BAB II
PERANCANGAN STRUKTUR

2.1 Pemilihan Sistem Struktur

Dalam perencanaan Gedung Pasar di Kabupaten Sumba Barat, Provinsi Nusa Tenggara Timur (NTT), digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sebagai sistem strukturnya. Mengacu pada SNI 2847:2019, SRPMK dirancang untuk bangunan yang tergolong dalam Kategori Desain Seismik (KDS) C, D, dan E. Sistem ini dirancang untuk memberikan ketahanan yang optimal terhadap gaya lentur dan geser.

2.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan untuk merancang struktur atas Gedung Pasar di Kabupaten Sumba Barat, Provinsi Nusa Tenggara Timur (NTT) adalah sebagai berikut:

1. Beton

- Kuat tekan beton, f'c = 30 MPa (Kuat tekan umur 28 hari)
- Modulus elastis beton, Ec = 4700 $x \sqrt{f'c}$ = 4700 $x \sqrt{30}$ = 25742,96 MPa

2. Baja tulangan

- Baja tulangan menggunakan baja ulir dengan tegangan leleh, fy = 420 Mpa untuk tulangan utama dan tulangan plat lantai, fy = 280 MPa untuk tulangan sengkang.
- Modulus elastis baja, Es = 200000 MPa

2.3 Preliminary Desain

Dalam memulai perancangan struktur langkah pertama yang harus dilakukan adalah *Preliminary design* bertujuan untuk menentukan dimensi minimum dengan pendekatan yang sederhana. Hasil dari *Preliminary design* ini nantinya akan disempurnakan melakukan analisis struktur yang mendalam.

Selama proses *Preliminary design,* dilakukan analisis unuk menetapkan ukuran balok, kolom, serta plat lantai dirancang untuk menahan berbagai jenis beban, termasuk berat sendiri sebagai beban mati yang dihasilkan oleh struktur

pelat tersebut, dan beban hidup yang mencakup manusia serta barang dalam bangunan. Analisis ini sangat penting untuk memastikan struktur dapat menahan beban yang diperkirakan secara aman dan efisien.

2.3.1 Prelyminary Desain Balok

Menurut SNI 2847:2019, balok yang tidak di sangga atau terhubung dengan struktur lain harus memiliki tinggi minimum tertentu. Hal ini penting untuk memenuhi syarat yang ditetapkan, mengingat adanya kemungkinan terjadinya lendutan yang signifikan. Berikut ini adalah tabel yang menunjukkan syarat tinggi minimum untuk balok non-prategang.

Tabel 2. 1 Tinggi minimum balok nonprategang

Kondisi perlekatan	Minimum h[1]
Perlekatan sederhana	$\ell/16$
Menerus satu sisi	$\ell/18{,}5$
Menerus dua sisi	$\ell/21$
Kantilever	$\ell/8$

Sesuai dengan SNI 2847:2019, pasal 18. 6. 2. 1, dimensi penampang Balok SRPMK harus memenuhi persyaratan yang telah ditentukan.

1. Panjang bentang bersih, ln, harus melebihi empat kali tinggi efektif, yang dapat dinyatakan dengan rumus sebagai berikut.

   Ln ≥ 4d dengan:

   Ln = Panjang bentang – Dimensi kolom

   D = tinggi balok – selimut beton - ~~Θ~~ Sengkang $\frac{diameter\ tulangan\ utama}{2}$
2. Lebar penampang (bw) harus mencapai minimal 0,3 kali tinggi, atau setidaknya 250 mm, sehingga dapat dinyatakan dengan rumus bw ≥ 0,3h atau 250 mm
3. Lebar (bw) suatu penampang tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah lebar kolom minimum, atau ¾ kali dimensi kolom dalam arah lentur. Berikut ini adalah perhitungan tinggi minimum balok untuk proyek ini. Panjang bentang = 6 m = 6000 mm. satu penampang tidak boleh lebih dari lebar kolom

pendukung ditambah lebar kolom minimum atau ¾ kali dimensi kolom dalam arah lentur.

Berikut di bawah ini adalah perhitungan tinggi minimum balok pada proyek ini:

1. Balok Induk

- Panjang bentang = 6 m = 6000 mm
- Kondisi perletakan menerus satu sisi, menggunakan rumus: h = $\frac{Ly}{18,5}$

  sehingga:
- h min1 = $\frac{6000}{18,5}$ = 324,32 mm
- hmin2 = $\frac{6000}{12}$ = 500 mm
- hpakai = 700 mm
- bmin1 = 0,3 h = 210 mm
- bmin2 = 250 mm
- bpakai = 400 mm

Merujuk kepada SNI 2847; 2019, tentang persyaratan yang harus di penuhi ialah:

a. Ln ≥ 4d dengan Ln merupakan Panjang bersih balok dan Adalah tinggi balok.

d = h balok – selimut - ϕ Sengkang - $\frac{\phi tul.utama}{2}$

= 700 – 40 – 13 – $\frac{22}{2}$

= 636 mm

4d = 4 x 636

= 2544 mm

Ln = Panjang bentang – dimensi kolom

= 6000 – 850

= 5150 mm

Ln ≥ 4d (OK)

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

bw = 400 mm

0,3 h = 0,3 x 700

= 210 mm

400 ≥ 0,3h atau 250 mm **(OK)**

Oleh karena itu dimensi balok 400 x 700 mm aman untuk digunakan.

Tabel 2. 2 Rekapitulasi hasil perhitungan *preliminary*

Keterangan	L (mm)	H pakai (mm)	B pakai (mm)
B1	6000	700	400
B2	6000	700	400
B3	6000	600	350
BA	6000	550	300
BB	3000	500	300
BT	3000	500	300

2.3.2 Preliminary Design Kolom

Dimensi kolom dalam perencanaan akan dirancang sesuai dengan pedoman yang tercamtum dalam Standar Nasional Indonesia (SNI 2847:2019). Ukuran kolom pada Gedung Pasar di Kabupaten Sumba Barat akan disesuaikan dengan jenis gaya yang mempengaruhi struktur tersebut. Dalam proses perancangan, analisis gaya-gaya yang memengaruhi kolom dilakukan untuk menentukan dimensi yang tepat sesuai dengan standar yang berlaku. Hal ini bertujuan untuk memastikan bahwa struktur yang dirancang memiliki kekuatan dan tingkat keamanan yang memadai sesuai dengan persyaratan teknis yang ditetapkan. Pada perhitungan estimasi dimensi kolom, digunakan rumus berikut:

$$Ag = \frac{Pu}{0{,}85\ x\ \phi\ x\ fc'}$$

Hasil estimasi dimensi dari perhitungan menggunakan rumus tersebut lalu disesuaikan kembali dengan syarat desain kolom SRPMK pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.

Untuk mengetahui dimensi minimum kolom, maka harus diketahui total beban yang harus ditopang oleh kolom. Ada tiga beban yang harus ditopang kolom yaitu beban plat lantai, beban balok, dan beban hidup.

Pelat Lantai

termasuk berat pelat

Luasan pelat, A = 36 m²

Beban mati, QD = 5,84694 kN/m²

Beban hidup, QL = 4,79 kN/ m²

Beban ultimit, Qu = 1,2QD + 1,6QL = 14,68033 kN/ m²

Beban aksial, Pu = Qu x A = 528,4918 kN

Jumlah tingkat = 5

termasuk berat pelat atap

Beban mati, QD = 4,52811 kN/ m²

Beban hidup, QL = 0,96 kN/ m²

Beban ultimit, Qu = 1,2QD + 1,6QL = 6,969732 kN/ m²

Beban aksial, Pu = 250,9104 kN

Estimasi luas bruto kolom

Beban aksial total, Pu kolom = 528,4918 x 5 + (250,9104 x 1) = 2893,369 kN

Luas penampang bruto, Ag $= \frac{Pu}{0{,}85\ x\ \phi\ x\ fc'}$

$= 174562{,}3\ \text{mm}^2$

Lebar = Panjang Kolom, B = H $= \sqrt{174562{,}3}$

= 417, 8065 mm

Lebar minimum, Bmin = Hmin = 300 mm (SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2)

Lebar kolom pakai, Bpakai = 850 mm

Tinggi kolom pakai, Hpakai = 950 mm

Rasio B/H > 0,4 $= \frac{850}{950}$

$= 0{,}89$ **OK**

Tabel 2. 3 Rekapitulasi hasil perhitungan *preliminary* kolom

Kode kolom	**Keterangan**	**Bpakai (mm)**	**Hpakai (mm)**
K1	Lt 1 – 2	850	950
K2	Lt 3 – 5	750	850
K3/KT	Kolom Tangga dan Lt atap	600	600

2.3.3 Preliminary Design Plat Lantai

Berdasarkan SNI 2847-2019, pelat lantai diklasifikasikkan menjadi 2 yakni: pelat satu arah dan dua arah. Pelat satu arah merupakan jenis pelat yang ditopang pada dua sisi saja. Pelat ini memiliki rasio panjang bentang terhadap lebar bentang yang lebih besar dari $(\frac{Ly}{Lx} \geq 2)$. .

