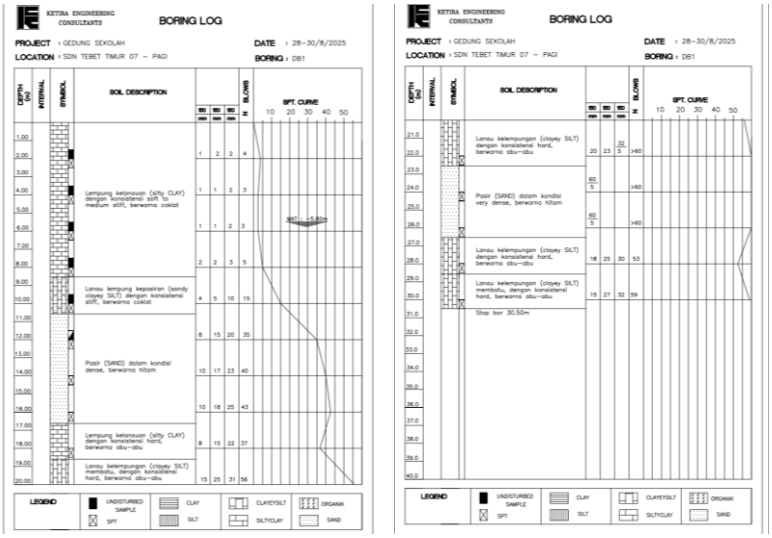
BAB IV
HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Data Perencanaan

Berikut adalah data-data perencanaan dalam melakukan perencanaan ulang Proyek Pembangunan Gedung SDN Tebet Timur 07 yang didapat dari hasil studi dokumen kepada pihak kontraktor terkait :

Nama proyek	:	Pembangunan Gedung SDN Tebet Timur 07
Lokasi proyek	:	Tebet Timur, Jakarta Selatan, DKI Jakarta
Fungsi Bangunan	:	Sekolah
Sistem Struktur	:	Beton Bertulang - Sistem Rangka Penahan Momen
Tinggi Bangunan Seismik	:	17.2 m
Mutu Beton Struktur Atas	:	f'c 25 MPa
Mutu Beton Struktur Bawah	:	f'c 41.5 MPa
Mutu Baja	:	BJTD 420B
		BJTP 280

Berikut adalah data penyelidikan tanah yang digunakan di Proyek Pembangunan Gedung SDN Tebet Timur 07:



Gambar 4. 1 Data *Boring Log*

Sumber: Data Pennyelidikan Tanah Eksisting

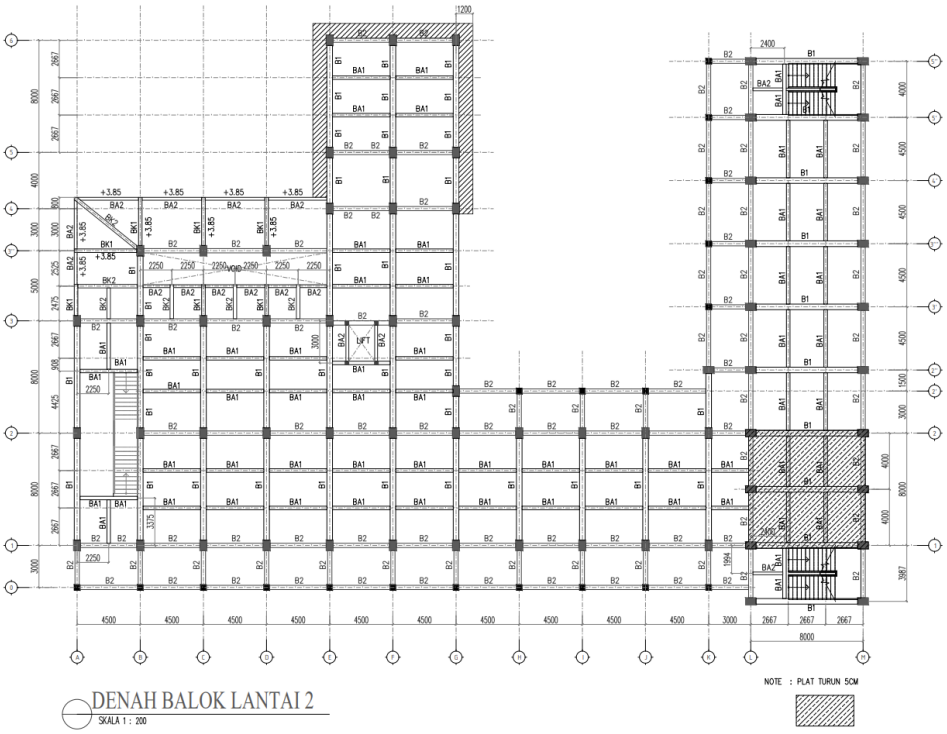
Berdasarkan borlog DB1 SDN Tebet Timur 07, profil tanah diawali lapisan lempung lunak (0–8,50 m) dengan muka air tanah di elevasi -5,80 m. Daya dukung berangsur naik pada kedalaman 8,50–17,00 m yang berupa lanau kaku hingga pasir padat (N-SPT 35–43). Elevasi tumpuan paling ideal untuk pondasi dalam berada pada rentang kedalaman 16,00 m hingga akhir pengeboran (30,50 m), di mana tanah telah mencapai lapisan sangat keras berupa perselingan lempung membatu dan pasir sangat padat (N-SPT 50 hingga >60 atau *refusal*).

4.2 Preliminary Design

Preliminary design pada perencanaan ulang gedung ini dilakukan dengan mengacu pada SNI 2847-2019 tentang Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.

4.2.1 *Preliminary Design* Balok

Perhitungan *preliminary design* balok didasarkan pada benatangan di layout denah eksisting seperti pada Gambar 4.2



Gambar 4. 2 Denah Rencana Pembalokan

Sumber: DED STR Eksisting

Berikut adalah perhitungan dimensi balok-balok yang digunakan pada perencanaan ulang ini:

1. Perhitungan dimensi balok induk

Balok Induk B1, dengan bentang, L= 8000mm, perhitungan *preliminary design*-nya adalah sebagai berikut:

Tinggi minimum balok :

$h_{min1} = \frac{L}{18,5} = \frac{8000}{18,5}$ = 423,432 mm

$h_{min2} = \frac{L}{12} = \frac{8000}{12}$ = 666,67 mm

h_{pakai} = 700 mm

Lebar minimun balok :

$b_{min} = \frac{1}{2}$×h = $\frac{1}{2}$× 700 = 350 mm

b_{pakai} = 400 mm

Digunakan tul. Utama = D22

Digunakan tul. sengkang = D10-100

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh dimensi balok B1 sebesar 300x600 mm. Selanjutnya dilakukan pengecekan kontrol sesuai dengan ketentuan yang tercantum dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.1, dengan persyaratan sebagai berikut :

d = h – selimut beton – ø sengkang – ½ ø tul. Utama
= 700 – 40 – 10 – 11
= 639 mm

Ln = L – c1
= 8000 – 750
= 7250 mm

Pengecekan Syarat:

1. Ln > 4d
   7250 mm > 4 x 639 mm
   7250 mm > 2156 mm **OK**
2. b ≥ 250 mm
   400 mm ≥ 250 mm **OK**

b	≥ 0,3h	
400 mm	≥ 0,3 x 700 mm	
400 mm	≥ 210 mm	**OK**
3. b	≤ c2	
400 mm	≤ 500 mm	**OK**
b	≤ 0,75 c1	
400 mm	≤ 0,75 x 750mm	
400 mm	≤ 525 mm	**OK**

2. Perhitungan dimensi balok anak

Balok Anak BA1, dengan bentang 4500 mm, perhitungan *preliminary design*-nya adalah sebagai berikut:

Tinggi minimum balok :

$h_{min1} = \frac{L}{18,5} = \frac{4500}{18,5}$ = 243,24 mm

$h_{min2} = \frac{L}{18} = \frac{4500}{18}$ = 250 mm

h_{pakai} = 350 mm

Lebar minimun balok :

$b_{min} = \frac{1}{2}$×h = $\frac{1}{2}$× 350 = 175 mm

b_{pakai} = 250 mm

Digunakan tul. Utama D16

Digunakan tul. sengkang D10-150

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh dimensi balok sebesar 250x350 mm. Selanjutnya dilakukan pengecekan kontrol sesuai dengan ketentuan yang tercantum dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.1, dengan persyaratan sebagai berikut :

d = h – selimut beton – ø sengkang – ½ ø tul. Utama
= 350 – 40 – 10 – 8
= 292 mm

Ln = L – $c1$
= 4500 – 400
= 4100 mm

1. Ln	> 4d	
4100 mm	> 4 x 292 mm	
4100 mm	> 1168 mm	**OK**
2. b	≥ 250 mm	
250 mm	≥ 250 mm	**OK**
b	≥ 0,3h	
250 mm	≥ 0,3 x 350 mm	
250 mm	≥ 105 mm	**OK**
3. b	< c2	
250 mm	< 400 mm	**OK**
b	< 0,75 c1	
250 mm	< 0,75 x 400 mm	
250 mm	< 300 mm	**OK**

3. Perhitungan dimensi balok kantilever

Balok Kantilever BK1, dengan bentang 3800 mm, perhitungan *preliminary design*-nya adalah sebagai berikut:

Tinggi minimum balok :

$h_{min} = \frac{L}{8} = \frac{3800}{8}$ = 475 mm

h_{pakai} = 500 mm

Lebar minimun balok :

$b_{min} = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 500$ = 250 mm

b_{pakai} = 250 mm

Digunakan tul. Utama D19

Digunakan tul. sengkang D10-150

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh dimensi balok sebesar 250x500 mm. Selanjutnya dilakukan pengecekan kontrol sesuai dengan ketentuan yang tercantum dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.6.1, dengan persyaratan sebagai berikut :

d = h – selimut beton – ø sengkang – ½ ø tul. Utama

= 500 – 40 – 10 – 9,5

= 440,5 mm

Ln = L – $\frac{c1}{2}$

= 3800 – $\frac{750}{2}$

= 3425 mm

1. Ln > 4d

   3425 mm > 4 x 440,5 mm

   3425 mm > 1762 mm **OK**

2. b ≥ 250 mm

   250 mm ≥ 250 mm **OK**

   b ≥ 0,3h

   250 mm ≥ 0,3 x 500 mm

   250 mm ≥ 150 mm **OK**

3. b < c2

   250 mm < 500 mm **OK**

   b < 0,75 c1

   250 mm < 0,75 x 750 mm

   250 mm < 562.5 mm **OK**

Berikut adalah tabel rekapitulasi hasil perhitungan *preliminary design* balok:

Tabel 4. 1 Rekapitulasi *Preliminary Design* Balok

No	Tipe Balok	Bentang (L) (mm)	Bentang bersih (Ln) (mm)	Dimensi (mm)				Syarat Tinggi Efektif	Syarat Lebar 1 Efektif	Syarat Lebar 2 Efektif
				H_{min} (mm)	H_{pakai} (mm)	B_{min} (mm)	B_{pakai} (mm)			
1	TB 1	8000	7400	500	600	180	300	**OK**	**OK**	**OK**
2	TB 2	4500	4100	375	400	120	300	**OK**	**OK**	**OK**
3	TB 3	4500	4100	250	300	90	200	**OK**	**OK**	**OK**
4	B1	8000	7400	667	700	350	400	**OK**	**OK**	**OK**
5	B1’	8000	7400	667	700	350	400	**OK**	**OK**	**OK**
6	B2	4500	4100	375	400	200	300	**OK**	**OK**	**OK**
7	B2’	4500	4100	375	400	200	300	**OK**	**OK**	**OK**
8	BA1	4500	4150	350	350	105	250	**OK**	**OK**	**OK**
9	BA2	2667	2417	148	300	90	250	**OK**	**OK**	**OK**
10	BK1	3800	3450	475	500	150	250	**OK**	**OK**	**OK**
11	BK2	3650	3350	203	350	105	250	**OK**	**OK**	**OK**

Keterangan:

OK = Memenuhi

4.2.2 *Preliminary Design* Kolom

Perhitungan kolom K1 yang digunakan pada lantai 1 dan lantai 2 adalah sebagai berikut:

Tipe Kolom = K1

Lokasi yang ditinjau = Lantai 1 (As H'/3)

Bentang Balok = 8000 mm

Tinggi Kolom = 4000 mm

h balok B1 = 700 mm

b balok B1 = 400 mm

Mutu tulangan (fy) = 420 MPa

Mutu beton (f'c) = 25 MPa

Dalam tahap perencanaan awal (*preliminary design*), dimensi kolom dapat diperkirakan dengan mempertimbangkan perbandingan kekakuan lentur antara kolom dan balok. Kekakuan elemen struktur dipengaruhi oleh nilai $\frac{EI}{L}$, sehingga untuk memastikan kolom memiliki kekakuan yang lebih besar dibandingkan balok, digunakan pendekatan sebagai berikut:

$$\frac{I\ Kolom}{L\ Kolom} \geq \frac{I\ Balok}{L\ Balok}$$

$$\frac{1}{12} \text{ x } \frac{b\ Kolom}{L\ Kolom} \text{ x } h\ Kolom^3 \geq \frac{1}{12} \text{ x } \frac{b\ Balok}{L\ Balok} \text{ x } h\ Balok^3$$

$$\frac{1}{12} \text{ x } \frac{h\ Kolom}{4000} \text{ x } h\ Kolom^3 \geq \frac{1}{12} \text{ x } \frac{400}{8000} \text{ x } 700^3$$

$$h^4 \geq 68.600.000.000$$

$$h \geq 511{,}77 \text{ mm}$$

$$h_{min} = 520 \text{ mm}$$

Jadi, didapatkan dimensi kolom K1 minimal yaitu h = 520mm

Dalam menentukan dimensi awal kolom juga dapat digunakan pembebanan perkiraan awal yang ditumpu kolom. Tinjauan pelat lantai dengan luasan 36 m^2, dengan mutu baja BJTD 420B (fy 420 MPa), maka:

a. Beban merata

Beban mati, Q_D = 4,3 kN/m^2

Beban hidup, Q_L = 4,79 kN/m^2

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

= 1,2 x (4,3) + 1,6 x 4,79

= 12,83 kN/m^2

b. Beban aksial

Beban aksial ultimit = Qu x A

= 12,83 x 36

= 461,77 kN/m^2

Tinjauan pelat atap dengan luasan 36 m^2, dengan mutu baja BjTS 420B (fy 420 Mpa), maka

c. Beban merata

Beban mati, QD = 3,52 kN/m^2

Beban hidup, QL = 2,4 kN/m^2

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

= 1,2 x (3,52) + 1,6 x 4,79

= 8,07 kN/m^2

d. Beban aksial

Beban aksial ultimit = Qu x A

= 12,533 x 76,5

= 290,38 kN/m^2

Pu kumulatif pada 4 pelat lantai + 1 pelat atap sebesar 2137,47 kN

Estimasi luas penampang bruto kolom

$$Ag = \frac{Pu}{0{,}8\Phi x(0{,}85f'c)}$$

$$Ag = \frac{2137{,}47 * 1000}{0{,}8 \text{ x } 0{,}65\ x\ (0{,}85\ x\ 25)}$$

= 193,435,83 mm^2

$$B = H = \sqrt{Ag}$$

$$= \sqrt{193435{,}83}$$

B_{min} = 439,81mm

Jika lebar kolom sama dengan panjang kolom, maka dapat digunakan:

B_{min} = 500 mm dan H_{min} = 500 mm, dengan Ag = 250,000 mm^2

Digunakan kolom pipih dengan dimensi sebagai berikut:

B_{pakai} = 500 mm

H_{pakai} = 700 mm

Dengan Ag = 375,000 mm^2 > 250,000 mm^2 **OK**

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh dimensi kolom sebesar 500 × 750 mm. Selanjutnya dilakukan pengecekan kontrol sesuai dengan persyaratan sebagai berikut :

a) B > 300

500 > 300 **OK**

b) B > 0,4H

500 > 0,4 x 750

500 > 300 **OK**

Berikut adalah tabel rekapitulasi hasil perhitungan *Preliminary Design* kolom:

Tabel 4. 2 Rekapitulasi *Preliminary Design* Kolom

No	Tipe Kolom	Bentang Balok	Tinggi Kolom	Dimensi Balok		h Min	Dimensi Kolom		Syarat Kolom 1	Syarat Kolom 2
				h	b		h	b		
1	K1	8000	4000	700	400	439,81	750	500	**OK**	**OK**
2	K2	4500	4000	350	300	190,44	400	400	**OK**	**OK**
3	K1A	8000	4000	700	400	260,9	600	400	**OK**	**OK**
4	K2A	4500	4000	350	300	113	300	300	**OK**	**OK**
5	KL	4500	400	350	300	91,6	300	300	**OK**	**OK**

4.2.3 *Preliminary Design* Pelat

Perhitungan pelat lantai dibedakan menjadi dua jenis, yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Perencanaan pelat tersebut mengacu pada ketentuan dalam SNI 2847:2019. Berikut adalah perhitungan untuk penentuan tebal pelat:

Data perencanaan

Tipe Pelat : S2

Lokasi yang ditinjau : Lantai 2 (D0 - E1)

Bentang sumbu panjang (Ly) : 4500 mm

Bentang sumbu pendek (Lx) : 3000 mm

Mutu tulangan (Fy) : 420 MPa

Penentuan jenis pelat lantai:

$\frac{Ly}{Lx}$ < 2 Lx > 0,4Ly

$\frac{4500}{3000}$ < 2 3000 > 0,4 x 4500

1,5 < 2 3000 > 1800 **Pelat 2 Arah**

Penentuan tebal minimal pelat mengacu pada Tabel 2.16, sebagai berikut:

Tumpuan pelat pada Balok B2 (300x400) di semua sisi

Inersia balok, I_b:

$I_b = \frac{1}{12} b\, h^3 = \frac{1}{12} x\, 300\, x\, 400^3 = 1600000000\, mm^4$

Inersia pelat arah pendek I_{sx}:

$I_{sx} = \frac{1}{12} b\, h^3 = \frac{1}{12} x\, 3000\, x\, 130^3 = 549250000\, mm^4$

Inersia pelat arah panjang I_{sy}:

$I_{sy} = \frac{1}{12} b\, h^3 = \frac{1}{12} x\, 4500\, x\, 130^3 = 823875000\, mm^4$

Rasio kekakuan lentur balok terhadap kekakuan lentur pelat:

$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}, dengan\ E_{cb} = E_{cs}, maka\ \alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$

$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_{sx}} = \frac{1600000000}{549250000} = 2{,}913$

$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_{sx}} = \frac{1600000000}{549250000} = 2{,}913$

$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_{sy}} = \frac{1600000000}{823875000} = 1{,}942$

$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_{sy}} = \frac{1600000000}{823875000} = 1{,}942$

$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_{f1}+\alpha_{f2}+\alpha_{f3}+\alpha_{f4}}{4} = 2{,}428$

Rasio bentang panjang terhadap bentang pendek:

$L_{nx} = L_x - \frac{1}{2} b_{b1} x \frac{1}{2} b_{b2} = 3000 - \frac{1}{2} 300\, x \frac{1}{2} 300 = 2700$ mm

$L_{ny} = L_x - \frac{1}{2} b_{b1} x \frac{1}{2} b_{b2} = 4500 - \frac{1}{2} 300\, x \frac{1}{2} 300 = 4200$ mm

$\beta = \frac{L_{ny}}{L_{nx}} = \frac{4200}{2700} = 1{,}556$

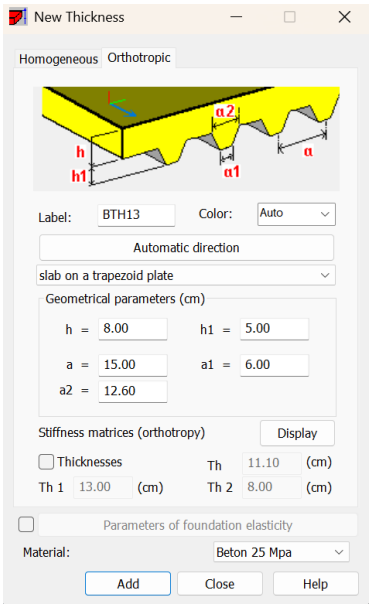
Dengan $\alpha_{fm} = 2{,}428 > 2{,}0$, maka digunakan persamaan

$$\boldsymbol{Tmin = \frac{l_n\left(0{,}8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+9\beta} = 92{,}40\ mm}$$

Digunakan tebal pelat rencana S2 = 130 mm

Maka, tebal pelat S2 yang digunakan pada perencanaan ini yaitu 130 mm.

