kN > 2392,02 (Memenuhi Syarat)
- Tiang 4

  Qizin reduksi > P_4

  3.349,95 kN > 2018,33 (Memenuhi Syarat)

Adapula rekapitulasi perhitungan gaya pada tiang seperti pada Tabel 2.55.

Tabel 2.56 Rekapitulasi Gaya pada Kelompok Tiang

Pile Cap No.	n tiang	Kode Tiang	Xi	Yi	Pu (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	X (m)	Y (m)	Xt (m)	Yt (m)	Xi^2	Yi^2	ex (m)	ey (m)	Mx Total (kNm)	My Total (kNm)	Pi (kN)	η	Q izin	Q izin reduksi	Cek Q izin > Pi
1	4	P1	-1,2	-1,2	9284,22	4185,28	2595,70	0,28	0,45	0	0	23,04	23,04	-0,28	-0,45	-2595,70	-4185,28	2623,78	0,98	3410,34	3326,89	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2250,09				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2392,02				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2018,33				AMAN
2	4	P1	-1,2	-1,2	10346,70	4069,34	2530,47	0,24	0,39	0	0	23,04	23,04	-0,24	-0,39	-2530,47	-4069,34	2881,31	0,98	3410,34	3326,89	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2517,97				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2655,37				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2292,04				AMAN
3	4	P1	-1,2	-1,2	9648,77	3966,11	2569,75	0,27	0,41	0	0	23,04	23,04	-0,27	-0,41	-2569,75	-3966,11	2703,97	0,98	3410,34	3326,89	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2349,85				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2474,53				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2120,41				AMAN
4	4	P1	-1,2	-1,2	9408,04	3870,20	2564,56	0,27	0,41	0	0	23,04	23,04	-0,27	-0,41	-2564,56	-3870,20	2639,28	0,98	3410,34	3326,89	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2293,72				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2410,30				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2064,74				AMAN
5	4	P1	-1,2	-1,2	9406,27	4003,74	2564,13	0,27	0,43	0	0	23,04	23,04	-0,27	-0,43	-2564,13	-4003,74	2644,78	0,98	3418,43	3334,79	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2287,30				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2415,84				AMAN

		P4	1,2	1,2							23,04	23,04					2058,36				AMAN
6	4	P1	-1,2	-1,2	9834,86	4296,90	2564,10	0,26	0,44	0	0	23,04	23,04	-0,26	-0,44	-2564,10	-4296,90	2765,01	0,98	3418,43	3334,79	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2381,36				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2536,07				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2152,42				AMAN
7	4	P1	-1,2	-1,2	10394,09	4594,69	2588,93	0,25	0,44	0	0	23,04	23,04	-0,25	-0,44	-2588,93	-4594,69	2919,22	0,98	3418,43	3334,79	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2508,98				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2688,07				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2277,83				AMAN
8	4	P1	-1,2	-1,2	10341,54	4948,00	2443,31	0,24	0,48	0	0	23,04	23,04	-0,24	-0,48	-2443,31	-4948,00	2915,35	0,98	3418,43	3334,79	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2473,57				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2697,20				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2255,42				AMAN
9	8	P1	-1,2	-3,6	18749,98	137,43	127,79	0,01	0,01	0	0	92,16	368,64	-0,01	-0,01	-127,79	-137,43	2346,79	0,97	3410,34	3309,31	AMAN
		P2	1,2	-3,6								92,16	368,64					2343,21				AMAN
		P3	-1,2	-1,2								92,16	368,64					2345,95				AMAN
		P4	1,2	-1,2								92,16	368,64					2342,37				AMAN
		P5	-1,2	1,2								92,16	368,64					2345,12				AMAN
		P6	1,2	1,2								92,16	368,64					2341,54				AMAN
		P7	-1,2	3,6								92,16	368,64					2344,29				AMAN
		P8	1,2	3,6								92,16	368,64					2340,71				AMAN
10	8	P1	-1,2	-3,6	21438,38	5012,50	8329,95	0,39	0,23	0	0	92,16	368,64	-0,39	-0,23	-8329,95	-5012,50	2826,41	0,97	3410,34	3309,31	AMAN
		P2	1,2	-3,6								92,16	368,64					2695,88				AMAN
		P3	-1,2	-1,2								92,16	368,64					2772,18				AMAN
		P4	1,2	-1,2								92,16	368,64					2641,65				AMAN
		P5	-1,2	1,2								92,16	368,64					2717,95				AMAN
		P6	1,2	1,2								92,16	368,64					2587,41				AMAN

		P7	-1,2	3,6								92,16	368,64					2663,72				AMAN
		P8	1,2	3,6								92,16	368,64					2533,18				AMAN
11	8	P1	-1,2	-3,6	18742,03	4848,75	8326,77	0,44	0,26	0	0	92,16	368,64	-0,44	-0,26	-8326,77	-4848,75	2487,21	0,97	3410,34	3309,31	AMAN
		P2	1,2	-3,6								92,16	368,64					2360,94				AMAN
		P3	-1,2	-1,2								92,16	368,64					2432,99				AMAN
		P4	1,2	-1,2								92,16	368,64					2306,72				AMAN
		P5	-1,2	1,2								92,16	368,64					2378,78				AMAN
		P6	1,2	1,2								92,16	368,64					2252,51				AMAN
		P7	-1,2	3,6								92,16	368,64					2324,57				AMAN
		P8	1,2	3,6								92,16	368,64					2198,30				AMAN
12	8	P1	-1,2	-3,6	19886,23	4898,39	124,51	0,01	0,25	0	0	92,16	368,64	-0,01	-0,25	-124,51	-4898,39	2550,78	0,97	3410,34	3309,31	AMAN
		P2	1,2	-3,6								92,16	368,64					2423,21				AMAN
		P3	-1,2	-1,2								92,16	368,64					2549,97				AMAN
		P4	1,2	-1,2								92,16	368,64					2422,40				AMAN
		P5	-1,2	1,2								92,16	368,64					2549,15				AMAN
		P6	1,2	1,2								92,16	368,64					2421,59				AMAN
		P7	-1,2	3,6								92,16	368,64					2548,34				AMAN
		P8	1,2	3,6								92,16	368,64					2420,78				AMAN
13	8	P1	-1,2	-3,6	19724,05	4929,18	8333,11	0,42	0,25	0	0	92,16	368,64	-0,42	-0,25	-8333,11	-4929,18	2611,07	0,97	3418,43	3317,17	AMAN
		P2	1,2	-3,6								92,16	368,64					2482,70				AMAN
		P3	-1,2	-1,2								92,16	368,64					2556,81				AMAN
		P4	1,2	-1,2								92,16	368,64					2428,45				AMAN
		P5	-1,2	1,2								92,16	368,64					2502,56				AMAN
		P6	1,2	1,2								92,16	368,64					2374,20				AMAN
		P7	-1,2	3,6								92,16	368,64					2448,31				AMAN
		P8	1,2	3,6								92,16	368,64					2319,95				AMAN
14	8	P1	-1,2	-3,6	20953,47	5287,31	8344,86	0,40	0,25	0	0	92,16	368,64	-0,40	-0,25	-8344,86	-5287,31	2769,52	0,97	3418,43	3317,17	AMAN

		P2	1,2	-3,6								92,16	368,64					2631,83				AMAN
		P3	-1,2	-1,2								92,16	368,64					2715,19				AMAN
		P4	1,2	-1,2								92,16	368,64					2577,50				AMAN
		P5	-1,2	1,2								92,16	368,64					2660,87				AMAN
		P6	1,2	1,2								92,16	368,64					2523,17				AMAN
		P7	-1,2	3,6								92,16	368,64					2606,54				AMAN
		P8	1,2	3,6								92,16	368,64					2468,85				AMAN
15	8	P1	-1,2	-3,6	22689,96	5621,74	8342,12	0,37	0,25	0	0	92,16	368,64	-0,37	-0,25	-8342,12	-5621,74	2990,91	0,97	3418,43	3317,17	AMAN
		P2	1,2	-3,6								92,16	368,64					2844,51				AMAN
		P3	-1,2	-1,2								92,16	368,64					2936,60				AMAN
		P4	1,2	-1,2								92,16	368,64					2790,20				AMAN
		P5	-1,2	1,2								92,16	368,64					2882,29				AMAN
		P6	1,2	1,2								92,16	368,64					2735,89				AMAN
		P7	-1,2	3,6								92,16	368,64					2827,98				AMAN
		P8	1,2	3,6								92,16	368,64					2681,58				AMAN
16	8	P1	-1,2	-3,6	16916,97	6055,36	8261,90	0,49	0,36	0	0	92,16	368,64	-0,49	-0,36	-8261,90	-6055,36	2274,15	0,97	3418,43	3317,17	AMAN
		P2	1,2	-3,6								92,16	368,64					2116,46				AMAN
		P3	-1,2	-1,2								92,16	368,64					2220,36				AMAN
		P4	1,2	-1,2								92,16	368,64					2062,67				AMAN
		P5	-1,2	1,2								92,16	368,64					2166,57				AMAN
		P6	1,2	1,2								92,16	368,64					2008,88				AMAN
		P7	-1,2	3,6								92,16	368,64					2112,79				AMAN
		P8	1,2	3,6								92,16	368,64					1955,09				AMAN
17	4	P1	-1,2	-1,2	8367,14	4326,53	2474,34	0,30	0,52	0	0	23,04	23,04	-0,30	-0,52	-2474,34	-4326,53	2395,40	0,98	3410,34	3326,89	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2009,10				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2174,47				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					1788,18				AMAN