Ly = 6

Lx = 3

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{6}{3}$

$= 2$

Nilai $\frac{Ly}{Lx} \geq 2$, maka plat yang dirancang berdasarkan distribusi beban satu arah (plat satu arah).

Asumsi tebal plat(hf) = 130 mm.

2.4 Pemeriksaan Ketidakberaturan Struktur

Pemeriksaan ketidakberaturan struktur merupakan salah satu tahapan krusial dalam perencanaan bangunan gedung, terutama untuk menjamin kinerja struktur terhadap pengaruh beban gempa sesuai dengan standar yang berlaku di

Indonesia. Adanya ketidakberaturan pada struktur dapat mengakibatkan distribusi gaya dalam menjadi tidak merata, sehingga meningkatkan potensi terjadinya kerusakan saat gempa. Oleh karena itu, identifikasi terhadap ketidakberaturan struktur perlu dilakukan secara menyeluruh, baik pada arah horizontal maupun vertikal.

Mengacu pada ketentuan SNI 1726:2019, ketidakberaturan struktur diklasifikasikan menjadi dua kategori utama, yaitu ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal.

2.4.1 Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan horizontal adalah kondisi di mana terdapat ketidakteraturan pada distribusi massa, kekakuan, atau geometri struktur dalam arah denah bangunan. Ketidakberaturan ini dapat menyebabkan respons struktur terhadap beban gempa menjadi tidak merata, terutama dalam hal distribusi gaya dan simpangan antar bagian bangunan.

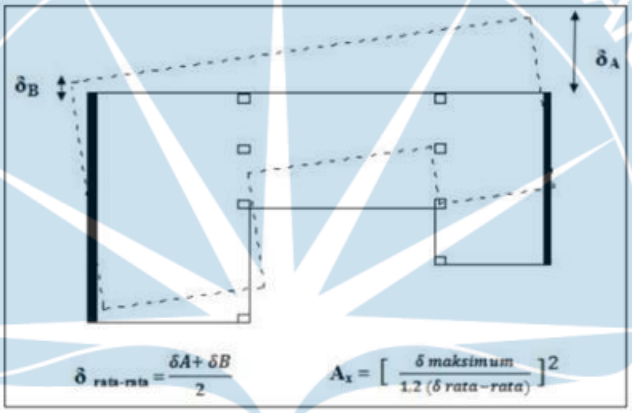
Tabel 2. 4 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

	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

Berdasarkan SNI 1726:2019, beberapa bentuk ketidakberaturan horizontal yang umum terjadi meliputi:

1. Ketidakberaturan Torsi

Pada Gedung pasar , torsi 1adan 1b tidak mengalami ketidakberaturan, karna nilai maksimum dari pergeseran cerita (story drift) lebih kecil dari pada 1,2.



Gambar 2. 1 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b

Tabel 2. 5 Hasil ketidakberaturan Torsi

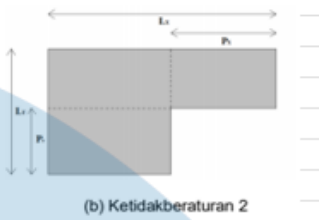
Ketidakberaturan Torsi												
Lantai	Arah X						Arah Y					
	Δ_A	Δ_B	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	Δ_A	Δ_B	Δ_{max}	Δ_{avg}	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
6	11.117	10.486	11.117	10.8015	1.0292089	OK	12.308	11.206	12.308	11.757	1.046866	OK
5	13.787	12.881	13.787	13.334	1.0339733	OK	15.269	13.708	15.269	14.489	1.05387	OK
4	15.787	14.732	15.787	15.2595	1.0345686	OK	17.486	15.669	17.486	16.578	1.054803	OK
3	15.855	14.772	15.855	15.3135	1.035361	OK	18.249	16.417	18.249	17.333	1.052847	OK
2	13.987	13.024	13.987	13.5055	1.0356521	OK	16.316	14.739	16.316	15.528	1.050781	OK
1	6.831	6.365	6.831	6.598	1.0353137	OK	8.052	7.322	8.052	7.687	1.047483	OK

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Pada Gedung pasar di sumba barat tidak termasuk ketidakberaturan sudut dalam karena bentuk bangunannya persegi Panjang dan tidak memiliki sudut.

Tabel 2. 6 Ketidakberaturan sudut dalam

Ketidakberaturan Sudut Dalam		
Lx	42	m
Px	6	m
Ly	48	m
Py	6	m
Px/Lx	0.1429	
Py/Ly	0.1250	
Cek	OK	



(b) Ketidakberaturan 2

3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Pada Gedung Pasar di Kabupaten Sumba Barat tidak termasuk ketidakberaturan pada diskontinutas diafragma disebabkan oleh tidak adanya bukaan yang mencakup 50% area diafragma bruto yang tertutup.

Tabel 2. 7 Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma		
Syarat 1		
A_{total}	126	m^2
A_{bukaan}	36	m^2
Cek	OK	



(c) Ketidakberaturan 3

4. Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang

Digedung Pasar di Kabupaten Sumba Barat, tidak terdapat ketidakberaturan yang disebabkan oleh pergeseran tegak lurus terhadap bidang, karena semua kolom terpasang secara terus menerus dari bawah hingga atas.

5. Ketidakberaturan system nonparallel

Pada Gedung Pasar di Kabupaten Sumba Barat tidak termasuk ketidakberaturan system nonparallel karena kolom dan balok tegak lurus dengan sumbu x dan y.

2.4.2 Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal adalah kondisi di mana terjadi perubahan karakteristik struktur secara signifikan sepanjang tinggi bangunan. Perubahan ini dapat berupa perbedaan kekakuan, kekuatan, massa, atau geometri antar lantai, yang dapat mempengaruhi distribusi gaya gempa dan respons struktur secara

keseluruhan. Ketidakberaturan vertikal berpotensi menimbulkan konsentrasi gaya pada lantai tertentu sehingga meningkatkan risiko kerusakan atau bahkan kegagalan struktur.

Tabel 2. 8 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

Berdasarkan SNI 1726:2019, beberapa jenis ketidakberaturan vertikal antara lain:

1. **Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak**

Pada Gedung pasar tidak termasuk ketidakberaturan kekakuan Tingkat lateral karena tidak terdapat suatu Tingkat dengan kekakuan lateral yang kurang dari 70%, kekakuan lateral Tingkat diatasnya.

Tabel 2. 9 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan kN/m	Cek	Kekakuan kN/m	Cek
6	410844.629		395862.807	
5	665291.275	OK	664627.929	OK
4	847842.731	OK	828837.473	OK
3	1041389.164	OK	961387.264	OK
2	1273457.325	OK	1185931.839	OK
1	2699117.41	OK	2431476.91	OK



(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

2. Ketidakberaturan berat (massa)

Pada gedung Pasar di Kabupaten Sumba Barat tidak termasuk Ketidakberaturan berat terjadi ketika massa efektif berada pada tingkat yang lebih dari 150% massa efektif di sekitarnya.

Tabel 2. 10 Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakberaturan Berat (Massa)		
Lantai	Massa	Cek
	KN	
6	20011.92775	OK
5	27777.60556	OK
4	28823.37883	OK
3	29273.11671	OK
2	29802.05377	OK
1	30124.15168	OK

3. Ketidakberaturan geometri Vertical

Pada gedung Pasar di Kabupaten Sumba Barat tidak termasuk ketidakberaturan berat karena bentangnya sama 6000 mm.

Tabel 2. 11 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan Geometri Vertikal		
Lantai	L	Cek
	mm	
6	6000	OK
5	6000	OK
4	6000	OK
3	6000	OK
2	6000	OK
1	6000	OK

4. Diskoituitas Arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya Lateral vertical

Pada gedung pasar tidak ditemukan diskontinuitas arah bidang yang mengakibatkan ketidakberaturan pada elemen penahan gaya lateral vertikal. Hal ini disebabkan oleh adanya kolom yang terhubung secara terus-menerus dari dasar hingga puncak bangunan.

5. Diskoitunuitas dalam ketidakberaturan kekuatan lateral Tingkat

Pada gedung pasar di Kabupaten Sumba Barat, tidak terdapat diskontinuitas dalam ketidakberaturan kekuatan lateral tingkat. Hal ini disebabkan oleh gaya

yang diterima oleh tingkat bawah lebih besar dibandingkan dengan tingkat di atas.

