BAB II
PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Deskripsi Umum Struktur

Secara umum, struktur ialah susunan elemen bangunan yang berfungsi menopang beban agar konstruksi tetap kokoh, aman, dan stabil. Tujuan struktur umum yaitu menjamin kualitas suatu infrastruktur atau bangunan yang telah dibuat berjalan dengan aman, stabil, kuat, dan awet.

2.1.1 Data Umum Proyek

Suasana yang nyaman dan fleksibel akan mendukung produktivitas seseorang dalam melakukan sesuatu, oleh sebab itu diperlukan tempat yang dapat menyediakan suasana tersebut yaitu *cafe*. *Cafe* berlokasi di Puwomartani, Kec. Kalasan, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. *Cafe* ini mememiliki jumlah dan dan fungsi lantai yang akan dijelaskan pada Tabel 2.1.

Tabel 2 1 Jumlah dan Fungsi Lantai

Lantai	Tinggi	Elevasi	Fungsi
Lantai 1	4 m	(-0,50)m	Lobi, dapur, ruang lift, *cafe area.*
Lantai 2	4 m		Dapur, toilet, *cafe area, lobby, lift.*
Lantai 3	4 m	8,00 m	Toilet, *outdoor smoking area, indoor smoking area, private area, meeting room, lift*
Lantai 4	0 m		*Rooftop space, toilet, CEO room, maneger room, private work space*

2.1.2 Data Material Struktur

Material yang digunakan dalam perancangan struktur meliputi:

1. Beton
   a. Mengacu pada Pasal 19.2.1.1 SNI 2847:2019, mutu beton minimum untuk sistem rangka pemikul momen khusus dan dinding struktural khusus adalah f'c 21 MPa tanpa batas maksimum. Pada perencanaan ini digunakan beton dengan mutu f'c 30 MPa.

Tabel 2 2 Mutu Beton f'c

Kegunaan	Jenis Beton	Nilai f'c minimum (MPa)	Nilai f'c maksimum (MPa)
Umum	Berat normal dan berat ringan	17	Tidak ada batasan
Sistem rangka momen khusus dan dinding structural khusus	Berat normal	21	Tidak ada batasan
	Berat ringan	21	35[1]

(Sumber: SNI 2847:2019)

b. Modulus elastis beton, Ec = 4700

Berdasarkan Pasal 19.2.2 SNI 2847:2019, modulus elastisitas beton normal dihitung menggunakan rumus Ec = 4700√f'c. Dengan mutu beton f'c = 30 MPa, diperoleh nilai Ec = 25.756 MPa.

2. Baja Tulangan

Baja tulangan menggunakan baja ulir dengan tegangan leleh, fy = 420 MPa untuk tulangan utama, fy = 280 MPa untuk tulangan sengkang, dan fy = 420 MPa untuk tulangan plat lantai

2.2 Preliminary Design

2.2.1 Preliminary Design Lantai

Berdasarkan SNI 2847:2019, pelat lantai diklasifikasikan menjadi 2 yakni: Pelat satu arah ditumpu pada dua sisi dengan perbandingan bentang panjang terhadap bentang pendek lebih dari 2. Sementara itu, pelat dua arah mendapat tumpuan pada keempat sisi sehingga bekerja pada dua arah, dengan rasio bentang kurang dari atau sama dengan 2.

Ly = 5 m Lx = 5 m

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{5}{5} = 1$$

Nilai $\frac{Ly}{Lx} \leq 2$, maka plat yang dirancang berdasarkan distribusi beban dua arah (plat dua arah). Asumsi tebal plat = 130 mm

Balok= 250 x 400 mm

1. Hitung momen inersia balok

$$Ib = \frac{b\,h^3}{12} = \frac{250 \times 400^3}{12} = 1{,}33 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

2. Hitung momen inersia pelat

   Asumsi tebal pelat h = 130 mm

$$Is = \frac{bunit\ h^3}{12} = \frac{1000 \times 130^3}{12} = 1{,}82 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\alpha = \frac{Ib}{Is} = \frac{1{,}33 \times 10^9}{1{,}82 \times 10^8} = 7{,}3 \text{ mm}$$

   Gunakan nilai afm di SNI tabel 8.3.1.2 dengan afm > 2,0

$$Hmin \geq \max\left(\frac{In}{36+9\beta}, 90 \text{ mm}\right)$$

$$\frac{4500}{36 + 9 \times 1{,}33} = 93{,}81 = 94 \text{ mm}$$

   Karena 125 mm > tebal minimum yang diperlakukan, maka desain aman.

2.2.2 Preliminary Design Balok

Penetapan dimensi balok dalam perencanaan akan mengacu pada aturan yang diatur dalam SNI 2847:2019. Dimensi balok pada kafe di Kabupaten Sleman akan disesuaikan berdasarkan jenis gaya yang bekerja pada struktur tersebut.

Tabel 2 3 . Tinggi Minimum (h min) Balok Nonprategang

Kondisi Perletakan	h[1] Minimun
Perletakan sederhana	ℓ/16
Menerus satu sisi	ℓ/18,5
Menerus dua sisi	ℓ/21
Kantilever	ℓ/8

(Sumber: SNI 2847:2019)

Balok pada *cafe* memiliki tipe menerus dua sisi. Panjang bentang balok yang dianalisis adalah 6000 mm.

Tinggi minimum (h min) $= \frac{l}{21}$

$= \frac{6000}{21} = 285{,}71\ mm$

Lebar minimum (b min) $= \frac{2}{3}\ h\ min$

$= \frac{2}{3}\ 285{,}71 = 190\ ,47\ mm$

Dimensi balok yang digunakan 250 x 400 mm

Merujuk kepada SNI 2847:2019, tentang persyaratan yang harus dipenuhi adalah:

a. d $= h\ balok - Øselimut - Øsengkang - Ø\frac{tulangan\ utama}{2}$

$= 400 - 40 - 8 - \frac{22}{8} = 341mm$ 4d = 4 x 341

= 1.354 mm

Ln = panjang bentang – dimensi kolom Ln = 6.000 – 600 = 5.400 mm

Ln ≥ 4d (OK)

b. bw ≥ 0,3 atau 250 mm, dimana bw adalah lebar balok dan h adalah tinggi balok

bw = 300 mm

0,3 h = 0,3 x 400 = 120 mm

300 ≥ 0,3 atau 250 mm (OK)

Oleh karena itu digunakan dimensi balok 300 x 400 mm

2.2.3 Preliminary Design Kolom

Tributary area (L1 x L2)

Pelat = ℓ_1 x ℓ_2 x tp x Bj

= 5,5 x 4,75 x 0,125 x 24

= 78,375 kN

Balok arah x = 2 x 5,55 x 0,3 x 0,5 x 24

= 39,6 kN

Balok arah y = 3 x 4,75 x 0,25 x 0,4 x 24

= 34,2 kN

Kolom = h x bk x hk x Bj

= 4 x 0,5 x 0,5 x 24

= 24 kN

DL = 78,375 + 39,6 + 34,2 + 24

= 176,18 kN

LL = 5,5 x 4,75 x 4,79

= 301,31 kN

P = 1,2 DL + 1,6 LL

= 1,2 x 176,18 + 1,6 x 301,31

= 211,42 x 482,10

= 693,52 kN

$\sigma = \frac{P}{A\ kolom}$

$A = \frac{69{,}3520}{30}$

= 23111,67 = √23111,67 = 152,0252 mm

Syarat penampang kolom SRMPK Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1, kolom direncanakan dengan dimensi 500 × 500 mm:

1. Ukuran tersebut telah memenuhi ketentuan SRPMK, yaitu dimensi penampang minimum 300 mm.
2. rasio antara sisi terkecil terhadap sisi lainnya tidak kurang dari 0,4

dilakukan pemeriksaan kesesuaian dimensi penampang kolom SRPMK:

1. $B \leq H$

   $600 \leq 600$ (OK)

   $B \geq 300$ mm

   $600 \leq 300$ mm (OK)

2. Perbandingan $\frac{B}{H} > 0{,}4 = \frac{600}{600} > 0{,}4 = 1 > 0{,}4$ (OK)

2.3 Perencanaan Pembebanan Struktur

2.3.1 Berat Seismik Bangunan

Data bangunan

Tabel 2 4 Berat Satuan Balok dan Kolom

Nama	B(mm)	H(mm)	Keterangan	Berat	Satuan
K1	500	500	0,5 x 0,5 x 24 kN/m^3	6	kN/m
B1	300	500	0,3 x (0,5 – 0,13) x 24 kN/m^3	2,664	kN/m
B2	250	400	0,25 x (0,4 – 0,13) x 24 kN/m^3	1,62	kN/m
Balok Anak	200	400	0,2 x (0,4 – 0,13) x 24 kN/m^3	1,296	kN/m

Tebal pelat lantai =125 mm

Tebal pasir = 50 mm

Tebal spesi + ubin = 50 kN/m^2 Dinding pasangan batako = 2 kN/m^2

MEP, dll = 0,25 kN/ kN/m^3

Plafon = 0,2 kN/m^3

BJ spesi = 21 kN/m^3

BJ ubin = 21 kN/m^3

BJ beton bertulang = 24 kN/m^3

BJ Pasir = 18 kN/m^3

Bata Ringan = 7,5 kN/m^3

Tabel 2 5 Massa Lantai dari Etabs

Lantai	Massa (Kg)
Lantai 4	468061,97
Lantai 3	532022,65
Lantai 2	533022,65
Lantai 1	533022,65
Total	2064129,92

Berat Seismik Efektif:

W= 2064129,92 x $\frac{9,80665}{1000}$ = 20242 kN

2.3.2 Beban Gempa

Penetapan beban gempa mengacu pada SNI 1726:2019 yang memuat ketentuan mengenai kategori risiko bangunan gedung dan nongedung. Perhitungan dilakukan melalui beberapa tahapan, diawali dengan penentuan kategori risiko bangunan:

a. Menentukan Kategori Resiko Bangunan (I-IV)

   Bangunan pada proyek ini diklasifikasikan sebagai bangunan umum, sehingga sesuai SNI 1726:2019 ditetapkan masuk Kategori Risiko II. Acuan penetapannya disajikan pada tabel berikut.

Tabel 2 6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa

Kategori Risiko II mencakup seluruh bangunan dan struktur yang tidak termasuk ke dalam Kategori Risiko I, III, maupun IV. Kelompok ini meliputi berbagai bangunan umum, seperti perumahan, rumah toko (ruko), rumah kantor (rukan), pasar, gedung perkantoran, apartemen atau rumah susun, pusat perbelanjaan (mal), bangunan industri, fasilitas manufaktur, serta pabrik.	II

b. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Sesuai ketentuan SNI 1726:2019, setiap kategori risiko bangunan gedung maupun nongedung memiliki faktor keutamaan gempa (Ie) yang digunakan sebagai pengali dalam perhitungan pengaruh gempa rencana. Nilai faktor tersebut disajikan pada Tabel 2.7 Faktor Keutamaan Gempa berikut

Tabel 2 7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Resiko	**Faktor Keutamaan Gempa *Ie***
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726:2019)

Sesuai dengan tabel kategori resiko diatas, maka nilai faktor keutamaan gempa (*Ie*) yang digunakan adalah 1,0.

c. Menentukan Parameter Percepatan Tanah (Ss dan S1)

Ukuran Ss dan S1 digunakan untuk menghitung hasil spektral percepatan gempa sesuai data yang diterbitkan oleh Kementrian PUPR. Dengan lokasi di Yogyakarta, nilai yang digunakan adalah Ss= 1,1070 g dan S1= 0,5070 g.Penentuan KDS dilakukan dengan cara menginputkan lokasi perencanaan bangunan (D.I.Yogyakarta) melalui link/website Desain Spektra Indonesia Kementrian PUPR untuk mendapatkan nilai Sds dan Sd1 dalam Gambar 2.1:



Gambar 2 1 Nilai Ss dan S1

d. Menentukan Klasifikasi Situs (SA-SF)

Mengacu pada SNI 1726:2019, klasifikasi kondisi tanah dibedakan menjadi enam kelas, yaitu SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), dan SF (tanah khusus). Perencanaan pada penelitian ini menggunakan kelas situs SD yang termasuk kategori tanah sedang.

Kelas situs	$\overline{V}_s$ (m/detik)	$\overline{N}$ atau $\overline{N}_{ch}$	$\overline{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\overline{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H > 3 m)		
	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan indeks plasitisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H > 35 m dengan $\overline{s}_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Gambar 2 2 Kelas Situs

e. Menentukan Koefisien Situs (Fa dan Fv)

Penentuan nilai koefisien situs (Fa dan Fv) mengacu pada Tabel 2.8 dan Tabel 2.1.

Tabel 2 8 Nilai Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S_s					
	$S_s \le 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s = 1{,}25$	$S_s \ge 1{,}5$
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]					

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 2 9 Nilai Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \le 0{,}1$	$S_1 = 0{,}2$	$S_1 = 0{,}3$	$S_1 = 0{,}4$	$S_1 = 0{,}5$	$S_1 \ge 0{,}6$
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	1,4
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

Dari Tabel 2.8 dan Tabel 2.9 diperoleh untuk nilai Fa 1,0572 dan untuk nilai Fv 1,793. Kedua angka ini sangat penting karena akan kita gunakan untuk menghitung dua nilai lain yang disebut SMS dan SM1 (pers 7 & 8 SNI 1726:2019).

SM1= Fv x S1= 0,909051 SMS= Fa x Ss= 1,17032

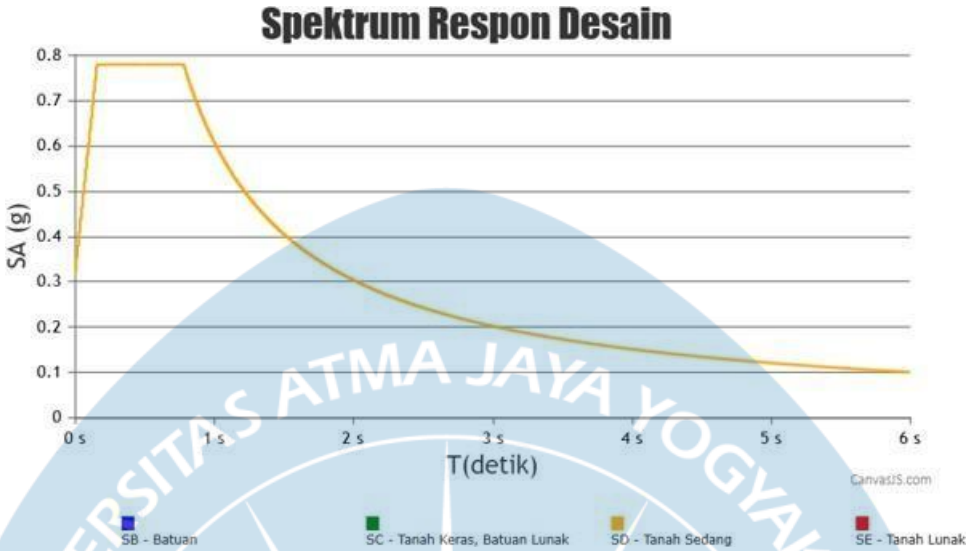
f. Menghitung Parameter Percepatan Desain (SDS dan SD1)

Setelah nilai SMS dan SM1 diperoleh, tahap berikutnya adalah menentukan SDS dan SD1 menggunakan Persamaan (9) dan (10) pada SNI 1726:2019. Hasil perhitungannya menghasilkan SD1 = 2/3 × SM1 = 0,6060 dan SDS = 2/3 × SMS = 0,7802.

SD1= 2/3 x SM1= 0,6060 SDS= 2/3 x SMS= 0,7802

g. Menyusun Kurva Respons Spektrum

Nilai parameter yang telah diperoleh selanjutnya digunakan sebagai dasar dalam penyusunan kurva respons spektrum.



Gambar 2 3 Grafik Respons Spektrum

h. Menentukan Kategori Desain Seismik(KDS A-F)

Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS) mengacu pada Tabel 2.10 dan Tabel 2.11, yang menunjukkan hubungan antara nilai SDS, SD1, dan kategori desain seismik yang digunakan.