Pada perencanaan ulang ini penulis mengajukan perubahan jenis plat konvensional menjadi pelat bondek dengan topping beton di lantai 2 hingga lantai 5. Pada RSAP jenis pelat yang digunakan diubah ke Orthotropic dan memilih jenis Slab on trapezoid plate seperti yang terlihat pada Gambar 4.1 dengan ketebalan rata-rata didapatkan yaitu Th = 11,10 cm



Gambar 4. 3 *Thickness Property* Plat Bondek di RSAP

Berikut adalah tabel rekapitulasi *Preliminary Design* dimensi pelat yang digunakan pada perencanaan ulang ini:

Tabel 4. 3 Rekapitulasi *Preliminary* Desain Pelat

Tipe	Jenis Pelat	Bentang (mm)		Tebal Pelat (mm)
		Lx	Ly	
S1	Konvensional	3000	4500	130
S2	Bondek dengan topping beton	3000	4500	130
S Bordes	Konvensional	4500		130
S Tangga	Konvensional	4500		130
S Atap	Bondek dengan topping beton	3000	2500	130

4.3 Pembebanan Gravitasi

Dalam melakukan analisis struktur perlu merencanakan pembebanan yang terjadi pada bangunan. Berikut merupakan beban yang perlu direncanakan, meliputi :

4.3.1 Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri struktur dan beban mati tambahan (*super dead load*). Berat sendiri struktur akan diperhitungkan secara otomatis dalam pemodelan Structur Robot Analysis, sedangkan beban mati tambahan merupakan beban merata yang bekerja pada pelat. Berikut adalah perhitungan beban mati tambahan yang bekerja pada pelat :

1. Beban mati tambahan (SIDL) pelat lantai

   Keramik = 0,167 kN/m^2

   Spesi (0,03) = 0,618 kN/m^2

   Pasir (0,05) = 0,785 kN/m^2

   MEP = 0,3 kN/m^2

   Plafond = 0,088 kN/m^2

   Rangka Plafond = 0,049 kN/m^2

   Total QSIDL = 2,007 kN/m^2

2. Beban mati tambahan (SIDL) pelat atap

   Spesi (0,03) = 0,618 kN/m^2

   Waterproof (0,02) = 0,412 kN/m^2

   MEP = 0,3 kN/m^2

   Plafond = 0,088 kN/m^2

   Rangka Plafond = 0,049 kN/m^2

   Total QSIDL = 1,467 kN/m^2

3. Beban mati tambahan (SIDL) pelat tangga

   Anak tangga = 1,954 kN/m^2

   Keramik = 0,167 kN/m^2

   Spesi (0,03) = 0,618 kN/m^2

   Pasir (0,05) = 0,785 kN/m^2

   Total QSIDL = 3,524 kN/m^2

4. Beban mati tambahan (SIDL) pelat bordes

   Keramik = 0,167 kN/m^2

   Spesi (0,03) = 0,618 kN/m^2

   Pasir (0,05) = 0,785 kN/m^2

   Total QSIDL = 1,57 kN/m^2

5. Beban Dinding

   Hebel = $\frac{1}{2}$ x Bata Merah (Clay Brick)

   = 0,5 x 1,87= 0,935 kN/m^2

   Plesteran = 0,24 kN/m^2

   Berat Dinding = 0,935 + 0,48

   =1,415 kN/m^2

4.3.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang timbul akibat aktivitas dan penggunaan bangunan oleh penghuni, yang tidak termasuk berat sendiri struktur maupun beban akibat kondisi alam seperti gempa. Setiap ruangan memiliki beban hidup yang sudah ditetapkan tergantung dari fungsinya. Berikut adalah uraian beban hidup di setiap ruangan :

a. Ruang Kelas = 3,83 kN/m^2
b. Koridor Lantai 1 = 4,79 kN/m^2
c. Koridor Lantai 2 = 3,83 kN/m^2
d. Ruang Kantor = 2,4 kN/m^2
e. Kantin = 4,79 kN/m^2
f. Perpustakaan = 2,87 kN/m^2
g. Tangga = 4,79 kN/m^2
h. Bordes = 4,79 kN/m^2
i. Lab Komputer = 4,79 kN/m^2
j. Lab IPA = 2,87 kN/m^2
k. Koridor di Atas Lantai 1 = 3,83 kN/m^2
l. Toilet = 2,87 kN/m^2
m. Ruang Serbaguna = 1,5 kN/m^2

n. Mushola = 1,5 kN/m^2

o. Dak Beton = 1,2 kN/m^2

4.3.3 Beban Angin

Perencanaan beban angin dilakukan berdasarkan parameter yang mengacu pada ketentuan dalam SNI 1727:2020 Pasal 26, dengan rincian sebagai berikut:

1. Data Perencanaan

Berikut adalah data perencanaan yang digunakan pada perencanaan ulang ini:

Fungsi bangunan : Sekolah

Tinggi bangunan : 17,2 m

Panjang bangunan : 56 m

Lebar bangunan : 40 m

Tinggi lantai : 4 m

2. Parameter beban angin

Menurut Peta Angin Australia HB 212-2002, wilayah Indonesia termasuk dalam *Handbook Level I* dengan kecepatan angin rencana 32 $^{m}/_{s}$ yang digunakan sebagai dasar dalam perencanaan struktur terhadap beban angin. Nilai kecepatan angin tersebut digunakan sebagai parameter dalam analisis beban angin sesuai dengan ketentuan SNI 1727:2020.

Tabel 4. 4 Tabel Kecepatan Angin Rencana (Vr) Berdasarkan Tingkat Risiko Wilayah (*Handbook Level*)

Handbook Level	Description	Equation for Vr	V_{60}	V_{600}
I	Strong thunderstorms and monsoon winds	$(70 - 56R^{-0.1})$	32	40
II	Moderately severe thunderstorms and extra-tropical gales	$(67 - 41R^{-0,1})$	39	45
III	Severe thunderstorms and moderate or weakening typhoons/tropical cyclones	$(106 - 92R^{-0,1})$	44	57
IV	Strong typhoons/tropical cyclones	$(122 - 104R^{-0,1})$	52	66
V	Very strong typhoons/tropical cyclones	$(156 - 142R^{-0,1})$	60	80

Sumber: HB 212-2002

3. Faktor Arah Angin

Dalam SNI 1727:2020 Tabel 26.6-1, ditentukan faktor arah angin yang disesuaikan dengan tipe struktur bangunan. Pada gedung SDN 07 Tebet digunakan tipe struktur dengan Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU), sehingga diperoleh nilai faktor arah angin sebesar 0,85.

Tabel 4. 5 Faktor Arah Angin

Tipe Struktur	Faktor arah angin (K_d)
Bangunan gedung	
Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU)	0,85
Komponen dan Klading (K&K)	0,85
Atap lengkung	0,85
Kubah berbentuk bundar	1,0[a]
Cerobong, tangki, dan struktur serupa	

Sumber: SNI 1727:2020

4. Kategori Eksposur

Kategori eksposur angin ditentukan dengan mempertimbangkan tinggi atap rata-rata ≤ 30 ft (9,1 m) serta kondisi topografi setempat. Berdasarkan kondisi lingkungan bangunan yang berada di perkotaan, bangunan ini diklasifikasikan dalam Eksposur B sesuai dengan ketentuan dalam SNI 1727:2020 Pasal 26.7.2.

5. Faktor Topografi

Gedung SDN 07 Tebet tidak berada pada area dengan perbukitan atau tebing curam, sehingga tidak memenuhi kriteria yang disyaratkan dalam SNI 1727:2020 Pasal 26.8.1. Maka, nilai faktor topografi yang digunakan adalah $K_{zt} = 1{,}0$.

Parameter-parameter di atas yang sudah diinput ke dalam simulasi beban angin di RSAP kemudian menghasilkan empat gaya sesuai arah mata angin yaitu pada arah X+, Y+, X-, dan Y- dengan rangkuman *output* yang dapat dilihat pada Gambar berikut:

DATA RINGKASAN ANALISIS SIMULASI BEBAN ANGIN (CASE 6-9)

DATA CASE 6: SIMULASI ANGIN X+ 32 m/s				DATA CASE 7: SIMULASI ANGIN Y+ 32 m/s			
Data Simulasi		Kec. Angin: 32 m/s	Profil: Terrein level -0.05m	**Data Simulasi**		Kec. Angin: 32 m/s	Profil: Terrein level -0.05m
Kec. Angin: 32 m/s	Profil: Terrein level level -0.05m	Elemen: Terbuka Stop Kriteria:	Bukaan: Automatik	Kec. Angin: 32 m/s	Profil: Terrein level level -0.05m	Elemen: Tertutup Stop Kriteria:	Bukaan: Automatik
Elemen: Terbuka	Bukaan: Automatik	**Ringkasan Gaya Total**		Elemen: Terbuka	Bukaan: Automatik	**Ringkasan Gaya Total**	
		Gaya Utama (kN)	341.47			Gaya Utama (kN)	704.83
		Gaya Tegak Lurus (kN)	27.58			Gaya Tegak Lurus (kN)	-110.02
		Gaya Vertikal (kN)	1.67			Gaya Vertikal (kN)	3.08
–		Presisi: 0.50% | *Catatan Simplifikasi Model		–		Presisi: 0.50% | *Catatan Simplifikasi Model	

DATA CASE 8: SIMULASI ANGIN X- 32 m/s				DATA CASE 9: SIMULASI ANGIN Y- 32 m/s			
Data Simulasi		Kec. Angin: 32 m/s	Profil: Terrein level -0.05m	**Data Simulasi**		Kec. Angin: 32 m/s	Profil: Terrein level -0.05m
Kec. Angin: 32 m/s	Profil: Terrein level level -0.05m	Elemen Terpilih: 2117-2124, Automatik	Bukaan: Terbuka	Kec. Angin: 32 m/s	Profil: Terrein level level -0.05m	Elemen Terpilih: 2117-2124, Automatik	Bukaan: Tertutup
–		**Ringkasan Gaya Total**		–		**Ringkasan Gaya Total**	
Gaya Utama (kN)		Gaya Utama (kN)	504.90	Gaya Utama (kN)		Gaya Utama (kN)	547.37 kN
Gaya Tegak Lurus (kN)		Gaya Tegak Lurus (kN)	113.77	Gaya Tegak Lurus (kN)		Gaya Tegak Lurus (kN)	-16.47
Gaya Vertikal (kN)		Gaya Vertikal (kN)	2.02	Gaya Vertikal (kN)		Gaya Vertikal (kN)	1.61
–		Presisi: 0.50% | *Catatan Simplifikasi Model		–		Presisi: 0.50% | *Catatan Simplifikasi Model	

Gambar 4. 4 *Output* Gaya Angin dari RSAP

4.3.3 Beban Hujan

Mengacu pada landasan teori di pembahasan sebelumnya, didapatkan persamaan:

$$R = 0{,}0098(d_s + d_h)$$

Dengan data perencanaan:

Kedalaman statis, ds= 75 mm

Kedalaman hidraulik, dh = 50 mm

Penentuan asumsi nilai ds sebesar 75 mm didasarkan pada elevasi rencana saluran pembuangan sekunder (*scupper*) terhadap titik terendah permukaan atap dak beton, yang merepresentasikan ketinggian genangan air statis apabila terjadi kegagalan atau penyumbatan total pada sistem drainase primer. Adapun nilai dh sebesar 50 mm ditetapkan sebagai tinggi kepala hidraulik (*hydraulic head*) di atas bibir saluran sekunder saat mengalirkan debit air hujan rencana, yang besarnya bergantung pada intensitas curah hujan serta kapasitas aliran pada lubang pembuangan tersebut. Kemudian data perencanaan tersebut dimasukkan ke dalam persamaan sebagai berikut:

$$R = 0{,}0098(d_s + d_h)$$

$$R = 0{,}0098(75 + 50)$$

$$R = 0{,}0098(125)$$

$$R = 1{,}225 kN/m2$$

Melalui tahapan perhitungan di atas, diperoleh nilai beban hujan sebesar R = 1,225 kN/m2. Nilai beban ini selanjutnya akan diaplikasikan sebagai beban

merata pada pelat atap dalam kombinasi pembebanan untuk memastikan keamanan struktur terhadap risiko instabilitas akibat genangan (*ponding*).

4.4 Analisis Beban Gempa

Perhitungan beban gempa pada bangunan Gedung SDN 07 Tebet direncanakan berdasarkan SNI 1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, dengan rincian sebagai berikut

4.4.1 Klasifikasi Situs Berdasarkan Hasil Pengujian SPT

Berikut adalah data N-SPT eksisting untuk penentuan klasifikasi situs:

Tabel 4. 6 Hasil N-SPT Gedung SDN 07 Tebet

No	Jarak	di (m)	BH-1	di/BH-1
1	2	2	4	0,500
2	4	2	3	0,667
3	6,0	2	3	0,667
4	8,0	2	5	0,400
5	10,0	2	15	0,133
6	12,0	2	35	0,057
7	14,0	2	40	0,050
8	16,0	2	43	0,047
9	18,0	2	37	0,054
10	20,0	2	56	0,036
11	22,0	2	60	0,033
12	24,0	2	60	0,033
13	26,0	2	60	0,033
14	28,0	2	53	0,038
15	30.0	2	59	0,034
	Jumlah	**30**		2.782
	$N_{rata\text{-}rata}$			**10,785**

Sumber: Dokumen Penyelidikan Tanah, Adhikarya

Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan $N_{rata\text{-}rata}$:

Contoh perhitungan (di/BH-1) di Jarak = 2 m adalah sebagai berikut:

$$di/_{BH-1} = \frac{2}{5} = 0{,}4$$

Perhitungan Nrata-rata adalah sebagai berikut:

$$\text{N rata-rata} = \Sigma \frac{di}{di/_{BH-1}}$$

$$= \frac{30}{2{,}782}$$

$$= 10{,}785$$

Berikutnya nilai $N_{rata\text{-}rata}$ yang didapatkan dicocokkan ke klasifikasi kelas situs menurut SNI 1726:2019 Pasal 5.3

Tabel 4. 7 Kelas Situs

Kelas Situs	Vs (m/detik)	N atau Nch	Su (kPa)
SA (Batuan Keras)	>1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750-1500	N/A	N/A
SD (Tanah Sedang)	175-350	15-50	50-100
SE (Tanah Lunak)	<175	<15	<50

Sumber: SNI 1726:2019

Berdasarkan data hasil uji Standard Penetration Test (SPT), diperoleh nilai rata-rata pukulan N sebesar 10,785. Berdasarkan Tabel 4.9, nilai tersebut termasuk dalam kategori situs tanah SE, yang merepresentasikan kondisi tanah lunak.

4.4.2 Pembuatan Spektrum Respon Desain

Nilai Ss dan S1 yang digunakan sebagai parameter respons spektral percepatan gempa maksimum risiko-tertarget (MCER) diperoleh dari peta spektra desain melalui website Desain Spektra Indonesia. Dari perhitungan spektrum respon desain, didapatkan parameter-parameter sebagai berikut:

Percepatan spektrum respon desain pada periode pendek (Ss) = 0,8089 g

Percepatan spektrum respon desain pada periode 1 detik (S1) = 0,3889 g

Periode Transisi Jangka Panjang TL =20 detik

Berikutnya melakukan perhitungan nilai koefisien situs sebagai berikut:

A. Koefisien nilai Fa

Tabel 4. 8 Penentuan Koevisien Situs, Fa

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik (Ss)					
	Ss ≤ 0,25	Ss = 0,5	Ss = 0,75	Ss = 1,0	Ss = 1,25	Ss ≥ 1,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS(a)	SS(a)	SS(a)	SS(a)	SS(a)	SS(a)

Sumber: SNI 1726:2019

Nilai Ss (MCER) = 0,8089 g

Berada di rentang nilai Ss hasil tabel:

Ss1 = 0,75 g

Ss2 = 1 g

Dengan nilai kelas situs:

Fa1 = 1,3 g

Fa2 = 1,1 g

Menentukan Nilai Fa (MCER) dengan metode interpolasi sebagai berikut:

$$Fa = Fa1 + \frac{(Ss - Ss1)}{(Ss2 - Ss1)}\ x\ (Fa2 - Fa1)$$

$$Fa = 1{,}3 + \frac{(0{,}8089 - 0{,}75)}{(1 - 0{,}75)}\ x\ (1{,}1 - 1{,}3)$$

$$Fa = 1{,}2529 \text{ g}$$

B. Koefisien nilai Fv

Tabel 4. 9 Koevisien Situs, Fv

Kelas Situs	**Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, Ss**					
	Ss ≤ 0,1	**Ss ≤ 0,2**	**Ss ≤ 0,3**	**Ss ≤ 0,4**	**Ss ≤ 0,5**	**Ss ≤ 0,6**
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS(a)					

Sumber: SNI 1726:2019

Nilai Ss (MCER) = 0,3889 g

Berada di rentang nilai Ss hasil tabel:

Ss1 = 0,3 g

Ss2 = 0,4 g

Dengan nilai kelas situs:

Fv1 = 2,8 g

Fv2 = 2,4 g

Nilai Fv (MCER), didapatkan dari perhitungan interpolasi berikut:

$$Fv = Fv1 + \frac{(Ss - Ss1)}{(Ss2 - Ss1)}\ x\ (Fv2 - Fv1)$$

$$Fv = 2{,}8 + \frac{(0{,}3889 - 0{,}3)}{(0{,}4 - 0{,}3)}\ x\ (2{,}8 - 2{,}4)$$

$Fv = 2{,}4444$ g

Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) merupakan parameter yang menggambarkan respons maksimum struktur terhadap beban gempa pada masing-masing periode getar.

a. Nilai S_{MS} = Fa x S_S
= 1,2529 x 0,8089
= 1,0135g

b. Nilai S_{M1} = Fv x S_1
= 2,4444 x 0,3889
= 0,9506 g

Untuk pembuatan kurva desain spektrum respon, diperlukan perhitungan parameter-parameter gempa berikut:

a) Nilai percepatan desain periode pendek, S_{DS}:

$S_{DS} = \frac{2}{3}$ x S_{MS}

$S_{DS} = \frac{2}{3}$ x 1,0135

= 0,6756 g

b) Nilai percepatan desain periode 1 detik, S_{D1}:

$S_{D1} = \frac{2}{3} x\ S_{M1}$

$S_{D1} = \frac{2}{3} x\ 0{,}9506$

$= 0{,}6338\ g$

c) Nilai periode transisi awal, T_0 :

$T0 = 0{,}2\ x\ \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

= 0,2 x $\frac{0{,}6338}{0{,}6756}$

= 0,1876 detik

d) Nilai periode transisi pertengahan, Ts:

$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

$= \frac{0,6902}{0,6432}$

= 0,9324 detik

e) Nilai periode transisi jangka panjang, T_L:

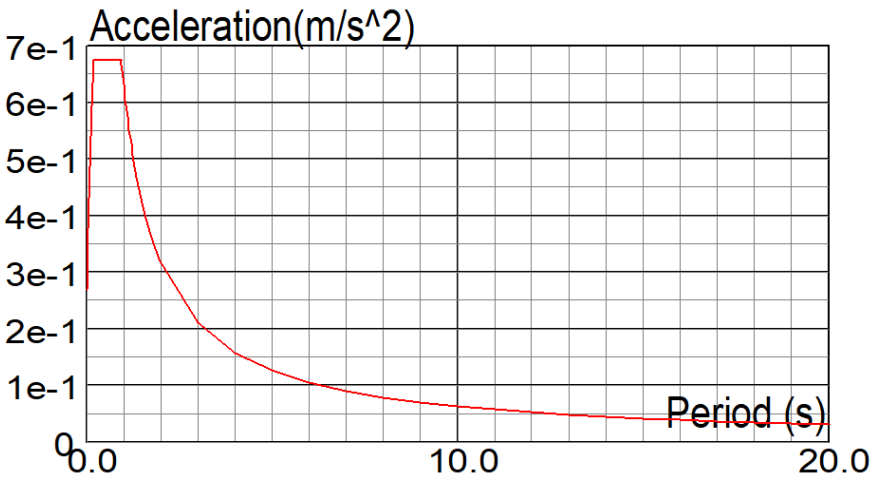
T_l = 20 detik

Parameter-parameter tersebut kemudian dikembangkan sesuai SNI 1726:2019 pasal 6.4, didapatkan tabel rekapitulasi seperti yang tampak pada Tabel 4.10.

Tabel 4. 10 Nilai Parameter Penentuan Spektrum Respon Desain

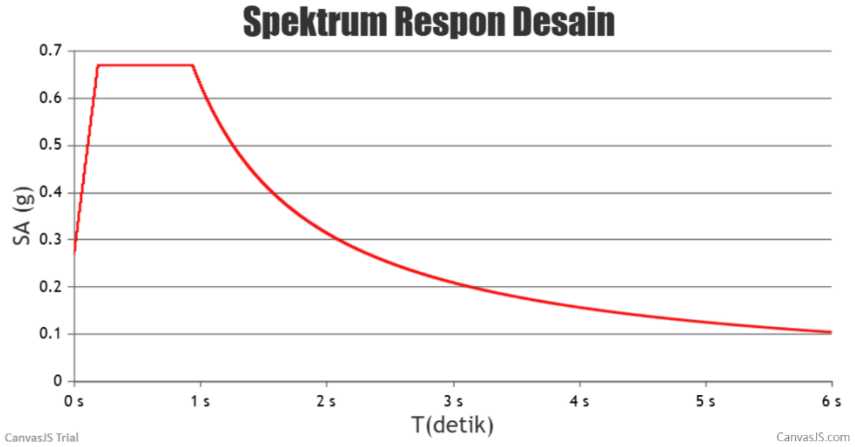
Ket	T (detik)	Sa (g)	Ket	T (detik)	Sa (g)
	0	0,27025457		1,45	0,43707
	0,05	0,37829801		1,5	0,42250
	0,1	0,48634145		1,55	0,40887
	0,15	0,59438489		1,6	0,39609
T_0	0,1876	0,67564		1,65	0,38409
	0,2	0,67564		1,7	0,37279
	0,25	0,67564		1,75	0,36214
	0,3	0,67564		1,8	0,35208
	0,35	0,67564		1,85	0,34257
	0,4	0,67564		1,9	0,33355
	0,45	0,67564		1,95	0,32500
	0,5	0,67564		2	0,31688
	0,55	0,67564		3	0,21125
	0,6	0,67564		4	0,15844
	0,65	0,67564		5	0,12675
	0,7	0,67564		6	0,10563
	0,75	0,67564		7	0,09054
	0,8	0,67564		8	0,07922
	0,85	0,67564		9	0,07042
	0,9	0,67564		10	0,06338
T_s	0,9380	0,67564		11	0,05761
	0,95	0,66711		12	0,05281
	1	0,63375		13	0,04875
	1,05	0,60357		14	0,04527
	1,1	0,57614		15	0,04225
	1,15	0,55109		16	0,03961
	1,2	0,52813		17	0,03728
	1,25	0,50700		18	0,03521
	1,3	0,48750		19	0,03336
	1,35	0,46945	T_L	20	0,03169
	1,4	0,45268			

Data pada Tabel 4.10 diinput ke dalam *software* RSAP dan juga dibandingkan dengan sumber yang akurat di *website* Desain Spektra Indonesia. Berikut adalah gambar kurva spektrum respon desain yang didapatkan dari *software* RSAP:



Gambar 4. 5 Hasil Spektrum Respon Desain SDN 07 Tebet di RSAP

Berikut adalah data pembanding yang diambil dari *website* Desain Spektra Indonesia



Gambar 4. 6 Hasil Spektrum Respon Desain SDN 07 Tebet

Sumber: Desain Spektra Indonesia

Grafik respons spektrum pada RSAP dan Cipta Karya menunjukkan kesesuaian yang presisi pada seluruh parameter desain, termasuk nilai percepatan awal (0,27), percepatan puncak (0,67) pada rentang periode konstan (0,2–1,0 detik), dan bentuk kurva penurunannya. Hal ini mengonfirmasi bahwa profil gempa yang diinput ke dalam RSAP sudah sangat akurat merepresentasikan data standar dari Desain Spektra Indonesia Kementrian PUPR.