Tabel 2. 12 Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

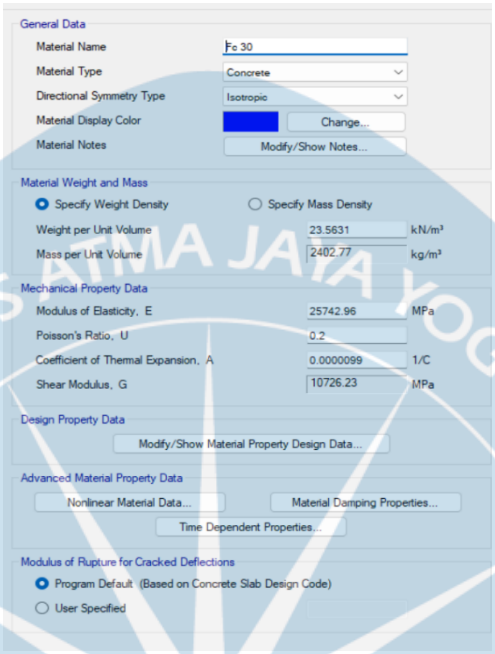
Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan kN	Cek	Kekuatan kN	Cek
6	3047.6536	OK	3047.6536	OK
5	6373.1812	OK	6373.1812	OK
4	8943.5748	OK	8943.5748	OK
3	10729.3127	OK	10729.3127	OK
2	11793.8797	OK	11793.8797	OK
1	12224.9159	OK	12224.9159	OK

2.5 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur berdasarkan SNI (khususnya SNI 1726:2019 untuk gempa dan SNI 2847:2019 untuk beton) wajib merepresentasikan perilaku aktual gedung, meliputi geometri, kekakuan, massa, dan sistem pemikul gempa (seperti SRPMK). Pemodelan menggunakan software (ETABS) harus mencakup kombinasi beban, ketidakberaturan struktur, dan interaksi tanah-struktur.

2.5.1 Definisi Material

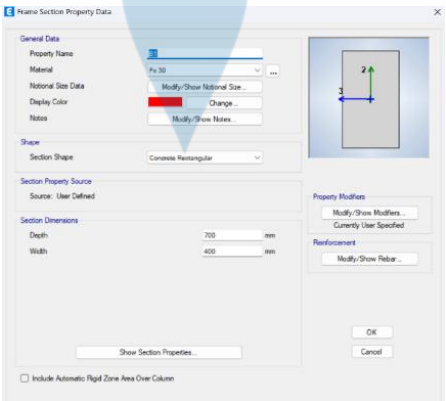
Material adalah bahan baku, unsur, atau zat yang digunakan untuk membuat atau membentuk suatu produk, struktur, atau barang jadi. Material mencakup bahan mentah alami (kayu, logam, batu) maupun buatan (plastik, beton) yang diolah melalui proses produksi. Dalam konteks industri dan konstruksi, material menentukan kualitas, kekuatan, dan fungsionalitas produk akhir .



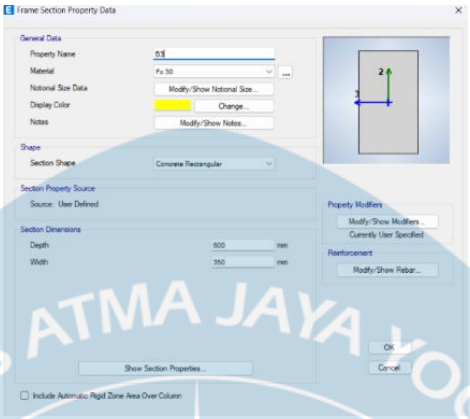
Gambar 2. 2 Data Material

2.5.2 Definisi Profil Balok dan Kolom

Definisi profil balok dan kolom menurut Standar Nasional Indonesia (SNI), khususnya **SNI 1729:2020** (Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural) dan **SNI 2847:2019** (Persyaratan Beton Struktural), didasarkan pada orientasi elemen, beban yang dipikul, dan perilaku mekanisnya dalam struktur portal.



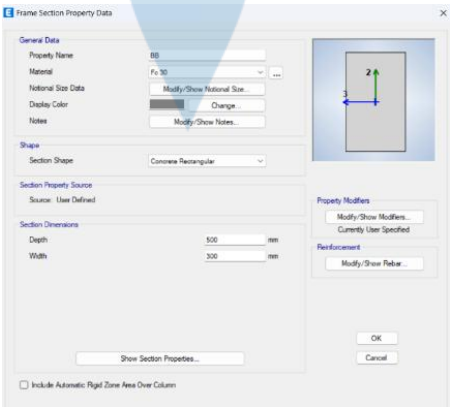
Gambar 2. 3 Balok B1



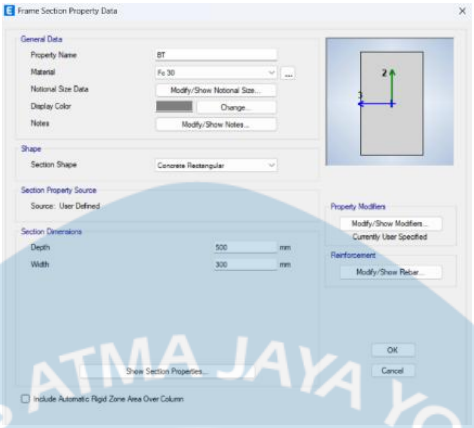
Gambar 2. 4 Balok B3



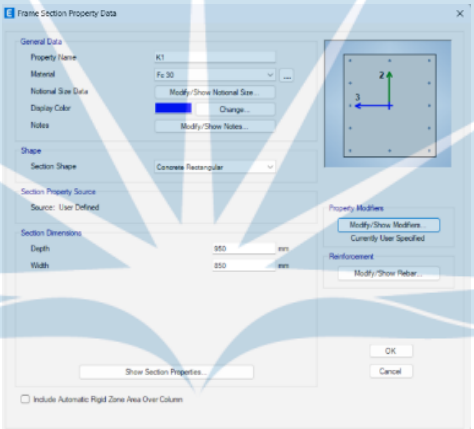
Gambar 2. 5 Balok Anak



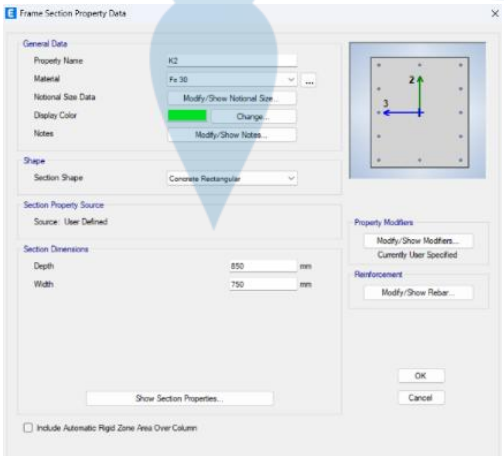
Gambar 2. 6 Balok Bordes



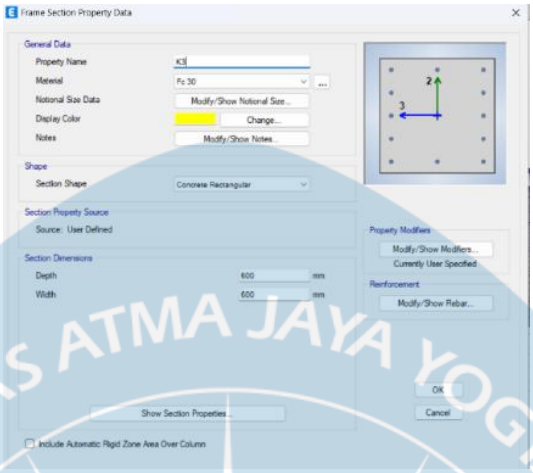
Gambar 2. 7 Balok Tangga



Gambar 2. 8 Kolom K1



Gambar 2. 9 Kolom K2



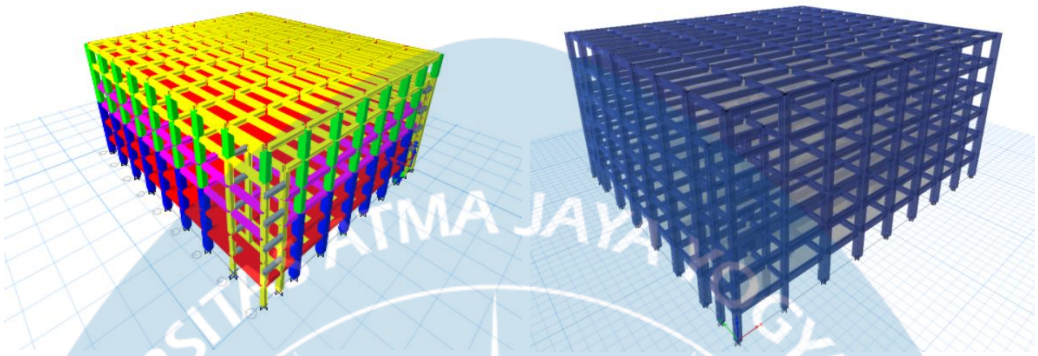
Gambar 2. 10 Kolom K3



Gambar 2. 11 Kolom Tangga

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

2.5.3 Hasil Pemodelan Struktur



Gambar 2. 12 Hasil Pemodelan Struktur

2.6 Pembebanan Gedung

Pembebanan gedung adalah proses penentuan semua jenis beban yang bekerja pada suatu bangunan sebagai dasar dalam perencanaan struktur. Beban ini harus diperhitungkan agar bangunan mampu berdiri dengan aman dan stabil. Secara umum, beban pada gedung meliputi:

- Beban mati, yaitu berat sendiri struktur dan elemen permanen seperti dinding dan lantai.
- Beban hidup, yaitu beban akibat aktivitas pengguna, seperti manusia, barang, dan peralatan.
- Beban lateral, seperti beban gempa dan angin yang bekerja secara horizontal.