Tabel 2 10 Nilai KDS berdasarkan SDS

Nilai SD_S	**Kategori Resiko**	
	I atau II atau II	**IV**
$SD_S < 0{,}167$	A	A
$0{,}167 \leq SD_S < 0{,}33$	B	C
$0{,}33 \leq SD_S < 0{,}50$	C	D
$0{,}50 \leq SD_S$	D	D

Tabel 2 11 Nilai KDS berdasrkan SDS

Nilai SD_1	**Kategori Resiko**	
	I atau II atau III	**IV**
$SD_S < 0{,}067$	A	A
$0{,}067 \leq SD_S < 0{,}133$	B	C
$0{,}133 \leq SD_S < 0{,}20$	C	D
$0{,}20 \leq SD_S$	D	D

i. Menentukan Sistem dan Parameter Struktur (R, CD, Ω_0)

Bangunan kafe ini dirancang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sebagai sistem penahan gaya gempa. Berdasarkan sistem tersebut, diperoleh parameter struktur berupa R = 8, Cd = 5,5, dan $\Omega_0 = 3$.

Tabel 2 12 Parameter Struktur

Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien modifikasi respons, R[a]	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0[b]	Faktor pembesaran defleksi, C_d[c]	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, hn (m)[d]				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	De	Ee	Ff
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	Tl
3. Rangka baja pemikul momen menengah	41/2	3	4	TB	TB	10[k]	TI[k]	TI[k]
4. Rangka baja pemikul momen biasa	31/2	3	3	TB	TB	TI[l]	TI[l]	TI[l]
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton berulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10.Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11.Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI

j. Menentukan Periode Fundamental Alami Struktur (T)

Periode alami fundamental suatu struktur digunakan untuk menentukan nilai koefisien respons seismik (Cs) yang selanjutnya berpengaruh terhadap gaya geser dasar seismik (VELF). Apabila periode hasil analisis struktur (Tc) belum tersedia, perhitungan dapat menggunakan periode pendekatan (Ta). Namun, jika Tc telah diperoleh dari hasil pemodelan, nilai tersebut digunakan sesuai ketentuan yang berlaku.

Periode pendekatan (Ta) dihitung menggunakan persamaan Ta = Ct ×

h_n^x, dengan h_n menyatakan tinggi struktur dalam satuan meter. Nilai Ct dan x ditentukan berdasarkan ketentuan yang tercantum pada Tabel 2.13.

Tabel 2 13 Nilai Ct dan X Berdasarkan Tipe Struktur

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana 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

Nilai koefisien untuk batas atas periode struktur yang dihitung (Cu) ditetapkan berdasarkan Tabel 2.14

Tabel 2 14 Koefisien Cu

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik SD1	Koefisen Cu
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Pada perencanaan ini digunakan rangka beton pemikul momen khusus, sehingga berdasarkan Tabel 2.13 diperoleh Ct = 0,0466 dan x = 0,9. Dengan SD1 = 0,61g, nilai Cu sebesar 1,4. Hasil perhitungan menghasilkan periode pendekatan Ta = Ct × h_n^x = 0,5651 detik. Sementara itu, hasil analisis menggunakan ETABS menunjukkan Tcomp = 0,7 detik, sedangkan Tmaks = Cu × Ta = 0,722 detik. Karena masih memenuhi ketentuan, periode yang digunakan dalam analisis gempa metode ELF adalah 0,7 detik.

k. Menentukan Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik (Cs) dihitung sesuai persamaan yang tercantum dalam SNI 1726:2019:

$$Cs = \frac{SDS}{\frac{R}{Ie}}$$

Nilai yang diperoleh tidak boleh melampaui batas maksimum maupun lebih kecil dari batas minimum yang dipersyaratkan nilai Cs yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$Cs = \frac{SD1}{T\ x\ \frac{R}{Ie}}$$

Nilai Cs yang digunakan tetap harus memenuhi batas minimum sesuai persamaan berikut:

$$Cs = 0{,}044\ SDS\ Ie \geq 0{,}01$$

Untuk struktur yang berada di lokasi dengan S1 sama dengan atau lebih dari 0,6g. Maka Cs harus tidak kurang dari:

$$Cs = 0{,}5\ x\ \frac{S1}{\frac{R}{Ie}}$$

Hasil perhitungan menunjukkan nilai koefisien respons seismik (Cs) sebesar:

Tabel 2 15 Hasil Perhitungan Nilai Cs

Rumus	Hasil Perhitungan
$Cs = \frac{SDS}{(\frac{R}{Ie})}$	0,1463
$Cs = \frac{SD1}{(T\ x\ \frac{R}{Ie})}$	0,1552
$Cs = \frac{SD1\ TL}{T2\ (\frac{R}{Ie})}$	0

Lanjutan Tabel 2.15

Rumus	Hasil Perhitungan
Cs = 0,044 SDS Ie ≥ 0,01	0,0515
$Cs = 0{,}5 \times \frac{S1}{(\frac{R}{Ie})}$	0

l. Gaya Geser Dasar

(V) = Cs x W

= 0,1463 x 20242 kN

= 2961,23 kN

2.3.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban ultimit pada perencanaan ini mengacu pada Pasal 4.2.2 SNI 1726:2019, yang mengatur tata cara penentuan kombinasi beban untuk struktur bangunan gedung. Rincian kombinasi beban yang digunakan disajikan sebagai berikut:

1. 1,4 Dl
2. 1,2 DL + 1,6 DL + 0,5 (Lr atau R)
3. 1,2 + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5W)
4. 1,2 DL + 1,0W + L + 0,5 (Lr atau R)
5. 0,9 DL + 1,0W

   Jika pengaruh beban gempa (E = f(Ev, Eh)) dipertimbangkan bersama beban lainnya, maka kombinasi pembebanan yang digunakan mengikuti ketentuan berikut:

6. 1,2 D + Ev + Eh + L
7. 0,9 D – Ev + Eh

   Pengaruh gempa horizontal:

   Eh = ρ QE

   Q = pengaruh gaya gempa horizontal dari V ρ = factor redundansi

   Pengaruh gempa vertical:

   Ev = 0,2 SDS D

   Kombinasi:

1,2D + 1,0 E + L

Menjadi:

(1,2 + 0,2 SDS) D + ρ Q_E + L

Kombinasi:

0,9 D + 1,0 E

Menjadi:

(0,9 – 0,2 SDS) D + ρ Q_E

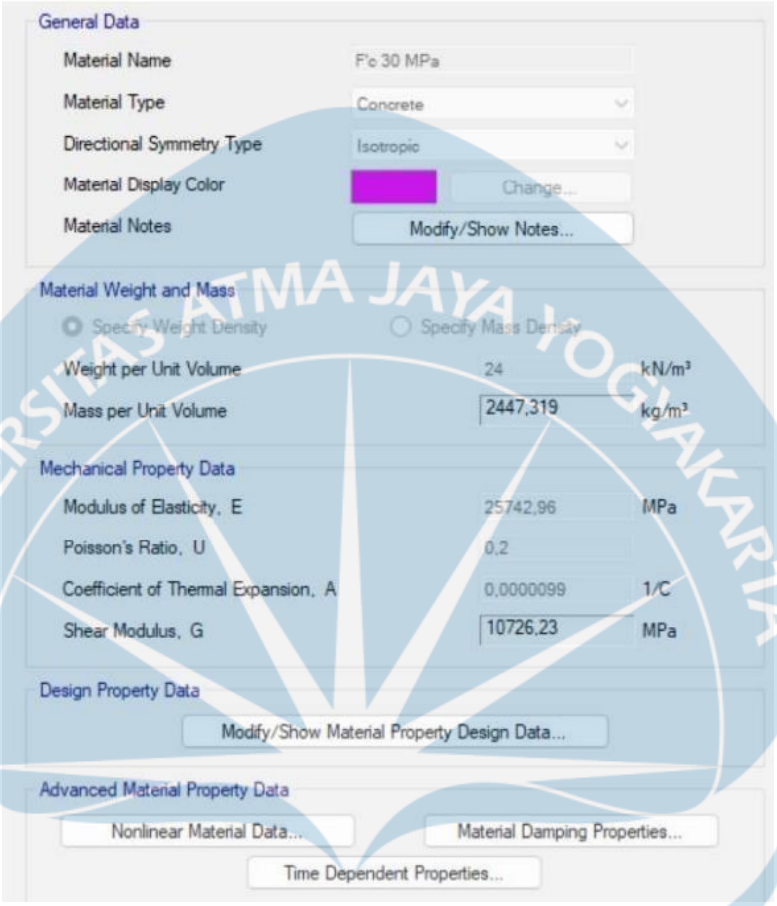
Tabel 2 16 Kombinasi Bebas

No	Kombinasi
1	1,4 D
2	1,2 D + 1,6L
3	(1,2 + 0,2 S_{DS})D + 1,0L + ρ Ex+0,3 ρ E_y
4	(1,2 + 0,2 S_{DS})D + 1,0L + ρ Ex - 0,3 ρ E_y
5	(1,2 + 0,2 S_{DS})D + 1,0L - ρ Ex + 0,3 ρ E_y
6	(1,2 + 0,2 S_{DS})D + 1,0L - ρ Ex- 0,3 ρ E_y
7	(1,2 + 0,2 S_{DS})D + 1,0L + 0,3 ρ Ex+ ρ E_y
8	(1,2 + 0,2 S_{DS})D + 1,0L - 0,3 ρ Ex + ρ E_y
9	(1,2 + 0,2 S_{DS})D + 1,0L + 0,3 ρ Ex - ρ E_y
10	(1,2 + 0,2 S_{DS})D + 1,0L - 0,3 ρ Ex - 0,3 ρ E_y
11	(0,9 – 0,2 SDS)D + ρ Ex + 0,3 ρ Ey
12	(0,9 – 0,2 S_{DS})D + ρ Ex - 0,3 ρ E_y
13	(0,9 – 0,2 S_{DS})D - ρ Ex + 0,3 ρ E_y
14	(0,9 – 0,2 S_{DS})D - ρ Ex - 0,3 ρ E_y
15	(0,9 – 0,2 S_{DS})D + 0,3 ρ Ex + ρ E_y
16	(0,9 – 0,2 S_{DS})D - 0,3 ρ Ex + ρ E_y
17	(0,9 – 0,2 S_{DS})D + 0,3 ρ Ex - ρ E_y
18	(0,9 – 0,2 S_{DS})D - 0,3 ρ Ex - ρ E_y

2.4 Pemodelan Struktur

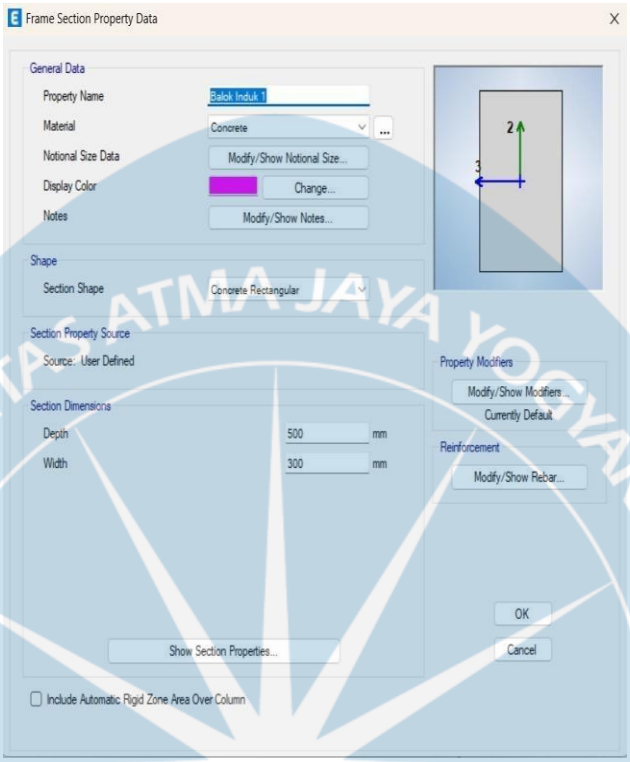
Pemodelan struktur adalah proses analisis dan desain untuk menentukan bagaimana gaya bekerja pada elemen-elemen struktur dengan merepresentasikan struktur secara matematis dan geometris yang bertujuan untuk memehami bagaimana struktur akan berperilaku di bawah pengaruh beban. Berikut akan ditampilkan beberapa hasil dari pemodelan struktur menggunakan *Software ETABS.*