4.4.3 Kategori Risiko

Perencanaan beban gempa pada struktur gedung SDN 07 Tebet dilakukan menggunakan metode respons spektrum melalui pemodelan *software* Robot Structural Analysis. Dalam analisis ini, terdapat beberapa parameter yang perlu ditentukan sebagai dasar perhitungan beban gempa, yang diuraikan sebagai berikut.

Tabel 4. 11 Penentuan Kategori Risiko Bangunan terhadap Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: g. Bangunan – bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan h. Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat i. Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat j. Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya k. Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat l. Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

Sumber: SNI 1726:2019

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, penetapan kategori risiko bangunan untuk memastikan fungsi gedung sebagai fasilitas pendidikan dengan jumlah pengguna yang besar serta perannya dalam pelayanan publik. Oleh karena itu, gedung ini diklasifikasikan ke dalam kategori risiko IV sesuai tabel di atas.

4.4.4 Faktor Keutamaan Gempa

Penentuan faktor keutamaan gempa (Ie) berperan untuk memengaruhi besarnya gaya gempa rencana yang harus dipikul oleh struktur. Gedung SDN 07 Tebet dengan kategori risiko IV digunakan nilai faktor keutamaan gempa sebesar Ie = 1,5.

Tabel 4. 12 Penentuan Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Resiko	Faktor keutamaan gempa, *Ie*
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Sumber: SNI 1726:2019

4.4.5 Penentuan Kategori Desain Seismik

Untuk memudahkan penentuan parameter gempa selanjutnya, disajikan data rekapitulasi parameter percepatan desain spektrum pada tabel di bawah ini:

Tabel 4. 13 Data Rekapitulasi Parameter Percepatan Desain Spektrum

Spektral Percepatan Periode Pendek	S_s	=	0,8089	g
Spektral Percepatan Periode 1 Detik	S_1	=	0,3889	g
Koefisien Situs	F_a	=	1,2529	g
Koefisien Situs	F_v	=	2,4444	g
Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek	S_{MS}	=	1,0135	g
Parameter respons spektral percepatan pada periode 1 detik	S_{M1}	=	0,9506	g
Percepatan Desain Periode Pendek	S_{DS}	=	0,6756	g
Percepatan Desain Periode 1 Detik	S_{D1}	=	0,6338	g
Periode Awal	T_0	=	0,1876	detik
Periode Transisi	T_s	=	0,9380	detik
Periode Transisi Jangka Panjang	T_L	=	20	detik

Kategori Desain Seismik (KDS) ditentukan dengan mengacu pada nilai parameter percepatan spektral desain S_{DS} dan S_{D1}, serta kategori risiko bangunan sesuai ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 6.5. Pada bangunan dengan kategori risiko IV, penentuan KDS didasarkan pada batas nilai kedua parameter tersebut, seperti yang dapat dilihat pada Tabel 4.14 dan Tabel 4.15

Tabel 4. 14 Penentuan KDS Berdasarkan S_{DS}

Nilai S_{DS}	**Kategori Risiko**	
	I atau II atau III	**IV**
$S_{DS} < 0{,}167$	A	A
$0{,}167 \leq S_{DS} \leq 0{,}33$	B	C
$0{,}33 \leq S_{DS} \leq 0{,}50$	C	D
$0{,}50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 4. 15 Penentuan KDS Berdasarkan S_{D1}

Nilai S_{D1}	**Kategori Risiko**	
	I atau II atau III	**IV**
$S_{D1} < 0{,}067$	A	A
$0{,}167 \leq S_{D1} \leq 0{,}133$	B	C
$0{,}33 \leq S_{D1} \leq 0{,}20$	C	D
$0{,}20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2019

Dari hasil analisis diperoleh nilai S_{DS} = 0.6756 g dan S_{D1} = 0.6338 g, dengan kriteria $S_{DS} \geq 0{,}50$ dan $S_{D1} \geq 0{,}20$, yang menunjukkan bahwa kedua parameter telah melampaui batas yang disyaratkan. Dengan demikian, sesuai SNI 1726:2019

dan hasil evaluasi yang dilakukan, Gedung SDN 07 Tebet termasuk dalam Kategori Desain Seismik (KDS) D.

4.4.6 Penentuan Sistem Struktur

Pada perencanaan ulang ini, digunakan sistem rangka pemikul momen beton bertulang tanpa *shearwall*, berikut adalah tabel parameter desain gempa sesuai sistem struktur yang diperbolehkan:

Tabel 4. 16 Parameter Sistem Pemikul Gaya Seismik yang Digunakan

Sistem Pemikul Gaya Seismik	**Koefisien Modisikasi Respons R^a**	**Faktor Kuat Lebih Sistem Ω_0^b**	**Faktor Pembesa-ran Defleksi C_d^c**	**Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, hn $(m)^d$**				
				Kategori Desain Seismik				
				B	**C**	**D^e**	**E^e**	**F^f**
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI

Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 12

Dengan KDS tipe D, maka sistem penahan gaya gempa yang diperbolehkan pada Gedung SDN 07 Tebet adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Berdasarkan ketentuan di Tabel 4.16, parameter desain untuk sistem ini ditetapkan sebagai berikut.

a. Nilai koefisien modifikasi respon (R) adalah 8
b. Nilai faktor kuat lebih sistem (Ω) adalah 3
c. Nilai faktor pembesaran defleksi (Cd) adalah 5,5

4.4.7 Periode Fundamental Struktur

Berikut adalah tabel penentuan koefisien Cu untuk perhitungan periode fundamental:

Tabel 4. 17 Parameter Percepatan Respons Sprektal Desain 1 Detik, SD1

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain pada 1 detik, SD1	Koefisien Cu
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Sumber: SNI 1726:2019

Berikut adalah tabel penentuan koefisien Ct untuk perhitungan periode fundamental:

Tabel 4. 18 Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen

Tipe Struktur	Ct	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

Sumber: SNI 1726:2019

Dengan S_{D1} = 0,6756 ≥ 0,4, maka didapatkan koefisien Cu = 1,4. Pada perencanaan ulang ini digunakan tipe struktur rangka beton pemikul momen, maka Ct = 0,0466 dan x = 0,9. Selanjutnya nilai tersebut dimasukkan ke persamaan berikut:

1. Periode Minimum (Ta min)

   Ta min = Ct x Hn^x

   = 0,0466 x $17{,}2^{0{,}9}$

   = 0,603 detik

2. Periode Maksimum (Ta max)

   Ta max = Cu x Ta min

   = 1,4 x 0,603

   = 0,84 detik

3. Periode hasil RSAP (Tcomp)

   T_{comp} x = 0,603 detik

   T_{comp} y = 0,603 detik

Mengacu pada Gambar 2.8 mengenai penentuan periode struktur yang digunakanl, didapat data Tcomp berada di antara Ta dan CuTa, sehingga Periode yang digunakan adalah Tx = 0,603 detik dan Ty = 0,603 detik

4.4.8 Ketidakberaturan Horizontal

Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan *software* Robot Structural Analysis, terdapat beberapa parameter yang perlu dilakukan pengecekan kontrol. Adapun pemeriksaan tersebut meliputi hal-hal sebagai berikut:

a) Ketidakberaturan Torsional

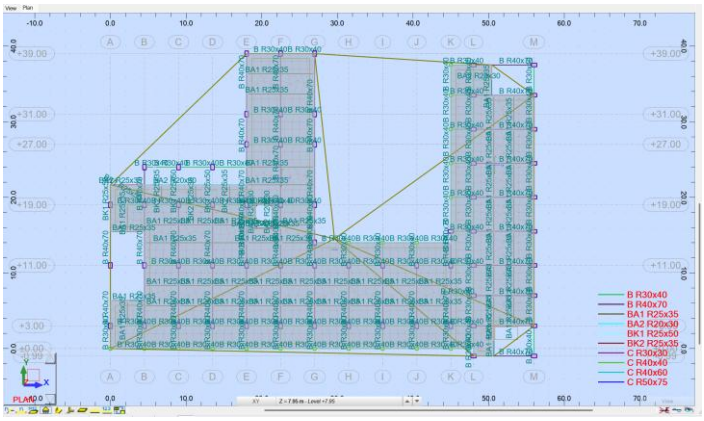
Pengecekan Ketidakberaturan Torsi tipe 1a dan tipe 1b untuk arah X dan arah Y dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4. 19 Hasil Ketidakberaturan Torsi

Elevasi	**Arah X**				
	A	**B**	**C**	**D**	**E**
	Δ_{max}	**Δ_{avg}**	**Δ_{max} / Δ_{avg}**	**Cek 1a**	**Cek 1b**
			A/B	C <= 1,2?	C <= 1,4?
+3,95	11,998	11,641	1,03	OK	OK
+7,95	15,066	13,554	1,11	OK	OK
+11,95	14,004	13,491	1,04	OK	OK
+15,95	7,854	7,538	1,04	OK	OK
Elevasi	**Arah Y**				
	Δ_{max}	**Δ_{avg}**	**Δ_{max} / Δ_{avg}**	**Cek**	
+3,95	9,614	8,246	1,17	OK	OK
+7,95	10,452	8,952	1,17	OK	OK
+11,95	10,740	9,544	1,13	OK	OK
+15,95	5,775	5,347	1,08	OK	OK

b) Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar 15% dimensi struktur dalam arah yang ditentukan. Berdasarkan Gambar 4.7 dan perhitungan di Tabel 4.20, gedung yang direncanakan ulang terdapat ketidakberaturan sudut dalam.



Gambar 4. 7 Denah Struktur Tipikal Gedung

Berikut adalah tabel pengecekan ketidakberaturan sudut dalam:

Tabel 4. 20 Pengecekan Ketidakberaturan Sudut Dalam

Parameter	Nilai	Satuan
Lx	56	m
Px	27	m
Ly	39	m
Py	25	m
Px/Lx	48%	
Py/Ly	64%	
Cek	Ketidakberaturan H.2	

c) Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma terjadi ketika terdapat bukaan besar (lebih dari 50% luas bruto) atau perubahan kekakuan yang drastis. Pada struktur gedung ini tidak terdapat ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

Tabel 4. 21 Pengecekan Ketidakberaturan Diafragma

Parameter	Nilai	Satuan
A total	1521,29	m^2
A Bukaan	97,03	m^2
Persentase Lubang	6,3%	
	Reguler	

4.4.9 Ketidakberaturan Vertikal

Mengacu pada landasan teori, ada 5 (lima) jenis ketidakberaturan yang harus dievaluasi, seperti yang dijabarkan di bawah ini:

a) Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan *soft story* (tingkat lunak) terjadi saat kekakuan lateral suatu lantai jauh di bawah lantai atasnya, sehingga rawan runtuh akibat gempa.

Tabel 4. 22 Pengecekan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Arah X

Tingkat	K_i (kN/m)	70%K(i+1) (kN/m)	80%K(i+1) Rata-rata (kN/m)	Cek V.1a
		$0{,}7 \times E_{(i+1)}$	$0{,}8 * (E_{(i+1)} + E_{(i+2)} + E_{(i+3)})/3$	A > B atau A > C ?
	A	B	C	D
11,95-15,95	537.104,27	-	-	OK
7,95 – 11,95	599.815,64	375.972,99	-	OK
3,95 – 7,95	969.172,65	419.870,95	-	OK
-0,05 – 3,95	939.034,17	678.420,86	561.624,68	OK

Tabel 4. 23 Pengecekan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Arah Y

Tingkat	K_i (kN/m)	70%K(i+1) (kN/m)	80%K(i+1) Rata-rata (kN/m)	Cek V.1a
		$0{,}7 \times E_{(i+1)}$	$0{,}8 * (E_{(i+1)} + E_{(i+2)} + E_{(i+3)})/3$	A > B atau A > C ?
	A	B	C	D
11,95-15,95	804.423,91	-	-	OK
7,95 – 11,95	868.262,76	563.096,74	-	OK
3,95 – 7,95	1.454.460,79	607.783,93	-	OK
-0,05 – 3,95	1.343.745,47	1.018.122,55	833.905,99	OK

b) Ketidakberaturan Massa Struktur

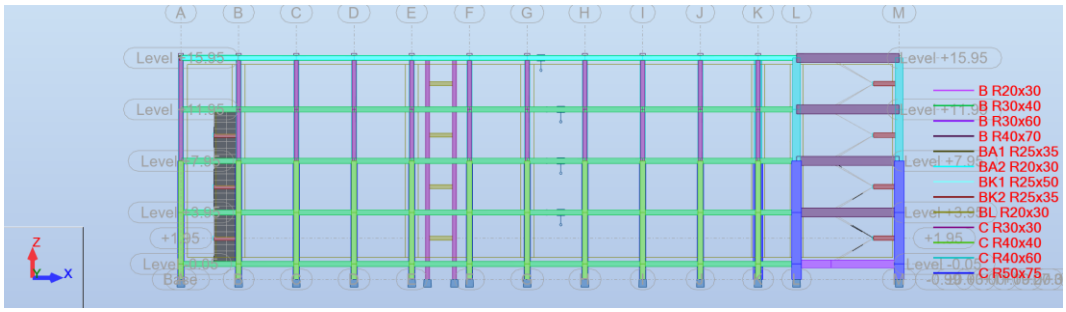
Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sembarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau. Detail pengecekan dapat dilihat pada Tabel 3.15 dibawah ini.

Tabel 4. 24 Pengecekan Ketidakberaturan Massa Struktur

Lantai	Massa (kg)	Cek
5	1220609,58	Reguler
4	1360169,55	Reguler
3	1460522,15	Reguler
2	1507608,49	Reguler

c) Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada apabila dimensi horizontal sistem penahan gaya seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan gaya seismik tingkat di dekatnya.



Gambar 4. 8 Geometri Vertikal Struktur Gedung

Pengecekan ketidakberaturan tipe ini dicek pada dimensi kolom tiap lantai tingkat. Pada desain Struktur ini tidak mengalami ketidakberaturan geometri vertikal seperti yang terlihat pada Tabel 4.24

Tabel 4. 25 Pengecekan Ketidakberaturan Tinggi Antar Lantai

Lantai	L (mm)	Cek
4	600	Reguler
3	600	Reguler
2	700	Reguler
1	700	Reguler

d) Ketidakberaturan akibat Diskontinuitas bidang pada Elemen Vertikal

Struktur Gedung tidak memiliki dinding geser sehingga tidak perlu dilakukan pengecekan terhadap ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral.

e) Ketidakberaturan tingkat Lemah akibat Diskontinuitas

Ketidakberaturan tipe ini didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya.

Tabel 4. 26 Pengecekan Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Lantai	Kekakuan X (kN/m)	Cek X	Kekakuan Y (kN/m)	Cek Y
5	2374,14		2374,14	
4	4733,48	Reguler	4733,48	Reguler
3	6465,51	Reguler	6465,51	Reguler
2	7444,35	Reguler	7444,35	Reguler
1	7514,93	Reguler	7514,93	Reguler

Berdasarkan hasil evaluasi ketidakberaturan struktur secara keseluruhan, bangunan termasuk dalam kategori memiliki ketidakberaturan horizontal tipe H2. Dengan kondisi tersebut, serta mempertimbangkan bahwa bangunan termasuk dalam Kategori Desain Seismik (KDS) D, maka pemilihan metode analisis struktur mengacu pada ketentuan SNI 1726:2019 Tabel 16 mengenai prosedur analisis yang diizinkan.

Berdasarkan ketentuan tersebut, struktur tanpa ketidakberaturan dengan ketinggian yang memenuhi syarat dapat dianalisis menggunakan metode spektrum respons ragam (MRSA). Oleh karena itu, metode MRSA digunakan untuk memperoleh respons gempa yang lebih akurat.

4.4.10 Partisipasi Massa Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1, partisipasi massa ragam harus ≥ 90%. Hasil analisis struktur Gedung SDN 07 Tebet telah memenuhi ketentuan tersebut, dengan hasil sebagai berikut.

Tabel 4. 27 *Output* Partisipasi Modal Massa di RSAP

Case/ Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Cur,mas,UX (%)	Cur,mas,UY (%)	Rel,mas,UX (%)	Rel,mas,UY (%)
5/ 1	1,09	0,920	74,43	0,22	74,43	0,22
5/ 2	1,25	0,800	75,55	36,59	1,12	36,37
5/ 3	1,51	0,660	75,69	76,49	0,14	39,90
5/ 4	3,27	0,310	86,37	76,56	10,68	0,07
5/ 5	3,66	0,270	86,74	81,66	0,37	5,10
5/ 6	4,25	0,240	86,80	87,58	0,06	5,92
5/ 7	5,91	0,170	89,58	87,58	2,78	0,00
5/ 8	6,52	0,150	89,65	88,96	0,07	1,38
5/ 9	7,24	0,140	89,69	89,98	0,04	1,02
5/ 10	7,37	0,140	89,84	89,99	0,15	0,01
5/ 11	7,88	0,130	89,84	90,64	0,00	0,65
5/ 12	8,08	0,120	89,84	90,64	0,00	0,00
5/ 13	8,44	0,120	89,85	90,84	0,01	0,20
5/ 14	8,81	0,110	91,74	90,87	1,88	0,03
5/ 15	9,49	0,110	91,88	91,61	0,15	0,74

Berdasarkan hasil analisis, nilai partisipasi massa pada arah X sebesar 91,74% dan pada arah Y sebesar 90,087%, dengan jumlah mode getar sebanyak 14 mode, sehingga telah memenuhi persyaratan minimum yang ditetapkan.

4.4.11 Penskalaan Gaya

Pada analisis MRSA, dilakukan penskalaan gaya untuk menyesuaikan gaya geser dasar dinamik terhadap statik ekuivalen sesuai SNI 1726:2019, guna memastikan gaya gempa tidak kurang dari batas minimum yang disyaratkan.

A. Gaya geser statis
Vx = 7542,379 kN
Vy = 7542,379 kN

B. Faktor skala awal
SF $= \frac{g}{R/I}$
$= \frac{9{,}80665}{8/1{,}5}$
$= 1{,}839\ m/s^2$

C. Gaya geser dinamis
V_{LX} = 5801,52 kN
V_{LY} = 4868,74 kN

D. Perbandingan gaya geser dasar statis dan dinamis

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1, gaya geser dasar hasil analisis respons ragam (Vt) harus ≥ 100% gaya geser dasar metode statik ekuivalen (V). Jika Vt < V, maka hasil analisis perlu diskalakan dengan faktor V/Vt.

E. Pensekalaan gaya gempa
Fx $= \max(1, \frac{Vx}{V_{LX}})$
$= \max(1, 1{,}3001)$
$= 1{,}3001$
Fy $= \max(1, \frac{Vy}{V_{LY}})$
$= \max(1, 1{,}5491)$
$= 1{,}5491$

F. Faktor skala untuk gaya
S_{FX} = SF x Fx
= 1839 x 1,3001
$= 2{,}3905\ m/s^2$

S_{FY} = SF x Fy

= 1839 x 1,5491

= 2,8485 $^{m}/_{s^2}$

Diperoleh hasil penskalaan gaya pada masing-masing metode analisis struktur terhadap beban gempa dengan perbandingan sebagai berikut:

Tabel 4. 28 Perbandingan Gaya Geser Dasar Statis dan Dinamis

Base Shear	Dinamis (V_L)	Statis (V)	Kontrol
	Geser Dinamis (kN)	Geser Dasar (kN)	V_L => 100% V
Arah x	7516,45	7514,96	**OK**
Arah y	7515,78	7514,96	**OK**

4.4.12 Simpangan Antar Tingkat

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1, jika kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (VL) sudah sama dengan CsW, maka dalam evaluasi simpangan antar tingkat, nilai simpangan diambil langsung dari hasil analisis respons spektrum tanpa penskalaan, untuk merepresentasikan deformasi aktual, dengan tetap mempertimbangkan faktor amplifikasi defleksi sesuai SNI 1726:2019.

Faktor skala awal, SF $= \frac{g}{R/I}$

$= \frac{9{,}80665}{8/1{,}5}$

= 1,839 $^{m}/_{s^2}$

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1, nilai simpangan antar tingkat tidak boleh melebihi batas simpangan yang diizinkan.