Perhitungan pembebanan mengacu pada standar yang berlaku, sehingga struktur yang dirancang mampu menahan semua beban yang bekerja tanpa mengalami kerusakan atau kegagalan.

2.6.1 Beban Gempa

Penentuan beban gempa dilakukan berdasarkan ketentuan dalam SNI 1726; 2019 yang mengatur. Kategori risiko untuk bangunan Gedung dan non Gedung. Berikut adalah tahapan dalam menghitung beban gempa rencana.

1. Menentukan Kategori Risiko Bangunan (I-IV)

Tabel 2. 13 Tabel kategori resiko Gedung dan Nongedung untuk beban gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

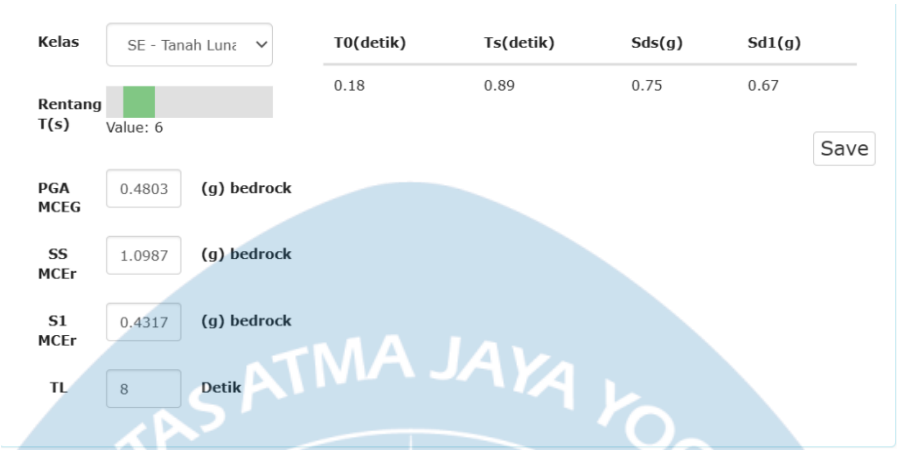
2. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa

Tabel 2. 14 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

3. Menentukan Parameter Percepatan Tanah (Ss dan S1)

Parameter Ss dan S1 digunakan untuk menghitung respons spectral percepatan gempa sesuai data yang diterbitkan oleh kementrian PUPR. Dengan Lokasi di Sumba Barat, nilai yang digunakan adalah Ss = 1,0987 g dan S1 = 0,4317 g.



Gambar 2. 13 Gambar Nilai Ss dan S1 RSA Cipta karya

4. Menentukan Klasifikasi Situs (SA-SF)

Berdasarkan SNI 1726; 2019, klasifikasi situs dibagi menjadi enam kategori, yaitu SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), dan SF (tanah Khusus). Pada perancangan ini, digunakan kelas situs tanah lunak (SE).

Tabel 2. 15 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	*50 sampai100*
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< *50*
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	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 $\bar{s}_u < 50$kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

5. Menentukan Koefisien Situs (Fa dan Fv)

Penentuan nilai koefisien situs (Fa dan Fv) dilihat pada tabel

Tabel 2. 16 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					
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s = 1{,}25$	$S_s \geq 1{,}5$
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			

Tabel 2. 17 Tabel Fv

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

Dari tabel diperoleh nilai Fa = 1,0210 dan untuk nilai Fv = 2,3366. Nilai ini sangat penting karena akan digunakan untuk menghitung dua nilai lain yang disebut SMS dan SM1 (pers 7 dan 8 SNI 1726:2019)

SM1 = Fv x S1 = 2,3366 x 0,4317 = 1,008 g

SMS = Fa x Ss = 1,0210 x 1,0987 = 1,121 g

6. Menghitung Parameter Percepatan Desain (SDS dan SD1)

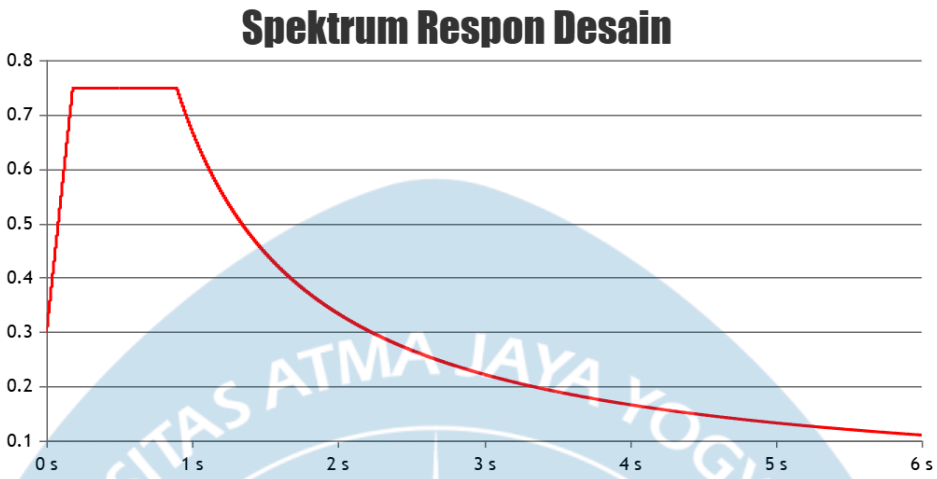
Nilai SMS dan SM1 telah dihitung, selanjutnya nilai yang telah di dapatkan dipakai untuk menentukan nilai SDS dan SD1 dihitung dengan menggunakan persamaan berikut (pers 9 dan 10 SNI 1726:2019):

SD1 = 2/3 x SM1 = 2/3 x 1,008 = 0,672 g

SDS = 2/3 x SMS = 2/3 x 1,121 = 0,747 g

7. Kurva Respons Spektrum

Berdasarkan parameter yang telah ditentukan, maka dapat ditentukan seperti berikut ini:



Gambar 2. 14 Kurva Resoins Spektrum

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

Kategori desain seismic ini dapat ditemukan dalam Tabel dan Tabel yang mengacu pada hubungan antara SDS dan SD1 dengan KDS.

Tabel 2. 18 Nilai KDS Berdasarkan SDS

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
S_{DS}<0,167	A	A
0,167≤ S_{DS}<0,33	B	C
0,33≤ S_{DS}<0,50	C	D
0,50< S_{DS}	D	D

Tabel 2. 19 Nilai KDS Berdasarkan SD1

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
S_{D1}<0,167	A	A
0,067≤ S_{D1}<0,133	B	C
0,133≤ S_{D1}<0,20	C	D
0,20< S_{D1}	D	D

Berdasarkan Tabel kategori desain seismic (KDS) yang diperoleh adalah D.

9. Menentukan Sistem dan Parameter Struktur (R, Cd, Ω0)

Sistem struktur yang digunakan untuk menahan gaya gempa pada bangunan pasar adalah SRPMK, yang menghasilkan parameter struktur sebagai berikut:

R = 8, Cd = 5,5, dan Ω0 = 3.

Tabel 2. 20 Nilai Parameter Struktur

Sistem penahan beban lateral		R	C_d	Ω_0	Kategori desain seismik					
					A	B	C	D	E	F
Sistem rangka gedung	Dinding geser beton biasa	5	2,5	4,5	TB	TB	TB	X	X	X
	Dinding geser beton khusus	6	2,5	5	TB	TB	TB	18	18	30
Sistem rangka pemikul momen	Sistem rangka pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TB	X	X	X	X
	Sistem rangka pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TB	X	X	X
	Sistem rangka pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB	TB

10. Menentukan Periode Fundamental Alami Struktur (T)

Periode fundamental alami dari suatu struktur menentukan nilai koefisien respons seismic (Cs), yang kemudian mempengaruhi nilai gaya geser dasar seismic (VELF). Apabila periode struktur yang lebih akurat (Tc) tidak tersedia, periode yang digunakan dapat disarankan berdasarkan nilai Ta.

Periode fundamental yang di hitung secara pendekatan (Ta) diperoleh melalui rumus: Ta = Ct. h^x, dengan h merujuk pada tinggi struktur dalam satuan meter. Nilai koefisien Ct dan x masing-masing ditentukan sesuai dengan referensi yang terdapat dalam tabel.