2.4.1 Material Struktur

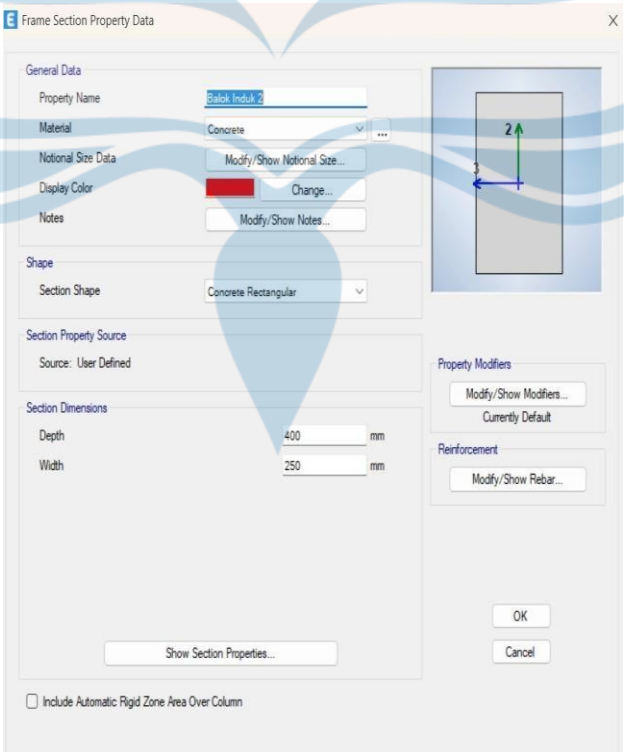


Gambar 2 4 Material

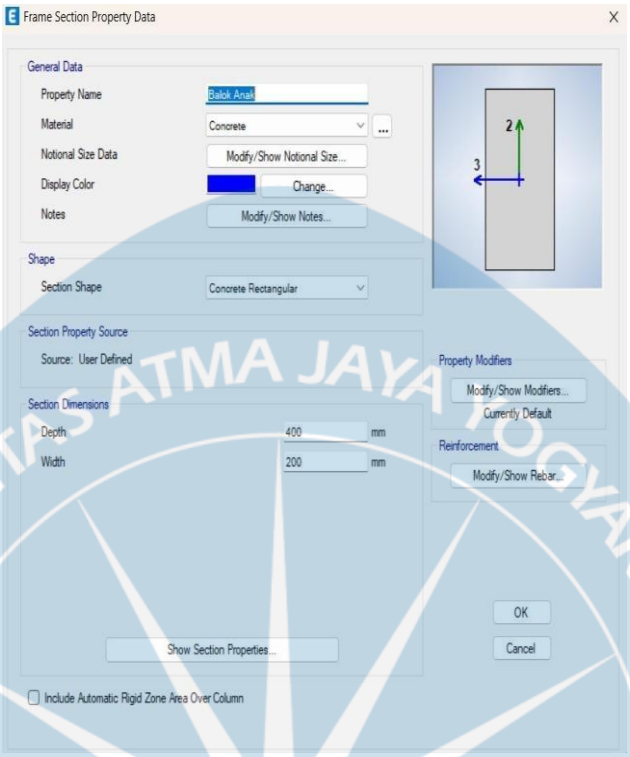
2.4.2 Dimensi Elemen Pada Etabs



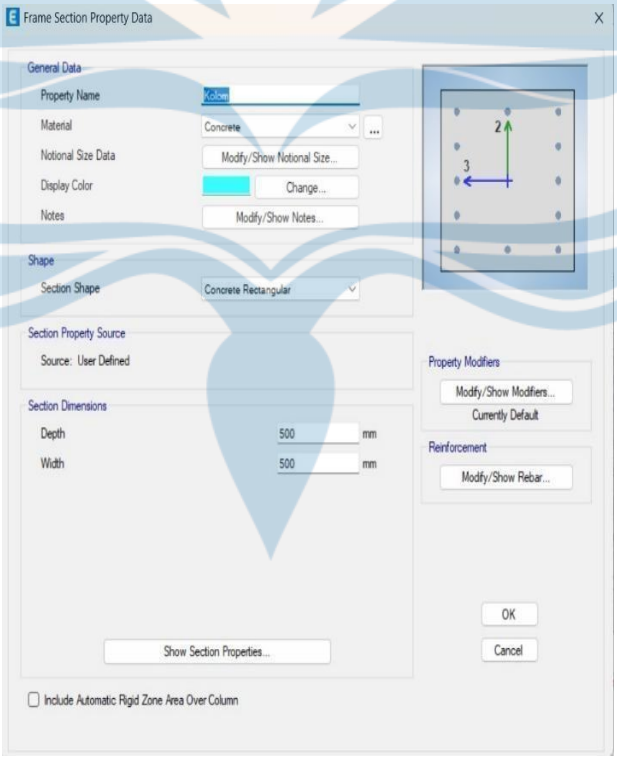
Gambar 2 5 Dimensi Balok Induk 1



Gambar 2 6 Dimensi Balok Induk 2

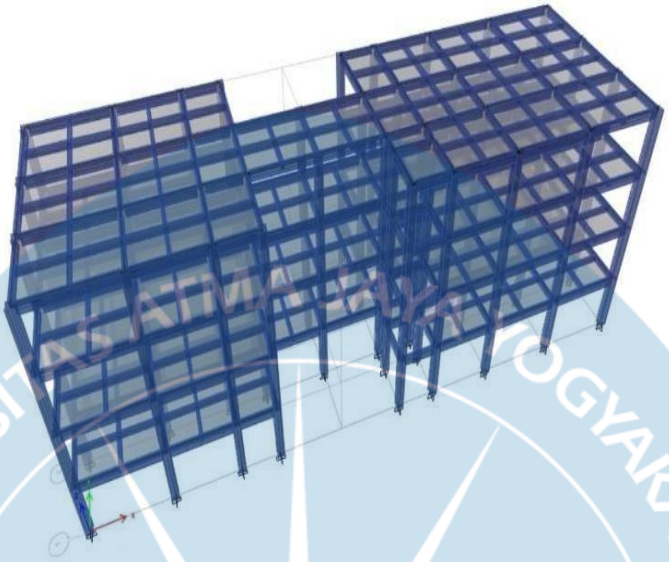


Gambar 2 7 Dimensi Balok Anak



Gambar 2 8 Dimensi Kolom

2.4.3 Model 3 Dimensi



Gambar 2 9 Model 3 Dimensi

2.5 Proses Analisis Struktur Lanjutan

2.5.1 Pengecekan Ketidakberaturan

Umumnya ketidakberaturan struktur dikelompokkan menjadi dua jenis, yaitu ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal..

1. Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

Ketidakberaturan horizontal terdiri atas lima tipe, meliputi ketidakberaturan torsi (tipe 1a dan 1b), sudut dalam, diskontinuitas diafragma, pergeseran keluar bidang, serta sistem yang tidak sejajar (nonparalel). Uraian masing-masing tipe disajikan pada Tabel 2.17.

Tabel 2 17 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	**Ketidakberaturan torsi** didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan A_x = 1,0, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	**Ketidakberaturan torsi berlebihan** didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga degan A_x = 1,0, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.3.4.2 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	**Ketidakberaturan sudut dalam** didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3.	**Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma** didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	**Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak turus terhadap bidang** didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 16	B, C, D,E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	**Ketidakberaturan sistem nonparalel** didefninisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	7.5.3 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

(Sumber: SNI 1726:2019)

Perhitungan dan evaluasi ketidakberaturan horizontal pada struktur kafe dilakukan melalui beberapa tahapan sebagai berikut:

a. Cek ketidakberaturan horizontal 1a dan 1b

Evaluasi ketidakberaturan tipe 1a dan 1b dilakukan pada arah X dan Y menggunakan hasil Story Max Over Average Drifts dari analisis ETABS. Ringkasan hasil pemeriksaannya disajikan pada tabel berikut.

Tabel 2 18 . Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Δmax/Δavg	Cek	Δmax/Δavg	Cek
3	1,013	OK	1,112	OK
2	1,011	OK	1,114	OK
1	1,011	OK	1,114	OK

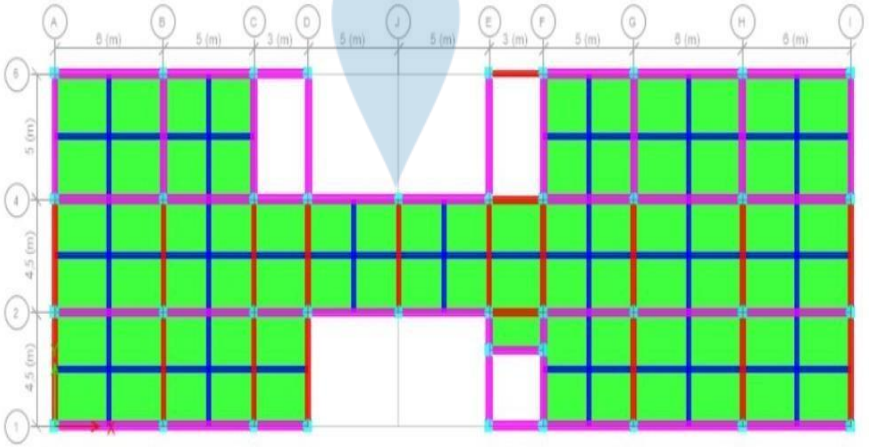


Gambar 2 10 Ketidakberaturan 1a dan 1b

Sebagai contoh, pemeriksaan dilakukan pada Lantai 1 dengan nilai Δmax/Δavg = 1,011. Nilai tersebut masih berada di bawah batas 1,2, sehingga memenuhi persyaratan. Berdasarkan hasil evaluasi pada arah X dan Y, struktur tidak menunjukkan ketidakberaturan horizontal tipe 1a maupun 1b.

b. Pemeriksaan Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam dinyatakan terjadi apabila kedua dimensi proyeksi denah pada bagian sudut dalam melebihi 15% dari dimensi denah bangunan pada arah yang diperiksa.



Gambar 2 11 Bangunan Menerus Lantai 1-4

c. Pemeriksaan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Diskontinuitas diafragma dinyatakan terjadi apabila terdapat perubahan kekakuan yang signifikan pada diafragma, adanya bukaan atau bagian terpotong yang luasnya melebihi 50% dari luas diafragma bruto tertutup, atau terjadi perubahan kekakuan efektif lebih dari 50% antara satu tingkat dengan tingkat di atas atau di bawahnya.

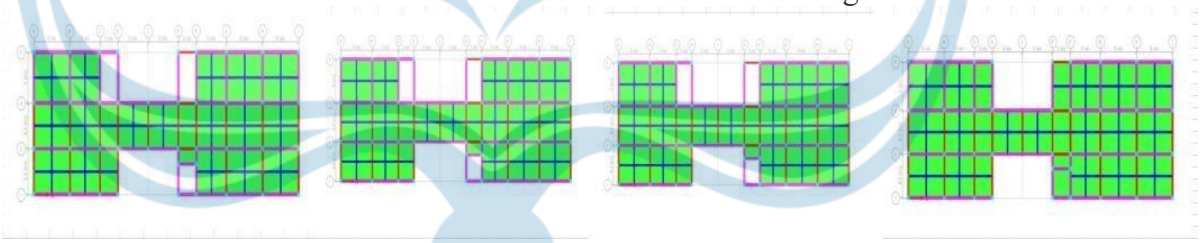
Tabel 2 19 Perhitungan Ketidakberaturan Diskonituitas Diagfragma

A_{total}	466	m^2
A_{bukaan}	45	m^2
Cek	OK	



(c) Ketidakberaturan 3

Gambar 2 12 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

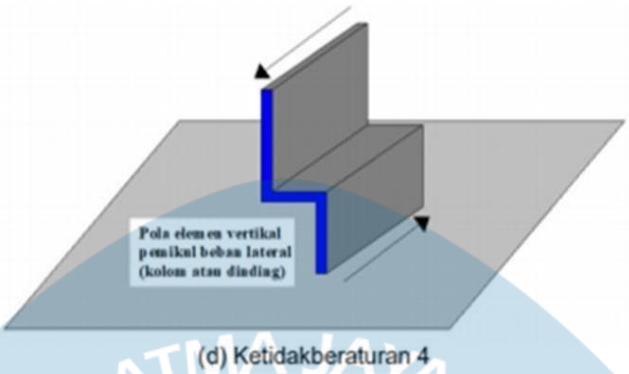


Gambar 2 13 Void pada lantai 1-4

Maka, tidak terjadi ketidakberaturan tipe 3.

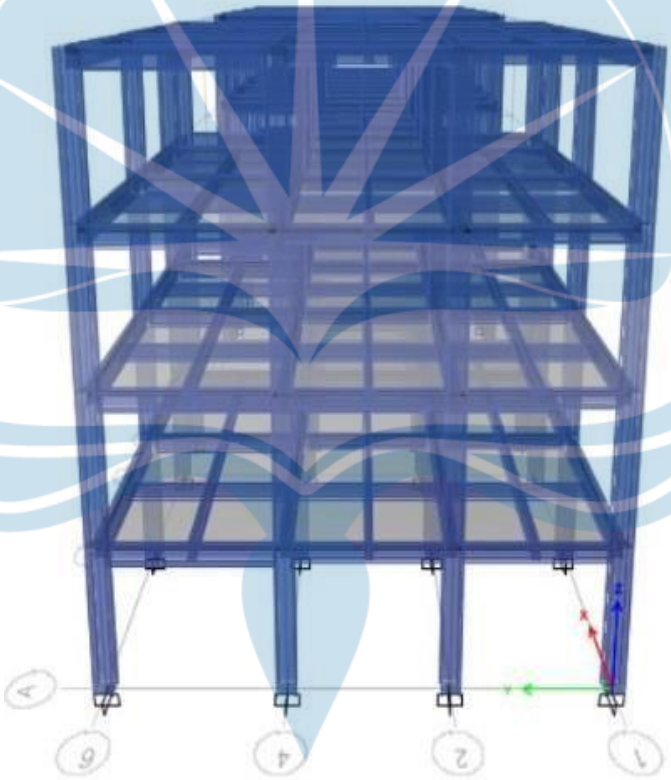
d. Pemeriksaan Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang

Ketidakberaturan ini terjadi apabila terdapat ketidaksinambungan pada jalur penyaluran gaya lateral, yang ditandai dengan adanya pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada salah satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.



(d) Ketidakberaturan 4

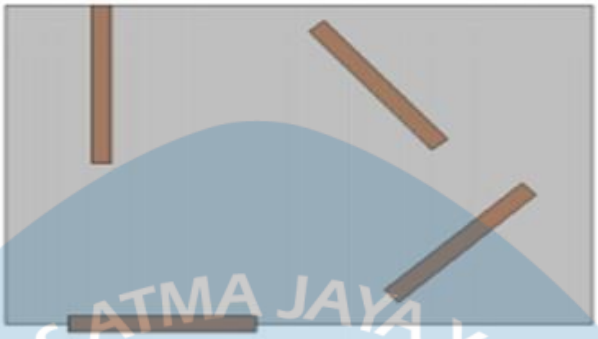
Gambar 2 14 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang



Gambar 2 15 Kolom Momen Horizontal

Dari hasil pemeriksaan, ketidakberaturan tipe 4 tidak ditemukan karena kolom tersusun menerus dari lantai dasar hingga lantai teratas tanpa mengalami pergeseran pada sistem pemikul gaya lateral.

e. Ketidakberaturan sistem non-pararel



Gambar 2 16 Ketidakberaturan Sistem Nonpararel



Gambar 2 17 Kolom Tegak Lurus

Seluruh kolom pada arah X dan Y tersusun sejajar serta tidak dilengkapi dinding pemikul gaya lateral tambahan. Berdasarkan kondisi tersebut, struktur tidak mengalami ketidakberaturan tipe 5.

2. Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

Ketidakberaturan vertikal terdiri atas lima tipe, yaitu ketidakberaturan kekakuan (tipe 1a dan 1b), ketidakberaturan massa, ketidakberaturan geometri vertikal, serta ketidakberaturan sistem penahan gaya lateral tingkat (tipe 5a dan 5b). Penjelasan masing-masing tipe disajikan pada Tabel 2.20.

Tabel 2 20 Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	**Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak** didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	**Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan** didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	**Ketidakberaturan Berat (Massa)** didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	**Ketidakberaturan Geometri Vertikal** didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	**Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral** didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	**Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat** didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	**Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat** didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

(Sumber: SNI 1726:2019)

Perhitungan dan evaluasi ketidakberaturan vertikal pada struktur kafe dilakukan melalui tahapan berikut:

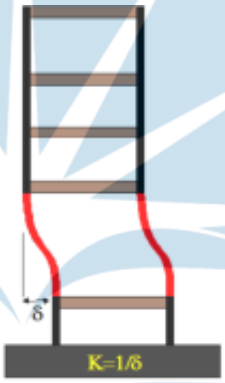
a. Ketidakeraturan kekakuan tingkat lunak

Pemeriksaan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak tipe 1a dan 1b dilakukan menggunakan data Story Stiffness dari hasil analisis ETABS. Evaluasi dilakukan pada arah X dan Y, sedangkan hasilnya disajikan pada tabel berikut.

Tabel 2 21 Ketidakberaturan Tingkat Lunak 1a dan 1b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan (kN/m)	Cek	Kekakuan (kN/m)	Cek
3	129794,326	Ok	97578,594	Ok
2	175147,08	Ok	135422,71	Ok
1	205360,464	Ok	162330,305	Ok

Sebagai contoh, pemeriksaan dilakukan pada Lantai 3. Nilai kekakuan yang diperoleh sebesar 129794,326 kN/m untuk arah X dan 97578,594 kN/m untuk arah Y. Berdasarkan kriteria tipe 1a (Kx < 0,7 K(x+1)) dan tipe 1b (Kx < 0,6 K(x+1)), kedua arah memenuhi persyaratan sehingga tidak ditemukan ketidakberaturan pada tipe 1a maupun 1b.



(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

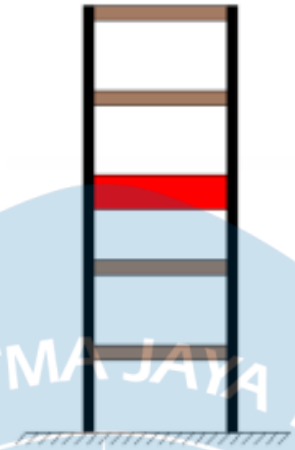
Gambar 2 18 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

b. Pemeriksaan Ketidakberaturan Berat (Massa)

Pemeriksaan ketidakberaturan massa dilakukan berdasarkan data Mass Summary by Story dari ETABS. Hasil analisis ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 2 22 Ketidakberaturan Berat (Massa)

Lantai	Massa (Kg)	Cek
3	316260,9	OK
2	373381,32	OK
1	373381,32	OK



(b) Ketidakberaturan 2

Gambar 2 19 Ketidakberaturan Berat (Massa)

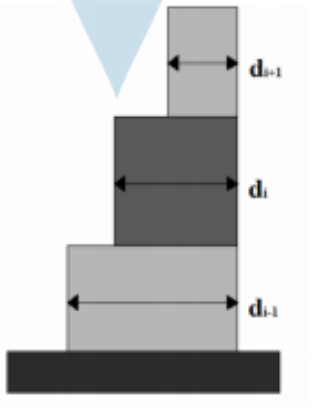
Sebagai contoh pemeriksaan dilakukan pada Lantai 1 dengan nilai massa sebesar 373381,32. Berdasarkan ketentuan Mx > 1,5 M(x+1) atau Mx > 1,5 M(x-1), hasil evaluasi menunjukkan bahwa struktur tidak mengalami ketidakberaturan berat (massa).

c. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal terjadi apabila ukuran horizontal sistem pemikul gaya seismik pada suatu tingkat melebihi 130% dari ukuran horizontal sistem pemikul gaya seismik pada tingkat yang berdekatan.