Tabel 4. 29 Simpangan Antar Tingkat

Struktur	**Kategori risiko I atau II**	**Kategori risiko III**	**Kategori risiko 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	$0{,}025h_{sx}$	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$

Struktur	Kategori risiko I atau II	Kategori risiko III	Kategori risiko IV
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	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$

Sumber: SNI 1726:2019

Struktur gedung ini diklasifikasikan sebagai KDS D dengan sistem murni SRPMK. Mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1.1, simpangan antar-tingkat desain (Δ_a) dibatasi ketat dan tidak boleh melampaui Δ_a / ρ. Karena konfigurasi struktur tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan sesuai pada Pasal 7.3.4.2, faktor redundansi (ρ) ditetapkan sebesar 1,0. Dengan demikian, batas simpangan izin yang digunakan dalam evaluasi ini adalah (Δ_a / 1,0)

Berikut adalah rekapitulasi data yang diperlukan untuk melakukan pengecekan simpangan antar tingkat:

Simpangan Antar Tingkat Izin	Δ_a	=	0.01	h_{sx}
SNI 1726 : 2019 Tabel 20				
Faktor Redudansi	ρ	=	1,0	
SNI 1726 : 2019 Pasal 7.3.4				
Story Drift Inelastik izin	Δ_{max}	=	Δ_a / ρ	KDS D
		=	0,0077	h_{sx}
Faktor Pembesaran Defleksi	C_d^c	=	5,5	
Faktor Keutamaan Gempa	I_e	=	1,5	
Story Drift Inelastik	δ_x	=	$C_d * \delta_{xe} / I_e$	

Hasil simpangan antar lantai pada arah X dan arah Y yang diperoleh dari analisis menggunakan RSAP adalah sebagai berikut.

Tabel 4. 30 Hasil Simpangan Antar Tingkat

Story	Displacement		Elastic Drift		h
	δe_X	δe_Y	δe_X	δe_Y	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
5	34,955	20,625	5,246	3,039	4000
4	29,709	17,586	10,000	5,812	4000
3	19,709	11,774	10,207	5,835	4000
2	9,502	5,939	8,784	5,291	4000
1	0,718	0,648	0,718	0,648	1200

Story	Inelestic Drift		Drift Limit	Cek
	Δx	***Δy***		
	(mm)	**(mm)**	**(mm)**	
5	19,236	11,145	40,00	OK
4	36,666	21,310	40,00	OK
3	37,424	21,394	40,00	OK
2	32,208	19,402	40,00	OK
1	2,634	2,75	12,00	OK

Berdasarkan data tabel tersebut, analisis struktur terhadap beban gempa dapat dikatakan berhasil dan memenuhi standar keselamatan karena nilai simpangan inelastis aktual (*Inelastic Drift*), baik arah X (***Δx)*** maupun arah Y (***Δy***) di seluruh lantai terbukti tidak melebihi batas izinnya (*Drift Limit*). Simpangan terbesar terjadi di Lantai 3 arah X sebesar 37,424 mm yang masih berada di bawah batas maksimum 40,00 mm, sedangkan Lantai 1 dengan tinggi 1200 mm juga aman dengan simpangan berkisar 2,6 hingga 2,7 mm dari batas izin 12,00 mm. Dengan status seluruh tingkat yang dinyatakan OK, hasil ini membuktikan bahwa gedung memiliki kekakuan lateral yang optimal dan mampu meredam serta menahan deformasi akibat beban gempa rencana secara aman tanpa risiko kegagalan struktural.

4.4.13 Pengaruh P Delta

Berdasarkan SNI 1726:2019, pengaruh P-Delta perlu diperhitungkan untuk memastikan kestabilan struktur akibat kombinasi beban aksial dan simpangan lateral. Struktur dinyatakan aman apabila efek P-Delta tidak melebihi batas yang diizinkan. Berikut adalah tabel pengecekan hasil pengaruh P Delta:

Tabel 4. 31 Hasil Pengaruh P Delta

Story	Inelestic Drift		Story Forces		
	Δ_x	Δ_Y	***P***	***Vx***	**Vy**
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)
5	19,24	11,14	12490,43	2294,28	2281,82
4	36,67	21,31	30248,69	4792,85	4746,48
3	37,42	21,39	48580,78	6511,38	6451,45
2	32,21	19,40	67796,25	7483,22	7472,20
1	2,63	2,38	74172,50	7516,45	7515,78

Story	h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
		θ_x	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(mm)			
5	4000	0,0058	0,0039	0,10	0,090909	OK
4	4000	0,0124	0,0086	0,10	0,090909	OK
3	4000	0,0123	0,0082	0,10	0,090909	OK
2	4000	0,0177	0,0123	0,10	0,090909	OK
1	1200	0,0062	0,0062	0,10	0,090909	OK

4.5 Kombinasi Pembebanan

Mengacu pada pembahasan mengenai kombinasi pembebanan sebelumnya di mana, kombinasi pembebanan LFRD dan SLS diinput ke dalam Robot Structural Analysis Professional, didapatkan hasil input kombinasi pembebanan sebagai berikut:

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
16 (C) (CQC)	1 * X -0.3 * Y	Linear Combina	ULS	seismic	14*1.30+1*0.39
17 (C) (CQC)	1 * X -0.3 * Y	Linear Combina	ULS	seismic	14*1.30+15*-0.39
18 (C) (CQC)	1 * X 0.3 * Y	Linear Combina	ULS	seismic	14*-1.30+15*0.39
19 (C) (CQC)	1 * X -0.3* Y	Linear Combina	ULS	seismic	14*-1.30+15*-0.39
20 (C) (CQC)	0.3 * X 1 * Y	Linear Combina	ULS	seismic	14*0.39+15*1.30
21 (C) (CQC)	-0.3 * X 1 * Y	Linear Combina	ULS	seismic	14*-0.39+15*1.30
22 (C) (CQC)	0.3 * X -1 * Y	Linear Combina	ULS	seismic	14*0.39+15*-1.30
23 (C) (CQC)	-0.3 * X -1 * Y	Linear Combina	ULS	seismic	14*-0.39+15*-1.30
24 (C)	1.1 – 1.4D	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.40
25 (C)	2.1 – 1.2D + 1.6	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+3*1.60
26 (C)	2.2 – 1.2D + 1.6	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+3*1.60+4*0.50
27 (C)	3.1 – 1.2D + L	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+3*1.00
28 (C)	3.2 – 1.2D + 0.5	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+6*0.50
29 (C)	3.3 – 1.2D + 0.5	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+7*0.50
30 (C)	3.4 – 1.2D + 0.5	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+8*0.50
31 (C)	3.5 – 1.2D + 0.5	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+9*0.50
32 (C)	3.6 – 1.2D + L +	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+3*1.00+4*1.60
33 (C)	3.7 – 1.2D + 1.6	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+4*1.60+6*0.50
34 (C)	3.8 – 1.2D + 1.6	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+4*1.60+7*0.50
35 (C)	3.9 – 1.2D + 1.6	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+4*1.60+8*0.50
36 (C)	3.10 – 1.2D + 1	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+4*1.60+9*0.50
37 (C)	4.1 – 1.2D + L +	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+(3+6)*1.00+4*0.50
38 (C)	4.2 – 1.2D + L +	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+(3+7)*1.00+4*0.50
39 (C)	4.3 – 1.2D + L +	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+(3+8)*1.00+4*0.50
40 (C)	4.4 – 1.2D + L +	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.20+(3+9)*1.00+4*0.50
41 (C)	5.1 – 0.9D + W (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.90+6*1.00
42 (C)	5.2 – 0.9D + W (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.90+7*1.00
43 (C)	5.3 – 0.9D + W (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.90+8*1.00
44 (C)	5.4 – 0.9D + W (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.90+9*1.00
45 (C) (CQC)	6.1 – 1.335D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.33+16*1.00
46 (C) (CQC)	6.2 – 1.335D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.33+17*1.00
47 (C) (CQC)	6.3 – 1.335D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.33+18*1.00
48 (C) (CQC)	6.4 – 1.335D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.33+19*1.00
49 (C) (CQC)	6.5 – 1.335D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.33+20*1.00
50 (C) (CQC)	6.6 – 1.335D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.33+21*1.00
51 (C) (CQC)	6.7 – 1.335D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.33+22*1.00
52 (C) (CQC)	6.8 – 1.335D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*1.33+23*1.00
53 (C) (CQC)	7.1 – 0.765D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.77+16*1.00
54 (C) (CQC)	7.2 – 0.765D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.77+17*1.00
55 (C) (CQC)	7.3 – 0.765D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.77+18*1.00
56 (C) (CQC)	7.4 – 0.765D – (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.77+19*1.00
57 (C) (CQC)	7.5 – 0.765D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.77+20*1.00
58 (C) (CQC)	7.6 – 0.765D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.77+21*1.00
59 (C) (CQC)	7.7 – 0.765D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.77+22*1.00
60 (C) (CQC)	7.8 – 0.765D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.77+23*1.00

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
60 (C) (CQC)	7.8 – 0.765D + (	Linear Combina	ULS	dead	(1+2)*0.77+23*1.00
61 (C)	1.1 = D	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00
62 (C)	2.1 = D + L	Linear Combina	SLS	dead	(1+2+3)*1.00
63 (C)	3.1 = D + Lr	Linear Combina	SLS	dead	(1+2+4)*1.00
64 (C)	3.2 = D + R	Linear Combina	SLS	dead	(1+2+1)*1.00
65 (C)	4.1 = D + 0.75L	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00+(3+4)*0.75
66 (C)	4.2 = D + 0.75L	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00+(3+1)*0.75
67 (C)	5.1 = D + 0.6Wx	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00+6*0.60
68 (C)	5.2 = D + 0.6Wy	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00+7*0.60
69 (C)	5.3 = D + 0.45W	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00+(6+7)*0.45
70 (C)	6.1 = D + 0.75L	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00+(3+4)*0.75+6*0.45
71 (C)	6.2 = D + 0.75L	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00+(3+4)*0.75+7*0.45
72 (C)	6.3 = D + 0.75L	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00+(3+4)*0.75+(6+7)*0.34
73 (C)	6.4 = D + 0.75L	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00+(3+1)*0.75+6*0.45
74 (C)	6.5 = D + 0.75L	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00+(3+1)*0.75+7*0.45
75 (C)	6.6 = D + 0.75L	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.00+(3+1)*0.75+(6+7)*0.34
76 (C)	7.1 = 0.6D + 0.6	Linear Combina	SLS	dead	(1+2+6)*0.60
77 (C)	7.2 = 0.6D + 0.6	Linear Combina	SLS	dead	(1+2+7)*0.60
78 (C)	7.3 = 0.6D + 0.4	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*0.60+(6+7)*0.45
79 (C) (CQC)	8.1 = 1.095D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.09+14*0.27+15*0.91
80 (C) (CQC)	8.2 = 1.095D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.09+14*0.27+15*-0.91
81 (C) (CQC)	8.3 = 1.095D –	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.09+14*-0.27+15*0.91
82 (C) (CQC)	8.4 = 1.095D –	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.09+14*-0.27+15*-0.91
83 (C) (CQC)	8.5 = 1.095D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.09+14*0.91+15*0.27
84 (C) (CQC)	8.6 = 1.095D –	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.09+14*-0.91+15*0.27
85 (C) (CQC)	8.7 = 1.095D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.09+14*0.91+15*-0.27
86 (C) (CQC)	8.8 = 1.095D –	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.09+14*-0.91+15*-0.27
87 (C) (CQC)	9.1 = 1.071D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.07+3*0.75+14*0.20+15*0.68
88 (C) (CQC)	9.2 = 1.071D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.07+3*0.75+14*0.20+15*-0.68
89 (C) (CQC)	9.3 = 1.071D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.07+3*0.75+14*-0.20+15*0.68
90 (C) (CQC)	9.4 = 1.071D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.07+3*0.75+14*-0.20+15*-0.68
91 (C) (CQC)	9.5 = 1.071D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.07+3*0.75+14*0.68+15*0.20
92 (C) (CQC)	9.6 = 1.071D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.07+3*0.75+14*-0.68+15*0.20
93 (C) (CQC)	9.7 = 1.071D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.07+3*0.75+14*0.68+15*-0.20
94 (C) (CQC)	9.8 = 1.071D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*1.07+3*0.75+14*-0.68+15*-0.20
95 (C) (CQC)	10.1 = 0.505D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*0.51+14*0.27+15*0.91
96 (C) (CQC)	10.2 = 0.505D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*0.51+14*0.27+15*-0.91
97 (C) (CQC)	10.3 = 0.505D –	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*0.51+14*-0.27+15*0.91
98 (C) (CQC)	10.4 = 0.505D –	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*0.51+14*-0.27+15*-0.91
99 (C) (CQC)	10.5 = 0.505D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*0.51+14*0.91+15*0.27
100 (C) (CQC)	10.6 = 0.505D –	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*0.51+14*-0.91+15*0.27
101 (C) (CQC)	10.7 = 0.505D +	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*0.51+14*0.91+15*-0.27
102 (C) (CQC)	10.8 = 0.505D –	Linear Combina	SLS	dead	(1+2)*0.51+14*-0.91+15*-0.27

Gambar 4. 9 Hasil *Input* Kombinasi Pembebanan RSAP

Rekapitulasi analisis struktur menggunakan program Robot Structural Analysis Professional (RSAP) memperlihatkan bahwa pemodelan telah dievaluasi secara komprehensif terhadap 102 skenario kombinasi pembebanan yang terbagi ke dalam kondisi *Ultimate Limit State* (ULS) dan *Serviceability Limit State* (SLS). Keberadaan 60 kombinasi ULS bertindak sebagai selubung (*envelope*) kritis untuk mengevaluasi gaya dalam maksimum guna menentukan kapasitas kekuatan penampang elemen struktur. Di sisi lain, tinjauan kombinasi SLS juga sangat masif dengan 42 skenario yang bertindak sebagai parameter kontrol kelayanan ketat terhadap deformasi operasional, seperti batas lendutan dan simpangan antar lantai. *Output* matriks pada kolom definisi, contohnya pengali 1,4 untuk beban mati murni pada kombinasi ke-24, serta pengali 1,2 dan 1,6 untuk

kombinasi gravitasi mengonfirmasi bahwa distribusi faktor beban dasar telah teraplikasi secara akurat sesuai pedoman pembebanan yang diacu.

Signifikansi respons struktur terhadap beban lateral yang dievaluasi secara mendetail, baik pada fase ULS maupun fase SLS. Tingginya variasi kombinasi gempa ortogonal yang dianalisis menggunakan metode dinamik Complete Quadratic Combination (CQC) seperti yang terlihat pada rentang kombinasi SLS ke-45 hingga 60 mengindikasikan bahwa analisis respons spektrum telah berhasil mengakomodasi efek translasi dan torsi alami bangunan secara simultan. Secara keseluruhan, matriks kombinasi ini menjadi penentu final kelayakan desain; struktur dinyatakan lulus evaluasi apabila penampangnya terbukti mampu menahan gaya dalam ekstrem dari seluruh kombinasi ULS.

4.6 Analisis Struktur Atas

Analisis struktur dilakukan untuk menjamin kestabilan dan keselamatan bangunan melalui pengendalian terhadap kinerja setiap elemen struktur. Pada penelitian ini, analisis struktur Gedung SDN 07 Tebet dilakukan dengan menggunakan *software* RSAP. Tahapan analisis struktur tersebut meliputi langkah-langkah sebagai berikut.

4.6.1 Perhitungan Tulangan Balok

A. Data Perencanaan

Properti Penampang

Tipe Balok	=	B1	
Panjang Balok, L	=	8000	mm
Lebar Balok, b	=	400	mm
Tinggi Balok, h	=	700	mm
Panjang Tumpuan	=	1400	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, d_b	=	22	mm
Diameter Tulangan Pinggang, d_{bt}	=	13	mm
Diameter Tulangan Sengkang, d_s	=	10	mm
Selimut Bersih, c_c	=	40	mm
Tinggi Efektif Balok, d	=	639	mm
Kuat Tekan Beton, f'_c	=	25	MPa
Kuat Leleh Tul, Longitudinal, f_y	=	420	MPa
Kuat Leleh Tul, Transversal, f_{yv}	=	420	MPa

β_1	=	0,85	
Panjang Kolom, c_1	=	750	mm
Lebar Kolom, c_2	=	500	mm
L_n	=	7250	mm
Λ	=	1	

Gaya Dalam

$M_{u,tumpuan}$ (-)	=	452,83	kN-m
$M_{u,tumpuan}$ (+)	=	187,08	kN-m
$M_{u,lapangan}$ (-)	=	44,78	kN-m
$M_{u,lapangan}$ (+)	=	155,35	kN-m

Syarat Gaya dan Geometri

Syarat Tinggi Efektif = L_n > 4d
= 7250 mm > 4 x 639 mm
= 7250 mm > 2156 mm

Syarat Lebar 1 = b > min(0,3h, 250 mm)
= 400 > min (0,3(700), 250 mm)
= 400 > 210 mm
400 > 250 mm

Syarat Lebar 2 = b ≤ c_2 + 2 x min(c_2, 0,75c_1)
= 400 ≤ 500 + 2 x min (500, 0,75(650))
400 ≤ 1475 mm

B. Penulangan Lentur

1. Tumpuan Negatif

Jumlah Tulangan, n = 6

d_b = 22 mm

Jarak Bersih Antar Tulangan = $\frac{\text{b} - 2\,C_c - 2\,d_s - \text{n x } d_b}{\text{n} - 1}$
= $\frac{400 - 2\,(40) - 2\,(10) - 6 \text{ x } 22}{6 - 1}$
= 33,6 mm

Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih ≥ d_b dan 25 mm
= 33,6 mm > 22 dan 33,6 mm > 25 mm **OK**

Jumlah Lapis = 1

As Pasang = $n * \frac{\pi}{4} * d_b^2$

= $6 * \frac{\pi}{4} * 22^2$

= 2280,796 mm^2

As $_{min,1}$ = $(f_c')^{0,5} / (4 * f_y) * b * d$

= $(25)^{0,5} / (4 * 420) * 400 * 639$

= 760,714 mm^2

As $_{min,2}$ = 1,4 / (4 * fy) * b * d

= 1,4 / (4 * 420) * 400 * 639

= 852,000 mm^2

Cek As min = As Pasang >= As min

= 2280,796 mm^2 > 852,000 mm^2 **OK**

ρ = As / (b * d)

= 2280,796 / (400 * 639)

= 0,89%

ρ $_{max,1}$ = $\frac{0,75 * 0,85 * \beta 1 * fc'}{fy * (600/(600 + fy))}$

= $\frac{0,75 * 0,85 * 0,85 * 25'}{fy * (600/(600 + fy))}$

= 1,90%

ρ $_{max,2}$ = 2,50%

Cek As max = ρ <= ρ max($P_{max\,1}$, $P_{max\,2}$)

= 0,89% <= 2,50% **OK**

a = $\frac{As \times f_y}{(0,85 \times f_c' \times b)}$

= $\frac{2280,796 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 400)}$

= 112,698 mm

M_n = As * fy * (d - a/2)

= 2280,796 * 420 * (639 – 112,698/2)

= 558,141 kNm

c = a / β1

= 132,586 mm

ε_s = (d - c) / c * 0,003

= 0,011

ϕ	=	$0{,}65 <= \frac{0{,}65 + (\varepsilon s - 0{,}002)}{0{,}003} x\ 0{,}25 <= 0{,}9$
	=	0,900
ϕM_n	=	ϕ * Mn
	=	502,327 kNm
$M_{u,tumpuan}$ (-)	=	452,830 kNm
Cek Kapasitas	=	$\phi M_n > M_u$?
		502,327 kNm > 452,830 kNm **OK**
As Perlu	=	$\frac{Mu}{fy*(d-a/2)}$
	=	$\frac{452{,}830}{420 * (639 - 112{,}698/2}$
	=	1850,450 mm2

2. Tumpuan Positif

Jumlah Tulangan, n	=	5
d_b	=	22 mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	=	$\frac{b - 2\,c_c - 2\,d_s - n \times d_b}{n - 1}$
	=	$\frac{400 - 2\,(40) - 2\,(10) - 5 \times 22}{5 - 1}$
	=	47,5 mm
Cek Jarak Bersih	=	Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm
	=	47,5 mm > 22 dan 47,5 mm > 25 mm **OK**
Jumlah Lapis	=	1
As Pasang	=	$n * \frac{\pi}{4} * d_b^2$
	=	$5 * \frac{\pi}{4} * 22^2$
	=	1900,664 mm^2
As $_{min,1}$	=	$(f_c')^{0,5} / (4 * f_y) * b * d$
	=	$(25)^{0,5} / (4 * 420) * 400 * 639$
	=	760,714 mm^2
As $_{min,2}$	=	1,4 / (4 * fy) * b * d
	=	1,4 / (4 * 420) * 400 * 639
	=	852,000 mm^2
Cek As min	=	As Pasang >= As min

	=	1900,664 mm^2 > 852,000 mm^2 **OK**
ρ	=	As / (b * d)
	=	1900,664 / (400 * 639)
	=	0,74%
ρ max,1	=	$\frac{0,75 * 0,85 * \beta1 * fc'}{fy * (600/(600 + fy))}$
	=	$\frac{0,75 * 0,85 * 0,85 * 25'}{fy * (600/(600 + fy))}$
	=	1,90%
ρ max,2	=	2,50%
Cek As max	=	ρ <= ρ max($P_{max\,1}$, $P_{max\,2}$)
	=	0,74% <= 2,50% **OK**
a	=	$\frac{As \times f_y}{(0,85 \times f_c' \times b)}$
	=	$\frac{1900,664 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 400)}$
	=	93,915 mm
M_n	=	As * fy * (d - a/2)
	=	1900,664* 420 * (639 – 93,915 /2)
	=	472,615kNm
c	=	a / β1
	=	110,488 mm
ε_s	=	(d - c) / c * 0,003
	=	0,014
ϕ	=	$0,65 <= \frac{0,65 + (\varepsilon s - 0,002)}{0,003} x\ 0,25 <= 0,9$
	=	0,900
ϕM_n	=	ϕ * Mn
	=	425,353 kNm
$M_{u,tumpuan}$ (-)	=	187,080 kNm
Cek Kapasitas	=	$\phi M_n > M_u$?
		425,353 kNm > 187,080 kNm **OK**
As Perlu	=	$\frac{Mu}{fy*(d-a/2)}$
	=	$\frac{187,080}{420 * (639 - 93,915/2}$