Tabel 2. 21 Nilai Ct dan x berdasarkan tipe struktur

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Nilai koefisien untuk batas atas periode struktur yang dihitung (Cu)ditetapkanberdasarkan Tabel.

Tabel 2. 22 Koefisien Cu

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Dalam perencanaan ini, tipe struktur yang digunakan adalah rangka pemikul momen khusus, sehingga diperoleh nilai Ct = 0,0466 dan x = 0,9 berdasarkan Tabel. Dengan nilai SD1 = 0,6725 g koefisien Cu dihitung sebesar 1,4. Dari perhitungan, nilai Ta diperoleh sebesar 0,8139 detik. Sementara itu, periode T comp yang dihasilkan dari ouput ETABS adalah 1,247 detik dan periode maksimum Tmaks = Cu x Ta = 1,139 detik. Oleh karena itu, periode struktur yang digunakan dalam analisis beban gempa dengan metode prosedur ELT adalah Tmaks = 1,139 detik.

11. Menentukan Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismic (Cs) dihitung menggunakan persamaan berikut:

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

Nilai Cs yangdiperoleh berdasarkan persamaan di atas tidak perlu melebihi nilai Cs yang dihitung dengan persamaan berikut:

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

Namun nilai Cs tidak boleh kurang dari nilai Cs yang dihitung menggunakan persamaan berikut:

Cs = 0,044 SDS Ie ≥ 0,01

Untuk struktur yang berada di Lokasi dengan S1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6 g, maka Cs harus tidak kurang dari:

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

Pada pekerjaan ini, hasil perhitungan koefisien respons seismic (Cs) didapatkan hasil sebagai berikut:

Tabel 2. 23 Hasil perhitungan nilai Cs

Rumus	Hasil Perhitungan
Cs = SDS / (R / Ie)	0,0935
Cs = SD1 / (T x (R / Ie)	0,0691
Cs = SD1 TL/ T2 (R / Ie)	0,0674
Cs = 0,044 SDS Ie ≥ 0,01	0,0329
Cs = 0,5 S1 / (R / Ie)	0,0270

Maka digunakan nilai Cs max arah x adalah 0,0691 dan Cs max arah y adalah 0,0674

12. Gaya Geser Dasar

Vx = Cs x W

= 0,0691 x 166897

= 11527,70 kN

Vy = Cs max y x W

= 0,0674 x 166897

= 11250,37 kN

Beban Gempa Metode statik Ekivalen

(K) = 0,5 T + 0,75

= 0,5 x 0,5 + 0,75

= 1,16

13. Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Tabel 2. 24 Distribusi Gaya Gempa Seismik Arah X

DISTRIBUSI VERTIKAL GAYA SEISMIK

Eksponen terkait periode struktur	kx	1.4
	ky	1.4

Arah X

Lantai	W (kg)	W (kN)	h(m)	h^k	W*hi^k	Cvi	F (kN)	V (kN)
6	1667668.77	16359.83063	24	75	1226862.17	0.211480863	2437.888942	2437.88894
5	2923612.28	28680.63647	20	59	1678951.048	0.289409867	3336.231481	5774.12042
4	3038583.92	29808.50826	16	43	1288656.709	0.222132722	2560.680423	8334.80085
3	3084428.76	30258.24614	12	29	884935.2076	0.152541065	1758.448349	10093.2492
2	3128274.06	30688.36853	8	17	517394.1907	0.089186033	1028.110253	11121.3594
1	3170367.06	31101.30086	4	7	204492.3438	0.035249451	406.345257	**11527.7047**
	17012934.85	**166896.8909**			**5801291.668**		**11527.70471**	

Tabel 2. 25 Distribusi Gaya Gempa Seismik Arah Y

Arah Y								
Lantai	W (kg)	W (kN)	h(m)	h^k	W*hi^k	Cvi	F (kN)	V (kN)
6	1667668.77	16359.83063	24	75	1226862.17	0.211480863	2379.238847	2379.23885
5	2923612.28	28680.63647	20	59	1678951.048	0.289409867	3255.969296	5635.20814
4	3038583.92	29808.50826	16	43	1288656.709	0.222132722	2499.076243	8134.28439
3	3084428.76	30258.24614	12	29	884935.2076	0.152541065	1716.144058	9850.42844
2	3128274.06	30688.36853	8	17	517394.1907	0.089186033	1003.376246	10853.8047
1	3170367.06	31101.30086	4	7	204492.3438	0.035249451	396.569509	**11250.3742**
	17012934.85	**166896.8909**			**5801291.668**		**11250.3742**	

2.6.2 Analisis Gempa (SNI 1726-2019)

1. Input data percepatan Gempa

- Spektral Percepatan Periode Pendek, Ss = 1,0987 g
- Spektral Percepatan Periode 1 Detik, S1 = 0,4317 g
- Koefisien Situs, Fa = 1,0210
- Koefisien Situs, Fv = 2,3366
- Percepatan Desain Periode Pendek, SDS = 2/3 x Fa x Ss
  = 2/3 x 1,0210 x 2,3366
  = 0,7479 g
- Percepatan Desain Periode 1 Detik, SD1
  = 2/3 x Fv x S1
  = 2/3 x 2,3366 x 0,4317
  = 0,6725 g

To = 0,2 x SD1/SDS
= 0,2 x 0,6725/0,7479
= 0,1798 detik

Ts = SD1/SDS
= 0,6725/0,7479
= 0,8992 detik

2. Input Parameter Gempa

- Faktor Keutamaan Gempa, Ie = 1,00
- Koefisien Modifikasi Respons, R = 8
- Faktor Kuat Lebih Sistem, Ω0 = 3
- Faktor Pembesaran Defleksi, Cd = 5,5

3. Periode Struktur

- Percepatan Desain Periode 1 Detik, SD1 = 0,6725 g
- Koefisien untuk Batas Periode, Cu = 1,4
- Parameter Periode Pendekatan, Ct = 0,0466
- Parameter Periode Pendekatan, x = 0,9
- Tinggi Bangunan (Seismik),h = 24 m
- Periode Fundamental Pendekatan,Ta = $Ct \; x \; h^x$
  = $0{,}0466 \; x \; 24^x$
  = 0,8139 detik
- Periode Maksimum, Tmax = Cu x Ta
  = 1,4 x 0,8139
  = 1,139 detik
- Periode Hasil Analisis Arah X, Tc,X = 1,195 detik
- Periode Hasil Analisis Arah Y, Tc,Y = 1,242 detik
- Periode Pakai Arah X, Tx = 1,139 detik
- Periode Pakai Arah Y, Tx = 1,139 detik

4. Bentuk dan Jumlah Ragam

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	Modal	1	1.247	0.0001	0.7273	0	0.0001	0.7273	0	0.2584	2.808E-05	0.0305	0.2584	2.808E-05	0.0305
	Modal	2	1.217	0.7488	0.0001	0	0.7488	0.7274	0	3.169E-05	0.2783	1.575E-06	0.2584	0.2784	0.0305
▸	Modal	3	1.117	1.101E-05	0.0308	0	0.7489	0.7582	0	0.0101	9.598E-06	0.7265	0.2685	0.2784	0.757
	Modal	4	0.393	4.429E-05	0.1229	0	0.7489	0.8811	0	0.426	0.0001	0.0021	0.6945	0.2785	0.7591
	Modal	5	0.391	0.1229	4.66E-05	0	0.8718	0.8811	0	0.0002	0.3991	1.565E-06	0.6947	0.6776	0.7591
	Modal	6	0.36	3.871E-06	0.0021	0	0.8718	0.8832	0	0.0076	1.16E-05	0.1205	0.7024	0.6777	0.8796
	Modal	7	0.194	0.0628	0.0002	0	0.9346	0.8834	0	0.0004	0.1341	2.01E-05	0.7027	0.8118	0.8796
	Modal	8	0.194	0.0002	0.0603	0	0.9348	0.9437	0	0.1336	0.0004	5.676E-06	0.8363	0.8122	0.8796
	Modal	9	0.181	1.488E-05	8.22E-06	0	0.9348	0.9437	0	6.675E-06	2.964E-05	0.061	0.8363	0.8122	0.9406
	Modal	10	0.116	0.034	9.251E-06	0	0.9688	0.9437	0	2.7E-05	0.0991	2.641E-05	0.8363	0.9113	0.9406
	Modal	11	0.115	1.394E-05	0.0314	0	0.9688	0.9751	0	0.092	4.06E-05	0.0005	0.9284	0.9113	0.9412
	Modal	12	0.109	1.792E-05	0.0005	0	0.9688	0.9756	0	0.0016	0.0001	0.0321	0.93	0.9114	0.9733