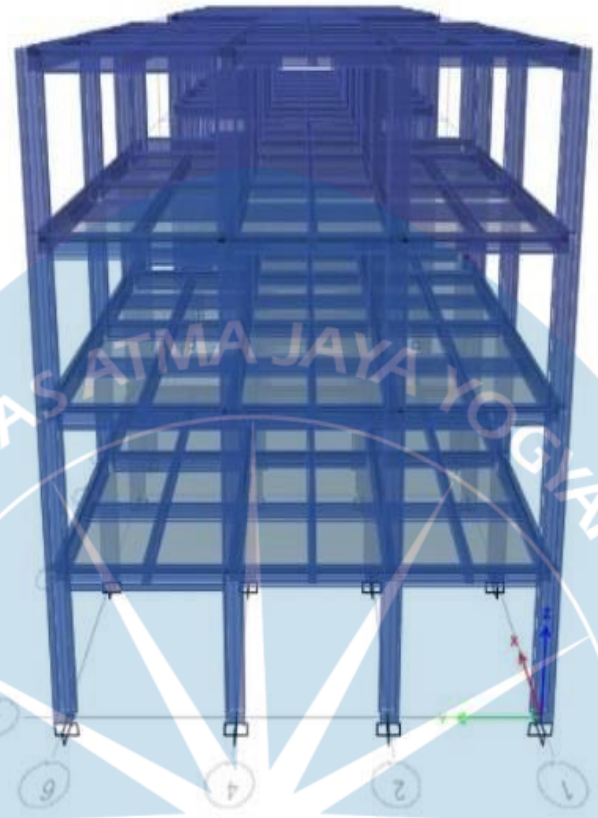
Tabel 2 23 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Lantai	**L** (mm)	**Cek**
3	500	OK
2	500	OK
1	500	OK



(c) Ketidakberaturan 3

Gambar 2 20 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

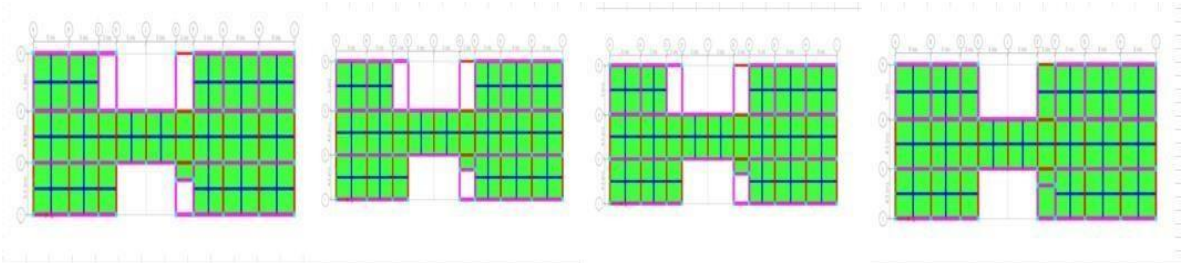


Gambar 2 21 Dimensi kolom yang sama

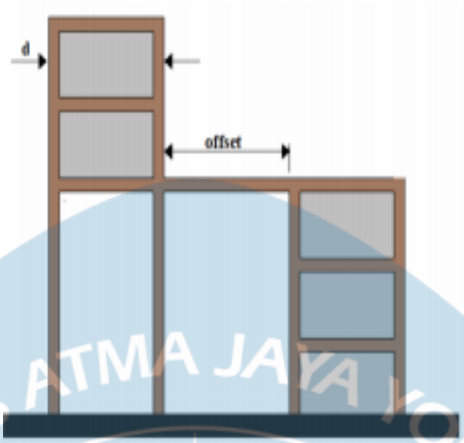
Struktur kafe tidak memiliki perubahan dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik yang melebihi 130% pada setiap tingkat, sehingga tidak ditemukan ketidakberaturan geometri vertikal.

d. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral.

Ketidakberaturan ini terjadi apabila terdapat pergeseran bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral yang nilainya lebih besar dari panjang elemen tersebut atau terjadi penurunan kekakuan elemen pemikul pada tingkat di bawahnya.



Gambar 2 22 Kolom Menerus Lantai 1-4



(d) Ketidakberaturan 4

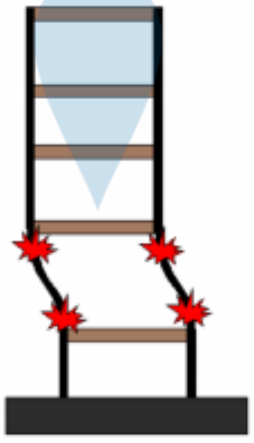
Gambar 2 23 Diskontiunitas Arah Bidang dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal

e. Diskontinuitas pada Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Pemeriksaan ketidakberaturan kuat lateral tingkat dilakukan berdasarkan data Story Forces dari hasil analisis ETABS. Evaluasi dilakukan pada arah X dan Y, dengan hasil perhitungan disajikan pada tabel berikut.

Tabel 2 24 Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan kN	Cek	Kekuatan kN	Cek
3	483,0904	OK	480,6395	OK
2	900,7746	OK	889,1692	OK
1	1185,5758	OK	1164,8883	OK



(e) Ketidakberaturan 5a dan 5b

Gambar 2 24 Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Sebagai contoh pemeriksaan dilakukan pada Lantai 1 dengan nilai gaya sebesar 1185,5758 kN. Berdasarkan ketentuan tipe 5a (Vx < 0,8 V(x+1)) dan tipe 5b (Vx < 0,65 V(x+1)), hasil evaluasi menunjukkan bahwa struktur tidak mengalami ketidakberaturan tipe 5a maupun 5b.

2.5.2 Simpangan Antar Tingkat

Perhitungan simpangan antar tingkat desain (Δ) atau story drift dilakukan dengan menentukan perbedaan perpindahan maksimum antara dua tingkat yang berurutan. Perhitungan dapat ditinjau pada sisi struktur maupun berdasarkan selisih perpindahan pusat massa antar tingkat. Apabila posisi pusat massa antar lantai tidak berada pada satu garis vertikal, simpangan dasar tingkat ditentukan berdasarkan proyeksi vertikal pusat massa lantai di atasnya. Nilai perpindahan antar lantai diperoleh melalui analisis respons dinamik pada kondisi ultimit.

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0{,}025h_{sx}$ [c]	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata[d]	$0{,}010h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0{,}007h_{sx}$	$0{,}007h_{sx}$	$0{,}007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$

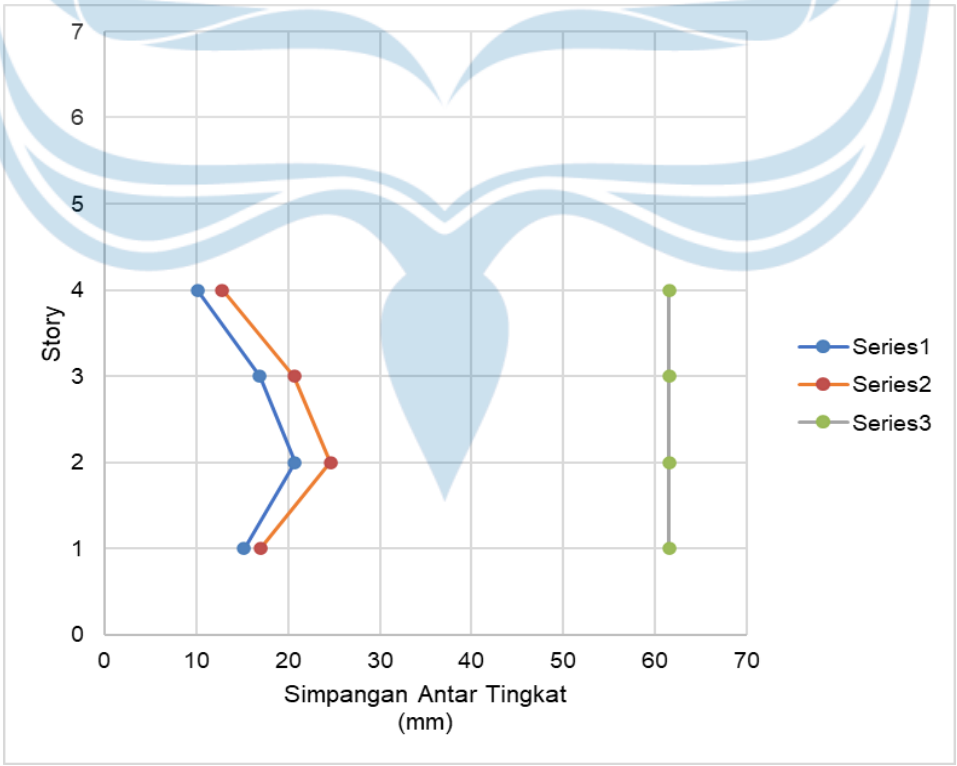
Tabel 2 25 Simpangan Antar Tingkat Izin (Δ)

Perhitungan simpangan antar tingkat *cafe* diuraikan sebagai berikut:

a. Simpangan Antar Tingkat Izin (Tabel)L: $\Delta_a = 0.02\ h$
b. Faktor redudansi, $\rho = 1.3$
c. *Story drifts* inelastik izin: $\Delta_{max} = \Delta / \rho = 0.0154\ h$
d. Faktor pembesaran defleksi: $C_d = 5.5$
e. Faktor keutamaan gempa: $I_e = 1.00$
f. *Story drifts* inelastik: $\Delta = \delta \times C_d / I_e$

Tabel 2 26 Simpangan Antar Tingkat Gempa Arah X dan Y

Story	*Displacement*	*Elastic Drifts*	h	*Inelastic Drift*	*Drift Limit*	Cek	Story	*Displacement*	*Elastic Drifts*
	δex	δey	δex	δey		Δx	Δy		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
4	17,196	20,493	2,756	3,505	4000	10,105	12,852	61,538	OK
3	14,44	16,988	4,621	5,638	4000	16,944	20,673	61,538	OK
2	9,819	11,35	5,664	6,714	4000	20,768	24,618	61,538	OK
1	4,155	4,636	4,155	4,636	4000	15,235	16,999	61,538	OK



Gambar 2 25 Simpangan Antar Tingkat

2.5.3 Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta terhadap gaya geser tingkat, momen, gaya elemen struktur, serta simpangan antar tingkat tidak perlu diperhitungkan apabila nilai koefisien stabilitas (θ) hasil perhitungan memenuhi syarat θ ≤ 0,10 sesuai persamaan yang ditentukan.

Keterangan:

$$\theta = \frac{Px\Delta Ie}{VxhxxCd}$$

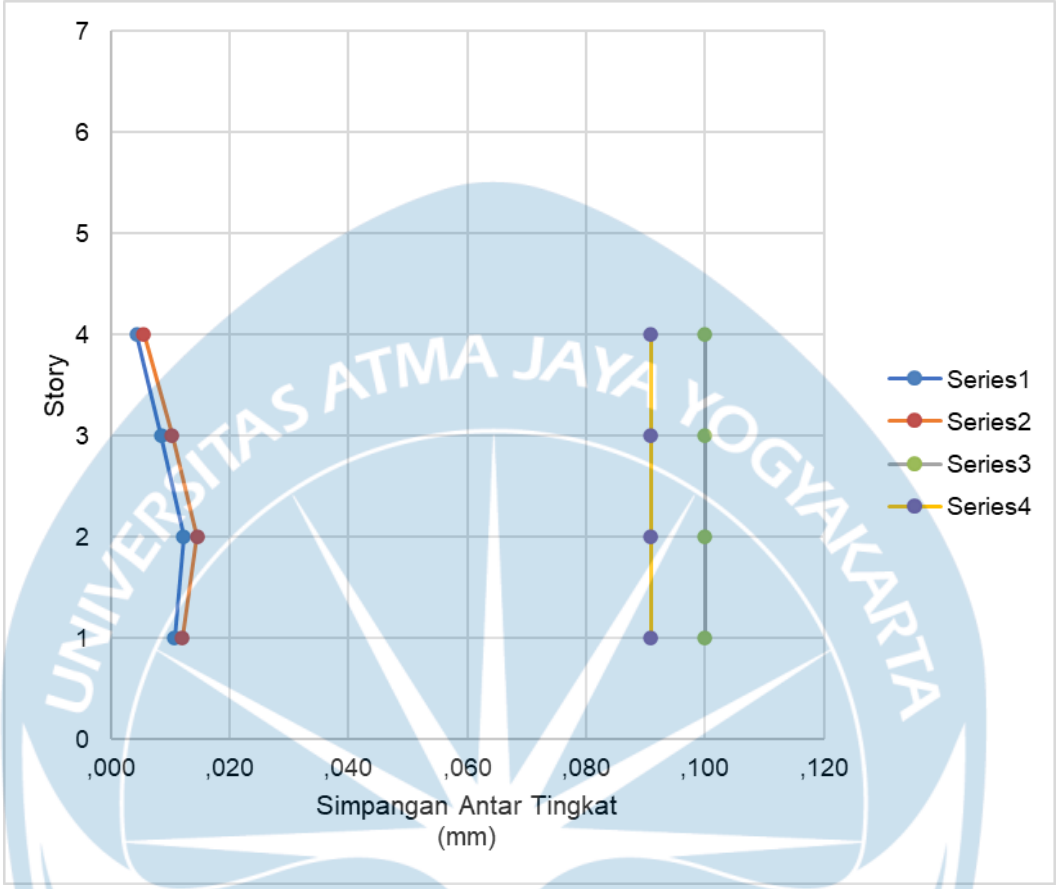
Px = total beban vertikal rencana pada tingkat x dan seluruh tingkat di atasnya (kN). Dalam menentukan nilai Px, faktor beban individu tidak perlu dikalikan dengan 1,0.

Δ = simpangan antar tingkat desain yang terjadi secara bersamaan pada tingkat yang ditinjau (mm).
Ie = faktor keutamaan gempa berdasarkan ketentuan Pasal 4.1.2.
Vx = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan tingkat x-1 (kN).
hsx = tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm).
Cd = faktor pembesaran defleksi.

Berdasarkan rasio kebutuhan geser β = 1, batas koefisien stabilitas dihitung dengan persamaan θmax = 0,5 / (β × Cd) ≤ 0,25, sehingga diperoleh nilai θ = 0,0909.

Tabel 2 27 Hitungan Pengaruh P-Delta

Story	*Inelastic Drifts*		*Story Forces*			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Deltas	Batas Stabilitas Struktur θmax	Cek
	Δ_X (mm)	Δ_Y (mm)	P (kN)	V_X (kN)	V_Y (kN)	(mm)	θX	θY			
4	10,105	12,852	28166,61	4461,53	4457,10	4000	0,0043	0,0055	0,1	0,0909	OK
3	16,944	20,673	39371,11	5380,69	5370,59	4000	0,0085	0,0103	0,1	0,0909	OK
2	20,768	24,618	51396,41	5952,11	5938,00	4000	0,0122	0,0145	0,1	0,0909	OK
1	15,235	16,999	63421,72	6162,61	6146,76	4000	0,0107	0,0120	0,1	0,0909	OK



Gambar 2 26 Pengaruh P-Delta

2.6 Perencanaan Tangga

Tangga adalah elemen vital dalam perencanaan bangunan karena berfungsi untuk menghubungkan dua titik dengan ketinggian yang tidak sama. Sebuah tangga tentunya terdiri dari anak tangga yang merupakan pijakan kecil dengan jumlah yang lebih sedikit. Keberadaan bordes tidak selalu wajib dan dapat disesuaikan dengan kebutuhan serta desain tangga yang diinginkan.