18	4	P1	-1,2	-1,2	10347,81	4031,81	2533,56	0,24	0,39	0	0	23,04	23,04	-0,24	-0,39	-2533,56	-4031,81	2880,05	0,98	3410,34	3326,89	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2520,07				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2653,84				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2293,86				AMAN
19	4	P1	-1,2	-1,2	8790,66	3927,46	2556,14	0,29	0,45	0	0	23,04	23,04	-0,29	-0,45	-2556,14	-3927,46	2487,11	0,98	0,98	3410,34	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2136,45				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2258,88				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					1908,22				AMAN
20	4	P1	-1,2	-1,2	11060,05	3813,07	2472,35	0,22	0,34	0	0	23,04	23,04	-0,22	-0,34	-2472,35	-3813,07	3045,61	0,98	0,98	3410,34	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2705,16				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2824,87				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2484,41				AMAN
21	4	P1	-1,2	-1,2	9598,43	3954,49	2536,77	0,26	0,41	0	0	23,04	23,04	-0,26	-0,41	-2536,77	-3954,49	2689,39	0,98	0,98	3418,43	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2336,32				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2462,90				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2109,82				AMAN
22	4	P1	-1,2	-1,2	10008,81	4245,36	2555,38	0,26	0,42	0	0	23,04	23,04	-0,26	-0,42	-2555,38	-4245,36	2805,81	0,98	0,98	3418,43	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2426,76				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2577,65				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2198,60				AMAN
23	4	P1	-1,2	-1,2	10471,64	4540,24	2526,63	0,24	0,43	0	0	23,04	23,04	-0,24	-0,43	-2526,63	-4540,24	2933,40	0,98	0,98	3418,43	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2528,02				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2707,80				AMAN
		P4	1,2	1,2								23,04	23,04					2302,42				AMAN
24	4	P1	-1,2	-1,2	8465,40	4973,58	2439,44	0,29	0,59	0	0	23,04	23,04	-0,29	-0,59	-2439,44	-4973,58	2447,29	0,98	0,98	3410,34	AMAN
		P2	1,2	-1,2								23,04	23,04					2003,22				AMAN
		P3	-1,2	1,2								23,04	23,04					2229,48				AMAN

		P4	1,2	1,2							23,04	23,04					1785,41				AMAN
25	4	P1	-2,7	0	4705,62	569,42	665,03	0,18	0,12	0	0	51,84	0,00	-0,18	-0,12	-862,96	-569,42	1206,06	0,99	0,99	2206,52	AMAN
		P2	-0,9	0								51,84	0,00					1186,29				AMAN
		P3	0,9	0								51,84	0,00					1166,52				AMAN
		P4	2,7	0								51,84	0,00					1146,75				AMAN
26	2	P1	0	-0,9	3442,60	120,74	100,41	0,03	0,04	0	0	0,00	3,24	-0,03	-0,04	-100,41	-120,74	1749,19	0,98	2206,52	2171,11	AMAN
		P2	0	0,9								0,00	3,24					1693,41				AMAN
27	4	P1	0	-1,8	2686,48	197,98	192,87	0,07	1,11	0	0	0,00	23,04	-0,07	-1,11	-192,87	-2970,99	686,69	0,98	1255,98	1225,75	AMAN
		P2	0	-0,6								0,00	23,04					676,64				AMAN
		P3	0	0,6								0,00	23,04					666,60				AMAN
		P4	0	1,8								0,00	23,04					656,55				AMAN
28	4	P1	0	-1,8	2663,10	168,52	197,60	0,07	0,19	0	0	0,00	23,04	-0,07	-0,19	-197,60	-505,09	681,21	0,98	1255,98	1225,75	AMAN
		P2	0	-0,6								0,00	23,04					670,92				AMAN
		P3	0	0,6								0,00	23,04					660,63				AMAN
		P4	0	1,8								0,00	23,04					650,34				AMAN
29	2	P1	-0,6	0	2405,54	183,72	77,46	0,03	0,08	0	0	1,44	0,00	-0,03	-0,08	-77,46	8,72	1199,14	0,99	1255,98	1249,00	AMAN
		P2	0,6	0								1,44	0,00					1206,40				AMAN

2.22 Penurunan Segera

Penurunan fondasi secara umum terbagi menjadi dua jenis, yaitu penurunan konsolidasi dan penurunan segera. Penurunan konsolidasi terjadi pada tanah berbutir halus seperti lempung, di mana air pori keluar perlahan sehingga penurunan berlangsung lama. Sebaliknya, penurunan segera (*immediate settlement*) terjadi pada tanah berbutir kasar seperti pasir yang berpermeabilitas tinggi, sehingga air pori cepat keluar dan deformasi tanah berlangsung hampir seketika setelah pembebanan. Besarnya penurunan segera dipengaruhi oleh besarnya tegangan yang diteruskan ke tanah, modulus elastisitas tanah, serta dimensi dan bentuk fondasi yang digunakan.

Berdasarkan hasil uji SPT pada lokasi penelitian, diketahui bahwa lapisan tanah di area fondasi sepenuhnya terdiri dari tanah pasir, sehingga jenis penurunan yang dominan adalah penurunan segera, sedangkan penurunan konsolidasi dapat diabaikan. Pada kondisi ini, deformasi tanah terutama berasal dari pergeseran dan pemampatan butiran pasir akibat beban struktur. Oleh karena itu, analisis penurunan dalam penelitian ini difokuskan pada penurunan segera kelompok tiang, yang dihitung menggunakan metode Meyerhoff (1976) untuk memperkirakan besarnya deformasi yang terjadi akibat interaksi antar tiang. Adapula rumus penurunan Meyerhof sebagai berikut :

$$Sg\ (mm) = \frac{0{,}92 \times q \times \sqrt{Bg \times I}}{Nkoreksi}$$

Dimana :

Bg = Lebar *pile cap*

Lg = Panjang *pile cap*

I = Faktor pengaruh $= 1 - \frac{L}{8 \times Bg} \geq 0{,}5$

q = Tekanan rata-rata $= \frac{Qizin}{Lg \times Bg}$

L = Panjang tiang yang tertanam

2.22.1 Penurunan Kelompok Tiang

Perhitungan penurunan kelompok tiang dilakukan untuk memastikan bahwa fondasi tidak hanya kuat menahan beban, tetapi juga memiliki deformasi vertikal yang masih dalam batas aman. Metode Meyerhof memberikan pendekatan praktis dengan mempertimbangkan sifat tanah, jarak antar tiang, serta jumlah tiang dalam kelompok. Dengan analisis ini, dapat diketahui apakah penurunan yang terjadi masih berada dalam batas yang diizinkan. Berdasarkan SNI 8460:2017 pasal 9.2.4.3, penurunan total yang diizinkan untuk bangunan gedung adalah maksimum 15 cm + b/600 (dengan b adalah lebar *pile cap* dalam cm), sedangkan beda penurunan (*differential settlement*) yang diizinkan adalah sebesar 1/300 dari jarak antar titik yang ditinjau. Adapula contoh perhitungan sebagai berikut :

2. Penurunan tiang kelompok pada *pile cap* tipe 1

Diketahui data-data sebagai berikut :

Panjang pile cap = 4 m

Lebar pile cap = 4 m

Panjang tiang = 20,05 m

N-SPT tiang (N_{60}) = 40,70

N-SPT koreksi (N^*) $= 15 + 0{,}5(N_{60} - 15)$

$= 15 + 0{,}5(40{,}70 - 15)$

$= 27{,}85$

Qg = 7665,32 kN

Tekanan rata-rata (q) $= \frac{Qg}{Lg \times Bg}$

$= \frac{7665{,}32}{4 \times 4}$

$= 395{,}94$ kN/m^2

Faktor pengaruh (I) $= 1 - \frac{L}{8 \times Bg} \geq 0{,}5$

$= 1 - \frac{20{,}05}{8 \times 4} \geq 0{,}5$

$= 0{,}43 < 0{,}5$ digunakan 0,5

Penurunan tiang (Sg) $= \frac{0{,}92 \times q \times \sqrt{Bg \times I}}{Nkoreksi}$

$= \frac{0{,}92 \times 395{,}94 \times \sqrt{4 \times 0{,}5}}{27{,}85}$

= 19,40 mm

Penurunan izin (S_{izin}) $= 15 + \frac{b}{600}$

$= 15 + \frac{400}{600}$

= 150,73 mm

Cek, penurunan tiang < penurunan izin

$Sg < S_{izin}$

19,40 mm < 150,73 mm (Memenuhi Syarat)

3. Penurunan tiang kelompok pada *pile cap* tipe 2

Diketahui data-data sebagai berikut :

Panjang pile cap = 4 m

Lebar pile cap = 8,8 m

Panjang tiang = 20,05 m

N-SPT tiang (N_{60}) = 40,70

N-SPT koreksi (N^*) $= 15 + 0{,}5(N_{60} - 15)$

$= 15 + 0{,}5(40{,}70 - 15)$

= 27,85

Qg = 8722,63 kN

Tekanan rata-rata (q) $= \frac{Qg}{Lg \times Bg}$

$= \frac{8722{,}63}{4 \times 8{,}8}$

$= 247{,}80$ kN/m^2

Faktor pengaruh (I) $= 1 - \frac{L}{8 \times Bg} \geq 0{,}5$

$= 1 - \frac{20{,}05}{8 \times 8{,}8} \geq 0{,}5$

$= 0{,}72 \geq 0{,}5$ digunakan 0,72

Penurunan tiang (Sg) $= \frac{0{,}92 \times q \times \sqrt{Bg \times I}}{Nkoreksi}$