Gambar 2. 15 Bentuk dan Jumlah Ragam

5. Gaya Geser Dasar Seismik

- Koefisien Respons Seismik, Cs = SDS / $\frac{R}{Ie}$
  = 0,7479/$\frac{8}{1.00}$
  = 0,00935

- Batas Atas, Cs,max x $= \frac{SD1}{[T\ X\ (\frac{R}{Ie})}$

  $= \frac{0,6725}{[1,139\ X\ (\frac{8}{1.00})}$

  = 0,0738
- Batas Atas, Cs,max y $= \frac{SD1}{[T\ X\ (\frac{R}{Ie})}$

  $= \frac{0,6725}{[1,139X\ (\frac{8}{1.00})}$

  = 0,0738
- Batas Bawah, Cs, min,1 = 0.044 SDS Ie >= 0.01

  = 0,0329
- Batas Bawah (dipakai jika S1 >= 0,6 g) ,Cs, min,2

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

  = 0,5 x 0,4317/$\frac{8}{1.00}$

  = 0,0270
- Koefisien Respons Seismik Pakai Cs,pakai,X = 0,0738
- Koefisien Respons Seismik Pakai Cs,pakai,Y = 0,0738

Tabel 2. 26 Berat Seismik Efektif, W

Mass by story				
Lantai atap	1667668.8	kg	1635983.063	kN
Lantai 5	2923612.3	kg	2868063.647	kN
Lantai 4	3038583.9	kg	2980850.826	kN
Lantai 3	3084428.8	kg	3025824.614	kN
Lantai 2	3128274.1	kg	3068836.853	kN
Lantai 1	3170367.1	kg	3110130.086	kN
	17012935	kg	16689689.09	kN

W = (1667668,8 + 2923612,3 + 3038583,9 + 3084428,8 + 3128274,1 + 3170367,1) x $\frac{9,81}{1000}$ = 166897 kN

6. Penskalaan gaya

- Gaya Geser Statik (Manual), V = Cs x W
- Vx = Cs x W = 0,0738 x 166897 = 12312,02 kN

- Vy = Cs x W = 0,0674 x 166897 = 12312,02 kN

Gaya Geser Statik (ETABS)

- Vx = 12304,88 kN
- Vy = 12304,88 kN
- Faktor Skala Awal, SF $= \frac{g}{\frac{R}{I}}$

  $= \frac{9{,}80665}{\frac{8}{1.00}}$

  = 1,226 m/s2
- Gaya Geser Respon Spektra Unscaled Vi,X = 8939,8784 kN
- Gaya Geser Respon Spektra Unscaled Vi,Y = 8700,1833 kN
- Penskalaan Gaya Gempa, fx = 1,377
- Penskalaan Gaya Gempa, fy = 1,415
- Faktor Skala Baru, SF x = SF x fx

  = 1,226 x 1,377

  = 1688,22 mm/s²
- Faktor Skala Baru, SF y = SF x fy

  = 1,226 x 1,415

  = 1734,73 mm/s²

7. Penskalaan Simpangan

- Koefisien Respons Seismik, Cs = 0,5 x S1/$\frac{R}{Ie}$

  = 0,5 x 0,4317/$\frac{8}{1.00}$

  = 0,0270
- Gaya Geser Statik (Simpangan),V = Cs x W

  = 0,0270 x 165812

  = 4503,09 kN
- Faktor Skala Awal, SF = 1225,83 mm/s2
- Gaya Geser Respon Spektra Unscaled, Vi,x = 8939,878 kN
- Gaya Geser Respon Spektra Unscaled, Vi,y = 8700,183 kN
- Penskalaan Simpangan, fX = 1.000
- Penskalaan Simpangan, fY = 1.000

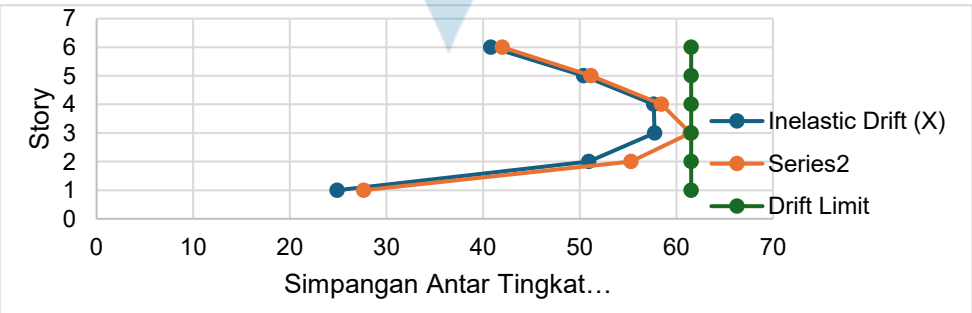
- Faktor Skala Baru, SFx = SF x FX
  = 1225,83 x 1.000
  = 1225,83 mm/s2
- Faktor Skala Baru, SFy = SF x FY
  = 1225,83 x 1.000
  = 1225,83 mm/s2

8. Simpangan Antar tingkat

Tabel 2. 27 Simpangan Antar Tingkat Izin

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

- Simpangan Antar Tingkat izin (Tabel) = 0,02 h
- Faktor Redundansi = 1,3
- Story Drift inelastic izin = Δ / ρ
  = 0,02 / 1,3
  = 0,0154 h
- Faktor Pembesaran Defleksi = 5,5
- Faktor Keutamaan Gempa = 1,00
- Story Drift inelastic = δ * Cd / Ie



Gambar 2. 16 Simpangan Antar Tingkat

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe x (mm)	δe y (mm)	δe x (mm)	δe y (mm)	(mm)	Δ x (mm)	Δ y (mm)	(mm)	
6	51.355	53.822	7.416	7.634	4000	40.788	41.987	61.538	OK
5	43.939	46.188	9.164	9.302	4000	50.402	51.161	61.538	OK
4	34.775	36.886	10.485	10.628	4000	57.668	58.454	61.538	OK
3	24.29	26.258	10.500	11.173	4000	57.750	61.452	61.538	OK
2	13.79	15.085	9.261	10.058	4000	50.936	55.319	61.538	OK
1	4.529	5.027	4.529	5.027	4000	24.910	27.649	61.538	OK

Gambar 2. 17 Hasil Perhitungan Simpangan antar Tingkat

2.6.3 Kombinasi Beban

Kombinasi beban ultimit ditentukan berdasarkan ketentuan dalam pasal 4.2.2 SNI 1726:2019 mengenai Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan Gedung, dengan rincian sebagai berikut:

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

Apabila pengaruh beban seismic, yang dinyatakan sebagai E = f (Ev,Eh) E = f (E_v,E_h), digabungkan dengan pengaruh beban lainnya, maka kombinasi beban seismic yang harus diterapkan adalah

1. 1,2D + Ev + Eh + L
2. 0,9D – 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:

- 1,2 D + 1,0 E + L

Menjadi:

- (1,2 + 0,2 SDS) D + ρ Q_{E+L}

Kombinasi

- 0,9 D + 1,0 E

Menjadi:

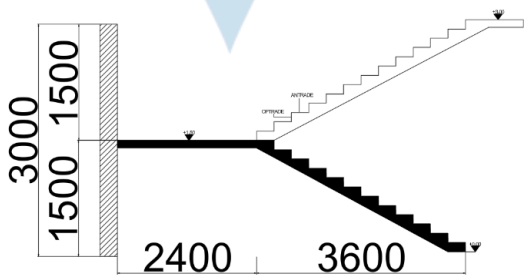
- (0,9 – 0,2 SDS) D + ρ Q_E

Tabel 2. 28 Tabel Kombinasi Beban

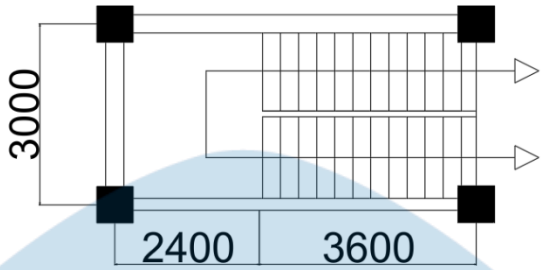
Kombinasi Beban	DL	SIDL	LL	Ex+	Ey+	Ex-	Ey-
1	1.4000	1.4					
2	1.2000	1.2	1.6				
3	1.3495	1.3	0.5	1.3	0.4		
4	1.3495	1.3	0.5	1.3	-0.4		
5	1.3495	1.3	0.5	-1.3	0.4		
6	1.3495	1.3	0.5	-1.3	-0.4		
7	1.3495	1.3	0.5	0.4	1.3		
8	1.3495	1.3	0.5	-0.4	1.3		
9	1.3495	1.3	0.5	0.4	-1.3		
10	1.3495	1.3	0.5	-0.4	-1.3		
11	0.7505	0.8		1.3	0.4		
12	0.7505	0.8		1.3	-0.4		
13	0.7505	0.8		-1.3	0.4		
14	0.7505	0.8		-1.3	-0.4		
15	0.7505	0.8		0.4	1.3		
16	0.7505	0.8		-0.4	1.3		
17	0.7505	0.8		0.4	-1.3		
18	0.7505	0.8		-0.4	-1.3		
19	1.3495	1.3	0.5			1.3	0.4
20	1.3495	1.3	0.5			1.3	-0.4
21	1.3495	1.3	0.5			-1.3	0.4
22	1.3495	1.3	0.5			-1.3	-0.4
23	1.3495	1.3	0.5			0.4	1.3
24	1.3495	1.3	0.5			-0.4	1.3
25	1.3495	1.3	0.5			0.4	-1.3
26	1.3495	1.3	0.5			-0.4	-1.3
27	0.7505	0.8				1.3	0.4
28	0.7505	0.8				1.3	-0.4
29	0.7505	0.8				-1.3	0.4
30	0.7505	0.8				-1.3	-0.4
31	0.7505	0.8				0.4	1.3
32	0.7505	0.8				-0.4	1.3
33	0.7505	0.8				0.4	-1.3
34	0.7505	0.8				-0.4	-1.3
Envelope							