= 752,359 mm2

3. Lapangan Negatif

Jumlah Tulangan, n = 5

d_b = 22 mm

Jarak Bersih Antar Tulangan = $\frac{b - 2\,c_c - 2\,d_s - n \times d_b}{n - 1}$

= $\frac{400 - 2\,(40) - 2\,(10) - 5 \times 22}{5 - 1}$

= 47,5 mm

Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih ≥ d_b dan 25 mm

= 47,5 mm > 22 dan 47,5 mm > 25 mm **OK**

Jumlah Lapis = 1

As Pasang = $n * \frac{\pi}{4} * d_b^2$

= $5 * \frac{\pi}{4} * 22^2$

= 1900,664 mm^2

$As_{min,1}$ = $(f_c')^{0,5} / (4 * f_y) * b * d$

= $(25)^{0,5} / (4 * 420) * 400 * 639$

= 760,714 mm^2

$As_{min,2}$ = $1,4 / (4 * fy) * b * d$

= $1,4 / (4 * 420) * 400 * 639$

= 852,000 mm^2

Cek As min = As Pasang >= As min

= 1900,664 mm^2 > 852,000 mm^2 **OK**

ρ = As / (b * d)

= 1900,664 / (400 * 639)

= 0,74%

$\rho_{max,1}$ = $\frac{0,75 * 0,85 * \beta 1 * fc'}{fy * (600/(600 + fy))}$

= $\frac{0,75 * 0,85 * 0,85 * 25'}{fy * (600/(600 + fy))}$

= 1,90%

$\rho_{max,2}$ = 2,50%

Cek As max = ρ <= ρ max($P_{max\,1}$, $P_{max\,2}$)

= 0,74% <= 2,50% **OK**

a = $\frac{\text{As x } f_y}{(0{,}85 \text{ x } f_c' \text{ x b})}$

= $\frac{1900{,}664 \text{ x } 420}{(0{,}85 \text{ x } 25 \text{ x } 400)}$

= 93,915 mm

M_n = As * fy * (d - a/2)

= 1900,664* 420 * (639 – 93,915 /2)

= 472,615kNm

c = a / β1

= 110,488 mm

ε_s = (d - c) / c * 0,003

= 0,014

ϕ = $0{,}65 <= \frac{0{,}65 + (\varepsilon s - 0{,}002)}{0{,}003} x\ 0{,}25 <= 0{,}9$

= 0,900

ϕM_n = ϕ * Mn

= 425,353 kNm

$M_{u,tumpuan}$ (-) = 155,350kNm

Cek Kapasitas = $\phi M_n > M_u$?

425,353 kNm > 155,350kNm **OK**

As Perlu = $\frac{Mu}{fy*(d-a/2)}$

= $\frac{155{,}350}{420 * (639 - 93{,}915/2}$

= 624,754 mm2

4. Lapangan Positif

Jumlah Tulangan, n = 5

d_b = 22 mm

Jarak Bersih Antar Tulangan = $\frac{\text{b} - 2\ C_c - 2\ d_s - \text{n x } d_b}{\text{n} - 1}$

= $\frac{400 - 2\ (40) - 2\ (10) - 5 \text{ x } 22}{5 - 1}$

= 47,5 mm

Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih ≥ d_b dan 25 mm

= 47,5 mm > 22 dan 47,5 mm > 25 mm **OK**

Jumlah Lapis = 1

As Pasang = $n * \frac{\pi}{4} * d_b^2$

= $5 * \frac{\pi}{4} * 22^2$

= 1900,664 mm^2

As $_{min,1}$ = $(f_c')^{0,5} / (4 * f_y) * b * d$

= $(25)^{0,5} / (4 * 420) * 400 * 639$

= 760,714 mm^2

As $_{min,2}$ = 1,4 / (4 * fy) * b * d

= 1,4 / (4 * 420) * 400 * 639

= 852,000 mm^2

Cek As min = As Pasang >= As min

= 1900,664 mm^2 > 852,000 mm^2 **OK**

ρ = As / (b * d)

= 1900,664 / (400 * 639)

= 0,74%

ρ $_{max,1}$ = $\frac{0,75 * 0,85 * \beta 1 * fc'}{fy * (600/(600 + fy))}$

= $\frac{0,75 * 0,85 * 0,85 * 25'}{fy * (600/(600 + fy))}$

= 1,90%

ρ $_{max,2}$ = 2,50%

Cek As max = ρ <= ρ max($P_{max\,1}$, $P_{max\,2}$)

= 0,74% <= 2,50% **OK**

a = $\frac{As \times f_y}{(0,85 \times f_c' \times b)}$

= $\frac{1900,664 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 400)}$

= 93,915 mm

M_n = As * fy * (d - a/2)

= 1900,664* 420 * (639 – 93,915 /2)

= 472,615kNm

c = a / β1

= 110,488 mm

ε_s = (d - c) / c * 0,003

	=	0,014
ϕ	=	$0,65 <= \frac{0,65 + (\varepsilon s - 0,002)}{0,003} x\ 0,25 <= 0,9$
	=	0,900
ϕM_n	=	ϕ * Mn
	=	425,353 kNm
$M_{u,tumpuan}$ (-)	=	155,350kNm
Cek Kapasitas	=	$\phi M_n > M_u$?
		425,353 kNm > 155,350kNm **OK**
As Perlu	=	$\frac{Mu}{fy*(d-a/2)}$
	=	$\frac{155,350}{420 * (639 - 93,915/2}$
	=	624,754 mm2

5. Penulangan Geser

Gaya Dalam

Vu,tumpuan =187,60kN

Vu,lapangan = 66,38 kN

Tumpuan Geser

Gaya Desain

Vg,tumpuan	=	150,83 kN	
As+ Tumpuan	=	1900,664	mm2
As- Tumpuan	=	2280,796	mm2
apr+	=	117,394	mm
apr-	=	140,873	mm
Mpr+	=	579054438	N mm
Mpr-	=	680808365	N mm
Vsway atau Vpr	=	173774	N
Ve	=	324604	N

Tahanan Geser Beton

Vpr	=	173774	N
1/2 Ve	=	162302	N

Pu	=	0	N
Ag fc' / 20	=	350000	N
Vc Diperhitungkan?	=	Tidak	
Vc	=	0	N

Penulangan Geser

Jumlah Kaki	=	4	
Av	=	314,159	mm2
Spasi	=	100	mm
Spasi Max 1	=	159,75	mm
Spasi Max 2	=	132,00	mm
Spasi Max 3	=	150,00	mm
Cek Spasi	=	OK	
Vs	=	843141	N
Batas Vs=		843480	N
ϕ=	0,75		
Vn	=	843141	N
Vu	=	324604	N
ϕVn / Vu	=	1,948	
Cek Kapasitas	=	OK	

Lapangan Geser

Penulangan Geser

Jumlah Kaki	=	4	
Av	=	314,159	mm2
Spasi	=	200	mm
Spasi Max	=	319,50	mm
Cek Spasi	=	OK	
Vs	=	421570	N
Batas Vs=		843480	N
Vc	=	217260	N
ϕ=	0,75		
Vn	=	638830	

Vu = 66380 N

ϕVn / Vu = 7,218

Cek Kapasitas = OK

6. Penulangan Torsi

db atau dbt =13 mm

db, min = 0,042 s= 8,4 mm

Cek db = db >= db min ? = OK

As Perlu Tumpuan Atas =3011,687 mm2

As Perlu Tumpuan Bawah =1757,435 mm2

As Perlu Lapangan Atas =180,087 mm2

As Perlu Lapangan Bawah =659,541 mm2

Al = At / s * Ph =801,319 mm2

Al min = 0,42 * (fc')0,5 * Acp / fy - (At/s) * Ph

= 598,681 mm2

As + Al Perlu Tumpuan= =7780,808 mm2

As + Al Perlu Lapangan = 3851,314 mm2

n Tumpuan Atas = 6

n Tumpuan Tengah = 4

n Tumpuan Bawah = 5

n Tumpuan Vertikal = 2 + n Tengah / 2 = 4

n Lapangan Atas = 5

n Lapangan Tengah = Input (Disarankan Kelipatan 2) 4

n Lapangan Bawah = 5

n Tumpuan Vertikal = 2 + n Tengah / 2 = 4

Spasi Horizontal Tumpuan

= (b - 2cc - 2ds - db) / [min(n atas, n bawah) - 1]

=70 mm

Spasi Vertikal Tumpuan

=(h - 2cc - 2ds - db) / (n Vertikal - 1)

=193 mm

Spasi Horizontal Lapangan

=(b - 2cc - 2ds - db) / [min(n atas, n bawah) - 1]

=70 mm

Spasi Vertikal Lapangan

=(h - 2cc - 2ds - db) / (n Vertikal - 1)

=193 mm

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Tumpuan

Spasi >= 300 mm ? = OK

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Lapangan

Spasi >= 300 mm ? = OK

As + Al Pasang Tumpuan = 4712,389 mm2

As + Al Pasang Lapangan = 4332,2 mm2

Cek Lentur + Torsi Tumpuan

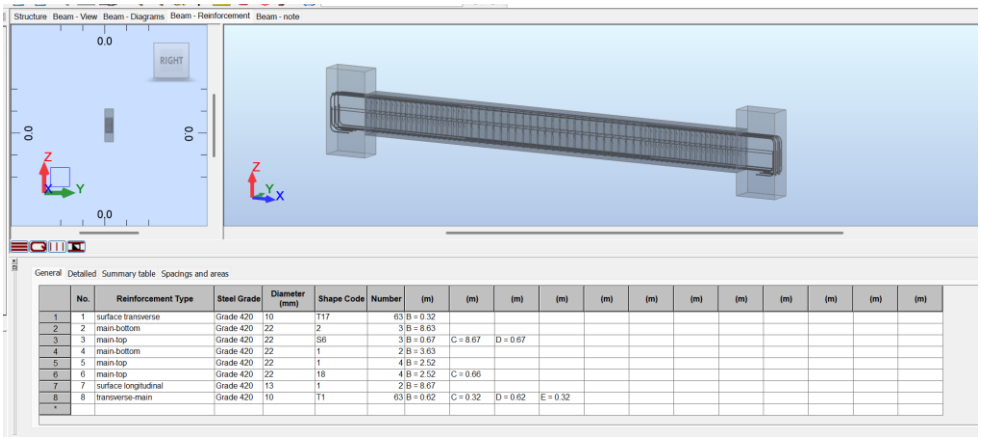
As + Al Pasang >= As + Al Perlu ? = OK

Cek Lentur + Torsi Lapangan

As + Al Pasang >= As + Al Perlu ? = OK

C. Provided Reinforcement

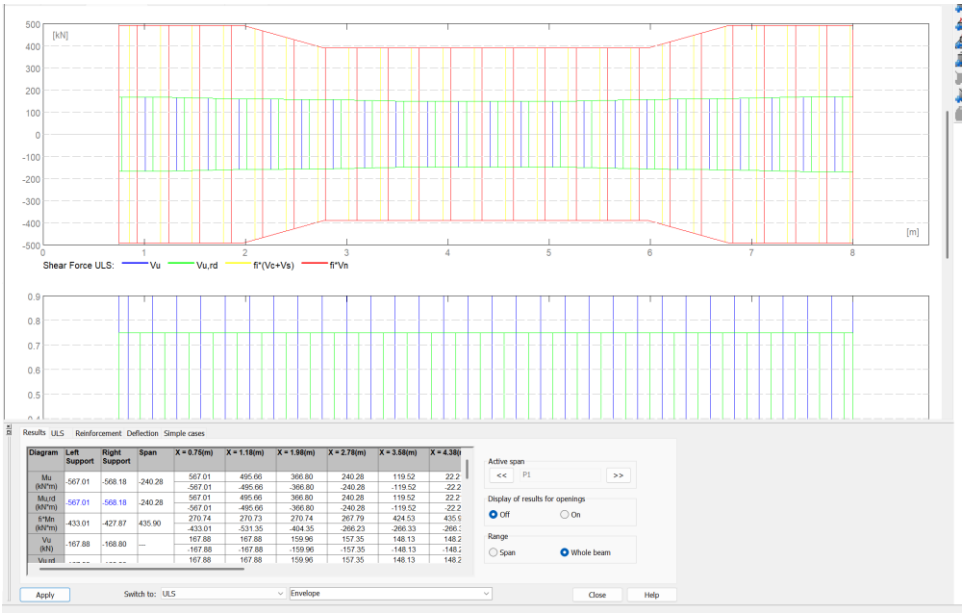
Berikut adalah hasil perhitungan dari fitur *Provided Reinforcement*:



	No.	Reinforcement Type	Steel Grade	Diameter (mm)	Shape Code	Number	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1	surface transverse	Grade 420	10	T17	63	B = 0.32											
2	2	main-bottom	Grade 420	22	2	3	B = 8.63											
3	3	main-top	Grade 420	22	S6	3	B = 0.67	C = 8.67	D = 0.67									
4	4	main-bottom	Grade 420	22	1	2	B = 3.63											
5	5	main-top	Grade 420	22	1	4	B = 2.52											
6	6	main-top	Grade 420	22	18	4	B = 2.52	C = 0.66										
7	7	surface longitudinal	Grade 420	13	1	2	B = 8.67											
8	8	transverse-main	Grade 420	10	T1	63	B = 0.62	C = 0.32	D = 0.62	E = 0.32								

Gambar 4. 10 *Provided Reinforcement* RSAP

Adapun *calculation note* untuk memeriksa desain tulangan sudah memenuhi momen desain sebagai berikut:



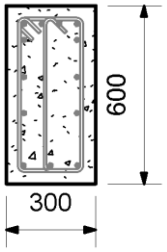
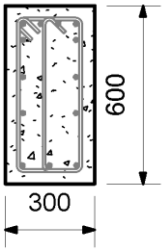
Gambar 4. 11 *Calculation Note Beam Diagram* RSAP

Berdasarkan hasil perhitungan analisis dan desain yang telah dilakukan pada elemen balok, diperoleh nilai kebutuhan luas tulangan (As) serta kapasitas momen lentur yang harus dipenuhi pada daerah tumpuan dan lapangan. Perhitungan tersebut dilakukan dengan mempertimbangkan kombinasi pembebanan yang bekerja, nilai momen rencana (Mu), serta ketentuan perencanaan beton bertulang sesuai standar yang berlaku. Selanjutnya, hasil perhitungan tersebut disusun dalam bentuk rekapitulasi guna memudahkan proses evaluasi terhadap kesesuaian antara luas tulangan yang dibutuhkan (As perlu) dengan luas tulangan yang dipasang (As pasang), serta untuk memastikan bahwa kapasitas lentur nominal tereduksi (φMn) telah memenuhi persyaratan terhadap momen rencana. Rekapitulasi hasil perhitungan tersebut disajikan pada tabel di halaman selanjutnya

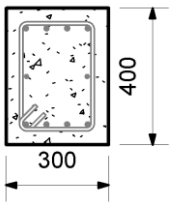
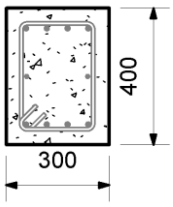
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Perhitungan Lentur Tulangan Balok

Tipe Balok	Dimensi Balok	Tulangan				As Perlu				As Pasang			
		Tumpuan		Lapangan		Tumpuan		Lapangan		Tumpuan		Lapangan	
		-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
TB1	300 x 600	6D19	3D19	3D19	6D19	1246,20	625,76	248,63	117,64	1701,17	850,59	1701,17	850,59
TB2	300 x 400	4D16	4D16	4D16	4D16	679,25	476,33	72,37	72,37	804,25	804,25	804,25	804,25
TB3	200 x 300	3D16	3D16	3D16	3D16	362,20	381,39	25,25	12,34	603,19	603,19	603,19	603,19
B1	400 x 700	6D22	5D22	5D22	6D22	1850,45	1323,43	624,75	180,09	2280,80	1900,66	1900,66	1900,66
B1’	400 x 700	6D22	4D22	4D22	6D22	1850,45	755,97	624,75	118,76	2280,80	1520,53	1900,66	1520,53
B2	300 x 400	6D19	3D19	3D19	6D19	1596,92	1132,03	1258,95	313,31	1701,17	850,59	1417,64	850,59
BA1	250 x 350	3D16	3D16	3D16	3D16	407,367	427,367	189,832	192,542	603,186	603,186	603,186	603,186
BA2	200 x 300	3D13	3D13	3D13	3D13	152,543	152,543	189,136	189,136	398,197	398,197	398,197	398,197
BL	200 x 300	3D13	3D13	3D13	3D13	356,678	271,684	124,566	124,566	398,197	398,197	398,197	398,197

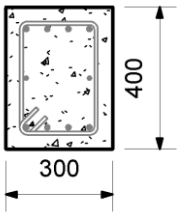
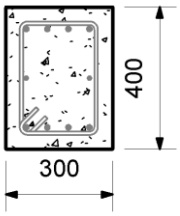
Tabel 4. 33 Detail Balok TB1

Dimensi Balok	300 x 600	
Posisi Bentang	Tumpuan (L/4)	Lapangan (L/2)
Balok TB1		
Tulangan Atas	6D19	6D19
Tulangan Bawah	3D19	3D19
Sengkang	3D10 - 100	3D10 - 200
Tulangan Samping	4D13	4D13
Selimut Beton	40 mm	
Mutu Beton	f'c 25 MPa	
Mutu Baja Tulangan	Fy 420 MPa	

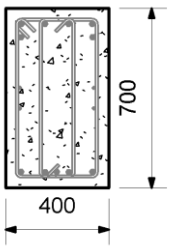
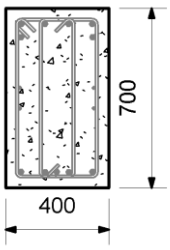
Tabel 4. 34 Detail Balok TB2

Dimensi Balok	400 x 650	
Posisi Bentang	Tumpuan (L/4)	Lapangan (L/2)
Balok TB2		
Tulangan Atas	4D16	4D16
Tulangan Bawah	4D16	4D16
Sengkang	D10 - 150	D10 - 150
Tulangan Samping	2D13	2D13
Selimut Beton	40 mm	
Mutu Beton	f'c 25 MPa	
Mutu Baja Tulangan	Fy 420 MPa	

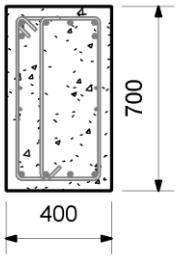
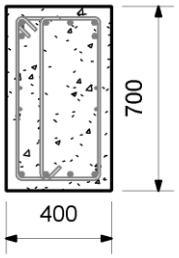
Tabel 4. 35 Detail Balok TB3

Dimensi Balok	400 x 650	
Posisi Bentang	Tumpuan (L/4)	Lapangan (L/2)
Balok TB3		
Tulangan Atas	3D16	3D16
Tulangan Bawah	3D16	3D16
Sengkang	D10 - 200	D10 - 200
Tulangan Samping	2D13	2D13
Selimut Beton	40 mm	
Mutu Beton	f'c 25 MPa	
Mutu Baja Tulangan	Fy 420 MPa	

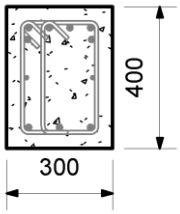
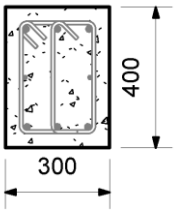
Tabel 4. 36 Detail Balok B1

Dimensi Balok	400 x 650	
Posisi Bentang	Tumpuan (L/4)	Lapangan (L/2)
Balok B1		
Tulangan Atas	6D22	5D22
Tulangan Bawah	5D22	6D22
Sengkang	D13 - 100	D13 – 200
Tulangan Samping	10D13	10D13
Selimut Beton	40 mm	
Mutu Beton	f'c 25 MPa	
Mutu Baja Tulangan	Fy 420 MPa	

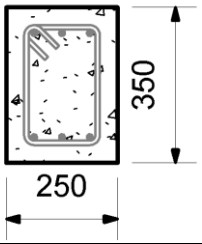
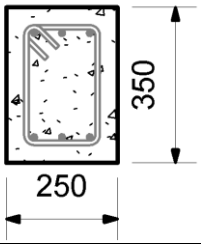
Tabel 4. 37 Detail Balok B1A

Dimensi Balok	400 x 650	
Posisi Bentang	Tumpuan (L/4)	Lapangan (L/4)
Balok B1A		
Tulangan Atas	6D22	4D22
Tulangan Bawah	4D22	6D22
Sengkang	3D10-100	3D10-100
Tulangan Samping	4D13	4D13
Selimut Beton	40 mm	
Mutu Beton	f'c 25 MPa	
Mutu Baja Tulangan	Fy 420 MPa	

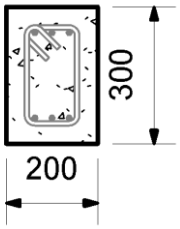
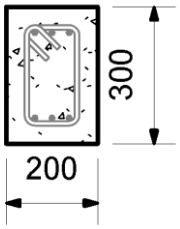
Tabel 4. 38 Detail Balok B2