Data Tangga

Lebar Lantai (L1) = 3 m

Lebar bordes = 1,5 m

Optrede (O) = 18 cm

Antrede (A) = 30 cm

Tebal plat tangga (htg) = 150 cm

Tinggi antar lantai (Het) = 4 m

2.6.1 Perhitungan jumlah anak tangga

Lebar tangga (Ltg) = $(\frac{1}{2} x \frac{Het}{O} - 1)A$

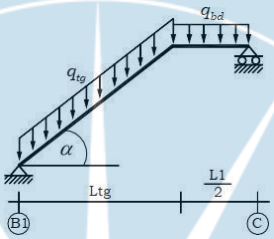
= $(\frac{1}{2} x \frac{4000}{180} - 1)300$

= 3033,33 mm

Sudut kemiringan tangga (α) = arc tan $(\frac{O}{A})$

= arc tan $(\frac{180}{300})$

= 30,964 °



Gambar 2 27 Ilustrasi Pemodelan Tangga

2.6.2 Pembebanan pada tangga

a. Beban merata pada tangga:

Berat sendiri tangga = $\frac{Htg}{cosa}$ x berat volume beton

= $\frac{0,15}{30,964}$ x 24

= 4,2 kN/m^2

Berat anak tangga = $\frac{1}{2}$ O x berat volume beton

= 2,16 kN/m^2

Berat ubin dan spesi = 0,05 x berat volume ubin

= 1,05 kN/m^2

Beban railing = 0,15 kN/m^2

Qtg = total berat keseluruhan

= 7,56 kN/m^2

b. Beban merata pada balok bordes:

Berat sendiri tangga = Htg x berat volume beton

= 0,15 x 24

= 3,12 kN/m^2

Berat ubin dan spesi = 0,5 x berat volume ubin

= 1,05 kN/m^2

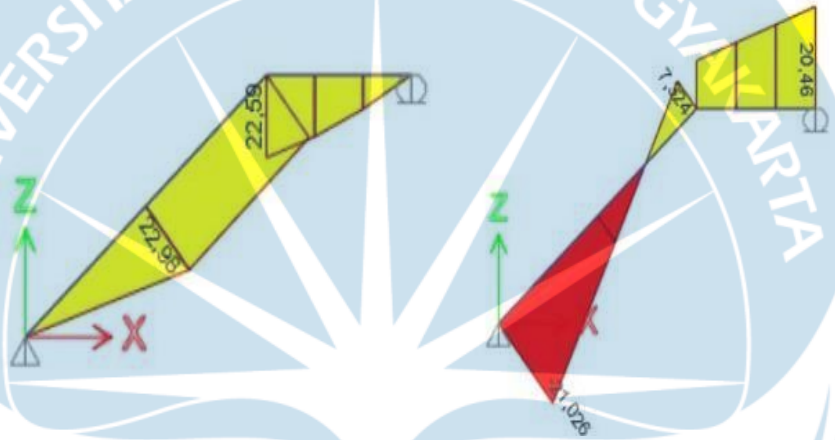
Beban railing = 0,15 kN/m^2

Qtg = total berat keseluruhan

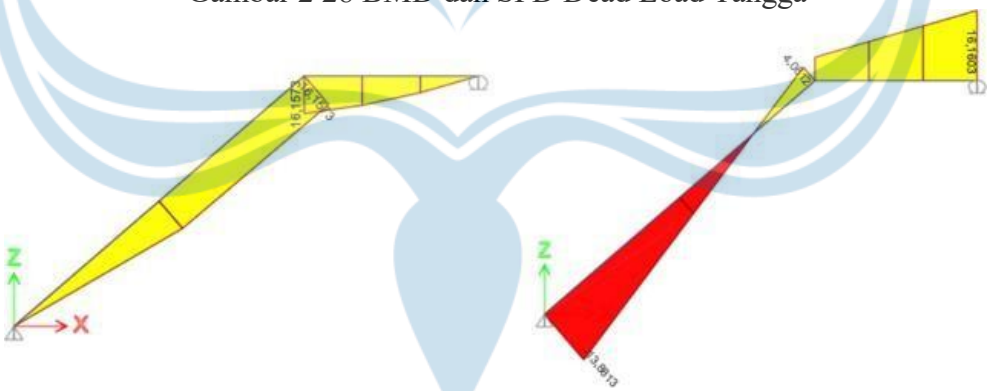
= 4,8 kN/m^2

2.6.3 Kombinasi yang akan digunakan:

Kombinasi yang diterapkan didasarkan pada hasil pemodelan menggunakan perangkat lunak ETABS, dengan output yang diperoleh berupa SFD (*Shear Force Diagram*) dan BMD (*Bending Moment Diagram*), dengan hasil sebagai berikut:



Gambar 2 28 BMD dan SFD Dead Load Tangga



Gambar 2 29 BMD dan SFD Live Load Tangga

MDL = 22,98 kNm

MLL = 16,16 kNm

VDL = 21,026 kN

VLL = 16,16 kN

Dengan perhitungan momen ultimit adalah

Mu1 = 1,4 x MDL

= 1,4 x 22,98

= 32,172 kNm

Mu2 = 1,2 x MDL + 1,6 MLL

= 1,2 x 22,98 + 1,6 x 16,16

= 53,43 kNm Vu1 = 1,4 VDL

= 1,4 x 21,026

= 29,436 kN

Vu2 = 1,4 VDL + 1,6 VLL

= 1,4 x 21,026 + 1,6 x 16,16

= 51,08 kN

Mu rencana = 53,43 kNm Vu rencana = 51,08 kN

2.6.4 Momen ultimate X:

Mux RPT tumpuan = 0,5 Mu rencana = 26,716 kNm

Mux RPT lapangan = 0,8 Mu rencana = 42,7456 kNm

2.6.5 Penulangan tangga:

Dengan data penulangan tangga sebagai berikut

Tulangan pokok = 16 mm (D16)

Tulangan susut = 10 mm (D10)

Fy tulangan pokok = 400 MPa

Fy tulangan susut = 280 MPa

F'c = 30 MPa

B = 1000 mm

Htg = 150 mm

Selimut beton = 20 mm

β1 = 0,835

Ø = 0,9

a. Perhitungan Penulangan Tumpuan

Ds = htg - selimut beton - $\frac{Dtul}{2}$ = 122 mm

$$\rho = \frac{0{,}85f'c}{fy}\left(1 - \sqrt{\frac{4Mu}{1{,}7\varphi f'cb\,d^2}}\right)$$

= 0,007978

As Min = 0,002 bh

= 300 mm^2

As Perlu = ρbd

= 973,34 mm^2

S = $\frac{0,25\pi d^2 b}{As}$

= 206,57 mm = 200 mm

S maks = 2 x h tangga

= 300 mm

Digunakan tulangan tumpuan D16-200

Pengecekan gaya geser dan tulangan susut

Vc = 0,17 $\sqrt{f'c}bd$

= 113,60 kN ØVc = 0,75 Vc

= 85,20kN

S = $\frac{Tulangan\ susut\ x\ B}{(As\ min)}$

= 261,80 mm

ØVc > VUR 85,20 kN > 51,09 kN

Digunakan tulangan tumpuan D10-250

b. Perhitungan Penulangan Lapangan

Ds = htg – selimut beton – ($\frac{D\ tul}{2}$) = 122 mm

ρ = $\frac{0,85f'c}{fy}(1 - \sqrt{\frac{4Mu}{1,7\varphi f'cb\,d^2}})$

= 0,013

As Min = 0,002 bh

= 300 mm^2

As Perlu = ρbd

= 1630,88 mm^2

S = $\frac{0,25\pi d^2 b}{As}$

= 123,28 mm

S maks = 2 x h tangga

= 300 mm

Digunakan tulangan lapangan D16-100

Pengecekan gaya geser dan tulangan susut

Vc = 0,17 $\sqrt{f'c}bd$

= 113,60 kN

ØVc = 0,75 Vc

= 85,20 kN

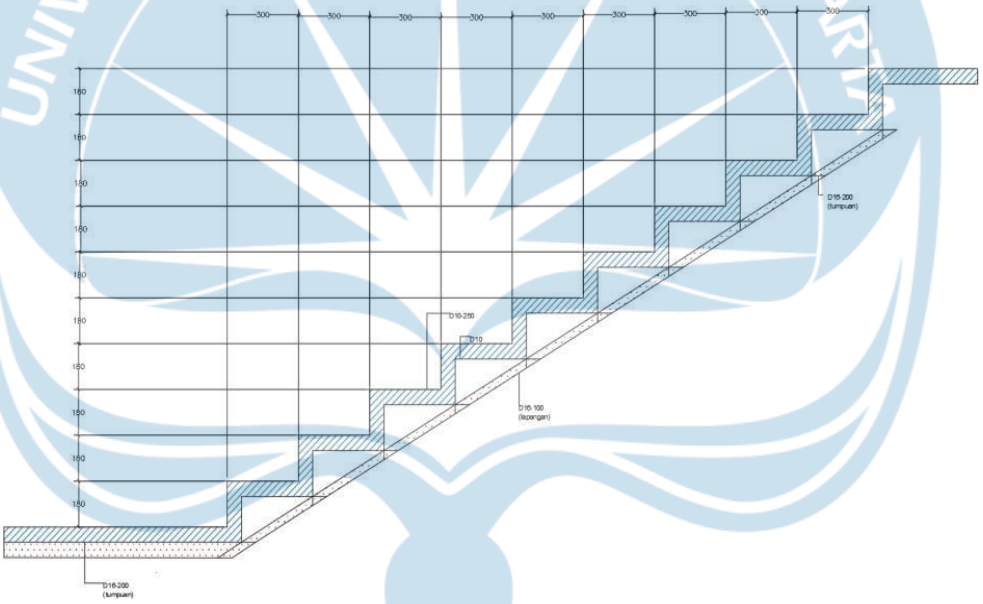
S = $\frac{Tulangan\ susut\ x\ B}{(As\ min)}$

= 261,80 mm

ØVc > VUR

85,20 kN > 51,09 kN

Maka digunakan tulangan D10-250



Gambar 2 30 Detail Penulangan Tangga

2.7 Perancangan Pelat Lantai

Pelat lantai ialah satu dari komponen penting pada sebuah bangunan yang disangga oleh balok-balok. Komponen ini harus memiliki karateristik seperti rata, kuat, dan tipis untuk bisa menjamin kestabilan dan juga keamanan dari sebuah bangunan. Pelat lantai berfungsi utama sebagai lantai bagi penghuni untuk beraktivitas dan juga penyalur beban yang ada ke balok-balok penopang. Pada bangunan ini, terdapat beberapa pelat lantai yang dibuat dan disesuaikan dengan kebutuhan serta desain ruang, karena setiap pelat lantai

memiliki peranan masing-masing untuk menopang dan menjaga keberlanjutan fungsinya. Dengan demikian, kualitas dari pelat lantai menjadi penting untuk bisa menjamin kenyamanan dan juga keselamatan dari pengguna bangunan.

Desain Pelat Dua Arah dengan Metode Desain Langsung

Pelat beton dikategorikan sebagai pelat dua arah apabila memiliki tumpuan pada keempat sisi dengan perbandingan antara bentang panjang dan bentang pendek kurang dari 2. Data perencanaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

Ukuran pelat = 6000 mm × 4500 mm

Ukuran balok = 300 mm × 500 mm

Ukuran kolom = 500 mm × 500 mm

Beban hidup merata = 4,79 kN/m²

Beban mati tambahan = 2,63 kN/m²

Mutu beton (f'c) = 30 MPa

Mutu baja tulangan (fy) = 420 MPa

Tebal pelat = 130 mm

Berat jenis beton = 24 kN/m³

Perhitungan beban terfaktor

Beban mati pelat dihitung dari penjumlahan beban mati tambahan dan berat sendiri pelat, sehingga diperoleh:

Qd = SIDL + (tebal pelat × berat jenis beton) = 5,75 kN/m²

Beban terfaktor dihitung menggunakan kombinasi beban:

Qu = 1,2 DL + 1,6 LL = 14,564 kN/m²

Selanjutnya dilakukan perhitungan momen statik total terfaktor pada arah bentang panjang dan pendek pelat. Perhitungan momen pada arah panjang dilakukan sebagai berikut:

$M_{OI} = \frac{q_u l_2 l_{n1}^2}{8}$

$= \frac{14{,}564 \text{ x } 6 \text{ x } (4{,}5 - 0{,}5)^2}{}$

$= 174{,}7 \text{ kN/m}$

Dalam arah pendek

$M_{OS} = \frac{q_u l_2 l_{n1}^2}{8}$

$= \frac{14{,}564 \text{ x } 4{,}5 \text{ x } (6 - 0{,}5)^2}{}$

= 247,81556 kN/m

Koefisien: Negatif = 0,65

Positif = 0,35

Perhitungan arah memanjang

$M_{OI} = \frac{q_u l_2 l_{n1}^2}{2}$

$= \frac{14{,}564 \text{ x } 6 \text{ x } (4{,}5 - 0{,}5)^2}{8}$

= 174,768 kN/m M+ = 61,1688 kNm M- = 113,5992 kNm

Tabel 2 28 Rekap Momen Arah Memanjang

	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen Balok	62,763558	33,795762
Momen Pelat	11,075922	5,963958
Jumlah Balok + Pelat	73,83948	39,75972
Momen Lajur Tengah	39,75972	21,40908

Perhitungan arah memendek

$M_{OS} = \frac{q_u l_2 l_{n1}^2}{8}$

$= \frac{14{,}564 \text{ x } 4{,}5 \text{ x } (6 - 0{,}5)^2}{8}$

= 247,81556 kNm

M+ = 86,735447 kNm

M- = 161,08012 kNm

Tabel 2 29 Rekap Momen Arah Memendek

	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen Balok	88,9967639	47,9213344
Momen Pelat	15,7053113	8,45670607
Jumlah Balok + Pelat	104,702075	56,3780405
Momen Lajur Tengah	56,3780405	30,3574064

Perhitungan tulangan pelat

Diasumsikan lebar pelat = 1000 mm

Ds = 105 mm

Mu = 32,349147 kNm

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

$= 0{,}85 \text{ x } \frac{30}{400} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \text{ x } 39{,}7592}{1{,}7 \text{ x } 0{,}9 \text{ x } 30 \text{ x } 1000 \text{ x } 105^2}}\right)$

= 0,00833437

As = ρbd

= 1150,7615 mm^2

As min = $\frac{0{,}0018 \; x \; 420}{fy} \; Ag$ = 245,7 mm^2

S = $\frac{0{,}25\pi d^2 b}{As}$

= $\frac{0{,}25\pi \; 10^2 1000}{1150{,}7615}$

= 68,25 mm

Cek = S < 2 h = 68,25 mm < 260 mm (OK)

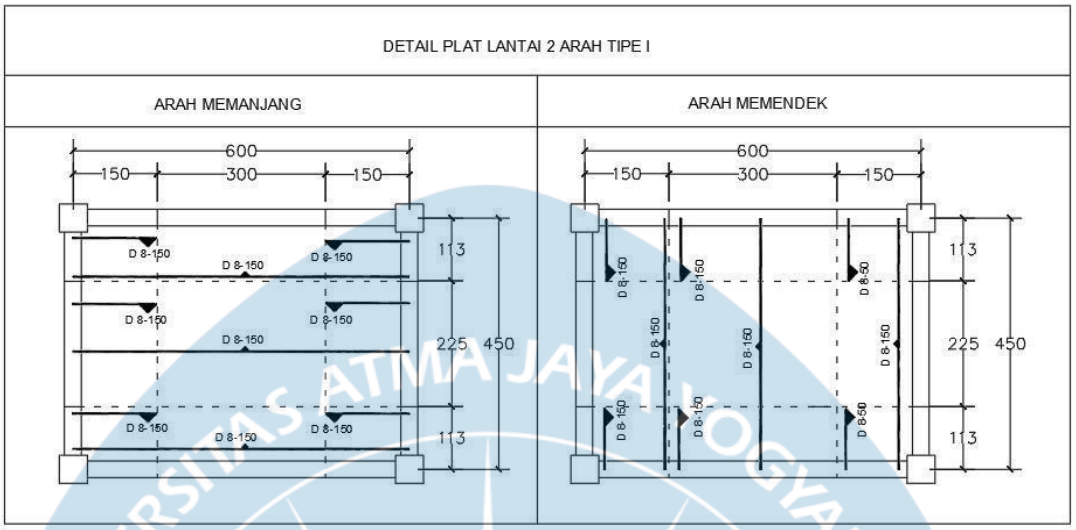
Maka digunakan tulangan D8-150

Tabel 2 30 Rekap Tulangan Arah Memanjang pada Pelat Lantai

Arah Memanjang				
	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Momen Negatif	Momen Positif	Momen Negatif	Momen Positif
Mu	73,83948	39,75972	39,75972	21,40908
ρ	0,02261551	0,01095963	0,01095963	0,005644
As	2374,62896	1150,7615	1150,7615	592,6102
As min	260	260	260	260
s	33,0745635	68,2502992	68,2502992	132,532
Digunakan	**D8 - 150**	**D8 - 250**	**D8 - 150**	**D8 - 250**

Tabel 2 31 Rekap Tulangan Arah Memendek pada Pelat Lantai

Arah Memendek				
	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Momen Negatif	Momen Positif	Momen Negatif	Momen Positif
Mu	104,7021	56,37804	56,37804	30,35741
ρ	0,037281	0,016284	0,016284	0,008172
As	3914,487	1709,869	1709,869	858,1089
As min	260	260	260	260
s	20,06389	45,93323	45,93323	91,52664
Digunakan	**D8 - 50**	**D8 - 100**	**D8 - 50**	**D8 - 150**



Gambar 2 31 Desain Pelat Lantai Dua Arah

2.8 Perancangan Balok Induk

Balok ialah elemen yang bertugas menyalurkan beban dari pelat lantai menuju kolom sebagai struktur pendukung vertikal. Pada pelaksanaannya, balok umumnya dicor bersamaan dengan pelat sehingga membentuk satu kesatuan struktur. Elemen ini dilengkapi tulangan pada bagian atas, bawah, maupun keduanya untuk menahan gaya yang bekerja. Beban yang bekerja pada balok meliputi gaya tekan dan tarik akibat pengaruh lentur serta gaya lateral.