2.7 Perancangan Tangga

Perancangan tangga adalah proses penentuan bentuk geometris, dimensi, serta perhitungan kekuatan struktur anak tangga, bordes, dan komponen penopang (seperti balok tangga), agar aman, nyaman, dan sesuai dengan ketentuan teknis serta standar yang berlaku seperti SNI 2847:2019.



Gambar 2. 18 Ilustrasi Opretede dan Antrede pada tangga



Gambar 2. 19 Ilustrasi Denah Tangga

- Lebar Tangga = 3600 mm
- Panjang Tangga = 6000 mm
- Tinggi antar lantai = 3 m
- Tinggi Optrade = 167 mm
- Lebar Antrade = 300 cm
- Jumlah Anak tangga = 24 anak tangga
- Lebar Bordes = 6000 - 3600 = 2400 mm
- Tebal plat tangga = 150 cm
- d efektif = 120,5 mm

Analisis pembebanan pelat

Beban Mati Tangga :

- Anak Tangga = 2400 x 0,08/1000 x 9,81 = 1,884 kN/m2
- Keramik = 17/1000 x 9,81 = 0,167 kN/m2
- Spesi 3 cm = 2100 x 0,03/1000 x 9,81 = 0,618 kN/m2
- Pasir 5 cm = 1600 x 0,05/1000 x 9,81 = 0,785 m2
- Railing = 0,89 kN/m2
- Total QDL = 4,343 kN/m2

Beban Hidup

- Beban hidup tangga = 4,79 kN/m2
- Total QLL = 4,79 kN/m2

Beban Mati Pelat Bordes:

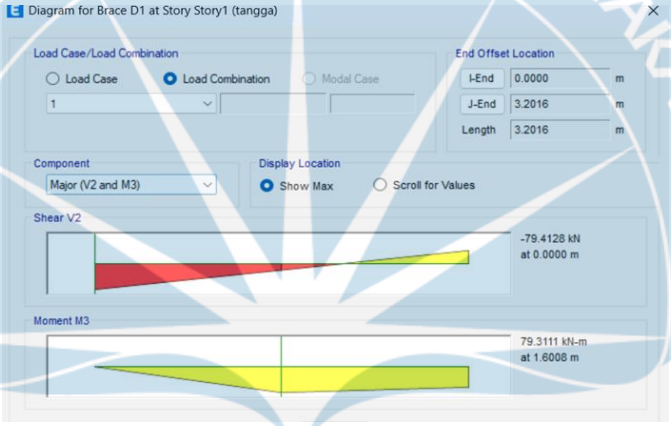
- Keramik = 17/1000 x 9,81 = 0,167 kN/m2
- Spesi 3 cm = 2100 x 0,03/1000 x 9,81 = 0,618 kN/m2

- Pasir 5 cm = 1600 x 0,05/1000 x 9,81 = 0,785 kN/m2
- Total QDL = 1,57 kN/m2

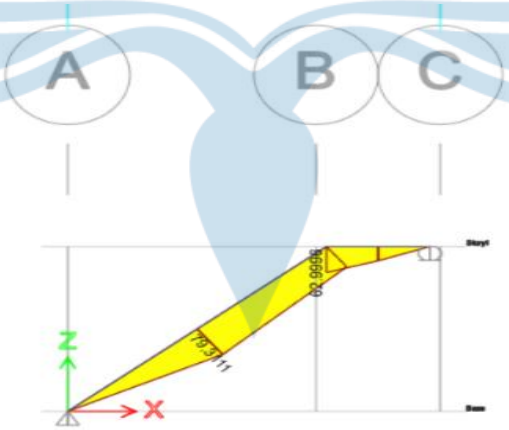
Beban Hidup

- Beban hidup tangga = 4,79 kN/m2
- Total QLL = 4,79 kN/m2

Dengan menggunakan software ETABS, dengan kombinasi beban Qu = 1,2DL 1,6LL. didapatkan gaya dalam Mu = 79311100 Nmm untuk mendesain tulangan pelat (direncanakan pelat bordes dan pelat tangga sama).



Gambar 2. 20 BMD dan SFD Dead Load Tangga



Gambar 2. 21 Hasil Gaya Dalam Tangga

Momen Nominal

Mn $= \frac{Mu}{0,9} = \frac{79311100}{0,9} = 88123444,44\ Nmm$

Cek terkendali Tarik

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

$= 120,5 - \sqrt{120,5^2 - \frac{2\ x\ 79311100}{\text{Ø } 0,85 \text{ x } 30 \text{ x } 0,9 \text{ x } 1000}}$

$= 33,27$ mm

β $= 0,85 - \frac{0,05\ (f'c-28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05\ (30-28)}{7} = 0,84$

c $= \frac{a}{\beta} = \frac{32,27}{0,84} = 39,81$ mm

εs $= \frac{0,003\ (d-c)}{c} = \frac{0,003\ (120,5-39,81)}{39,81} = 0,0061$

εs > 0,005 -> 0,0061 > 0,005 -> OK (terkendali Tarik,, digunakan $_{\varphi}$0,9

Menghitung kebutuhan tulangan:

Tulangan lentur

As perlu $= \frac{0,85\ x\ a\ x\ b}{fy} = \frac{0,85\ x\ 33,27\ x\ 1000}{420} = 2020,126323\ mm2$

As min1 $= \frac{0,0018\ x\ 420}{fy}$ x Ag $= \frac{0,0018\ x\ 420}{420}$ x 1000 x 150 = 270 mm2

As min2 = 0,0014 x Ag = 0,0014 x 1000 x 150 = 210 mm2

Maka, digunakan As = 2020,126323 mm2

Spasi perlu $= \frac{b\ x\ Adb}{As} = \frac{1000\ x\ 283,53}{2020,126323} = 140,352609$ mm

Spasi max1 = 3 x h = 3 x 150 = 450 mm

Spasi max2 = 450 mm

Maka, digunakan tulangan plat D19-100

Tulangan Susut

As min = 0,002 x Ag = 0,002 x 1000 x 150 = 300 mm2

Direncanakan tulangan d10 yaitu:

Luas tulangan d10 yaitu

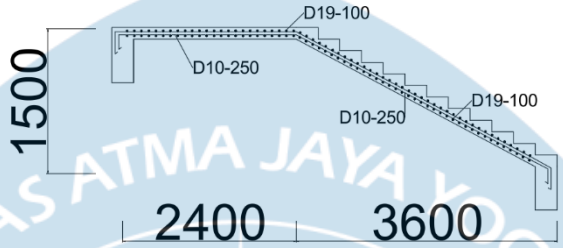
Adb $= 0,25$ x π x d^2

$= 0,25$ x π x 10^2

$= 78,5$ mm2

Spasi perlu $= \frac{b\ x\ Adb}{As} = \frac{1000\ x\ 78{,}5}{300} = 261{,}6666$ mm

Maka, digunakan tulangan plat D10-250 mm



Gambar 2. 22 Detail Tulangan Tangga

Cek Φ Mn > Mu:

S = 250 mm

As $= \frac{b\ x\ Adb}{100} = \frac{1000\ x\ 283{,}53}{100} = 2835{,}3$ mm2

a $= \frac{As\ x\ fy}{0{,}85\ x\ f'cx\ b} = \frac{2835{,}3\ x\ 420}{0{,}85\ x\ 30x\ 1000} = 46{,}699$ mm

Mn $= \frac{0{,}85\ x\ f'c\ x\ a\ x\ b}{d-\left(\frac{a}{2}\right)} = \frac{0{,}85\ x\ 30\ x\ 46{,}699\ x\ 1000}{122-\left(\frac{33{,}12}{2}\right)} = 115689306{,}3$ Nmm

Φ Mn = 0,9 x Mn = 0,9 x 115689306,3 = 104120375,7 Nmm

Φ Mn > Mu > 104120375,7 > 79311100 > OK

2.8 Perancangan Plat Lantai

Pelat lantai merupakan komponen struktur yang sangat penting pada bangunan yang didukung oleh balok-balok. Mereka wajib memiliki karakteristik tipis, kokoh, dan lurus untuk menjamin kestabilandan keamanan bangunan. Fungsi utama pelat lantai adalah sebagai lantai untuk penghuni bangunan berjalan dan beraktivitas. Selain itu, pelat lantai bertanggung jawab dalam mendistribusikan beban yang diterimanya kepada balok-balok penopang di bawahnya. Dalam bangunan ini, terdapat beberapa pelat lantai dengan ukuran yang bervariasi sesuai dengan kebutuhan dan desain ruang.