$= \frac{0{,}92 \times 247{,}80 \times \sqrt{8{,}8 \times 0{,}72}}{27{,}85}$

= 20,54 mm

Penurunan izin (S_{izin}) $= 15 + \frac{b}{600}$

$= 15 + \frac{880}{600}$

$= 151,47$ mm

Cek, penurunan tiang < penurunan izin

$Sg < S_{izin}$

20,54 mm < 151,47 mm (Memenuhi Syarat)

4. Penurunan tiang kelompok pada *pile cap* tipe 3

Diketahui data-data sebagai berikut :

Panjang pile cap = 0,8 m

Lebar pile cap = 4,4 m

Panjang tiang = 20,05 m

N-SPT tiang (N_{60}) = 40,70

N-SPT koreksi (N^*) $= 15 + 0,5(N_{60} - 15)$

$= 15 + 0,5(40,70 - 15)$

$= 27,85$

Qg = 2371,61 kN

Tekanan rata-rata (q) $= \frac{Qg}{Lg \times Bg}$

$= \frac{2371,61}{4,4 \times 0,8}$

$= 673,75$ kN/m^2

Faktor pengaruh (I) $= 1 - \frac{L}{8 \times Bg} \geq 0,5$

$= 1 - \frac{20,05}{8 \times 0,8} \geq 0,5$

$= 0,43 < 0,5$ digunakan 0,5

Penurunan tiang (Sg) $= \frac{0,92 \times q \times \sqrt{Bg \times I}}{Nkoreksi}$

$= \frac{0,92 \times 611,34 \times \sqrt{0,8 \times 0,5}}{27,85}$

$= 33,01$ mm

Penurunan izin (S_{izin}) $= 15 + \frac{b}{600}$

$= 15 + \frac{440}{600}$

$= 150,73$ mm

Cek, penurunan tiang < penurunan izin

$S_g < S_{izin}$

33,01 mm < 150,73 mm (Memenuhi Syarat)

5. Penurunan tiang kelompok pada *pile cap* tipe 4

Diketahui data-data sebagai berikut :

Panjang pile cap = 2 m

Lebar pile cap = 0,8 m

Panjang tiang = 20,05 m

N-SPT tiang (N_{60}) = 40,70

N-SPT koreksi (N^*) $= 15 + 0{,}5(N_{60} - 15)$

$= 15 + 0{,}5(40{,}70 - 15)$

$= 27{,}85$

Qg = 226,42 kN

Tekanan rata-rata (q) $= \frac{Qg}{Lg \times Bg}$

$= \frac{2262{,}42}{2 \times 0{,}8}$

$= 1414{,}01$ kN/m^2

Faktor pengaruh (I) $= 1 - \frac{L}{8 \times Bg} \geq 0{,}5$

$= 1 - \frac{20{,}05}{2 \times 0{,}8} \geq 0{,}5$

$= 0{,}25 < 0{,}5$ digunakan 0,5

Penurunan tiang (Sg) $= \frac{0{,}92 \times q \times \sqrt{Bg \times I}}{Nkoreksi}$

$= \frac{0{,}92 \times 1414{,}01 \times \sqrt{0{,}8 \times 0{,}5}}{27{,}85}$

= 29,54 mm

Penurunan izin (S_{izin}) $= 15 + \frac{b}{600}$

$= 15 + \frac{80}{600}$

= 150,13 mm

Cek, penurunan tiang < penurunan izin

$S_g < S_{izin}$

29,54 mm < 150,13 mm (Memenuhi Syarat)

6. Penurunan tiang kelompok pada *pile cap* tipe 5

Diketahui data-data sebagai berikut :

Panjang pile cap = 1,2 m

Lebar pile cap = 3 m

Panjang tiang = 20,05 m

N-SPT tiang (N_{60}) = 40,70

N-SPT koreksi (N^*) = $15 + 0{,}5(N_{60} - 15)$

$= 15 + 0{,}5(40{,}70 - 15)$

$= 27{,}85$

Qg = 3120,57 kN

Tekanan rata-rata (q) = $\frac{Qg}{Lg \times Bg}$

$= \frac{3127{,}57}{1{,}2 \times 3}$

$= 866{,}83$ kN/m^2

Faktor pengaruh (I) = $1 - \frac{L}{8 \times Bg} \geq 0{,}5$

$= 1 - \frac{20{,}05}{8 \times 3} \geq 0{,}5$

$= 0{,}16 < 0{,}5$ digunakan 0,5

Penurunan tiang (Sg) = $\frac{0{,}92 \times q \times \sqrt{Bg \times I}}{Nkoreksi}$

$= \frac{0{,}92 \times 628{,}42 \times \sqrt{4{,}4 \times 0{,}5}}{27{,}85}$

= 35,07 mm

Penurunan izin (S_{izin}) = $15 + \frac{b}{600}$

$= 15 + \frac{300}{600}$

= 150,50 mm

Cek, penurunan tiang < penurunan izin

$Sg < S_{izin}$

35,07 mm < 150,50 mm (Memenuhi Syarat)

7. Penurunan tiang kelompok pada *pile cap* tipe 6

Diketahui data-data sebagai berikut :

Panjang pile cap = 1,2 m

Lebar pile cap = 6,6 m

Panjang tiang = 20,05 m

N-SPT tiang (N_{60}) = 40,70

N-SPT koreksi (N^*) = $15 + 0{,}5(N_{60} - 15)$

$= 15 + 0{,}5(40{,}70 - 15)$

$= 27{,}85$

Qg = 4390,75 kN

Tekanan rata-rata (q) = $\frac{Qg}{Lg \times Bg}$

$= \frac{4390{,}75}{1{,}2 \times 6{,}6}$

$= 554{,}39$ kN/m^2

Faktor pengaruh (I) = $1 - \frac{L}{8 \times Bg} \geq 0{,}5$

$= 1 - \frac{20{,}05}{8 \times 6{,}6} \geq 0{,}5$

$= 0{,}62 \geq 0{,}5$ digunakan 0,62

Penurunan tiang (Sg) = $\frac{0{,}92 \times q \times \sqrt{Bg \times I}}{Nkoreksi}$

$= \frac{0{,}92 \times 554{,}39 \times \sqrt{6{,}6 \times 0{,}62}}{27{,}85}$

= 37,05 mm

Penurunan izin (S_{izin}) = $150 + \frac{b}{600}$

$= 150 + \frac{660}{600}$

= 151,10 mm

Cek, penurunan tiang < penurunan izin

$Sg < S_{izin}$

37,05 mm < 150,10 mm (Memenuhi Syarat)

Adapula rekapitulasi penurunan seperti pada Tabel 2.55 berikut.

Tabel 2.57 Rekapitulasi Penurunan Segera

No *Pile Cap*	Lg (m)	Bg (m)	N_{60}	N^*	Qg (kN)	q (kN/m^2)	I	Sg (mm)	S izin (mm)	Cek
1	4	4	40,70	27,85	7665,32	395,94	0,43	0,5	19,40	AMAN
2	4	4	40,70	27,85	8727,79	450,82	0,43	0,5	22,09	AMAN
3	4	4	40,70	27,85	8029,86	414,77	0,43	0,5	20,32	AMAN
4	4	4	40,70	27,85	7789,14	402,33	0,43	0,5	19,71	AMAN
5	4	4	40,70	27,85	7787,37	402,24	0,43	0,5	19,71	AMAN
6	4	4	40,70	27,85	8215,95	424,38	0,43	0,5	20,79	AMAN
7	4	4	40,70	27,85	8775,19	453,26	0,43	0,5	22,21	AMAN
8	4	8,8	40,70	27,85	8722,63	247,80	0,72	0,72	20,54	AMAN
9	4	8,8	40,70	27,85	15601,25	443,22	0,72	0,72	36,73	AMAN
10	4	8,8	40,70	27,85	18289,65	519,59	0,72	0,72	43,06	AMAN
11	4	8,8	40,70	27,85	15593,31	442,99	0,72	0,72	36,71	AMAN
12	4	8,8	40,70	27,85	16737,51	475,50	0,72	0,72	39,41	AMAN
13	4	8,8	40,70	27,85	16575,33	470,89	0,72	0,72	39,02	AMAN
14	4	8,8	40,70	27,85	17804,74	505,82	0,72	0,72	41,92	AMAN
15	4	8,8	40,70	27,85	19541,23	555,15	0,72	0,72	46,01	AMAN
16	4	8,8	40,70	27,85	13768,25	391,14	0,72	0,72	32,42	AMAN
17	4	4	40,70	27,85	6748,24	348,57	0,43	0,5	17,08	AMAN
18	4	4	40,70	27,85	8728,91	450,87	0,43	0,5	22,09	AMAN
19	4	4	40,70	27,85	7171,75	370,44	0,43	0,5	18,15	AMAN
20	4	4	40,70	27,85	9441,14	487,66	0,43	0,5	23,89	AMAN
21	4	4	40,70	27,85	7979,52	412,17	0,43	0,5	20,20	AMAN
22	4	4	40,70	27,85	8389,90	433,36	0,43	0,5	21,23	AMAN
23	4	4	40,70	27,85	8852,74	457,27	0,43	0,5	22,41	AMAN
24	4	4	40,70	27,85	6846,50	353,64	0,43	0,5	17,33	AMAN
25	1,2	6,6	40,70	27,85	4390,75	554,39	0,62	0,62	37,05	AMAN
26	1,2	3	40,70	27,85	3120,57	866,83	0,16	0,5	35,07	AMAN
27	0,8	4,4	40,70	27,85	2371,61	673,75	0,43	0,5	33,01	AMAN
28	0,8	4,4	40,70	27,85	2348,23	667,11	0,43	0,5	32,69	AMAN
29	2	0,8	40,70	27,85	2262,42	1414,01	-2,13	0,5	29,54	AMAN