2.8.1 Data perencanaan balok induk B2

Kuat tekan beton = 30 MPa Selimut beton = 40 mm

Dimensi balok = 250 mm x 400 mm Bentang balok = 4500 mm

Dimensi kolom = 500 mm x 500 mm Diameter tulangan longitudinal = 16 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm Gaya dalam

Tabel 2 32 Gaya Dalam Balok

	Tumpuan	Lapangan
Mu-(kNm)	126,9	50,2
Mu+(kNm)	97,8	62,9
Vu (kN)	101,9	97,6
Vg	54,5	

2.8.2 Desain Tulangan Lentur

1. Tulangan Longitudinal Atas

   Tinggi balok desak beton

a $= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset 0{,}85 f'c b}}$

$= 342 - \sqrt{342^2 - \frac{2.126{,}9}{\emptyset 0{,}85.30.250}}$

$= 72{,}31$ mm

c $= \frac{\alpha}{\beta}$

$= \frac{72{,}31}{0{,}835}$

$= 86{,}5$

c maks $= 0{,}375\ d$

$= 128{,}25$

c maks > c (terkendali tarik) Luas tulangan tarik

As $= \frac{Mu}{\emptyset fy\ (d - \frac{\alpha}{2})}$

$= \frac{126{,}9}{0{,}9 \times 420\ (342 - \frac{72{,}31}{2})}$

$= 1097{,}675\ mm^2$

n $= \frac{1097{,}675}{200{,}96}$

$= 6$

As *use* = 6 x 200,96

Kontrol kebutuhan luas tulangan

As min 1 $= \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy}$ x bw x d

$= \frac{0{,}25\sqrt{30}}{420}$ x 250 x 342

$= 278{,}75\ mm^2$

As min 2 $= \frac{1{,}4}{fy} x\ bw\ x\ d$

$= \frac{1{,}4}{420}$ x 250 x 342

$= 285\ mm^2$

As max $= 0{,}025$ x b x d

$= 0{,}025$ x 250 x 342

$= 2137{,}5\ mm^2$

Digunakan 6D16

2. Tulangan Longitudinal Bawah

Gunakan Mu (+) =

a = d - $\sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset 0{,}85 f'c b}}$

= 342 - $\sqrt{342^2 - \frac{2.97{,}8}{\emptyset 0{,}85.30.250}}$

= 54,12 mm

c = $\frac{\alpha}{\beta}$

= $\frac{54{,}12}{0{,}84}$

= 64,76 mm

c maks = 0,375 x 342

= 128,25

c maks > c (terkendali tarik) Luas tulangan tarik

As = $\frac{Mu}{\emptyset fy\,(d - \frac{a}{2})}$

= $\frac{97{,}8}{0{,}9.420\,(342 - \frac{54{,}12}{2})}$

n = $\frac{821{,}53}{200{,}96}$

= 5

As *use* = 5 x 200,96

= 1005,31 mm^2

Kontrol kebutuhan luas tulangan

As min 1 = $\frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy}$ x bw x d

= $\frac{0{,}25\sqrt{30}}{420}$ x 250 x 342

= 278,75 mm^2

As min 2 = $\frac{1{,}4}{fy}\,x\,bw\,x\,d$

= $\frac{1{,}4}{420}\,x\,250\,x\,342$

= 285 mm^2

As max = 0,025 x b x d

= 0,025 x 250 x 342

= 2137,5 mm^2

Digunakan 5D16

2.8.3 Desain Tulangan Transversal

Tulangan Atas = 6D16

As = 1206,37 mm^2

a = $\frac{As\ (1{,}25fy)}{0{,}85f'cb}$

= $\frac{1206{,}37\ (1{,}25420)}{0{,}8530250}$

= 99,35 mm

Mpr (-) = As (1,25 fy) ($d\frac{\alpha}{2}$)

= 1206,37 (1,25.420) ($342\frac{99{,}35}{2}$)

= 185,14 kNm

Tulangan Atas = 5D16

As = 1005,31 mm^2

a = $\frac{As\ (1{,}25fy)}{0{,}85f'cb}$

= $\frac{1005{,}31\ (1{,}25420)}{0{,}8530.250}$

= 82,80 mm

Mpr (+) = As (1,25 fy) ($d\frac{\alpha}{2}$)

= 1005,31 (1,25.420)($342\frac{82{,}80}{2}$)

= 158, 66 kNm

Gaya geser gempa akibat sendi plastis

VE1 = VE2 = $\frac{Mprkiri + Mpr\ kanan}{Ln} = \frac{185{,}14 + 158{,}66}{4} = 85{,}95$

Gaya geser gempa akibat beban gravitasi VG1 = VG2 = 54,5 kN

Gaya geser desain = Gaya geser gempa akibat sendi plastis + Gaya geser gempa akibat beban gravitasi

= 140,45 kN

1. Tulangan geser tumpuan

   Gaya geser akibat gempa > 50% geser desain

   85,95 kN > 70,22

   Vc = $\frac{1}{6}\sqrt{f'c\ bw\ d}$

   = 0 (dianggap sama dengan 0)

Vu = 101,9 kN

Vs $= (\frac{Vu}{\emptyset}) - Vc$

$= (\frac{101,9}{0,75}) - 0$

= 187,27 kN

Digunakan sengkang 2 kaki

Av = 2 x As tulangan susut

= 2 x 78,54

= 157,08 mm^2

S = $\frac{2Avfyd}{vs}$

$= \frac{2.157,08.280.342}{157,08}$

= 80,32 mm

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

a. d/4 = 85,5 mm
b. 6db = 96 mm
c. 150 mm

Digunakan 2D10-80

2. Tulangan geser lapangan

Vc = $\frac{1}{6}\sqrt{30.250.342}$

= $\frac{1}{6}\sqrt{f`c\ bw\ d}$

= 78,05 kN Vu

= 97,6 kN

Vs = $\frac{vu}{\emptyset} - vc$

$= \frac{97,6}{0,75} - 78,05$

= 52,08 kN

Digunakan sengkang 2 kaki

S = $\frac{2avfyd}{vs}$

$= \frac{2.157,08.280.342}{52,08}$

= 288,81 mm

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari

d/2 = 171 mm

Digunakan 2D10-150

TIPE	B2 250X400	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
PONGAN		
TULANGAN ATAS	6Ø16	2Ø16
TULANGAN TENGAH	-	-
TULANGAN BAWAH	5Ø16	2Ø16
SENGKANG	2Ø10-80	2Ø10-150
SELIMUT BETON	40 MM	40 MM
MUTU BETON	f'c 30 MpA	
MUTU BETON	LONGITIDINAL BJTS 420 SENGKANG, BJTS 280	

Gambar 2 32 Detail Penulangan Balok Induk 2

2.9 Perancangan Kolom

Perencanaan dan analisis kolom dilakukan dengan bantuan perangkat lunak SP Column untuk memodelkan struktur serta menghitung berbagai gaya yang bekerja pada elemen kolom. Tapi meskipun menggunakan perangkat lunak, perhitungan jumlah tulangan dan verifikasi keselamatan kolom tetap dilakukan secara manual mengikuti standar SNI yang berlaku di Indonesia. Data struktur untuk perencanaan kolom:

Dimensi kolom =500 mm x500 mm

Tinggi kolom = 4000 mm

Tul. Longitudinal = D25

Tul. Sengkang = D13

Selimut beton = 40

2.9.1 Gaya Dalam

Tabel 2 33 Gaya Dalam Kolom

	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
Pu max	1298,51	51,17	260,16
Pu min	-1063,13	256,36	329,64

Momen nominal balok kiri (Mnb (-)) =185,14kNm

Momen nominal balok kanan (Mnb (+)) = 158,66 kNm

Gaya geser lapangan (Vu) = 152,65 kN

2.9.2 Output yang didapatkan dari SPColumn

Diambil momen nominal terkecil dari Pu max dan Pu min

Tabel 2 34 Output SPCColumn Arah X

No	P_u	M_{ux}	M_{uy}	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	$\phi M_n / M_u$	NA Depth	d_t Depth	εt	ϕ	Mnc x
	kN	kNm	kN m	kNm	kNm		mm	mm			
1	1298,51	51,17	260,16	113,23	575,64	2,213	280	526	0,00263	0,695	162,9209
2	-1063,13	256,36	329,64	317,16	407,82	1,237	221	611	0,00531	0,9	352,4
											162,9209

Mnc x = 162,9209

Tabel 2 35 Output SPColumn Arah Y

No	P_u	M_{ux}	M_{uy}	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	$\phi M_n / M_u$	NA Depth	d_t Depth	εt	ϕ	Mnc y
	kN	kNm	kN m	kNm	kNm		mm	mm			
1	1298,51	51,17	260,16	113,23	575,64	2,213	280	526	0,00263	0,695	828,259
2	- 1063,13	256,36	329,64	317,16	407,82	1,237	221	611	0,00531	0,9	453,1333
											453,1333

Mnc y = 453,13

2.9.3 Syarat Dimensi Penampang

a. b ≥ 300 mm

500 ≥ 300 mm (OK)

b. $\frac{b}{h} \geq 0,4$

$$\frac{500}{500} \geq 0{,}4$$

$1 \geq 0{,}4$ (OK)

2.9.4 Jumlah Tulangan Longitudinal

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4, luas tulangan longitudinal (Ast) pada kolom harus berada dalam rentang 1% hingga 6% dari luas penampang bruto (Ag). Luas penampang kolom dihitung sebagai berikut:

(Ag) = 500 x 500 = 250000

Rasio Tulangan = (490,87 x 25)/250000 = 4,79%

2.9.5 Momen Nominal Kolom

Mnc a + mnc b ≥ 1,2 (Mnb ki + Mnb ka)

162,92 + 453,13 ≥ 1, 2 (1358,63 + 156,67)

615,05 kNm ≥ 412,56 kNm

2.9.6 Perilaku Elastik (IO)

1. Max h atau b = 500 mm
2. $\frac{1}{6}$ $= \frac{(tinggi\ kolom - tinggi\ balok}{6}$

   $= \frac{(4000\ mm - 400\ mm)}{6} = 600$ mm
3. 500 mm

   I_O = 600 mm (nilai max)

2.9.7 Tulangan Transversal didasarkan pada kuat geser kolom pemgekang inti beton

Dari analisis struktur Vu = 152,65 kN

Berdasrkan Mpr balok kiri dan kanan kolom

Mprb, ki (-) = 185,14 kNm

Mprb, ki (+) = 158,66 kNm

Mprb, ka (-) = 185,14 kNm

Mprb, ka (+) = 158,66 kNm

Karena ukuran kolom atas dan bawah di joint sama (dimensi dan tinggi) maka:

Mprk dari balok = 0,5 (185,14 + 158,66)

= 171,90 kNm

2.9.8 Menghitung Kuat Geser Perlu

VE1 = VE2 $= \frac{Mpr\ krir + pr\ kanan}{Ln}$

= 95,50 kN

Karena nilai Vc = 95,50 < Vu = 152,65, maka diambil nilai terbesar

Kuat geser beton diperhitungkan

Vc = 0,17 $\sqrt{f'c\ x\ b\ x\ d}$

= 0 (dianggap sama dengan 0)

Vs = $\frac{Vu}{\emptyset} - Vc$

= $\frac{152,65}{0,75} - 0$ = 203,53 kN

2.9.9 Tulangan Transversal Pengekangan

Pu > 0,3 x f'c x Ag 1063130 kN > 2250000 kN

Menurut pasal 18.7.5.4 SNI 2847:2019 karena Pu < 0,3 x f'c x Ag, digunakan persamaan-persamaan:

1. $\frac{Ash}{Sbc} = 0,3\ (\frac{Ag}{Ach} - 1)\ \frac{f'c}{fyt}$ .....(a)
2. $\frac{Ash}{Sbc} = 0,09\ \frac{f'c}{fyt}$ .....(b)

Persamaan (a)

Bc = lebar kolom – (2 x selimut beton)

= 500 – (2 x 40)

= 420 mm

Ag = 250000 mm^2

Ach = (b -2 cover) – (h – 2 cover)

= 176400 mm^2

$\frac{Ash}{Sbc} = 0,3\ (\frac{Ag}{Ach} - 1)\ \frac{f'c}{fyt}$

= 0,01341

$\frac{Ash}{s}$ = 5,6326 mm^2/mm

Persamaan (b)

$\frac{Ash}{Sbc} = 0,09\ \frac{f'c}{fyt}$

= 0,0096

$\frac{Ash}{s}$ = 4,05 mm^2/mm

Digunakan nilai terbesar $\frac{Ash}{s}$ = 5,6326 mm^2/mm

2.9.10 Tulangan Transversal di Daerah Sepanjang Io

Misal diambil S = 100 Ash = 100 x 5,6326

= 563,26

Jumlah kaki tulangan = $\frac{563,26}{132,73}$ = 4,24 = 5 buah.

Maka digunakan 5D13-100

Syarat Tulangan Transversal

Jarak tulangan transversal pada daerah sepanjang Io harus diambil tidak melebihi nilai terkecil dari:

1. ¼ dimensi kolom terkecil
2. 6 kali diameter tulangan longitudinal
3. S ≤ S0 = 100 + (350 – hx)

Jarak tulangan transversal =

Syarat 1 S ≤ b/4 atau h/4

50 ≤ 125 (OK)

Syarat 2 S ≤ 6D

50 ≤ 150 (OK)

2.9.11 Tulangan Transversal diluar daerah Io Ve = 78 kN

ϕVc = φ 0,17 $\sqrt{f'c}$ x b x d

= 158,35

ϕVc > Ve

S maks = 6db

= 150 mm

S maks = 150 mm

Digunakan tulangan minimum yaitu S = 120 mm

Jika menggunakan tulangan 2 kaki

Av/s = 2 x 132,73/120

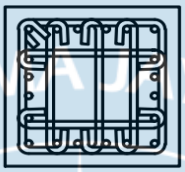
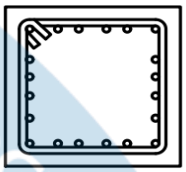
= 2,212 mm^2/mm

Av/s min 1 = 0,062 $\sqrt{f'c}$ x $\frac{b}{fyt}$

= 0,606 mm^2/mm

Av/s min 1 = 0,062 $\sqrt{f'c}\ x\ \frac{b}{fyt}$

= 0,625 mm^2/mm Digunakan 2D13-120

TIPE	KOLOM 500X500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
PONGAN		
TULANGAN ATAS	20Ø25	20Ø25
SENGKANG	5Ø13-100	5Ø13-100
SELIMUT BETON	40 MM	40 MM
MUTU BETON	f'c 30 MpA	
MUTU BETON	LONGITIDINAL BJTS 420 SENGKANG, BJTS 280	

Gambar 2 33 Detail Penulangan Kolom

2.10 Hubungan Balok Kolom

Analisis hubungan balok dan kolom diperlukan untuk menentukan kebutuhan tulangan tambahan yang berfungsi mengikat kedua elemen struktur tersebut. Perencanaan sambungan balok kolom harus mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.8 mengenai ketentuan sistem hubungan pada rangka pemikul momen khusus. Ketentuan ini digunakan agar sambungan memiliki kapasitas yang cukup dalam menerima dan menyalurkan gaya yang bekerja pada struktur.