Dimensi Balok	300 x 450	
Posisi Bentang	Tumpuan (L/4)	Lapangan (L/2)
Balok B2		
Tulangan Atas	6D19	3D19
Tulangan Bawah	3D19	6D19
Sengkang	3D10-100	3D10-150
Tulangan Samping	2D13	2D13
Selimut Beton	40 mm	
Mutu Beton	f'c 25 MPa	
Mutu Baja Tulangan	Fy 420 MPa	

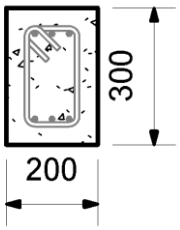
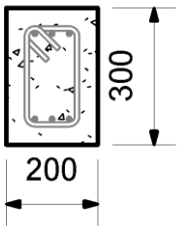
Tabel 4. 39 Detail Potongan Balok BA1

Dimensi Balok	250 x 350	
Posisi Bentang	Tumpuan (L/4)	Lapangan (L/2)
Balok BA1		
Tulangan Atas	3D16	3D16
Tulangan Bawah	3D16	3D16
Sengkang	D10-150	D10-150
Tulangan Samping		
Selimut Beton	40 mm	
Mutu Beton	f'c 25 MPa	
Mutu Baja Tulangan	Fy 420 MPa	

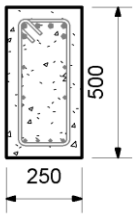
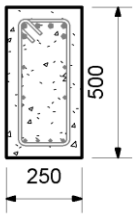
Tabel 4. 40 Detail Potongan Balok BA2

Dimensi Balok	200 x 300	
Posisi Bentang	Tumpuan (L/4)	Lapangan (L/2)
Balok BA2		
Tulangan Atas	3D13	3D13
Tulangan Bawah	3D13	3D13
Sengkang	D10-150	D10-150
Tulangan Samping		
Selimut Beton	40 mm	
Mutu Beton	f'c 25 MPa	
Mutu Baja Tulangan	Fy 420 MPa	

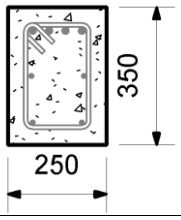
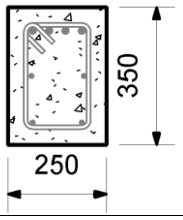
Tabel 4. 41 Detail Potongan Balok BL

Dimensi Balok	200 x 300	
Posisi Bentang	Tumpuan (L/4)	Lapangan (L/2)
Balok BL		
Tulangan Atas	3D13	3D13
Tulangan Bawah	3D13	3D13
Sengkang	D10-150	D10-150
Tulangan Samping		
Selimut Beton	40 mm	
Mutu Beton	f'c 25 MPa	
Mutu Baja Tulangan	Fy 420 MPa	

Tabel 4. 42 Detail Potongan Balok BK1

Dimensi Balok	250 x 500	
Posisi Bentang	Tumpuan (L/4)	Lapangan (L/2)
Balok BK1		
Tulangan Atas	6D19	6D19
Tulangan Bawah	4D13	4D13
Sengkang	D10-150	D10-150
Tulangan Samping	4D13	4D13
Selimut Beton	40 mm	
Mutu Beton	f'c 25 MPa	
Mutu Baja Tulangan	Fy 420 MPa	

Tabel 4. 43 Detail Potongan Balok BK2

Dimensi Balok	250 x 300	
Posisi Bentang	Tumpuan (L/4)	Lapangan (L/2)
Balok BK2		
Tulangan Atas	4D19	4D19
Tulangan Bawah	2D13	2D13
Sengkang	D10-150	D10-150
Tulangan Samping	2D13	2D13
Selimut Beton	40 mm	
Mutu Beton	f'c 25 MPa	
Mutu Baja Tulangan	Fy 420 MPa	

4.6.2 Perhitungan Tulangan Kolom

A. Perhitungan Manual

a. Properti Material dan Penampang

Jenis Kolom = K1

Panjang/Tinggi Kolom, L = 4000 mm

Sisi Pendek Kolom, b = 500 mm

Sisi Panjang Kolom, h = 750 mm

Diameter Tulangan Longitudinal, d_b = 22 mm

Diameter Tulangan Sengkang, d_s = 13 mm

Selimut Bersih, c_c = 40 mm

Kuat Tekan Beton, f_c' = 25 MPa

Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y = 420 MPa

Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv} = 420 MPa

Tinggi Balok, h_b = 700 mm

L_n = L - h_b

= 4000 - 700

= 3300 mm

b. Gaya Dalam Kolom

Tabel 4. 44 Data Gaya Aksial Kolom

Kondisi	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
P max	644,4535	216,6531	195,9964
P min	3009,7766	33,378	91,3395
M2 max	625,5735	635,4804	267,6711
M2 min	2253,5596	673,3466	254,7075
M3 max	1226,5935	302,4629	522,8056
M3 min	760,7316	223,9096	505,9848

Tabel 4. 45 Data Gaya Geser Kolom

Tumpuan	
V2 (kN)	439,5927
V3 (kN)	571,7843
Lapangan	
V2 (kN)	439,593
V3 (kN)	571,784

Gaya Tekan

N_u = 1,2086 kN

c. Syarat Gaya dan Geometri

Syarat Gaya Aksial = P_u > 0,1 x A_g x f_c'

= 3009777 > 1056250 **OK**

Syarat Sisi Terpendek = b ≥ 300 mm

= 500 ≥ 300 mm **OK**

Syarat Rasio Dimensi Penampang = $\frac{b}{h} \geq 0{,}4$

= $\frac{500}{750} \geq 0{,}4$ **OK**

= 0,667 ≥ 0,4 **OK**

d. Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial – Lentur

Jumlah Tulangan, n = 20

Luas Tulangan Longitudinal, As = n x $\frac{\pi}{4}$ x d_b^2

= 20 x $\frac{\pi}{4}$ x 25^2

= 7602,7 mm²

Rasio Tulangan, ρ = $\frac{As}{b\ x\ h}$

$= {}^{7602,7}/_{500x750}$

= 2,03%

Cek ρmin dan ρmax = 1% ≤ ρ ≤ 6%

= 1% ≤ 2,03% ≤ 6% **OK**

e. Pengecekan Strong Coloumn – Weak Beam (SCWB)

Momen Nominal Kolom, Mnc= 713,28 kNm

M_n^- Tumpuan Balok = 503,144 kNm

M_n^+ Tumpuan Balok = 543,108 kNm

Cek SCWB = 2 x M_{nc} ≥ 1,2 x ($M_n^- + M_n^+$)

= 2(713,28) ≥ 1,2(503,144 + 543,108)

= 1426,56 ≥ 1255,502 **OK**

f.Panjang Zona Sendi Plastis

l_{01} = h

= 750 mm

l_{02} $= {}^{L_n}/_{6}$

$= {}^{3300}/_{6}$

= 550 mm

l_{03} = 450 mm

l_0 = Max($l_{01}; l_{02}; l_{03}$)

= 750 mm

g. Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Jumlah Kaki Sisi Pendek, n1 = 4

Jumlah Kaki Sisi Panjang, n2 = 4

Spasi, s = 100 mm

Spasi Kaki Terbesar, xi max = 150 mm

$A_{sh}1$ = n x ${}^{\pi}/_{4}$ x d_s^2

= 4 x ${}^{\pi}/_{4}$ x 13^2

= 530,929 mm^2

$A_{sh}2$ = n x ${}^{\pi}/_{4}$ x d_s^2

= 4 x $\pi/4$ x 13^2

= 530,929 mm^2

$A_{sh}/_S$, 1 = 5,309

$A_{sh}/_S$, 2 = 5,309

h. Confinement/ Kekangan Zona Sendi Plastis

Lebar Penampang Inti Beton, b_c = b - $2c_c$

= 650 – 2(40)

= 420 mm

Panjang Penampang Inti Beton, h_c = h - $2c_c$

= 750 – 2(40)

= 670 mm

Luas Penampang Kolom, A_g = b x h

= 500x750

= 375000 mm^2

Luas Penampang Inti Beton, A_{ch} = b_c x h_c

= 420 x 670

= 281400 mm^2

Sisi Pendek/ Sumbu Lemah

$A_{sh}/_S$ min, 1 = 0,3 (b_c x $f_c'/_{f_{yv}}$) x ($A_g/_{A_{ch}}$ 1)

= 2,495 mm^2

$A_{sh}/_S$ min, 2 = 0,09 x b_c x $f_c'/_{f_{yv}}$

= 2,250 mm^2

Cek $A_{sh}/_S$ 1 = $A_{sh}/_S$ 1 ≥ max($A_{sh}/_S$ min 1, $A_{sh}/_S$ min2)

= 5,039 ≥ 2,495 **OK**

Sisi Panjang/ Sumbu Kuat

$A_{sh}/_S$ min, 1 = 0,3 (b_c x $f_c'/_{f_{yv}}$) x ($A_g/_{A_{ch}} - 1$)

= 3,980 mm^2

$A_{sh}/_{S}$ min, 2 = 0,09 x b_c x $f_c'/_{f_{yv}}$

= 3,589 mm^2

Cek $A_{sh}/_{S}$ 2 = $A_{sh}/_{S}$ 2 ≥ max($A_{sh}/_{S}$ min 1, $A_{sh}/_{S}$ min 2)

= 5,039 ≥ 3,058 **OK**

Cek Spasi

s_{max}, 1 = $b/_{4}$

= $500,/_{4}$

= 125 mm

s_{max}, 2 = 6 x d_b

= 6 x 22

= 132 mm

H_x = $x_{i\ max}$

= 150 mm

s_{max}, 2 = s_o = 100 ≤ 100 + $350 - H_x/_{3}$ ≤ 150

= 100 ≤ 100 + $350 - 150/_{3}$ ≤ 150

= 150 mm

s_{max} = Min (s_{max}1, s_{max}2, s_{max}3)

= 125 mm

Cek Spasi = s ≤ s_{max}

= 100 ≤ 150 mm **OK**

i. Kuat Geser Zona Sendi Plastis

Gaya Geser Desain

M_{pr} Kolom = 1124,508 kNm

V_{u1} = 2 x $M_{pr}\ Kolom/L_n$

= 2 x $1124,508/3550$

= 633525 N

Gaya Geser Hasil Analisa Struktur

V_{u2}, Sumbu Lemah = 439593 N

V_{u2}, Sumbu Kuat = 571784 N

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

V_u = Max (V_{u1}, V_{u2})

= 633525 N

Φ = 0,75

V_c = 0,17 (1 + $N_u / 14\ A_g$) x $f_c'^{0,5}$ x h x (b - c_c - d_s - d_b/s)

= 321344 N

V_s Perlu = V_u/φ – Vc

= $633525/0,75$ – 323002

= 523356 N

A_s/s Perlu = $V_s / f_{yv}\ x$ (b $-\ c_c$ $-\ d_s\ -\ d_b/s$)

= 2,1429 mm

A_s/s Min 1 = 0,062 x $f_c'^{0,5}$ x h/f_{yv}

= 0,062 x $25^{0,5}$ x $650/420$

= 0,4798 mm

A_s/s Min 2 = 0,35 x h/f_{yv}

= 0,35 x $750/420$

= 0,5417 mm

Cek A_s/s = A_{sh}/s 1 ≥ Max (A_s/s Perlu, A_s/s Min)

= 4,021 ≥ 2,1251 **OK**

j. Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

V_u = Max (V_{u1}, V_{u2})

= 633525 N

Φ = 0,75

V_c = 0,17 (1 + $N_u / 14\ A_g$) x $f_c'^{0,5}$ x h x (b - c_c - d_s - d_b/s)

= 321344 N

V_s Perlu = V_u/φ - V_c

= $633525/_{0,75}$ - 323002

= 523356 N

$A_s/_S$ Perlu = $V_s / f_{yv}\ x$ (b $-\ c_c - d_s - d_b/_S$)

= 2,1429 mm

$A_s/_S$ Min 1 = 0,062 x $f_c'^{0,5}$ x $h/_{f_{yv}}$

= 0,062 x $25^{0,5}$ x $650/_{420}$

= 0,4798 mm

$A_s/_S$ Min 2 = 0,35 x $h/_{f_{yv}}$

= 0,35 x $650/_{420}$

= 0,5417 mm

Cek $A_s/_S$ = $A_{sh}/_S$ 1 ≥ Max ($A_s/_S$ Perlu, $A_s/_S$ Min)

= 3,982 ≥ 2,1251 **OK**

k. Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Jumlah Kaki Sisi Pendek, n1 = 4

Jumlah Kaki Sisi Panjang, n2 = 4

Spasi, s = 150 mm

A_v Sumbu Lemah = n x $\pi/_4$ x d_s^2

= 4 x $\pi/_4$ x 13^2

= 530,929 mm^2

A_v Sumbu Kuat = n x $\pi/_4$ x d_s^2

= 4 x $\pi/_4$ x 13^2

= 530,929 mm^2

l. Confinement/Kekangan Luar Zona Sendi Plastis

Spasi max 1 = 6 x d_b

= 6 x 22

= 132 mm

Spasi max 2 = 150 mm

Cek Spasi = Spasi ≤ min (spasi max 1, spasi max 2)

= 132 ≤ 150 mm **OK**

m. Kuat Geser Luar Zona Sendi Plastis

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

V_u = 439593 N

Φ = 0,75

V_c = 0,17 (1 + $N_u / 14\ A_g$) x $f_c'^{0,5}$ x h x (b - c_c - d_s - d_b/s)

= 321344 N

V_s Perlu = Max (V_u/φ - V_c)

= Max ($439593/0,75$ – 323002)

= 264779

A_s/s Perlu = $V_s / f_{yv}\ x$ (b $-\ c_c$ $-\ d_s\ -\ d_b/s$)

= 1,0841

A_s/s Min 1 = 0,062 x $f_c'^{0,5}$ x h/f_{yv}

= 0,062 x $25^{0,5}$ x $650/f_{420}$

= 0,4798 mm

A_s/s Min 2 = 0,35 x h/f_{yv}

= 0,35 x $650/420$

= 0,5417 mm

Cek A_s/s = A_{sh}/s ≥ max (A_v/s perlu, A_v/s min 1, A_v/smin 2)

$= {}^{402,124}/_{150} \geq 1{,}0841$ mm

$= 2{,}681 \geq 1{,}0841$ mm **OK**

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

V_u = 439593 N

Φ = 0,75

V_c = 0,17 $(1 + {}^{N_u}/_{14\ A_g})$ x $f_c'^{0,5}$ x h x (b - c_c - d_s - ${}^{d_b}/_{s}$)

= 321344 N

V_s Perlu = Max $({}^{V_u}/_{\varphi} - V_c)$

= Max $({}^{439593}/_{0,75} - 321344)$

= 264779

${}^{A_s}/_{s}$ Perlu = ${}^{V_s}/_{f_{yv}\ x\ (b\ -\ c_c\ -\ d_s\ -\ {}^{d_b}/_{s})}$

= 1,6339

${}^{A_s}/_{s}$ Min 1 = 0,062 x $f_c'^{0,5}$ x ${}^{h}/_{f_{yv}}$

= 0,062 x $25^{0,5}$ x ${}^{650}/_{420}$

= 0,3690 mm

${}^{A_s}/_{s}$ Min 2 = 0,35 x ${}^{h}/_{f_{yv}}$

= 0,35 x ${}^{700}/_{420}$

= 0,4167 mm

Cek ${}^{A_s}/_{s}$ = ${}^{A_{sh}}/_{s} \geq$ max (${}^{A_v}/_{s}$ perlu, ${}^{A_v}/_{s}$ min 1, ${}^{A_v}/_{s}$ min 2)

= ${}^{530,929}/_{100} \geq 1{,}6339$ mm

= 2,681 ≥ 1,6339 mm **OK**

Berikut adalah rekapitulasi tulangan yang didapat setelah perhitungan semua jenis kolom:

Tabel 4. 46 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Kolom

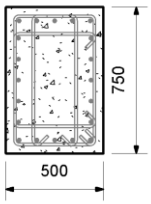
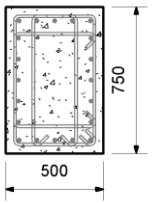
Tipe Kolom	Dimensi	Tulangan Utama		Sengkang	
		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
K1	500 x 750	20D22	20D22	4D13-100	4D13-150
K1’	400 x 600	16D22	16D22	4D13-100	4D13-150
K2	400 x 400	16D16	16D16	4D13-150	4D13-200
K2’	300 x 300	12D16	12D16	4D13-150	4D13-200
KL	250 x 250	8D13	8D13	D10-150	D10-150

Tabel 4. 47 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Kolom

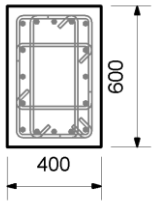
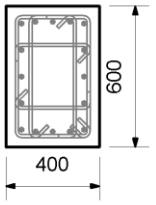
Tipe Kolom	Tumpuan (Sendi Plastis)				Lapangan (Di Luar Sendi Plastis)			
	Ash/s Perlu		Ash/s Pakai		Ash/s Perlu		Ash/s Pakai	
	Sumbu Kuat	Sumbu Lemah	Sumbu Kuat	Sumbu Lemah	Sumbu Kuat	Sumbu Lemah	Sumbu Kuat	Sumbu Lemah
K1	3,980	2,495	5,309	5,309	1,639	1,6826	3,539	3,539
K1’	4,107	2,527	5,309	5,309	1,048	1,048	2,264	2,264
K2	3,214	3,214	3,540	3,540	2,334	2,334	4,021	4,021
K2’	3,377	3,377	2,828	2,828	2,214	2,214	2,262	2,262
KL	3,280	3,280	3,927	3,927	2,015	2,015	2,177	2,177

Berikut adalah gambar detail tulangan kolom yang didapatkan dari pemodelan revit:

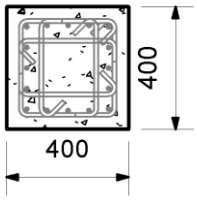
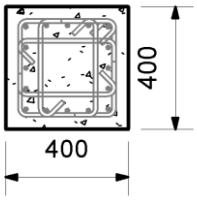
Tabel 4. 48 Detail Potongan Kolom K1

Dimensi Kolom	75x50	
Posisi Bentang	Tumpuan	Lapangan
Kolom K1		
Tulangan Utama	20D22	20D22
Sengkang	4D13 - 100	4D13 - 150
	4D13 - 100	4D13 - 150
Selimut Beton	4 cm	
Mutu Beton	f'c 25 Mpa	
Mutu Baja Tulangan	fy 420 Mpa	

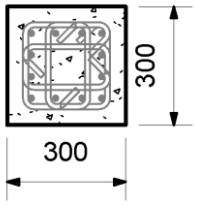
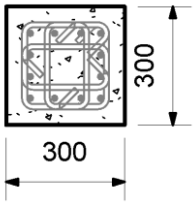
Tabel 4. 49 Detail Potongan Kolom K1’

Dimensi Kolom	60x40	
Posisi Bentang	Tumpuan	Lapangan
Kolom K1'		
Tulangan Utama	16D22	16D22
Sengkang	4D13 - 100	4D13 - 150
	4D13 - 100	4D13 - 150
Selimut Beton	4 cm	
Mutu Beton	f'c 25 Mpa	
Mutu Baja Tulangan	fy 420 Mpa	

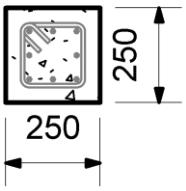
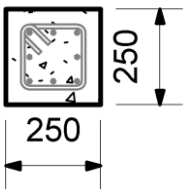
Tabel 4. 50 Detail Potongan Kolom K2

Dimensi Kolom	40x40	
Posisi Bentang	Tumpuan	Lapangan
Kolom K2		
Tulangan Utama	16D16	16D16
Sengkang	4D13 - 150	4D13 - 200
	4D13 - 150	4D13 - 200
Selimut Beton	4 cm	
Mutu Beton	f'c 25 Mpa	
Mutu Baja Tulangan	fy 420 Mpa	

Tabel 4. 51 Detail Potongan Kolom K2'

Dimensi Kolom	30x30	
Posisi Bentang	Tumpuan	Lapangan
Kolom K2'		
Tulangan Utama	12D16	12D16
Sengkang	4D13 - 150	4D13 - 200
	4D13 - 150	4D13 - 200
Selimut Beton	4 cm	
Mutu Beton	f'c 25 Mpa	
Mutu Baja Tulangan	fy 420 Mpa	

Tabel 4. 52 Detail Potongan Kolom KL

Dimensi Kolom	25x25	
Posisi Bentang	Tumpuan	Lapangan
Kolom KL		
Tulangan Utama	8D13	8D13
Sengkang	D10 - 150	D10 - 150
Selimut Beton	4 cm	
Mutu Beton	f'c 25 Mpa	
Mutu Baja Tulangan	fy 420 Mpa	

4.6.3 Perhitungan Tulangan Pelat

a) Data Pelat

Kuat tekan beton, fc' = 25 MPa

Modulus elastisitas beton, Ec = 4700 * √fc' =23500 MPa

Tegangan leleh baja untuk tulangan lentur, fy = 420 MPa

Panjang bentang plat arah x, Lx =2,67 m

Panjang bentang plat arah y, Ly=4,50 m

Tebal plat lantai, h = 130 mm

Kategori Plat lantai Ly / Lx = 1,69

Dua Arah Karena Ly/Lx<2

D, rencana tulangan atas (daerah tumpuan) yang digunakan, = 10 mm

D, rencana tulangan atas yang digunakan = 10 mm

D, rencana tulangan bawah yang digunakan = 10 mm

Tebal bersih selimut beton, ts = 20 mm

b) Momen pada Pelat

Momen rencana tumpuan (maksimum) plat,Mu = 18,56 kNm

Momen rencana lapangan (maksimum) plat, Mu =7,83 kNm

c) Penulangan

Untuk : fc' ≤ 30 MPa, b1 = 0,85

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, β_1 = 1 = 0,85

Rasio tulangan pada kondisi balance,

$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * (f_c' - 30) / 7 = 0.0253$