2.22.2 Beda Penurunan

Menurut SNI 8460:2017 Pasal 9.2.4.3, beda penurunan yang diizinkan haris memenuhi syarat kekuatan dan kemampuan layan struktur dengan rasio maksimum 1/300 atau 0,00333. Beda penurunan ini menunjukkan seberapa besar perbedaan penurunan antar titik fondasi terhadap jarak di antaranya. Nilai ini penting untuk dikontrol agar tidak menimbulkan retak atau gangguan pada struktur atas. Perhitungan beda penurunan perlu dilakukan untuk memastikan bahwa deformasi yang terjadi masih dalam batas aman dan fondasi bekerja secara seragam dalam menahan beban bangunan. Berikut contoh perhitungan pada *pile cap* 09 dan *pile cap* 26 :

ΔS = Penurunan pada *pile cap* 09 – Penurunan pada *pile cap* 26

= 36,73 – 35,07

= 1,66 mm

$$\Theta = \frac{\Delta S}{Jarak\ antar\ pusat\ kelompok\ tiang}$$

$$= \frac{1,66}{3965,476}$$

= 0,0004188

Berdasarkan hasil perhitungan, didapat Θ = 0,000418 < 0,0033 maka beda penurunan pada *pile cap* 09 dengan *pile cap* 26 dinyatakan aman. Adapula perhitungan beda penurunan *pile cap* lainnya seperti yang tercantum pada Tabel 2.56.

Tabel 2.58 Rekapitulasi Beda Penurunan Tiang

Pile Cap Tinjauan		ΔS (mm)	L (mm)	Θ	Cek Θ < 1/300
PC-09	PC-26	1,66	3965,476	0,0004188	AMAN
PC-26	PC-10	7,99	7916,9119	0,0010093	AMAN
PC-11	PC-27	3,70	5806,1089	0,0006373	AMAN
PC-28	PC-12	6,72	5650,7986	0,0011891	AMAN
PC-28	PC-29	3,14	2788,4628	0,0011277	AMAN
PC-01	PC-25	17,65	5300	0,0033310	AMAN

PC-09	PC-25	0,32	6291,1148	0,0000513	AMAN
PC-25	PC-26	1,98	3463,4701	0,0005728	AMAN
PC-09	PC-17	19,65	10000	0,0019652	AMAN
PC-10	PC-02	20,97	10000	0,0020972	AMAN
PC-10	PC-18	20,97	10000	0,0020969	AMAN
PC-11	PC-03	16,39	10000	0,0016390	AMAN
PC-11	PC-19	18,56	10000	0,0018562	AMAN
PC-12	PC-04	19,69	10000	0,0019693	AMAN
PC-12	PC-29	9,86	6100	0,0016170	AMAN
PC-29	PC-20	5,65	3900	0,0014482	AMAN
PC-13	PC-05	19,32	10000	0,0019316	AMAN
PC-13	PC-21	18,83	10000	0,0018829	AMAN
PC-14	PC-06	22,21	10000	0,0022210	AMAN
PC-14	PC-22	20,69	10000	0,0020685	AMAN
PC-15	PC-07	23,80	10000	0,0023798	AMAN
PC-15	PC-23	23,60	10000	0,0023602	AMAN
PC-16	PC-08	11,88	10000	0,0011879	AMAN
PC-16	PC-24	15,09	10000	0,0015088	AMAN

2.23 Likuifaksi

Likuifaksi adalah kegagalan pada tanah granular yang menyebabkan hilangnya ketahanan geser taah akibat tekanan air pori meningkat yang terjadi pada tanah jenuh air dan ketika beban dinamis seperti gempa bumi. Menurut Ishihara (1993), jenis tanah sangat berpengaruh terhadap potensi terjadinya likuifaksi. Tanah pasir lepas (granular) dengan distribusi ukuran butir seragam rentan terhadap likuifaksi dibandingkan dengan tanah padat atau tanah berlempung, karena ketahanan gaya geser lebih kecil. Menurut Seed dan Idriss (1971), likuifaksi terjadi ketika tekanan air pori dalam tanah meningkat hingga mendekati tegangan total, sehingga tegangan efektif menurun drastis dan tanah kehilangan kekuatannya lalu berperilaku seperti fluida.

Klasifikasi tanah yang telah dilakukan menggunakan data CPT dan SPT menunjukkan tanah pada lahan bangunan ini cenderung pasir (tanah granular). Karena itu, perlu dilakukan perhitungan terhadap potensi likuifaksi yang dapat terjadi akibat adanya gempa dan juga tekanan air pori. Berikut analisis potensi likuifaksi, menggunakan metode *National Center of Earthquake Engineering Research* (NCEER 1998).

Berikut adalah contoh perhitungan potensi likuifaksi berdasarkan data SPT (BH-01) pada kedalaman 2 meter:

1. **Parameter berat jenis tanah**

   γ = 16,69 kN/m^3

2. **Magnitude gempa**

   Untuk daerah Yogyakarta,

   M = 6,1 skala richter

3. **Percepatan gempa**

   a_{max} = 0,491 g

4. **Faktor koreksi alat**

   Nilai faktor koreksi N-SPT diambil berdasarkan tabel faktor koreksi (Robertson & Wride 1998) pada Tabel 2.57 berikut.

Tabel 2.59 Faktor Koreksi Nilai N-SPT

Faktor	Simbol	Variabel Alat	Koreksi
Rasio energi	C_E	Pemukul donat	0,5 – 1,0
		Safety hammer	0,7 – 1,2
		Automatic hammer	0,8 – 1,3
Diameter lubang bor	C_B	65 – 115 mm	1,0
		150 mm	1,05
		200 mm	1,15
Panjang batang	C_R	<3 m	0,75
		3 – 4 m	0,80
		4 – 6 m	0,85

		10 – 30 m	0,95
Metode sampling	C_S	Sampler standar	1,0

C_B = 1

C_R = 0,75

C_S = 1,1

C_E = 0,6

Didapatkan rata-rata dari koefisien tersebut adalah 0,8625

5. Faktor reduksi kedalaman

$$rd = \frac{(1{,}000 - 0{,}4113z^{0,5} + 0{,}04052x + 0{,}00175^{\ 1,5})}{(1{,}000 - 0{,}4177^{\ 0,5} + 0{,}05729z - 0{,}00620^{\ 1,5} + 0{,}001210z^2)}$$

= 0,9847

6. Tegangan total tanah

σ_{vo} = γ x z

= 16,69 x 2

= 33,39 kN/m^2

7. Faktor koreksi kedalaman

$$C_N = \frac{2{,}2}{\left(1{,}2 + \frac{\sigma vo}{100}\right)}$$

= 1,4343

8. Perhitungan $(N1)_{60}$

Nm = 10

CB x CR x CS x CE = 0,495

$$(N1)_{60} = Nm \times CN \times \frac{1}{0{,}6} \times CE \times CB \times CR \times CS$$

$$= 10 \times 1{,}4343 \times \frac{1}{0{,}6} \times 0{,}495$$

= 7,0996

9. Perhitungan $CRR_{7,5}$

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34\ \ (N1)60} + \frac{(N1)60}{135} + \frac{50}{[10 \times (N1)60 + 4\ ]^2} - \frac{1}{200}$$

= 0,0885

10. Perhitungan *Magnitude Scale Factor* (MSF)

MSF $= -6{,}9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0{,}058$

$= 1{,}44358$

11. Perhitungan *Cyclic Stress Ratio* (CSR)

CSR $= 0{,}65 \times \frac{amax}{g} \times \frac{\sigma vo}{\sigma' vo} \times rd$

$= 0{,}032$

12. Perhitungan *Cyclic Resistance Ratio* (CRR)

CRR $= \frac{CRR7{,}5}{MSF}$

$= \frac{0{,}0885}{1{,}44358}$

$= 0{,}0613$

13. Cek keamanan

Cek keamanan potensi terjadinta likuifaksi dengan *Safety Factor* = 1, jika <1 maka tidak aman terhadap likuifaksi.

FS $= \frac{CRR}{CSR}$

$= \frac{0{,}0613}{0{,}032}$

= 1,9152 > 1, maka aman terhadap likuifaksi.