Dimensi balok = 300 mm x 500 mm

Dimensi Kolom = 500 mm x 500 mm

D tul. longitudinal kolom = 25 mm

D tul. transversal kolom = 13 mm

D tul. longitudinal balok = 16 mm

D tul. transversal balok = 160mm

Selimut beton = 40 mm

Tinggi kolom = 4000 mm

λ = 1 beton (beton normal)

Konfigurasi joint = Joint terkekang oleh balok pada 4 sisi

Faktor pengali Vn = 1,7

2.10.1 Tulangan Transversal Hubungan Balok Kolom

$\frac{Ash}{s}$ = 5,6327 mm^2/mm

S = 100 mm

Ash = S x Ash/s

= 100 x 5,6327

= 563,27 mm^2 Av

= 132,73 mm^2

n $= \frac{563,27}{132,73}$

= 4,24 = 5

Digunakan 5D13-100

2.10.2 Penentuan Dimensi Hubungan Balok Kolom

Syarat dimesi kolom (apabila tulangan longitudinal diteruskan pada join balok kolom (pasal 18.8.2.3)

Dimensi kolom ≥ 20 x D tul. longitudinal

500 ≥ 500 (OK)

Tinggi join (h)

h = 500 mm (diambil sebesar tinggi kolom)

Syarat tinggi joint harus lebih besar dari ½ tinggi balok

500 > 200 mm (OK)

Lebar efektif (diambil nilai terkecil)

- b + h = 250 + 500

  = 750 mm

- b + 2x =

  x $= \frac{h\ kolom - b\ balok}{2}$

  $= \frac{500\ mm - 250\ mm}{2}$

  = 125 mm

b + 2 x = 250 + (2 x 125)

= 500 mm

Luas efektif joint (Aj)

Aj = tinggi detektif x lebar efektif

= 500 mm x 500 mm = 250000 mm^2

2.10.3 Kuat Geser Hubungan Balok Kolom

Mpr Sisi Atas Tulangan = 6D16

Mpr = 185,14 kNm

Mpr Sisi Bawah Tulangan = 5D16

Mpr = 158,66 kNm

Apabila kolom diasumsikan memiliki tingkat kekakuan yang sama, maka nilai faktor distribusi (DF) yang digunakan adalah 0,5. Berdasarkan nilai tersebut, momen pada kolom bagian atas sambungan dapat dihitung sebagai berikut:

Mc = DF (Mpr sisi atas + Mpr sisi bawah) = 171,90 kNm

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar

Vgoyangan $= \frac{(Mc + Mc)}{In}$

$= \frac{171,90+171,90}{3,6}$ = 95,50 kN

Untuk sisi kiri joint (tulangan atas)

Gaya pada tulangan (TI) = 1,25 x As x fy

= 1,25 x 1005,31 x 420

= 527,79 kN

Gaya tekan pada beton (C1 = T1) = 527,79 kN

Untuk sisi kanan joint (tulangan bawah)

Gaya pada tulangan (T2) = 1,25 x As x fy

= 1,25 x 1206,37 x 420

= 633,35 kN

Gaya tekan pada beton (C2 = T2) = 633,35 kN

Kuat geser dari joint yang terkekang

Vj = T1 + C2 – V goyangan = 527,79 + 633,35 – 95,50

= 1065, 63 kN

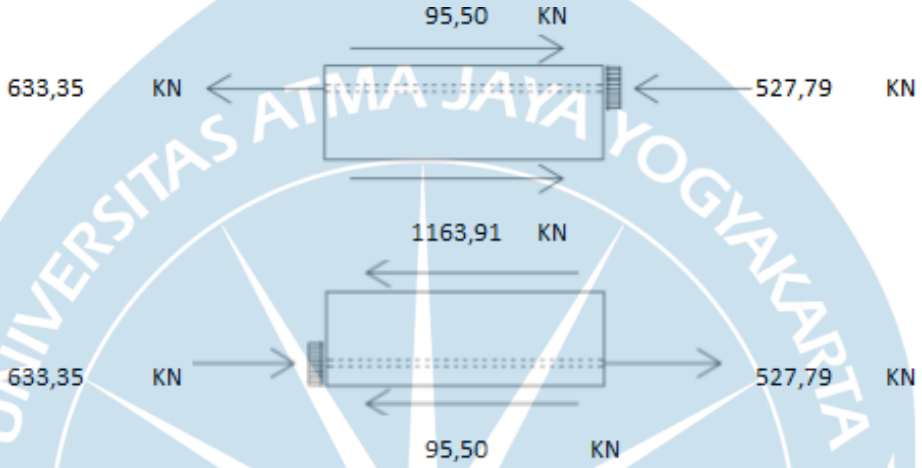
Vn = 1,7 $\sqrt{f'c}$ x AJ = 1369,31 N

ØVn > Vj

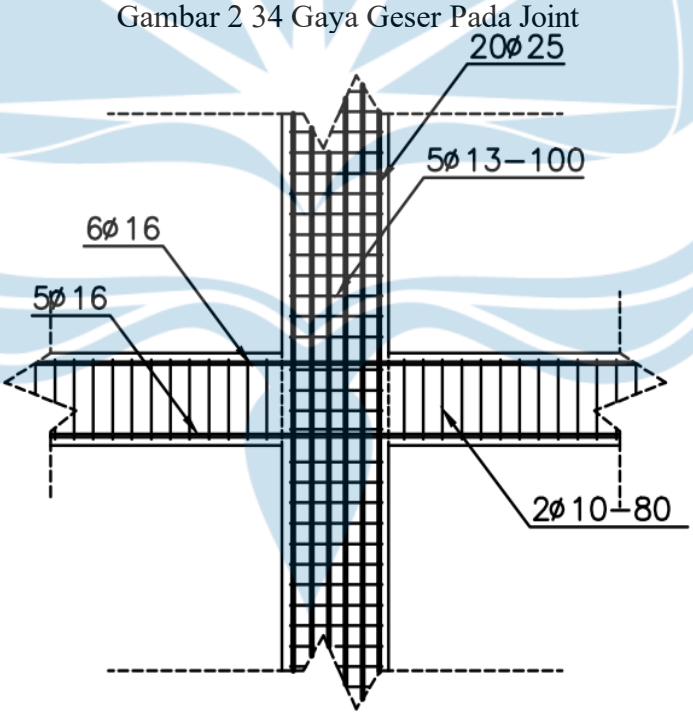
1163,91 kN > 1065,63 kN

Maka digambarkan sebagai berikut :

Jadi dimesi join telah mencukupi dan dipasang dengan 5D13-100



Gambar 2 34 Gaya Geser Pada Joint



Gambar 2 35 Detail Penulangan Hubungan Balok Kolom

2.11 Perancangan Fondasi

Fondasi merupakan komponen dasar dari suatu bangunan yang berperan menyalurkan beban struktur ke tanah secara aman dan merata, serta berperan

penting sebagai penjaga kestabilan dan keamanan sebuah bangunan. Fondasi dirancang untuk menyalurkan beban vertikal, horizontal, serta momen ke tanah, serta menjaga agar tekanan yang diterima oleh tanah tidak melewati batas daya dukung. Fondasi dalam digunakan pada perancangan gedung *cafe* ini, lebih spesifik fondasi *pile cap*. Berdasarkan lokasi bangunan yang berada di Yogyakarta, yakni wilayah yang merupakan daerah rawan gempa karena kondisi geologis dan riwayat aktivitas seismiknya, sehingga penerapan fondasi *pile cap* cocok untuk bangunan ini. Di wilayah seperti ini, penggunaan tiang pancang dapat membantu meningkatkan ketahanan struktur akibat gaya lateral akibat gempa, dan menghindari bangunan runtuh.

2.11.1 Analisis Daya Dukung Tanah

Dalam memastikan kestabilan suatu struktur, menganalisis daya dukung tanah menjadi bagian penting dalam proses desain. Daya dukung tanah merupakan kapasitas tanah dalam mnopang beban dar i suatu bangunan. Dalam perancangan *cafe* 4 lantai ini fondasi dalam digunakan sebagai substruktur, dan menggunakan metode Meyerhoff untuk menganalisis daya dukung tanah fondasi agar mengetahui daya dukung aksial maksimum tiang pancang berdasarkan parameter tanah. Metode ini memperhitungkan kontribusi dari daya dukung ujung dan gaya gesek kulit, dengan memperhitungkan kedalaman fondasi dan luas penampang tiang.

Data fondasi:

Df = 20 m

Diameter pile = 40 cm

Beban fondasi:

Pu = 118,816

Mux = 100,96,81

Muy = 289,0473

Setelah pengujian dilakukan dilokasi *cafe* pada 1 titik bor (SPT) pada kedalaman 30 meter dibawah permukaan tanah, maka diperoleh hasil sebagai berikut:

Tabel 2 36 Data Hasil Pengujian N-SPT

Kedalaman	T(m)	N(SPT)	N = T/N
0-2	2	3	0.667
2-4	2	5	0.4
4-6	2	15	0.133
6-8	2	25	0.08
8-10	2	41	0.048
10-12	2	45	0.044
12-14	2	47	0.042
14-16	2	35	0.057
16-18	2	22	0.090
18-20	2	21	0.095
20-22	2	52	0.038
22-24	2	52	0.038
24-26	2	55	0.036
26-28	2	55	0.036
28-30	2	57	0.035

Data tanah bor log:

a. Kedalaman 1-9 m terdapat pasir sedang dengan warna abu-abu.
b. Kedalaman 10-16 m terdapat pasir kasar dengan warna abu-abu.
c. Kedalaman 17-21 m terdapat pasir sedang dengan warna abu-abu.
d. Kedalaman 22-30 m terdapat pasir kasar dengan warna abu-abu.

2.11.2 Perancangan Fondasi

Konfigurasi perletakan dan jumlah tiang didesain menggunakan data tanah, dan hasil *join reaction* dari metode tegangan ijin (kombinasi ASD) sesuai SNI 1726-2019. Setelah dilakukan perhitungan didapatkan 2 tipe fondasi tiang pancang yang digunakan, yaitu tipe fondasi (PC 1) 4D40 (4 tiang dengan diameter 40 cm).

Diketahui data fondasi tiang pancang

Beban (P maks) = 73,0273564 Ton

Dimensi tiang = 40 cm = 1,3123 ft

Panjang tiang = 20 m = 65,6168 ft

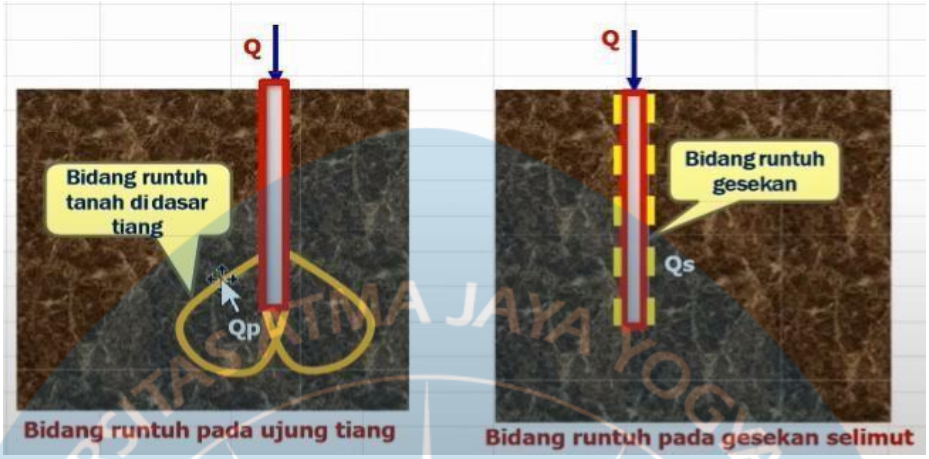
Luas ujung tiang (Ap) = D^2

= 1,722 ft^2

Mutu bahan (f'c) = 30 Mpa

Berat tiang (G) = 7,68 ton

Pengaruh ujung tiang, diasumsikan



Gambar 2 36 Ilustrasi Pengaruh Ujung Tiang

Atas = 8D

= 8 x 40 cm

= 320 cm

= 3,2 m

Elevasi = 20 m – 3,2 m

= 16,8 m

Bawah = 4D

= 4 x 40 cm = 160 cm = 1,6 m

Elevasi = 20 m – 1,6 m

= 21,6 m

Tabel 2 37 Propertis Tanah

Kedalaman	N-SPT
2	3
4	5
6	15
8	25
10	41
12	45
14	47
16	35
18	22
20	21
22	52
24	52
26	55

Samb tabel 3 37

28	55
30	57

2.11.3 Kapasitas Dukung Tanah

1. Metode Mayerhoff

Tahanan ujung tiang dengan persamaan *mayerhoff* pada kedalaman 20 m, berdasarkan nilai N-SPT (Mayerhoff, 1956)

Perhitungan daya dukung ujung tiang berdasarkan persamaan:

Qp tiang = 4.Ap tiang.Np

Keterangan:

Qp = daya dukung ujung (ton)

Np = nilai rata-rata N-SPT disekitar ujung tiang

Ap = luas penampang ujung tiang pancang (ft^2)

Perhitungan tahanan ujung tiang 8 D = 35

Lokasi ujung tiang = 21 4D = 52

Np rata-rata = $\frac{35 + 21 + 52}{3} = 36$

Qp = 4 x Ap tiang x Np

= 4 x 1,722 ft^2 x 36

= 248,000496 ton

Perhitungan tahanan selimut tiang (P tiang)

Qs tiang = $\frac{As\ tiang\ x\ N}{50}$

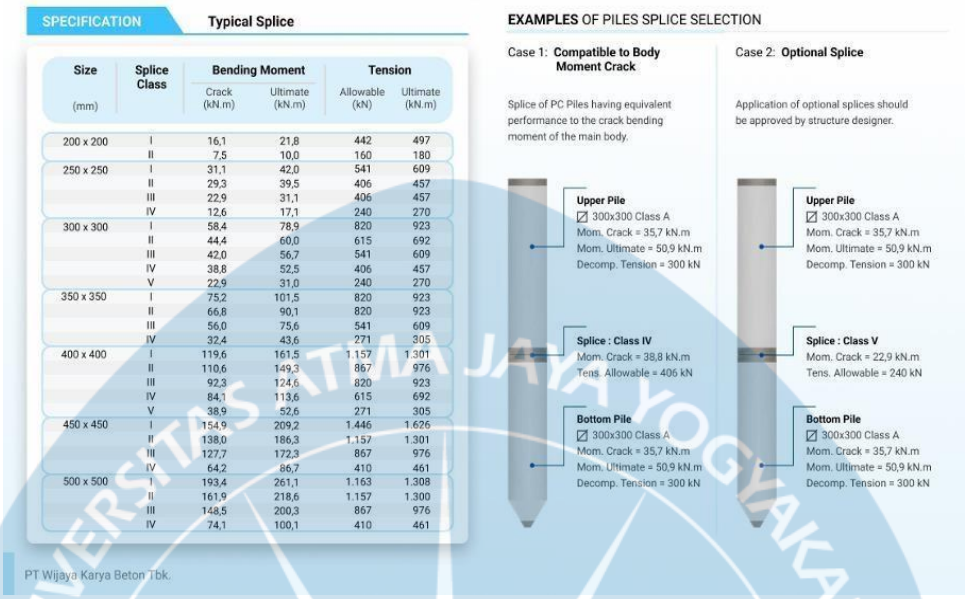
= $\frac{344,441\ x\ 28,2727}{50}$

= 194,7657 ton

Cek kekuatan tiang

P tiang = σ bahan x A tiang

Pada perhitungan kekuatan bahan tiang digunakan tiang beton. Maka tegangan ijin beton adalah 0,25 – 0,33 x f'c, sehingga kekuatan bahan tiang disesuaikan dengan spesifikasi tiang dari pabrik.