Faktor tahanan momen maksimum,

Rmax = 0,75 * rb * fy * [1 – ½* 0,75 * rb * fy / (0,85 * fc')]

= 6,475

Faktor reduksi kekuatan lentur, f = 0,90

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d_s = t_s + \varnothing / 2$ = 24,0 mm

Tebal efektif plat lantai, d = h - ds = 105,0 mm

Ditinjau plat lantai selebar 1 m, b = 1000 mm

d) Tulangan Tumpuan Atas (Tulangan Negatif)

Momen nominal rencana, Mn = Mu / f

= 20,622 kNm

Faktor tahanan momen, Rn = Mn * 10-6 / (b * d2)

=1,87

Rn < Rmax

1,87 < 6,475 (OK)

Rasio Tul, Perlu, ρ $= 0{,}85 * f_c' / f_y * [\ 1 - \sqrt{}\ [\ 1 - 2 * R_n / (\ 0{,}85 * f_c'\ )\ ]$

$= 0{,}0047$

ρ min $= 0{,}0025$

ρ digunakan $= 0{,}0047$

As perlu $= \rho * b * d$

$= 490{,}24\ mm^2$

Jarak tulangan yang diperlukan,

s $= \pi / 4 * \varnothing^2 * b / A_s$

$= 160$ mm

smax $= 2 * h$

$= 260$ mm

Jarak tulangan harus digunakan, s = 160 mm

Diambil jarak tulangan : s = 150 mm

Digunakan tulangan wiremesh, **M10-150**

Luas tulangan terpakai, $A_{s\ Pasang} = \pi / 4 * \varnothing^2 * b / s$

$= 524\ mm^2$

Pengecekan tulangan:

As Pasang > As Perlu

$524\ mm^2$ > $490{,}24\ mm^2$ **(OK)**

e) Tulangan Lapangan Bawah

Momen nominal rencana, Mn = Mu / ϕ

= 8,700 kNm

Faktor tahanan momen, Rn = Mn * 10-6 / (b * d2)

= 0,789

Rn < Rmax

0,789 < 6.4746 **(OK)**

Rasio tulangan yang diperlukan :

$\rho = 0.85 * f_c' / f_y * [\ 1 - \sqrt{}\ [\ 1 - 2 * R_n / (\ 0.85 * f_c'\ )\ ]$

$= 0{,}0019$

Rasio tulangan minimum, $\rho_{min} = 0{,}0025$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho = 0{,}0025$

As perlu = $\rho * b * d =$ 262,5 mm2

Maka digunakan Plat Deck Tipe:

P = 995 mm

t = 0,75 mm

As floor deck = 746,25 mm^2

As floor deck	>	As Perlu tulangan bawah
746,25 mm^2	>	262,5 mm^2 **(OK)**

f) Tulangan Atas (Wiremesh)

ρ_{min} = 0,0025

As Perlu = $\rho_{min} * b * d$

= 263 mm^2

Jarak tulangan perlu, s = $\pi / 4 * \varnothing^2 * b / A_s$

=260 mm

Jarak tulangan maksimum, smax = 2 * h =260 mm

Jarak tulangan harus digunakan, s = 260 mm

Diambil jarak tulangan : s = 150 mm

Digunakan tulangan wiremesh, **M10 - 150**

Luas tulangan terpakai,

As Pasang = p / 4 * D^2 * b / s = 524 mm^2

As Pasang	>	As Perlu
524mm^2	>	263 mm^2 **(OK)**

g) Kontrol Lendutan

Modulus elastis beton, Ec = 4700*√ fc' = 23500 MPa

Modulus elastis baja tulangan, Es = 200000 MPa

Beban merata (tidak terfaktor) pada plat, Q = QD + QL

= 9,242 N/mm

Panjang bentang plat, Lx = 2667 mm

Batas lendutan maksimum yang diijinkan, Lx / 240 = 11,113 mm

Momen inersia brutto penampang plat, Ig = 1/12 * b * h^3

=183083333 mm^3

Modulus keruntuhan lentur beton, fr = 0,7 * √ fc'

=3,5 MPa

Nilai perbandingan modulus elastis, n = Es / Ec = 8,51

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton, c = n * As / b

= 5,928 mm

Momen inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton dihitung sebagai berikut :

Icr = 1/3 * b * c3 + n * As * (d - c)2

= 58251354 mm4

yt = h / 2

= 65 mm

Momen retak :

Mcr = fr * Ig / yt

= 9858333 Nmm

Momen maksimum akibat beban (tanpa faktor beban) :

Ma = 1 / 8 * Q * Lx2

= 8217595 Nmm

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan,

$I_e = (M_{cr} / M_a)^3 * I_g + [1 - (M_{cr} / M_a)^3] * I_{cr} =$

$= 273778623 \text{ mm}^4$

Lendutan elastis seketika akibat beban mati dan beban hidup :

$d_e = 5 / 384 * Q * L_x^4 / (E_c * I_e) =$

= 0,946 mm

Rasio tulangan slab lantai :

ρ = As / (b * d)

= 0,0066

Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati (jangka waktu > 5 tahun), nilai :

ζ = 2,0

l = ζ / (1 + 50 * ρ) = 1,5019

Lendutan jangka panjang akibat rangkak dan susut :

δg = 1 * 5 / 384 * Q * Lx4 / (Ec * Ie)

=1,421 mm

Lendutan total, δtot = de + dg = 2,368 mm

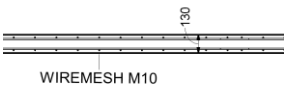
Syarat : dtot ≤ Lx / 240

2,368 < 11,113 **AMAN (OK)**

Maka digunakan plat bondek t=0,75 dengan Single Wiremesh M-10-150

Berikut adalah gambar detail potongan pelat konvensional di Lt. 1 yang didapatkan dari pemodelan revit:

Tabel 4. 53 Detail Potongan Pelat Lantai 1

Dimensi Plat	t = 13 cm
Plat 1	
Tulangan Utama	Double - Wiremesh M10
Bekisting	
Selimut Beton	4 cm
Mutu Beton	f'c 25 Mpa
Mutu Baja Tulangan	fy 420 Mpa

Berikut adalah detail potongan pelat bondek untuk pelat di Lt. 2-5:

Tabel 4. 54 Detail Potongan Pelat Bondek

Dimensi Plat	t = 13 cm
Plat Bondeck	
Tulangan Utama	Single - Wiremesh M10
Bekisting	Floordeck
Selimut Beton	4 cm
Mutu Beton	f'c 25 Mpa
Mutu Baja Tulangan	fy 420 Mpa

4.7 Analisis Struktur Bawah

4.7.1 Perhitungan Tiang Pancang

Perencanaan struktur bawah dilakukan dengan perhitungan manual menggunakan Microsoft Excel. Pondasi direncanakan dengan menggunakan

metode Meyerhoff untuk menentukan daya dukung izin pondasi. Berikut adalah perhitungan tiang :

A. Data Pondasi

Tipe pondasi = Mini pile PC4

Ukuran tiang = 30 x 30 cm

Kedalaman tiang = 16 m

Luas penampang = 0,09 m^2

Keliling tiang pondasi = 25,6 m^2

Berat tiang = $t \times A \times \gamma$

$16 \times 0{,}09 \times 2{,}4 = 6{,}14 ton$

B. Hasil tes tanah N-SPT

Berikut adalah data tanah hasil tes N-SPT yang menjadi dasar penentuan kedalaman tanah keras untuk perhitungan kedalaman pondasi:

Tabel 4. 55 Data Hasil Tes N-SPT

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	N-SPT	N-SPT rata-rata	Li (m)	LiFi (t/m)	ΣLiFi (t/m)
2	C	4	4	2	4	4,00
4	C	3	3	2	3	7,00
6	C	3	3	2	3	10,00
8	C	5	5	2	5	15,00
10	M	15	15	2	15	30,00
12	S	35	25	2	10	40,00
14	S	40	27,5	2	11	51,00
16	C	43	29	2	11,6	62,60
18	C	37	26	2	30	92,60
20	C	56	35,5	2	30	122,60
22	M	60	37,5	2	30	152,60
24	S	60	37,5	2	15	167,60
26	S	60	37,5	2	15	182,60
28	M	53	34	2	30	212,60
30	M	59	37	2	30	242,60

Data hasil pengujian N-SPT (*Standard Penetration Test*) digunakan sebagai dasar dalam menentukan nilai tahanan gesek selimut tiang (Qs) dengan

menggunakan perhitungan ΣLiFi. Berdasarkan nilai tersebut maka dapat disimpulkan :

Kedalaman tiang = 16 m

Qs = ΣLiFi = 62,60 (t/m)

C. Perhitungan Daya Dukung Ujung Tiang

Np = 9 (tanah lempung)

qp = Cu × Np

= (6 × N-SPT rata rata) / 10 × 9

= (6 × 29) / 10 × 9

= 156,6 ton

Qp = qp × A

= 156,6 × 0,09

= 14,09 ton

D. Perhitungan Daya Dukung Ultimit

Qu = Qp + Qs

= 14,09 + 62,60

= 76,69 ton

E. Perhitungan Daya Dukung Izin Satu Tiang

SF = 2,5

Qa = Qu / SF

= 76,69 / 2,5

= 30,68 ton

F. Cek Kekuatan Bahan Tiang

σ = 0,25 × f'c × 10

= 0,25 × 41,5 × 10

= 103,75 kg/m^2

P = σ ×A

= 103,75 × 0,09

= 93,375 ton

Cek berat netto

Qnetto	<	P	
Qa – berat tiang	<	P	
27,22	<	93,375	OK

G. Perhitungan Kebutuhan Tiang

N = Pu / Qa

= 91,23/ 30,68

= 2,9 ≈ 4 buah

H. Perhitungan Efisiensi Tiang Kelompok

Jumlah baris (m) = 2

Jumlah tiang (n) = 2

Jarak antar tiang

S = 2,5D ~ 4D

= 3 x 0,3

= 0,9m

Lg= S x (m-1) + D

= 0,9 x x (2-1) + 0,3

= 1,2

Bg= S x n-1) + D

= 0,84 x x (2-1) + 0,3

= 1,2

θ = arctan d/S

= arctan 0,3/0,84

= 18,435 °

$$\text{Eff} = 1 - \frac{\theta\ (\text{n}-1)\text{m} + (\text{m}-1)\text{n}}{90 \times m \times n}$$

$$= 1 - \frac{19{,}654\ (2-1)2 + (2-1)2}{90 \times 2 \times 2}$$

= 0,8

Daya dukung izin kelompok tiang

Qag = Qa × n × Eff

= 30,68 × 4 × 0,8

= 97,575 ton

Cek Kontrol

Pu<Qag

91,230 < 97,575 **OK**

4.7.2 Perhitungan Pile Cap

A. Analisis Gaya Geser 1 Arah Pilecap Arah y

Jenis Pilecap = PC4

Panjang (x) = 1800 mm

Lebar (y) = 1800 mm

Tebal (t) = 600 mm

Tulangan Utama = 22 mm

h/b Kolom = 750 mm

Selimut = 75 mm

Mutu Beton, f_c' = 41,5 MPa

βc $= {Lx}/{Ly}$

$= {1800}/{1800}$

= 1

λ = 1 (beton normal)

αs = 40

s (jarak tiang) = 90 cm

P_u = 894,66 KN

Jumlah Tiang = 4 buah

f_y = 420 MPa

σ $= {P}/{A}$

$= {894{,}66}/{4\ x\ 4}$

$= 276{,}129\ {KN}/{m^2}$

G' = Panjang – $(\frac{Panjang}{2} + \frac{h\ Kolom}{2}) + d$

= 1800 – $(\frac{1800}{2} + \frac{375}{2}) + 503$

= 22 mm

= 0,022 m

V_u = σ x L G'

= 276,129 x 4 x 0,022

= 10,93 KN

$øV_c$ = 0,75 x $\frac{f_c'}{6}$ x L x d

= 0,75 x $\frac{41,5}{6}$ x 1800 x 503

= 729078 N

= 729,08 KN

Syarat = $øV_c > V_u$

= 729,08 > 10,93 KN **OK**

B. Analisis Gaya Geser 1 Arah Pilecap Arah y

Jenis Pilecap = PC4

Panjang (x) = 1800 mm

Lebar (y) = 1800 mm

Tebal (t) = 600 mm

Tulangan Utama = 22 mm

h/b Kolom = 750 mm

Selimut = 75 mm

Mutu Beton, f_c' = 41,5 MPa

βc = Lx/Ly

= $1800/1800$

= 1

λ = 1 (beton normal)

s (jarak tiang) = 90 cm

P_u = 894,66 KN

Jumlah Tiang = 4 buah

f_y = 420 MPa

σ = P/A

$= {}^{894,66}/_{4\ x\ 4}$

$= 276{,}129\ {}^{KN}/_{m^2}$

G' = Panjang – ($\frac{Panjang}{2} + \frac{h\ Kolom}{2}$) + d

= 1800 – ($\frac{1800}{2} + \frac{375}{2}$) + 503

= 22 mm

= 0,022 m

V_u = σ x L G'

= 276,129 x 4 x 0,022

= 10,93 KN

øV_c = 0,75 x $\frac{f_c'}{6}$ x L x d

= 0,75 x $\frac{41,5}{6}$ x 1800 x 503

= 729078 N

= 729,08 KN

Syarat = øV_c > V_u

= 729,08 > 10,93 KN **OK**

C. Analisis Daerah Gaya Geser Dua Arah *Pilecap*

B' = b kolom + $\frac{d}{2}$ x 2

= 750 + $\frac{503}{2}$ x 2

= 1253 mm

= 1,253 m

B' = L' (Panjang daerah keliling kritis sisi lain)

= 1,253 m

b_0 = 2(B' + L')

= 2(1,253 + 1,253)

= 5,012 m

= 5012 mm

D. Nilai Kuat Geser Dua Arah

V_{c1} = 0,17 x (1 + $\frac{2}{\beta c}$) x λ x $\sqrt{f_c'}$ x b_0 x d'

= 8282,72 KN

V_{c2} = 0,083 x ($\frac{as\ x\ d'}{b_0}$) x λ x $\sqrt{f_c'}$ x b_0 x d'

= 81,07,2 KN

V_{c3} = 0,33 x λ x $\sqrt{f_c'}$ x b_0 x d'

= 5359,41 KN

V_c pakai = 5359,41 KN

øV_c = 0,75 x V_c

= 0,75 x 5359,41

= 4019,56 KN

E. Tegangan Yang Terjadi Pada Tanah

V_u = σ (l x b – L' x B')

= 723,47 x (4 x 4 – 1,253 x 1,253)

= 461,13 KN

Syarat = øV_c > V_u

= 4019,56 > 461,133 KN **OK**

F. Perhitungan Penulangan *Pilecap*

B = $\frac{Lebar\ Pilecap}{2}$ - $\frac{Lebar\ Kolom}{2}$

= $\frac{1,8}{2}$ - $\frac{0,75}{2}$

= 0,525 m

Berat Pilecap Pada Penampang Kritis

q' = ϒ x d x t

= 2400 x 1,8 x 0,6

= 2592 $^{kg}/_{m}$

M_u = 2($\frac{P_u}{n_s}\ x\ s$) – 0,5 x q' x B^2

= 1051,3 kNm

R_n arah x = $\frac{M_u}{\Phi\ x\ b\ x\ d^2}$

= 0,006 $^{N}/_{mm^2}$

A_s perlu arah x = p perlu x b x d

= 0,006 x 1800 x 503

= 5746,46 mm^2

Tulangan Bawah Arah x

D = 22 mm

S = 100 mm

A_s pakai = $^{1}/_{4}$ x π x d^2 x $\frac{b}{s}$

= $^{1}/_{4}$ x π x 19^2 x $\frac{4000}{120}$

= 6845,14 mm^2

Syarat = A_s pakai > A_s perlu

= 6845,14 > 5746,46 mm^2 **OK**

Tulangan Atas Arah x

A_s perlu = 20% x A_s pakai tulangan bawah

= 20% x 6845,14

= 1369,03 mm^2

D = 22 mm

S = 250 mm

A_s pakai = $^{1}/_{4}$ x π x d^2 x $\frac{b}{s}$

= $^{1}/_{4}$ x π x 19^2 x $\frac{4000}{200}$

= 2738,06 mm^2

Syarat = A_s pakai > A_s perlu

= 2738,06 > 1369,03 mm^2 **OK**

R_n arah y = $\frac{M_u}{\Phi\ x\ b\ x\ d^2}$

= 0,006 $^{N}/_{mm^2}$

A_s perlu arah y = p perlu x b x d

= 0,006 x 1800 x 503

= 1369,08 mm^2

Tulangan Bawah Arah y

D = 19 mm

S = 120 mm

A_s pakai = $^1/_4$ x π x d^2 x $\frac{b}{s}$

= $^1/_4$ x π x 19^2 x $\frac{4000}{120}$

= 9454,762 mm^2

Syarat = A_s pakai > A_s perlu

= 9454,762 > 6520,778 mm^2 **OK**

Tulangan Atas Arah y

A_s perlu = 20% x A_s pakai tulangan bawah

= 20% x 9454,762

= 1890,952 mm^2

D = 22 mm

S = 250 mm

A_s pakai = $^1/_4$ x π x d^2 x $\frac{b}{s}$

= $^1/_4$ x π x 19^2 x $\frac{4000}{200}$

= 2738,06 mm^2

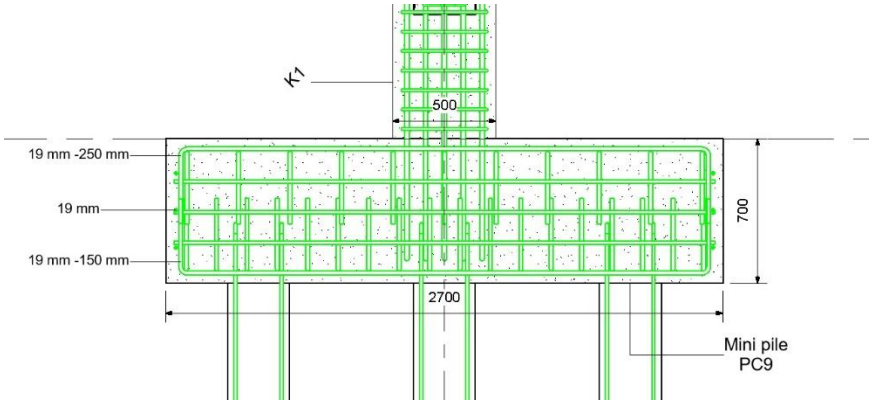
Syarat = A_s pakai > A_s perlu

= 2738,06 > 1369,03 mm^2 **OK**

Tabel 4. 56 Rekapitulasi *Pile cap*

Pile Cap	Ly (mm)	Lx (mm)	T (mm)	Tul. atas	Tul Bawah
PC4	1800	1800	600	D19-250	D19-150
PC6	1800	2700	700	D19-250	D19-150
PC9	2700	2700	700	D19-250	D19-150
PC9A	2700	2700	700	D19-250	D19-150
PC2	1800	900	600	D19-250	D19-150

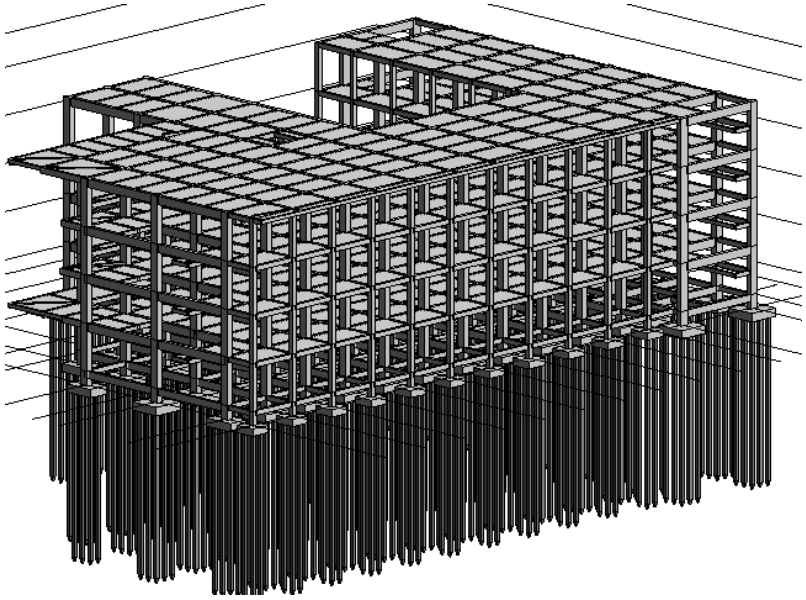
Berikut adalah contoh gambar detail potongan pilecap yang didapatkan dari pemodelan di Revit:



Gambar 4. 12 Detail Potongan Pilecap

4.8 Permodelan 3D

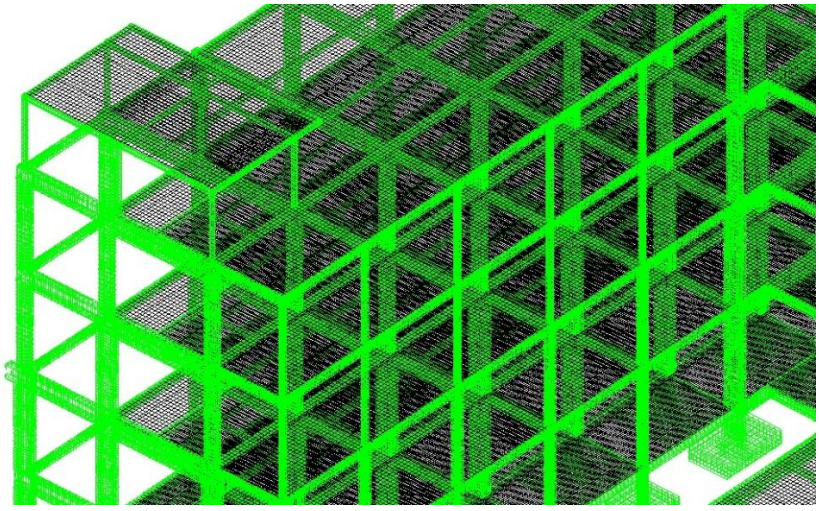
Setelah seluruh tahapan analisis struktur dan desain penulangan dinyatakan memenuhi kriteria keamanan pada perangkat lunak Autodesk Robot Structural Analysis, langkah selanjutnya adalah melakukan sinkronisasi model ke dalam Autodesk *Revit* melalui mekanisme interoperabilitas berbasis *BIM (Building Information Modeling)*. Kemudian di Revit dimodelkan juga struktur bawah hasil desain perhitungan manual dari Microsoft Excel seperti yang tampak pada Gambar 4.10.