Hasil pengecekan tiap kedalaman dengan metode NCEER 1998 untuk mengetahui aman atau tidaknya terhadap likuifaksi dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 2.60 Perhitungan CSR (BH-01)

z (m)	γ (kN/m^3)	σ_{v0} (kN/m^2)	Angka Pori (u)	σ'_{v0} (kN/m^2)	a_{max}	rd	CSR
2	16,69	33,39	0,00	33,39	0,491	0,985	0,032
4	20,13	80,52	0,00	80,52	0,491	0,969	0,032
6	18,81	112,83	0,00	112,83	0,491	0,954	0,031
8	19,16	153,24	0,00	153,24	0,491	0,939	0,031
10	18,66	186,63	0,00	186,63	0,491	0,907	0,029

12	19,85	238,26	0,00	238,26	0,491	0,854	0,028
14	18,82	263,46	0,00	263,46	0,491	0,800	0,026
16	18,82	301,10	9,81	291,29	0,491	0,747	0,025
18	18,65	335,63	29,43	306,20	0,491	0,693	0,025
20	18,65	372,92	49,05	323,87	0,491	0,640	0,024
22	18,99	417,81	68,67	349,14	0,491	0,587	0,023
24	20,32	487,79	88,29	399,50	0,491	0,533	0,021
26	20,58	535,18	107,91	427,27	0,491	0,480	0,020
28	20,84	583,62	127,53	456,09	0,491	0,426	0,018
30	20,84	625,31	147,15	478,16	0,491	0,373	0,016

Tabel 2.59 Perhitungan CRR (BH-01)

Z (m)	**γ (kN/m3)**	**σvo (kN/m2)**	**σ'vo (kN/m2)**	**CN**	**Em.CB.CR.CS**	**(N1)60**	**CRR7,5**	**MSF**	**CRR**	**FS**	**Cek FS > 1**
2	16,69	33,39	33,39	1,434	0,495	7,100	0,088	1,444	0,061	1,9152	AMAN
4	20,13	80,52	80,52	1,097	0,528	18,537	0,198	1,444	0,137	4,3518	AMAN
6	18,81	112,83	112,83	0,945	0,561	20,673	0,224	1,444	0,155	5,0032	AMAN
8	19,16	153,24	153,24	0,805	0,627	10,601	0,118	1,444	0,082	2,6895	AMAN
10	18,66	186,63	186,63	0,717	0,627	8,097	0,097	1,444	0,067	2,2733	AMAN
12	19,85	238,26	238,26	0,614	0,660	9,727	0,111	1,444	0,077	2,7647	AMAN
14	18,82	263,46	263,46	0,574	0,660	6,816	0,086	1,444	0,060	2,2955	AMAN
16	18,82	301,10	291,29	0,535	0,660	6,355	0,082	1,444	0,057	2,2776	AMAN
18	18,65	335,63	306,20	0,516	0,660	5,792	0,078	1,444	0,054	2,1894	AMAN
20	18,65	372,92	323,87	0,496	0,660	5,561	0,076	1,444	0,053	2,2067	AMAN
22	18,99	417,81	349,14	0,469	0,660	5,881	0,079	1,444	0,055	2,3915	AMAN
24	20,32	487,79	399,50	0,423	0,660	10,901	0,121	1,444	0,084	3,9662	AMAN
26	20,58	535,18	427,27	0,402	0,660	10,613	0,119	1,444	0,082	4,2049	AMAN
28	20,84	583,62	456,09	0,382	0,660	10,334	0,116	1,444	0,080	4,5343	AMAN
30	20,84	625,31	478,16	0,368	0,660	9,953	0,113	1,444	0,078	4,9246	AMAN

Tabel 2.61 Perhitungan CSR (BH-02)

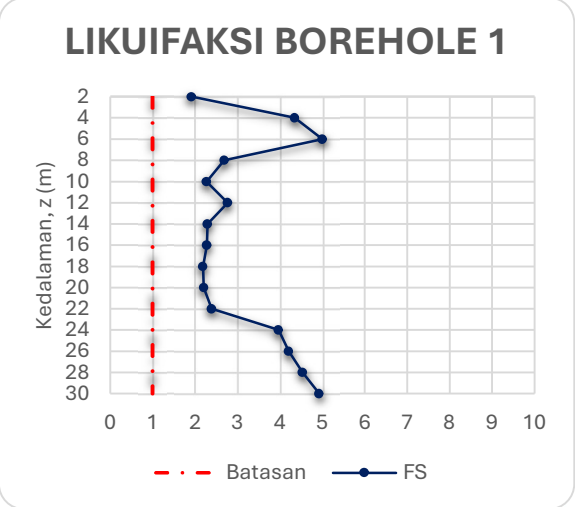
z (m)	γ (kN/m^3)	σ_{v0} (kN/m^2)	Angka Pori (u)	σ'_{v0} (kN/m^2)	a_{max}	rd	CSR
2	17,39	34,79	0,00	34,79	0,491	0,985	0,032
4	17,88	71,54	0,00	71,54	0,491	0,969	0,032
6	18,36	110,19	0,00	110,19	0,491	0,954	0,031
8	19,32	154,56	0,00	154,56	0,491	0,939	0,031
10	18,34	183,35	0,00	183,35	0,491	0,907	0,029
12	19,34	232,04	0,00	232,04	0,491	0,854	0,028
14	18,47	258,62	0,00	258,62	0,491	0,800	0,026
16	18,82	301,10	9,81	291,29	0,491	0,747	0,025
18	18,65	335,63	29,43	306,20	0,491	0,693	0,025
20	18,65	372,92	49,05	323,87	0,491	0,640	0,024
22	19,34	425,41	68,67	356,74	0,491	0,587	0,023
24	19,81	475,32	88,29	387,03	0,491	0,533	0,021
26	20,06	521,68	107,91	413,77	0,491	0,480	0,020
28	21,62	605,43	127,53	477,90	0,491	0,426	0,018
30	20,46	613,73	147,15	466,58	0,491	0,373	0,016

Tabel 2.62 Perhitungan CRR (BH-02)

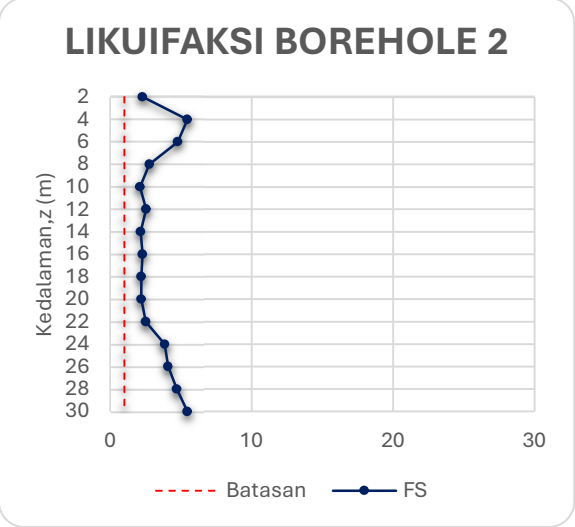
Z (m)	g (kN/m3)	svo (kN/m2)	s'vo (kN/m2)	CN	Em.CB.CR.CS	(N1)60	CRR7,5	MSF	CRR	FS	Cek FS > 1
2	17,39	34,79	34,79	1,421	0,495	9,146	0,106	1,444	0,073	2,2873	AMAN
4	17,88	71,54	71,54	1,149	0,528	22,439	0,248	1,444	0,172	5,4617	AMAN
6	18,36	110,19	110,19	0,956	0,561	19,838	0,213	1,444	0,148	4,7675	AMAN
8	19,32	154,56	154,56	0,801	0,627	11,053	0,123	1,444	0,085	2,7817	AMAN
10	18,34	183,35	183,35	0,725	0,627	7,276	0,090	1,444	0,062	2,1131	AMAN
12	19,34	232,04	232,04	0,625	0,660	8,662	0,102	1,444	0,070	2,5347	AMAN
14	18,47	258,62	258,62	0,581	0,660	6,136	0,081	1,444	0,056	2,1511	AMAN
16	18,82	301,10	291,29	0,535	0,660	6,355	0,082	1,444	0,057	2,2776	AMAN
18	18,65	335,63	306,20	0,516	0,660	5,792	0,078	1,444	0,054	2,1894	AMAN
20	18,65	372,92	323,87	0,496	0,660	5,561	0,076	1,444	0,053	2,2067	AMAN

22	19,34	425,41	356,74	0,461	0,660	6,396	0,083	1,444	0,057	2,5234	AMAN
24	19,81	475,32	387,03	0,434	0,660	10,596	0,118	1,444	0,082	3,8541	AMAN
26	20,06	521,68	413,77	0,412	0,660	10,337	0,116	1,444	0,080	4,0908	AMAN
28	21,62	605,43	477,90	0,368	0,660	10,685	0,119	1,444	0,083	4,7038	AMAN
30	20,46	613,73	466,58	0,375	0,660	11,387	0,126	1,444	0,087	5,4541	AMAN

Tabel 2.63 Grafik Likuifaksi (BH-01)



Tabel 2.64 Grafik Likuifaksi (BH-02)



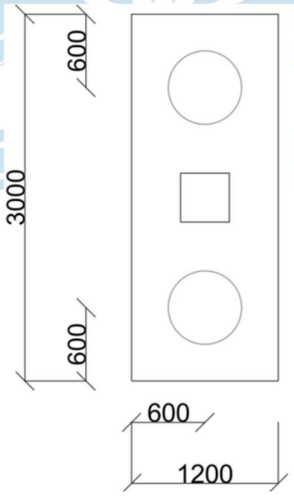
2.24 Penulangan Fondasi

Penulangan fondasi berperan penting dalam menjaga kekuatan dan kestabilan struktur bawah bangunan. Tulangan dipasang untukn menahan gaya tarik yang tidak dapat dipikul oleh beton, serta untuk memastikan bahwa fondasi

mampu mendistribusikan beban dari kolom ke tanah dengan aman. Dalam perencanaan ini, pembahasan penulangan difokuskan pada dua bagian utama, yaitu *pile cap* dan *bore pile*, dengan penentuan jenis, jumlah, serta penempatan tulangan yang mengacu pada ketentuan SNI 2847:2019 tentang Beton Bertulang.