SPECIFICATION — Typical Splice

Size (mm)	Splice Class	Bending Moment Crack (kN.m)	Bending Moment Ultimate (kN.m)	Tension Allowable (kN)	Tension Ultimate (kN.m)
200 x 200	I	16,1	21,8	442	497
	II	7,5	10,0	160	180
250 x 250	I	31,1	42,0	541	609
	II	29,3	39,5	406	457
	III	22,9	31,1	406	457
	IV	12,6	17,1	240	270
300 x 300	I	58,4	78,9	820	923
	II	44,4	60,0	615	692
	III	42,0	56,7	541	609
	IV	38,8	52,5	406	457
	V	22,9	31,0	240	270
350 x 350	I	75,2	101,5	820	923
	II	66,8	90,1	820	923
	III	56,0	75,6	541	609
	IV	32,4	43,6	271	305
400 x 400	I	119,6	161,5	1.157	1.301
	II	110,6	149,3	867	976
	III	92,3	124,6	820	923
	IV	84,1	113,6	615	692
	V	38,9	52,6	271	305
450 x 450	I	154,9	209,2	1.446	1.626
	II	138,0	186,3	1.157	1.301
	III	127,7	172,3	867	976
	IV	64,2	86,7	410	461
500 x 500	I	193,4	261,1	1.163	1.308
	II	161,9	218,6	1.157	1.300
	III	148,5	200,3	867	976
	IV	74,1	100,1	410	461

PT Wijaya Karya Beton Tbk.

EXAMPLES OF PILES SPLICE SELECTION

Case 1: Compatible to Body Moment Crack

Splice of PC Piles having equivalent performance to the crack bending moment of the main body.

Upper Pile
300x300 Class A
Mom. Crack = 35,7 kN.m
Mom. Ultimate = 50,9 kN.m
Decomp. Tension = 300 kN

Splice : Class IV
Mom. Crack = 38,8 kN.m
Tens. Allowable = 405 kN

Bottom Pile
300x300 Class A
Mom. Crack = 35,7 kN.m
Mom. Ultimate = 50,9 kN.m
Decomp. Tension = 300 kN

Case 2: Optional Splice

Application of optional splices should be approved by structure designer.

Upper Pile
300x300 Class A
Mom. Crack = 35,7 kN.m
Mom. Ultimate = 50,9 kN.m
Decomp. Tension = 300 kN

Splice : Class V
Mom. Crack = 22,9 kN.m
Tens. Allowable = 240 kN

Bottom Pile
300x300 Class A
Mom. Crack = 35,7 kN.m
Mom. Ultimate = 50,9 kN.m
Decomp. Tension = 300 kN

Gambar 2 37 Spesifikasi Tiang Pancang dari PT. WIKA Beton

Maka, kekuatan tiang pancang dengan diameter 40 cm:

P tiang = σ bahan x A tiang

= 1.301 kNm = 132,76 ton

Perhitungan daya dukung ultimit fondasi

Qult = Qp tiang + Qs tiang

= 248,000496 + 194,7657

= 442,7662 ton

Perhitungan daya dukung allowable (Ijin) fondasi bored pile

Q all = $\frac{Qult}{SF}$

= $\frac{442,7662}{4}$ = 110,6915 ton

Beban netto yang di ijinkan = Qall – Berat Tiang

= 110,6915 ton x 7,68 ton

= 103,0115 ton

Karena kekuatan beban tiang > dari pada beban netto

132,7551 ton > 103,0115 ton (bahan tiang aman)

Spasi antar tiang = 3D

= 3 x 0,4 m

= 1,2 m

Perhitungan efisiensi kelompok tiang

Eg = $1-\left[\frac{(m-1)n+(n-1)m}{90\,mn}\right]\theta$

= $1-\left[\frac{(2-1)2+(2-1)2}{90\,2.2}\right]25{,}641°$

= 0,7151

Cek daya dukung kelompok tiang

Qg = Eg x n x Qall

= 0,7151 x 4 x 110,6915

= 633,244 ton

Daya dukung kelompok tiang > beban P yang bekerja

313,145 ton > 110,6915 ton (aman)

2.11.4 Penulangan Fondasi Pile Cap

Penulangan fondasi merupakan tahap pemasangan baja tulangan pada elemen beton fondasi untuk meningkatkan kemampuan struktur dalam menerima gaya tarik, lentur, geser, serta momen akibat beban bangunan maupun kondisi tanah. Pelaksanaan penempatan tulangan harus mengikuti ketentuan SNI 2847:2019, terutama terkait persyaratan selimut beton agar tulangan terlindungi dari korosi serta mampu menyalurkan gaya secara optimal.

Data yang digunakan dalam perhitungan tulangan fondasi, dalam hal ini untuk perhitungan tulangan fondasi dengan ukuran pile cap 4D40.

Tabel 2 38 Data Perhitungan Penulangan Fondasi

Tiang	Jarak Antar Pile (mm)	P (kN)
4	1200	1128,691

Data:

F'c = 30 MPa

Fy = 420 MPa

Bj beton = 2,4 kN/m^3

Jumlah *pile* = 2 buah

Dimensi kolom = 500mm x 500 mm

Diameter *pile* = 400 mm

Selimut beton = 75 mm

Lebar *pile cap* = 2200 mm

Panjang *pile cap* = 1100 mm

Tebal *pile cap* = 700 mm

D. tul lentur = 13 mm

D. tul tekan = 13 mm

Jarak antar *pile* = 1200 mm

Jarak *bored pile* ke tepi *pile cap* = 500 mm Perhitungan geser 1 arah

P = 932,2140417

A = 2,42

$\sigma = \frac{P}{A}$

$= \frac{932,2140417}{2,42}$

= 385,2124139 kN/m^2

d efektif = h – selimut beton – D

= 700 mm – 75 mm – 13 mm

= 612 mm

G’ = L - $(\frac{L}{2} + \frac{Lebar\ kolom}{2} + d)$

= 1100 mm - $(\frac{1100\ mm}{2} + \frac{500\ mm}{2} + 612\ mm)$

= 912 mm

Vu = σ x L x G’

= 385,2124139 kN/m^2 x 1,1 m x 0,912 m

= 386,4450936 kN

ϕVc = $\phi 0,17 \lambda \sqrt{f'c}$ bw d

= 0,75 x 1 x 0,17 x $\sqrt{30}$ x 2200 x 612

= 940253,4056 N = 940,2534056 kN

Cek = ϕVc > Vu

= 940,2534056 kN > 386,4450936 kN (OK)

Geser 2 arah

B’ = Lebar kolom + 2 x $\frac{\text{d efektif}}{2}$

= 500 + 2 x $\frac{612\ mm}{2}$

= 1212 mm

b0 = 4 x B'

= 4 x 1212

= 4448 mm

$\beta = \frac{500}{500}$

= 1

Vc1 = 0,17 $\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f'c}\ b0\ d$

= 0,17 $\left(1 + \frac{2}{1}\right)\sqrt{30}\ 4448.612$

= 7604085,724 N = 7604,085724 kN

Vc2 = 0,083 $\left(2 + \frac{as\ d}{\beta}\right)\sqrt{f'c}$ x b0 d

Kolom interior = 0,083 $\left(2 + \frac{as\ d}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}$ x b0 d

= 0,083 $\left(2 + \frac{40.612}{1}\right)\sqrt{30}$ x 4448.612

= 30297152578 N = 30297152,58 kN

Kolom tepi = 0,083 $\left(2 + \frac{as\ d}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}$ x b0 d

= 0,083 $\left(2 + \frac{as\ d}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}$ x b0 d

Kolom sudut = 0,083 $\left(2 + \frac{as\ d}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}$ x b0 d

= 0,083 $\left(2 + \frac{as\ d}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}$ x b0 d

Vc 3 = 0,33 $\lambda\sqrt{f'c}$ b0 d

= 0,33 x 1 x $\sqrt{30}$ x 4448 x 612

= 4920290,762 N = 4920,290762 kN

Vu = $\sigma\ (L^2 x\ B^2)$

= 385,2124139 $((2,2^2)\ (\frac{1112^2}{1000^2}))$

= 942,3836494

Vc min = Vc3

= 4920,290762 kN

= 0,75 x 4920,290762

ϕVc = 3690,218072 kN

Cek = $\phi Vc >$ Vu

=3690,218072 > 942,3836494 (OK)

Perhitungan kebutuhan tulangan lentur

Pu = 932,2140417 kN

= 95057,86583 kg

B = $\frac{\text{Lebar } pile\ cap}{2} - \frac{\text{Lebar kolom}}{2}$

= $\frac{2200}{2} - \frac{500}{2}$

= 850 mm

q' = Berat volume beton x L x h

= 2,4 x 2,2 x $\frac{700}{1000}$

= 3696 kg/m

Mu = $2\left(\frac{Pu}{ns}\ S\right) - \frac{1}{2}\ q'B^2$

= $2\left(\frac{932,2140417}{4}\ 1,2\right) - \frac{1}{2}\ 3696 \text{ x } (\frac{850^2}{1000})$

= 298,3084933 kNm

Rn = $\frac{Mu}{\emptyset \text{ x b x } d^2}$

= $\frac{298,3084933}{0,9 \text{ x } 2200 \text{ x } 612^2}$

= 0,402251418

ρ = $\frac{0,85\ f'c}{fy}\ [1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 f'c}}]$

= $\frac{0,85\ 30}{420}\ [1 - \sqrt{1 - \frac{20,402251418}{0,85\ 30}}]$

= 0,000965417

As Req = ρ x b x d

= 0,000965417 x 2200 x 612

= 1299,837467 mm^2

As min = 0,0018 x b x h

= 0,0018 x 2200 x 700

= 2772 mm^2

As use = As Req

= 0,000965417 x 2200 x 612

= 1299,837467 mm^2

Digunakan As D13

As $= \frac{1}{4} \pi d^2$

$= \frac{1}{4} \pi 13^2$

$= 132{,}7322896 \text{ mm}^2$

Kebutuhan tulangan $= \frac{\text{As req}}{\text{As D13}}$

$= \frac{1299{,}837467}{132{,}7322896}$

$= 9{,}7929225826 = 10$ buah

S $= \frac{\text{As 13 x b}}{\text{As req}}$

$= \frac{132{,}7322896 \text{ x } 2200}{1299{,}837467}$

$= 224{,}651962 = 200$ mm

Jadi digunakan 10D13-200

Kontrol tulangan lentur

As $= \frac{1}{4} \pi d^2 n$

$= \frac{1}{4} \pi 13^2 10$

$= 1327{,}322896 \text{ mm}^2$

a $= \frac{\text{As x fy}}{0{,}85 \text{ x f'c x B}}$

$= \frac{1327{,}322896 \text{ x } 420}{0{,}85 \text{ x } 30 \text{ x } 2200}$

$= 9{,}937176763$ mm

c $= \frac{a}{\beta}$

$= \frac{9{,}937176763}{0{,}85}$

$= 11{,}69079619$ mm

$= \frac{d-c}{c} \text{ x } \varepsilon_s$

$\varepsilon_s = \frac{612-11{,}69079619}{11{,}69079619} \text{ x } 0{,}003$

$= 0{,}154046618$

$\frac{Fy}{\varepsilon_s} = \frac{420}{200000}$

$= 0{,}0021$

$\varepsilon_t = \varepsilon_s = 0{,}154046618$

Mn = 0,85 f'c a b $(d - \frac{a}{2})$

= 0,85 x 30 x 9,937176763 x 2200 $(612 - \frac{9,937176763}{2})$

= 338405,2104 Nmm = 338405,2104 kNmm

Mu = ϕMn = 0,9 x 338405,2104

= 304564,6893

Cek = ϕMn > Mu

= 304564,6893 kNm > 298,3084933 kNm (OK)

Kontrol panjang penyaluran tulangan lentur

Db = 22 mm

Ld = $\frac{12 \text{ x fy x } 1 \text{ x } \beta \text{ x } \lambda}{25 \text{ x } \sqrt{f'c}}$

= $\frac{12 \text{ x } 420 \text{ x } 1 \text{ x } 0,85 \text{ x } 1}{25 \text{ x } \sqrt{30}}$

= 31,28591248 mm

Ld1 = $\frac{B}{2} - \frac{\text{lebar kolom}}{2} - \text{selimut beton}$

= $\frac{2200}{2} - \frac{500}{2} - 75$

= 775 mm

Perhitungan kebutuhan tulangan tekan

As tarik = As kontrol tulangan lentur

= 1327,322896 mm^2

As min = 0,2 x As tarik

= 0,2 x 1327,322896

= 265,4645792 mm^2

Db = 13 mm

S = 200 mm

As = $\frac{1}{4} \pi d^2 n$

= $\frac{1}{4} \pi 13^2 10$

= 1327,322896 mm^2

Cek = As > As min

= 1327,322896 > 265,4645792 (OK)

Jadi digunakan 10D13-200

Perhitungan kebutuhan tulangan stek

As req = 0,005 x (lebar kolom)^2

= 0,005 x (500)^2

= 1250 mm^2

n = 16 buah

db = 13 mm

As = $\frac{1}{4}$ π d^2 n

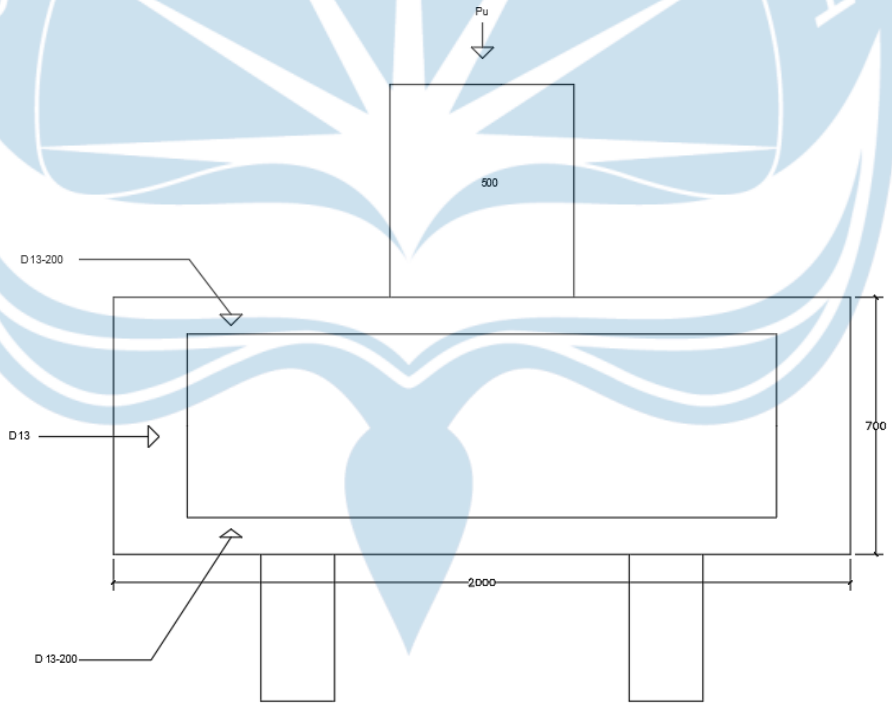
= $\frac{1}{4}$ π 13^2 16

= 2123,716634

Cek = As > As min

= 2123,716634 > 1250 (OK)

Jadi digunakan 16D13



Gambar 2 38 Detail Penulangan Pile Cap