Gambar 4. 13 Hasil Pemodelan 3D di Revit

Dalam lingkungan kerja Revit, hasil analisis tersebut diterjemahkan ke dalam pemodelan elemen struktural yang lebih detail, di mana seluruh batang

tulangan (*rebar*) dimodelkan secara tiga dimensi (3D) sesuai dengan kebutuhan luas tulangan (*required reinforcement*) serta perhitungan manual yang sudah divalidasi.. Implementasi pemodelan tulangan 3D di dalam Autodesk *Revit* memungkinkan dilakukannya ekstraksi data kuantitas material secara otomatis melalui fitur *Quantity Take-Off* (QTO).



Gambar 4. 14 Hasil Pemodelan 3D *Rebar* di Revit

Sebagaimana diilustrasikan pada **Gambar 4.11**, seluruh elemen struktur mulai dari pelat lantai, jaringan balok-kolom, hingga elemen fondasi bawah telah dimodelkan penulangannya secara presisi (direpresentasikan oleh jaringan berwarna hijau). Visualisasi 3D ini mencakup pemodelan tulangan longitudinal, tulangan transversal (sengkang/cincin), hingga konfigurasi kait (*hook*) dan sambungan lewatan (*lap splice*) yang merujuk pada standar SNI 2847. Selain merepresentasikan bentuk visual, pemodelan 3D penulangan yang holistik ini berfungsi krusial untuk melakukan deteksi benturan (*clash detection*) antar-tulangan sebelum pelaksanaan konstruksi di lapangan, serta menjadi basis data utama yang terintegrasi langsung untuk menghasilkan *Quantity Take Off* (QTO) yang akurat.

4.9 Rencana Anggaran Biaya (RAB)

Volume beton diekstrak berdasarkan parameter *net volume* (volume bersih), di mana sistem secara otomatis telah mengeliminasi redundansi volume pada area

pertemuan antar-elemen. Rekapitulasi volume beton untuk elemen struktur disajikan pada Gambar 4.12

<Structural Column Schedule>

A	B	C	D
Family and Type	Volume	Base Level	Length
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200
Rectangular(Concrete)-Column: K1	0.45 m³	Pile Cap	1200

Gambar 4. 15 *Output* QTo Beton di Revit

Volume baja tulangan diekstrak langsung dari *QTo* yang memuat parameter diameter, panjang pemotongan (*cut length*), dan jumlah tulangan. Total berat tulangan (*total weight*) dikalkulasi dari konversi panjang tulangan ke berat jenis baja. Hasil ekstraksi berat baja tulangan disajikan pada Gambar 13.

<Rebar Schedule 2>

A	B	C
Host Mark	Bar Diameter	Total Bar Length
B1 LT2	10 mm	25000 mm
B1 LT2	10 mm	25000 mm
B1 LT2	10 mm	3800 mm
B1 LT2	10 mm	9600 mm
B1 LT2	10 mm	40000 mm
B1 LT2	10 mm	15500 mm
B1 LT2	10 mm	15500 mm
B1 LT2	10 mm	38000 mm
B1 LT2	10 mm	14725 mm
B1 LT2	10 mm	14725 mm
B1 LT2	10 mm	40000 mm
B1 LT2	10 mm	15500 mm
B1 LT2	10 mm	15500 mm
B1 LT2	10 mm	40000 mm
B1 LT2	10 mm	15500 mm
B1 LT2	10 mm	15500 mm
B1 LT2	10 mm	38000 mm
B1 LT2	10 mm	14725 mm
B1 LT2	10 mm	14725 mm
B1 LT2	10 mm	40000 mm
B1 LT2	10 mm	15500 mm

Gambar 4. 16 *Output* QTo Tulangan di Revit

Salah satu indikator kelayakan dan efisiensi desain struktur beton bertulang adalah rasio berat baja tulangan terhadap setiap meter kubik beton (kg/m^3). Berdasarkan data QTO, diperoleh total volume beton struktur sebesar

2213,36 m^3 dan total berat tulangan sebesar 321305,89 kg. Dengan demikian, rata-rata rasio penulangan struktur gedung ini adalah sebesar 145.167 kg/m^3. Angka ini menunjukkan bahwa struktur hasil redesain memenuhi kriteria keamanan, karena masih berada dalam rentang rasio penulangan ideal untuk bangunan gedung, yakni antara 100 hingga 200 kg/m^3 berdasarkan perhitungan di SNI 2847:2019.

Penggunaan pendekatan *Building Information Modeling* (BIM) dalam proses QTO memberikan tingkat presisi yang jauh lebih tinggi dibandingkan perhitungan konvensional/manual. Sistem QTo pada Revit secara spesifik mengakumulasi panjang bengkokan (*hook*), sambungan lewatan (*lap splice*), dan panjang penyaluran (*development length*) secara 3D. Selain itu perhitungan volume melalui Qto di Revit dapat secara otomatis mengurangi volume beton yang terisi tulangan-tulangan sehingga hasilnya akan lebih akurat. Hal ini memastikan bahwa kebutuhan material yang terekstraksi sudah mencakup keseluruhan detail pembesian aktual yang disyaratkan oleh SNI 2847, sehingga potensi kekurangan material atau inakurasi pemesanan (*procurement*) akibat *human error* dapat diminimalisasi secara signifikan.

Evaluasi akhir dari tahapan desain ini ditinjau dari aspek ekonomis melalui Rencana Anggaran Biaya (RAB) pekerjaan struktur. Mengingat adanya keterbatasan akses terhadap data Analisa Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) asli dari proyek eksisting, evaluasi ini tidak dititikberatkan pada perbandingan efisiensi finansial secara mutlak, akan tetapi pada optimalisasi dimensi struktur. Perhitungan optimalisasi struktur dapat dilihat pada uraian di bawah ini:

A. Efisiensi Kolom K1 (Beton)

Membandingkan total luas penampang kolom untuk 4 lantai:

a. Eksisting (Lt. 1-4):

$$\Sigma A_{\text{eks}} = 4 \times (50 \times 75) = 15000 \text{ cm}^2$$

b. Perencanaan Ulang (Lt. 1-2 & Lt. 3-4):

$$\Sigma A_{\text{baru}} = 2 \times (50 \times 75) + 2 \times (40 \times 60) = 7500 + 4800 = 12300 \text{ cm}^2$$

c. Persentase Efisiensi K1:

$$\text{Efisiensi} = \frac{15000 - 12300}{15000} \times 100\% = 18\%$$

B. Efisiensi Kolom K2 (Beton)

Membandingkan total luas penampang kolom untuk 4 lantai:

a. Eksisting (Lt. 1-4):

$$\Sigma A_{\text{eks}} = 4 \times (40 \times 40) = 6400 \text{ cm}^2$$

b. Perencanaan Ulang (Lt. 1-2 & Lt. 3-4):

$$\Sigma A_{\text{baru}} = 2 \times (40 \times 40) + 2 \times (30 \times 30) = 3200 + 1800 = 5000 \text{ cm}^2$$

c. Persentase Efisiensi K2:

$$\text{Efisiensi} = \frac{6400 - 5000}{6400} \times 100\% = 21.875\%$$

C. Efisiensi Plat Lantai (Volume Beton)

Dihitung berdasarkan pengurangan ketebalan per 1 m² area plat.

a. Eksisting: Tebal (T) = 12,.5 cm

b. Perencanaan Ulang: Tebal rata-rata (T_{avg}) = 11,5 cm

c. Persentase Efisiensi Beton Plat:

$$\text{Efisiensi} = \frac{13 - 11{,}5}{13} \times 100\% = 11{,}5\%$$

D. Efisiensi Baja Tulangan Plat Lantai

Pada perencanaan ulang, terjadi peralihan dari sistem pelat konvensional (tulangan 2 lapis) menjadi sistem komposit (tulangan 1 lapis + baja *deck* Bondek).

Analisis Berat Material (Estimasi Tipikal):

a. Berat Tulangan M10-150: Baja ulir/wiremesh M10 dengan spasi 150 mm (2 arah) memiliki berat sebesar 8,22 kg/m² per lapis.

b. Berat Bondek t=0,75 mm: Memiliki berat spesifik sebesar 7,8 kg/m².

Kalkulasi per 1 m² Plat:

a. Eksisting (Double Layer M10-150):

$$W_{\text{eks}} = 2 \text{ lapis} \times 8{,}22 \text{ kg/m}^2$$
$$= 16{,}44 \text{ kg/m}^2$$

b. Perencanaan Ulang (Single Layer M10-150 + Bondek 0,75):

$$W_{\text{baru}} = 8{,}22\ \text{kg/m}^2\ \text{(tulangan)} + 7{,}8\ \text{kg/m}^2\ \text{(Bondek)}$$
$$= 16{,}02\ \text{kg/m}^2$$

c. Persentase Efisiensi Baja Plat:

$$\text{Efisiensi} = \frac{16{,}44 - 16{,}02}{16{,}44} \times 100\% = 2{,}55\%$$

Berikut adalah rekapitulasi dari optimalisasi dimensi struktur:

Tabel 4. 57 Rekapitulasi Optimalisasi Struktur

Komponen Struktur	Desain Eksisting	Desain Perencanaan Ulang	Persentase Efisiensi (Reduksi Material)
Beton Kolom K1	Penampang Tetap (Lt, 1-4)	Penampang Mengecil (Lt. 3-4)	18,00%
Beton Kolom K2	Penampang Tetap (Lt, 1-4)	Penampang Mengecil (Lt. 3-4)	21,88%
Beton Plat Lantai	T = 13 cm	T rata-rata = 11,5 cm	11,50%
Baja Plat Lantai	M10-150 Double Layer	M10-150 Single + Bondek 0.75	2,55%
Efisiensi Rata-Rata			**13,48%**

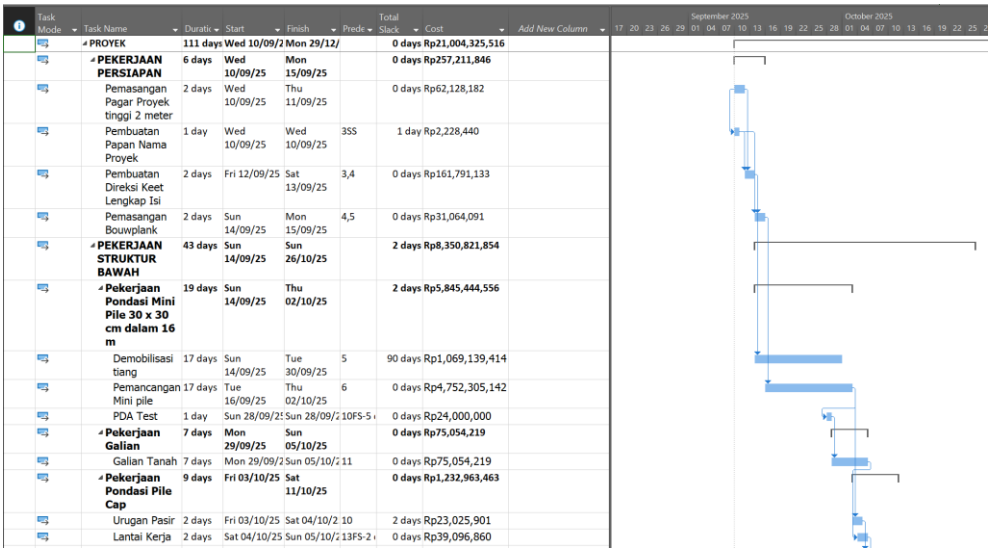
Volume yang didapatkan dari QTo di Revit digunakan di perhitungan RAB dan dipadukan dengan AHSP sesuai regulasi PUPR tahun 2025. Didapatkan biaya total pada perencanaan ulang sebesar Rp 21.004.325.512. Hal ini menunjukkan adanya keberhasilan langkah optimalisasi dimensi penampang dan kebutuhan material pada desain struktur yang baru seperti yang terlihat di rekapitulasi RAB pada Tabel 4.58

Tabel 4. 58 Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya

NO		URAIAN PEKERJAAN	JUMLAH HARGA	
A		**PEKERJAAN PERSIAPAN**	Rp	257,211,845
B		**PEKERJAAN STRUKTUR BAWAH**	Rp	8,350,821,851
C		**PEKERJAAN STRUKTUR ATAS**		
	I	Pekerjaan Lantai 1	Rp	1,822,071,393
	II	Pekerjaan Lantai 2	Rp	3,254,122,929
	III	Pekerjaan Lantai 3	Rp	2,531,734,138
	IV	Pekerjaan Lantai 4	Rp	2,554,522,235
	V	Pekerjaan Lantai Dak	Rp	2,138,806,452
	VI	Pekerjaan Lantai Atap	Rp	95,034,669
Total Harga Pekerjaan			Rp	21,004,325,512
PAJAK 11%				2,310,475,806.34
TOTAL KESELURUHAN (Rp.)				**23,314,801,318.48**

4.10 Penjadwalan

Berdasarkan integrasi volume material hasil *Quantity Take Off* (QTO) dengan perhitungan RAB di Ms. Exel dan penjadwalan timeline di Microsoft Project, diperoleh total durasi rencana pelaksanaan konstruksi struktur gedung ini adalah selama 111 hari kalender atau setara dengan ~16 minggu. Distribusi alokasi waktu dan bobot biaya dari keseluruhan *item* pekerjaan tersebut telah divisualisasikan ke dalam bentuk Network Planning (NWP).



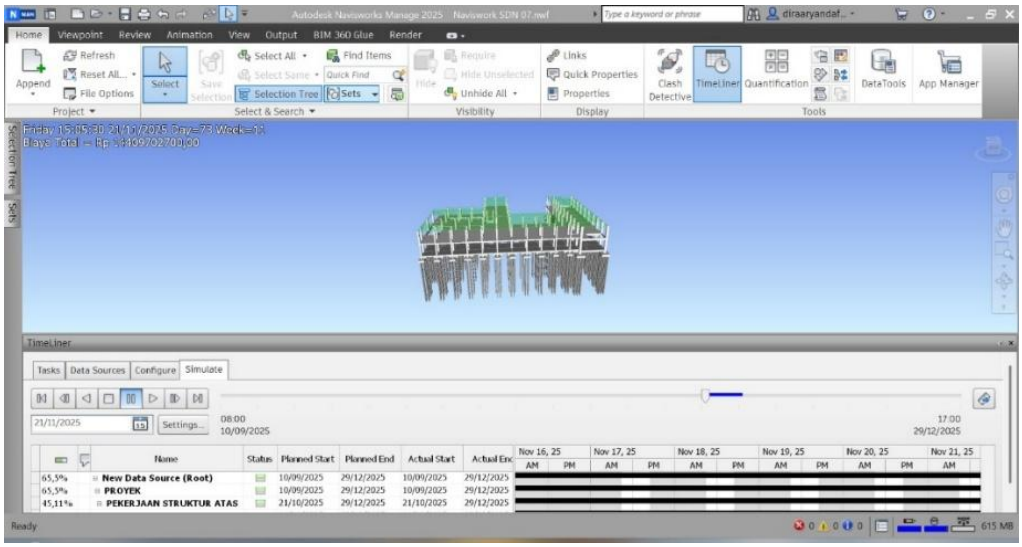
Task Mode	Task Name	Duratic	Start	Finish	Prede	Total Slack	Cost	Add New Column
	PROYEK	**111 days**	**Wed 10/09/2**	**Mon 29/12/**		**0 days**	**Rp21,004,325,516**	
	PEKERJAAN PERSIAPAN	**6 days**	**Wed 10/09/25**	**Mon 15/09/25**		**0 days**	**Rp257,211,846**	
	Pemasangan Pagar Proyek tinggi 2 meter	2 days	Wed 10/09/25	Thu 11/09/25		0 days	Rp62,128,182	
	Pembuatan Papan Nama Proyek	1 day	Wed 10/09/25	Wed 10/09/25	3SS	1 day	Rp2,228,440	
	Pembuatan Direksi Keet Lengkap Isi	2 days	Fri 12/09/25	Sat 13/09/25	3,4	0 days	Rp161,791,133	
	Pemasangan Bouwplank	2 days	Sun 14/09/25	Mon 15/09/25	4,5	0 days	Rp31,064,091	
	PEKERJAAN STRUKTUR BAWAH	**43 days**	**Sun 14/09/25**	**Sun 26/10/25**		**2 days**	**Rp8,350,821,854**	
	Pekerjaan Pondasi Mini Pile 30 x 30 cm dalam 16 m	**19 days**	**Sun 14/09/25**	**Thu 02/10/25**		**2 days**	**Rp5,845,444,556**	
	Demobilisasi tiang	17 days	Sun 14/09/25	Tue 30/09/25	5	90 days	Rp1,069,139,414	
	Pemancangan Mini pile	17 days	Tue 16/09/25	Thu 02/10/25	6	0 days	Rp4,752,305,142	
	PDA Test	1 day	Sun 28/09/25	Sun 28/09/2	10FS-5	0 days	Rp24,000,000	
	Pekerjaan Galian	**7 days**	**Mon 29/09/25**	**Sun 05/10/25**		**0 days**	**Rp75,054,219**	
	Galian Tanah	7 days	Mon 29/09/2	Sun 05/10/2	11	0 days	Rp75,054,219	
	Pekerjaan Pondasi Pile Cap	**9 days**	**Fri 03/10/25**	**Sat 11/10/25**		**0 days**	**Rp1,232,963,463**	
	Urugan Pasir	2 days	Fri 03/10/25	Sat 04/10/2	10	2 days	Rp23,025,901	
	Lantai Kerja	2 days	Sat 04/10/25	Sun 05/10/2	13FS-2	0 days	Rp39,096,860	

Gambar 4. 17 Hasil Penjadwalan di Microsoft Project

Berdasarkan tinjauan pada Gambar 4.17, implementasi *Network Planning* (NWP) telah terintegrasi secara utuh membentuk suatu jaringan logika ketergantungan antarpekerjaan tanpa adanya tahapan yang terputus (*hanging task*). Keterhubungan ini dibuktikan melalui penetapan relasi pada kolom *Predecessor* (mencakup tipe *Start-to-Start* hingga *Finish-to-Start* dengan penyesuaian *lead time*) yang secara visual direpresentasikan oleh garis-garis panah penghubung antarbalok pekerjaan di area *Gantt Chart*. Dari jaringan terpadu tersebut, sistem secara sistematis mengkalkulasi dan membentuk jalur kritis (*critical path*) yang secara akurat dapat diidentifikasi melalui indikator kolom *Total Slack*.

4.11 Integrasi BIM 5D di Naviswork Manage

Tahap puncak dari perencanaan ulang berbasis BIM pada perencanaan ulang ini adalah pengintegrasian dimensi waktu (4D) dan dimensi biaya (5D) ke dalam model geometris struktural 3D menggunakan perangkat lunak Autodesk Naviswork. Proses ini mentransformasikan data statis menjadi sebuah basis data dinamis yang merepresentasikan kondisi aktual proyek di lapangan dimulai dari proses awal konstruksi hingga selesai. *Output* dari Naviswork berupa video animasi dengan cuplikan layar sebagai yang terlihat pada Gambar 4.18.



Gambar 4. 18 *Output* Naviswork Manage

Berdasarkan hasil tinjauan visual pada perangkat lunak Autodesk Navisworks, penerapan *Building Information Modeling* (BIM) 5D telah diintegrasikan secara komprehensif dengan menggabungkan pemodelan geometris (3D), penjadwalan waktu melalui fitur *TimeLiner* (4D), dan parameter pembiayaan (5D) ke dalam satu simulasi terpadu. Pada tinjauan simulasi hari ke-73, sistem secara dinamis menampilkan progres fisik pekerjaan struktural yang terhubung langsung dengan *Work Breakdown Structure* (WBS), bersamaan dengan proyeksi akumulasi biaya total yang telah terserap sebesar Rp14.409.702.700,00. Sinkronisasi data tiga dimensi (fisik, waktu, dan biaya) yang beroperasi secara *real-time* ini berfungsi sebagai instrumen manajerial yang esensial untuk mengoptimalkan pemantauan arus kas (*cash flow*).