2.24.1 Penulangan *Pile Cap*

Penulangan pada *pile cap* berfungsi untuk menahan gaya tarik akibat momen lentur yang terjadi antara kelompok tiang fondasi. Tulangan utama ditempatkan pada bagian bawah karena daerah tersebut mengalami tarik terbesar, sedangkan tulangan atas berperan sebagai tulangan susut dan distribusi untuk mencegah retak berlebihan. Penataan tulangan dilakukan dengan memperhatikan jarak antarbatang, tebal selimut beton, serta panjang penyaluran agar ikatan beton dan baja bekerja secara efektif dalam menyalurkan beban dari kolom ke tiang. Pada perhitungan ini digunakan contoh pada *pile cap* 26 (4000 x 4000 mm) seperti pada Gambar 2.44 berikut.



Gambar 2.44 Tampak Atas Pile Cap 26

Penulangan *Pile Cap* 1 (1200 x 3000 mm)

Diketahui :

Mutu beton (f'c) = 40 MPa

Mutu baja (fyt) = 420 MPa

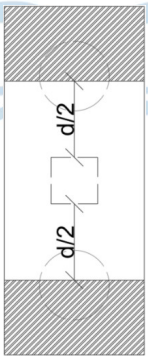
Dimensi kolom = 400 x 400 mm

Beban aksial (Pu) = 344,26 ton
Diameter tiang (D tiang) = 600 mm
Diameter tulangan (D tul) = 22 mm
Jarak antar tiang = 1800 mm
Jarak ke tepi *pile cap* = 600 mm
Lebar *pile cap* (B) = 1200 mm
Panjang *pile cap* (L) = 3000 mm
Tebal *pile cap* (T pc) = 1400 mm
Selimut beton (Cc) = 75 mm

Pengecekan dimensi *pile cap* berdasarkan CRSI Design Guide for Pilecap 1st edition. Perhitungan yang terdapat di dalam buku CRSI ini menggunakan satuan imperial, maka dari itu untuk meminimalisir kesalahan dalam perhitungan, dilakukan konversi satuan dari metric ke imperial dan kemudian hasil akhir akan dikonversi Kembali ke metric.

1. ***Limit state 1*** **(Geser dua arah yang berjarak d/2 dari muka kolom)**

   Daerah geser limit state 1 seperti pada Gambar 2.45.



Gambar 2.45 Daerah Geser Limit State 1

A = 3000 mm = 118,20 in
B = 1200 mm = 47,28
H = Tebal *pile cap*
= 1400 mm
= 55,16 in
Dimensi kolom = 400 mm

= 15,76 in

P reaction kolom = 3120,575 kN

= 701,533 kips

d = Tinggi efektif *pile cap*

$= 1400 - 75 - \frac{22}{2}$

= 1314 mm

= 51,772 in

Jumlah tiang = 2

b0 = 4 (c + d)

= 4 (15,76 + 51,772)

= 270,126 in

Vu = Gaya geser terjadi

$= 1{,}6 \times n \times P \times \frac{A}{12} \times \frac{B}{12} \times \frac{H}{12} \left(\frac{\frac{A}{12} \times \frac{B}{12} - \left(\frac{c}{12} + \frac{d}{12}\right)^2}{\frac{A}{12} \times \frac{B}{12}} \right)$

= 2192,403 kips

ϕVc = Kapasitas kuat geser

$= 0{,}85 \times 4\sqrt{fc'} \times (b0 \times d)$

$= 0{,}85 \times 4\sqrt{40} \times (270{,}126 \times 51{,}722)$

= 3621666,298 lb

= 3621,66 kips

Didapatkan bahwa ϕVc ≥ Vu, sehingga dapat disimpulkan muka kolom aman terhadap kegagalan geser *limit state 1*.

Punching shear $= \frac{Vu}{\text{ØVc}}$

$= \frac{2192{,}403}{3621{,}66}$

= 0,605 < 1

Didapatkan nilai *punching shear* kurang dari 1, maka *pile cap* dapat dipastikan mampu menahan gaya tekan yang diteruskan kolom.

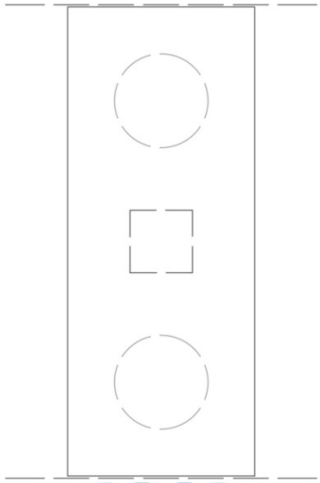
2. ***Limit state* 2 (Geser 1 arah yang berjarak d dari muka kolom pada arah sejajar dengan B)**

Penentuan *punching shear* untuk *limit state* 2 menggunakan rumus Vu dan ϕVc sebagai berikut:

Vu $= 1{,}6 \times n \times P - \frac{1{,}6 \times \gamma \times c \times A \times B \times H}{2} \times \left(\frac{\frac{A}{2} - \frac{c}{2} - d}{\frac{A}{2}} \right)$

ϕVc $= 0{,}85 \times 2 \times \sqrt{fc'} \times B \times d$

Pada *pile cap* ini tidak terjadi *limit state 2* karena daerah geser berada di luar *pile cap* seperti pada Gambar 2.46.



Gambar 2.46 Daerah Geser Limit State 2

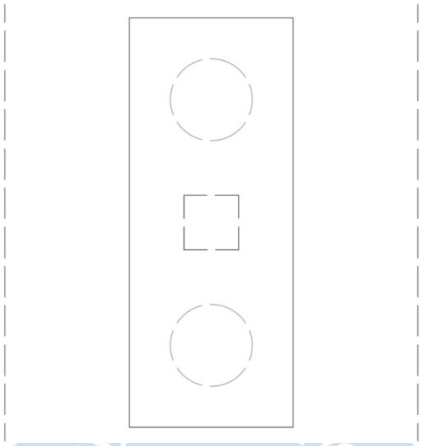
3. ***Limit state* 3 (Geser 1 arah yang berjarak d dari muka kolom pada arah sejajar dengan A)**

Penentuan *punching shear* untuk *limit state* 3 menggunakan rumus Vu dan ϕVc sebagai berikut:

Vu $= 1{,}6 \times n \times P - \frac{1{,}6 \times \gamma \times c \times A \times B \times H}{2} \times \left(\frac{\frac{A}{2} - \frac{c}{2} - d}{\frac{A}{2}} \right)$

ϕVc $= 0{,}85 \times 2 \times \sqrt{fc'} \times B \times d$

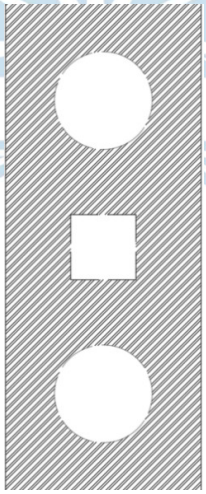
Pada *pile cap* ini tidak terjadi *limit state 3* karena daerah geser berada di luar *pile cap* seperti pada Gambar 2.47.



Gambar 2.47 Daerah Geser Limit State 3

4. ***Limit state* 4 (Geser 2 arah pada muka kolom)**

Daerah geser *limit state* 4 pada Gambar 2.48.



Gambar 2.48 Daerah Geser Limit State 4

Jumlah tiang	= 2
γbeton	= 24 kN/m^3
	= 0,153 kips/ft
fc’	= 40 MPa

= 5801,520 psi

H = Tebal *pile cap*

= 1400 mm

= 55,16 in

Diameter *pile* = 600 mm

= 23,64 in

bs = Keliling kolom

= 1600 mm

= 63,04 in

w = Jarak dari pusat kolom ke pusat tiang terdekat

= 900 mm

= 35,46 in

Vu $= 1{,}6 \times n \times P - 1{,}6 \left(\frac{\gamma beton \times \frac{A}{12} \times \frac{B}{12} \times \frac{H}{12} \left(\frac{A}{12} \times \frac{B}{12} - \left(\frac{c}{12} \right)^2 \right)}{\frac{A}{12} \times \frac{B}{12}} \right)$

= 2203,231 kips

Vc $= \left(\frac{d}{w} \right) \left(1 + \frac{d}{c} \right) \left(2\sqrt{fc'} \right)$

= 953,026 psi

ϕVc = 0,85 Vc (bs d)

= 2643816,397 lb

= 2643,816 kips

Didapatkan bahwa ϕVc ≥ Vu, sehingga dapat disimpulkan muka kolom aman terhadap kegagalan geser *limit state* 4.

Punching shear $= \frac{Vu}{\text{Ø}Vc}$

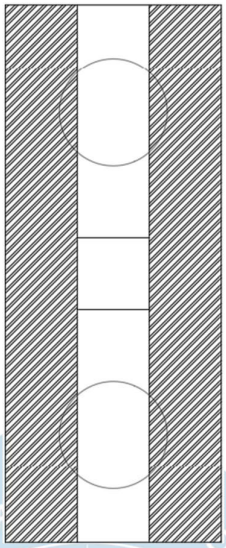
$= \frac{2202{,}231}{2643{,}816}$

= 0,833 < 1

Didapatkan nilai *punching shear* kurang dari 1, maka *pile cap* dapat dipastikan mampu menahan gaya tekan yang diteruskan kolom.

5. *Limit state* 5 (karena w < d)

Daerah geser *limit state* 5 pada Gambar 2.49.



Gambar 2.49 Daerah Geser Limit State 5

Jumlah tiang = 1

X centroid = 700 mm

= 2,297 ft

L = Spasi antar *pile*

= 1800 mm

= 70,866 in

Vu = Gaya geser terjadi

$$= 1{,}6 \times n \times P - 1{,}6 \times A \times B \times \frac{H}{2} \left(\frac{\left(\frac{A}{2} - \frac{c}{2}\right)}{\frac{A}{2}} \right)$$

= 998,768 kips

x = 600 mm

= 1,969 ft

Mu $= 1{,}6 \times n \times P \times X\ centroid - 1{,}6 \times A \times B \times \frac{H}{2} \left(\frac{A}{2} - \frac{c}{2}\right) \left(\frac{\left(\frac{A}{2} - \frac{c}{2}\right)}{2} \right) x$

= 2186,781 kips ft

= 26241,367 kips in

Vc = Kapasitas kuat geser

$$= \frac{d}{w} \left(3{,}5 - 2{,}5 \frac{Mu}{Vu\ d}\right) \left(1{,}9\sqrt{fc'} + 0{,}1\sqrt{fc'} \frac{Vu\ d}{Mu}\right)$$

= 520,3354 psi

ϕVc = 0,85 Vc B d

= 1082,608 kips

Didapatkan bahwa ϕVc ≥ Vu, sehingga dapat disimpulkan muka kolom aman terhadap kegagalan geser *limit state* 5.

Punching shear $= \frac{Vu}{\text{ØVc}}$

$= \frac{998,768}{1082,608}$

= 0,923 < 1

Didapatkan nilai *punching shear* kurang dari 1, maka *pile cap* dapat dipastikan mampu menahan gaya tekan yang diteruskan kolom.

6. *Limit state* P1 di sekitar tiang (Geser dua arah)

Perhitungan limit state P1 didasarkan pada buku CRSI.

b0 = π (d + diameter pile) = 236,913 in

Vu = Gaya geser yang terjadi

= 1,6 X P

= 1122,453 kips

= 4994,916 kN

Vc $= 4 \times \sqrt{fc'} \times b0 \times d$

= 3736891,628 psi

= 3736,892 kips

ϕVc = 0,75 X Vc

= 2802,669 kips

= 12471,876 kN

Didapatkan bahwa ϕVc ≥ Vu, sehingga dapat disimpulkan muka kolom aman terhadap kegagalan geser *limit state* P1.

Punching shear $= \frac{Vu}{\text{ØVc}}$

$= \frac{4994,916}{12471,876}$

= 0,4 < 1

Didapatkan nilai *punching shear* kurang dari 1, maka dapat disimpulkan tiang aman terhadap kegagalan geser.

7. *Limit state* P2 (Geser dua arah – 2 tiang yang berdekatan)

Perhitungan limit state P2 didasarkan pada buku CRSI.

Jumlah tiang = 2

b0 = Jumlah tiang x b0 = 473,825 in

Vu = Gaya geser yang terjadi

= 1,6 x P

= 1122,453 kips

= 4994,916 kN

ϕVc $= 0{,}75 \times 4 \times \sqrt{fc'} \times b0 \times d$

= 5605337,442 psi

= 5605,337 kips

= 24943,752 kN

Didapatkan bahwa ϕVc ≥ Vu, sehingga dapat disimpulkan muka kolom aman terhadap kegagalan geser *limit state* P2.

Punching shear $= \frac{Vu}{\text{ØVc}}$

$= \frac{4994{,}916}{24943{,}752}$

= 0,2 < 1

Didapatkan nilai *punching shear* kurang dari 1, maka dapat disimpulkan tiang aman terhadap kegagalan geser.

8. *Limit state* P3 (Geser dua arah – di tiang sudut)

Perhitungan limit state P3 didasarkan pada buku CRSI.

b0 = 0,5 x b0

= 236,913 in

Vu = Gaya geser yang terjadi

= 1,6 x P

= 1122,453 kips

= 4994,916 kN

ϕVc $= 0{,}75 \times 4 \times \sqrt{fc'} \times b0 \times d$

= 2802668,721 psi

= 2802,669 kips

= 12471,876 kN

Didapatkan bahwa ϕVc ≥ Vu, sehingga dapat disimpulkan muka kolom aman terhadap kegagalan geser *limit state* P3.

Punching shear $= \frac{Vu}{\text{ØVc}}$

$= \frac{4994,916}{12471,876}$

= 0,4 < 1

Didapatkan nilai *punching shear* kurang dari 1, maka dapat disimpulkan tiang yang berada di sudut (*corner pile*) aman terhadap kegagalan geser.

9. *Limit state* P4 (Geser satu arah – di tiang sudut)

Perhitungan limit state P4 didasarkan pada buku CRSI.

b0 $= 2 \times c\sqrt{2} + (c + d)$

= 179,639 in

Vu = Gaya geser yang terjadi

= 1,6 x P

= 1122,453 kips

= 4994,916 kN

ϕVc $= 0,75 \times 4 \times \sqrt{fc'} \times b0 \times d$

= 2.125.126,949 psi

= 2.125,127 kips

= 9.456,815 kN

Didapatkan bahwa ϕVc ≥ Vu, sehingga dapat disimpulkan muka kolom aman terhadap kegagalan geser *limit state* P4.

Punching shear $= \frac{Vu}{\text{ØVc}}$

$= \frac{4994,916}{9456,815}$

= 0,528 < 1

Didapatkan nilai *punching shear* kurang dari 1, maka dapat disimpulak tiang yang berada di sudut (*corner* pile) aman terhadap kegagalan geser.

10. Syarat Batas Tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 8.6.1.1,

$\rho min = \frac{0,0018 \times 420}{fy}$

$= \frac{0,0018 \times 420}{420}$

$= 0,0018$

$\beta 1 = 0,85 - \frac{fc' - 28}{7}$

$= 0,85 - \frac{40 - 28}{7}$

$= 0,7643$

$\rho max = 0,75 \times \frac{0,85 \times \beta 1 \times fc}{fy} \times \frac{600}{600+}$

$= 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,7643 \times 30}{420} \times \frac{600}{600+4}$

$= 0,0273$

11. Perhitungan *pile cap* arah x

Momen Arah x, Mx = 47,97 kNm

Momen Nominal, Mn $= \frac{Mx}{0,8}$

$= \frac{47.970.000}{0,8}$

= 59.962.500 Nmm

m $= \frac{fy}{0,85 \times fc'}$

$= \frac{420}{0,85 \times 40}$

= 12,353

Rn $= \frac{Mn}{L \times d^2}$

$= \frac{59.962.500}{1200 \times 1189^2}$

= 0,0353 N/mm^2

$\rho = \frac{1}{m} \times (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}})$

$= \frac{1}{12,353} \times (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,0353}{420}})$

= 0,00008419

Karena ρ < ρmin, maka ρmin digunakan.

Asreq $= \rho \times L \times d$

$= 0{,}00180579 \times 1200 \times 1189$

$= 2568{,}24\ mm^2$

Jarak tulangan, s = 100 mm

As $= \frac{L}{s} \times \frac{\pi \times d\ tul^2}{4}$

$= \frac{1200}{100} \times \frac{\pi \times 22^2}{4}$

$= 4.561{,}5925\ mm^2$

Karena As > Asreq, maka tulangan diameter 22 mm dengan jarak 100 mm aman untuk digunakan.

12. Perhitungan *pile cap* arah y

Momen Arah y, My = 54,52 kNm

Momen Nominal, Mn $= \frac{My}{0{,}8}$

$= \frac{54.520.000}{0{,}8}$

$= 68.150.000$ Nmm

m $= \frac{fy}{0{,}85 \times fc'}$

$= \frac{420}{0{,}85 \times 40}$

$= 12{,}353$

Rn $= \frac{Mn}{L \times d^2}$

$= \frac{68.150.000}{3000 \times 1114^2}$

$= 0{,}0161\ N/mm^2$

ρ $= \frac{1}{m} \times (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}})$

$= \frac{1}{12{,}353} \times (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}353 \times 0{,}0161}{420}})$

$= 0{,}00003826$

Karena ρ < ρmin, maka ρmin digunakan.

Asreq $= \rho \times L \times d$

$= 0{,}00180579 \times 3000 \times 1114$

$= 6420{,}6 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan, s = 100 mm

As $= \frac{L}{s} \times \frac{\pi \times d\ tul^2}{4}$

$= \frac{3000}{100} \times \frac{\pi \times 22^2}{4}$

$= 11.403{,}9813 \text{ mm}^2$

Karena As > Asreq, maka tulangan diameter 22 mm dengan jarak 100 mm aman untuk digunakan.

2.24.2 Penulangan *Bore Pile*

Penulangan pada *bore pile* berfungsi untuk memperkuat kapasitas tiang terhadap gaya aksial dan lentur yang timbul akibat beban vertikal dari struktur atas maupun pengaruh gaya lataeral dari tanah. Tulangan utama disusun secara vertikal di sepanjang tiang untuk menahan gaya tarik, sedangkan tulangan spiral atau sengkang dipasang melingkar untuk menjaga posisi tulangan utama serta memberikan kekangan terhadap kemungkinan tekuk lokal. Penentuan jumlah, diameter, dan jarak antar tulangan dilakukan berdasarkan hasil perhitungan kapasitas tiang serta ketentuan minimum dari SNI 2847:2019 dan ACI318-19, agar fondasi mampu bekerja secara aman dan stabil dalam menyalurkan beban ke lapisan tanah pendukung. Adapula data-data yang diperoleh sebagai berikut.

Mutu beton, fc' = 30 Mpa

Mutu baja, fy = 420 Mpa

Dimensi kolom = 900 x 1200 mm = 0,95 x 1,20 m

Diameter tiang, D tiang = 800 mm = 0,8 m

Diameter tulangan utama, Db = 22 mm

Diameter tulangan sengkang, Ds = 13 mm

Selimut beton, Cc = 75 mm

1. **Perhitungan tulangan utama (longitudinal)**

Luas penampang, Ag $= 0{,}25 \times \pi \times \text{D tiang}^2$

$= 0{,}25 \times \pi \times 800^2$

$= 502.654{,}8246\ mm^2$

1% tampang $= 1\% \times Ag$

$= 1\% \times 502.654{,}8246$

$= 5.026{,}548246\ mm^2$

Luas tulangan, Ast $= 0{,}25 \times \pi \times Db^2$

$= 0{,}25 \times \pi \times 22^2$

$= 380{,}1327\ mm^2$

Jumlah tulangan, n $= \frac{1\%\ tampang}{Ast}$

$= \frac{5.026{,}58246}{380{,}1327}$

$= 13{,}22 \approx 14$ buah

Setelah didapat jumlah tulangan, maka dapat dihitung luas total longitudinal (As) sebagai berikut :

As $= n \times Ast$

$= 14 \times 380{,}1327$

$= 5321{,}857955\ mm^2$

Rasio tulangan, ρ $= \frac{As}{Ast}$

$= \frac{5321{,}857955}{380{,}1327}$

$= 1{,}06\%$

Penulangan pada *bore pile* direncanakan dengan prinsip yang sama seperti elemen kolom, karena tiang bor bekerja terutama menahan gaya tekan aksial dan sebagian momen lentur. Berdasarkan ACI318-19 tabel 18.13.5.7, rasio tulangan longitudinal pada elemen tekan tidak boleh kurang dari 0,5% agar perilaku struktur tetap daktail dan mudah dalam proses pengecoran. Maka, rasio tulangan 1,06% memenuhi syarat sehingga tulangan longitudinal yang digunakan adalah 14D22.

2. Perhitungan tulangan sengkang (transversal)

Perhitungan kebutuhan tulangan geser (transversal) untuk tiang bor (*bore pile*) didasarkan pada standar SNI 2847:2019 pasal 18.13.4.3 (untuk zona *confinement*) dan ACI318-19 pasal 18.13.5.7. Standar ini mensyaratkan pertimbangan kelas situs dan gaya yang bekerja pada struktur, sesuai dengan kriteria yang ditetapkan seperti pada Tabel 2.64 berikut.

Tabel 2.65 Rasio Penulangan Minimum Berdasarkan ACI318-19

Rasio Penulangan Minimum		SDC D, E, dan F Kelas Situs A, B, C, dan D
Tulangan transversal zona *confinement*	Panjang zona *confinement*	3 kali dari diameter tiang
	Tipe tulangan transversal	Tulangan minimum: D10 untuk diameter tiang < 500 D13 untuk diameter tiang > 500
	Spasi dan jumlah tulangan transversal	Berdasarkan Pasal 18.7.5.3 spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari (a) hingga (c):Seperempat dimensi terkecil penampang kolom. a) Enam kali diamater tulangan longitudinal

		terkecil. b) Nilai So tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.
Tulangan transversal di luar zona *confinement*	Tipe tulangan transversal	Tulangan minimum: D10 untuk diameter tiang < 500 D13 untuk diameter tiang > 500
	Spasi dan jumlah tulangan transversal	Spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari (a) hingga (c): a) 12 kali tulangan longitudinal b) ½ diameter tiang c) 300 mm

Dalam perhitungan tulangan tulangan sengkang, dilakukan perhitungan dalam zona *confinement* dan luar zona *confinement*. Dimana zona *confinement* pada *bore pile* merupakan daerah khusus di sepanjang tiang yang diberi penguatan tambahan melalui pemasangan sengkang atau spiral dengan jarak yang lebih rapat. Bagian ini berfungsi untuk memberikan kekangan lateral terhadap tulangan longitudinal dan beton inti, sehingga elemen mampu menahan deformasi besar tanpa kehilangan kekuatan tekan secara signifikan. Pada umumnya , zona kekangan ditempatkan di sekitar kepala tiang, yaitu area yang menahan beban terbesar akibat kombinasi gaya tekan dan lentur dari struktur atas. Pemberian *confinement* yang memadai membantu mingkatkan daktilitas, mengurangi resiko tekuk pada tulangan

utama, serta memastikan distribusi tegangan dalam beton tetap stabil saat menerima beban maksimum.

Adapula data-data yang dibutuhkan dalam perhitungan sebagai berikut :

Diameter tiang bor, D = 800 mm

Selimut beton, Cc = 75 mm

Diameter tulangan utama, db = 22 mm

Diameter tulangan sengkang, ds = 13 mm

Jumlah tulangan logitudinal, n = 14 buah

- **Spasi maksimum dalam zona *confinement***

  Panjang zona *confinement* = 5 x D (SNI 2847:2019 Pasal 18.13.4.3)

  = 5 x 800 mm

  = 4000 mm

  Sudut 2 tulangan terdekat, Ɵ $= \frac{360}{n}$

  $= \frac{360}{14}$

  = 25,714

  Jarak tulangan ke pusat penampang, rb $= \frac{D}{2} - Cc - ds - \frac{db}{2}$

  $= \frac{800}{2} - 75 - 13 - \frac{22}{2}$

  = 301 mm

  Jarak antar tulangan, hx $= 2 \times rb \times sin\left(\frac{\theta}{2}\right)$

  $= 2 \times 301 \times sin\left(\frac{25{,}714}{2}\right)$

  = 133,957 mm

  Smax1 $= \frac{1}{4} \times D$

  $= \frac{1}{4} \times 800$

  = 200 mm

  Smax2 = 6 x db

  = 6 x 22

  = 132 mm

  Smax3 $= 100 + \frac{350-h}{3}$

$$= 100 + \frac{350-1 \quad ,957}{3}$$

$$= 172{,}0413 \text{ mm}$$

Dalam ACI318-19 tabel 18.13.5.7:1 disebutkan bahwa nilai s yang digunakan tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm. Maka diambil nilai Smax yaitu 100 mm. Kemudian dilakukan cek terhadap persyaratan 100 ≤ S ≤ 150 dan didapat nilai spasi maksimal 100 mm memenuhi syarat. Maka, tulangan transversal pada zona *confinement* yang digunakan adalah D13-100 mm.

- **Spasi maksimum luar zona *confinement***

Smax1 $= \frac{D}{2}$

$= \frac{800}{2}$

$= 400$ mm

Smax2 $= 12 \times db$

$= 12 \times 22$

$= 264$ mm

Smax3 $= 300$ mm

Kemudian, diambil nilai terkecil dari perhitungan yang sudah ada maka spasi maksimum yang digunakan adalah 264 mm. Maka, tulangan transversal luar zona *confinement* yang digunakan adalah D13-200 mm. Rekapitulasi penulangan *pile cap* dan *bore pile* dapat dilihat pada Tabel 2.65 berikut.

Tabel 2.66 Rekapitulasi Penulangan Pile Cap dan Bore Pile

Pile Cap	Arah Penulangan	Tulangan Atas	Tulangan Bawah	Tulangan Utama *Pile*	Zona Tulangan	Tulangan Sengkang *Pile*
1	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200

2	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
3	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
4	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
5	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
6	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
7	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
8	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
9	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200

10	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
11	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
12	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
13	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
14	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
15	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
16	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
17	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200

18	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
19	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
20	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
21	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
22	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
23	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
24	Arah X	D28-100	D28-100	14D22	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D28-100	D28-100		Luar conefinement	D13-200
25	Arah X	D22-100	D22-100	5D19	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D22-100	D22-100		Luar conefinement	D13-200

26	Arah X	D22-100	D22-100	10D19	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D22-100	D22-100		Luar conefinement	D13-200
27	Arah X	D22-100	D22-100	10D19	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D22-100	D22-100		Luar conefinement	D13-200
28	Arah X	D22-100	D22-100	10D19	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D22-100	D22-100		Luar conefinement	D13-200
29	Arah X	D22-100	D22-100	5D19	Dalam *conefinement*	D13-100
	Arah Y	D22-100	D22-100		Luar conefinement	D13-200