Setiap pelat lantai memiliki peran penting dalam menyokong struktur bangunan dan memastikan keberlanjutan fungsionalnya. Oleh karena itu, kualitas

dan keandalan pelat lantai sangat krusial dalam memastikan keamanan dan kenyamanan penghuni bangunan.

2.8.1 Desain Pelat 1 Arah

Apabila Desain pelat 1 arah adalah pelat beton bertulang yang mentransfer bebannya hanya ke dua sisi tumpuan yang berlawanan, terjadi ketika rasio bentang panjang terhadap bentang pendek lebih besar dari atau sama dengan (Ly/Lx ≥ 2).

1. Data plat satu arah

Ly	= 6000 mm
Lx	= 3000 mm
Fy Tul	= 280 Mpa
Tebal pelat	= 130 mm
Lebar pelat	= 1000 (asumsi)
Selimut beton	= 20 mm
Diameter Tulangan	= D10

2. Hitung Beban Terfaktor

Beban mati (qDL)	= 5,847 kN/m2
Berat hidup (qLL)	= 4,79 kN/m2
Berat Ultimit (qU)	= (1,2 x qDL) + (1,6 x qLL)
	= (1,2 x 5,847) + (1,6 x 4,79)
	= 14,680 kN/m2

3. Menentukan Tebal Plat Minimum

l/24	= 3 x 1000/24
	= 125 mm
Tebal Plat (h)	= 130 mm
ds	= Htg-selimut beton-(D tul/2)
	= 130-20-(10/2)
	=105 mm

4. Menghitunng momen plat (plat diasumsikan selebar 1000 mm)

Mu $= \frac{qU \; x \; l^2}{24} = \frac{14{,}680 \; x \; 3^2}{24} = 5{,}505$ kN/m

ρ $= \frac{0{,}85\ f'c}{fy}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1{,}7\ Ø\ f'c\ b\ d^2}}$

$= \frac{0{,}85\ x\ 30}{280}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{4\ x\ 5{,}505}{1{,}7\ x\ 0{,}9\ x\ 30\ x\ 1000\ x\ 105^2}}$

$= 0{,}00200351\ mm^2$

As = 0,0020 x 1000 x 105

$= 210{,}3685\ mm^2$

As min = 0,002 x 1000 x 130

$= 260\ mm^2$

S $= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ d\ tul^2\ x\ 1000}{As\ min}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 10^2\ x\ 1000}{260}$

= 302,0762 mm

S maks = 3 x h = 3 x 130 = 390 mm

Tabel 2. 29 Hasil Perhitungan Tulangan Plat 1 Arah

	A	**B**	**C**
	Mu (-)	Mu (+)	Mu (-)
Mu	14.680328	9.437353714	14.680328
ρ	0.005446806	0.003462635	0.005446806
As	571.9146488	363.5767095	571.9146488
As min	260	260	260
S	137.3278627	216.0199328	137.3278627
DIGUNAKAN=	**D10 - 100**	**D10 - 200**	**D10 - 100**

2.9 Perencanaan Balok

Balok merupakan komponen struktural yang berfungsi untuk meneruskan beban dari pelat lantai menuju kolom yang berperan sebagai penopang vertikal. Umumnya, balok dicor bersama pelat lantai dalam satu kesatuan struktur, serta diberi tulangan di bagian atas, bawah, atau kedua-duanya. Balok menghadapi dua jenis beban utama, yaitu kompresi dan tegangan yang timbul akibat lenturan serta gaya lateral.

2.9.1 Balok induk B1:

Kuat tekan beton = 30 MPa
Dimensi balok = 400 x 700
Bentang balok = 6000
Dimensi kolom = 850 x 950
Diameter T. Longitudinal atas = 22 mm
As Tul. Pokok = 380,13271 mm2
Fy Tul. Pokok = 420
Diameter T. Sengkang = 13 mm
As Tul. Susut = 132,73229
Fy Tul. Susut = 420 Mpa
Selimmut = 40 mm
d = 700-40-13-22/2
= 636

Gaya dalam:

Tabel 2. 30 Gaya Dalam

	Tumpuan	**Lapangan**
Mu-(KNm)	546,8715	187,9766
Mu+(KN)	316,0397	345,5028
Vu (KN)	378,0433	314,5082
Vg	271,1132	

2.9.1.1 Desain Tulangan Lentur : Tumpuan

Tulangan Longitudinal Tumpuan

Tulangan Atas

Mu (-) = 546,8715

Tinggi blok desak beton

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

$= 636 - \sqrt{636^2 - \frac{2\ x\ 546{,}8715\ x\ 10\text{^}6}{0{,}9\ \text{x}\ 0{,}85\ \text{x}\ 30\ \text{x}\ 400}}$

= 101,8166 mm

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{101{,}8166}{0{,}83}$ = 121,8318 mm

c max = 0,375 x d

= 0,375 x 636

= 238,5 mm

c maks > c (terkendali Tarik)

Luas tulangan Tarik

As $= \frac{Mu}{\text{Ø fy}\left(\text{d}\frac{a}{2}\right)}$

= 2472,689 mm^2

n $= \frac{2472{,}689}{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 22^2}$

= 6,5048 = 7

As use = 7 x 380,1327

= 2660,928 mm2

Kontrol kebutuhan luas tulangan

As min1 $= \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy}\ x\ bw\ x\ d$

= 829,4084 mm^2

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

= 848 mm^2

As max = 0,025 x b x d

= 0,025 x 400 x 636

= 6360 mm^2

Digunakan 7D22

Tulangan Longitunal Bawah

Gunakan Mu (+) = 316,0397 kNm untuk perencanaan

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

$= 636 - \sqrt{636^2 - \frac{2\ x\ 316{,}0397\ x\ 10\text{^}6}{0{,}9 \text{ x } 0{,}85 \text{ x } 30 \text{ x } 400}}$

= 56,6537 mm

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{56{,}6537}{0{,}83}$ = 67,7908 mm

c max = 0,375 x d

= 0,375 x 636 = 238,5 mm

c maks > c (terkendali Tarik)

Luas tulangan Tarik

As $= \frac{Mu}{\text{Ø fy } \left(\text{d}\frac{a}{2}\right)}$

= 848,000 mm^2

n $= \frac{848{,}000}{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 22^2}$

= 2,2307 = 3

As use = 3 x 380,1327

= 1140,3981 mm^2

Kontrol kebutuhan luas tulangan

As min1 $= \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy}\ x\ bw\ x\ d$

= 829,4084 mm^2

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

= 848 mm^2

As max = 0,025 x b x d

= 0,025 x 400 x 636

= 6360 mm^2

Digunakan 3D22

Desain Tulangan Transversal

Tulangan atas = 7D22

As = 2660,9289 mm2

a $= \frac{As\ (1{,}25\ fy)}{0{,}85 \text{ x } f'c \text{ x } b} = \frac{2660{,}9289\ (1{,}25\ x\ 420)}{0{,}85 \text{ x } 30 \text{ x } 400} = 136{,}9595$ mm

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

= 2660,9289 x (1,25 x 420) x ($\frac{636-136{,}9595}{2}$)

= 792,8187 kNm

Tulangan Atas = 3D22

As = 1140,398 mm^2

a $= \frac{As\ (1{,}25\ fy)}{0{,}85 \text{ x } f'c \text{ x } b} = \frac{1140{,}398\ (1{,}25\ x\ 420)}{0{,}85 \text{ x } 30 \text{ x } 400} = 58{,}6969$ mm

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

= 1140,398 x (1,25 x 420) x ($\frac{636-58,,6969}{2}$)

= 363,2077 kNm

Gaya geser gempa akibat sendi plastis

VE1=VE2 = $\frac{(Mpr\ kiri+Mpr\ kanan}{Ln} = \frac{792{,}8187\ +363{,}2077}{\frac{5050}{1000}} = 228{,}9161\ kN$

Gaya geser gempa akibat beban gravitasi

VG1=VG2 = 271,1132 kN

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

= 228,9161 + 271,1132

= 500,0293 kN

Tulangan geser tumpuan

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

= 232,2343

Vu = 378,0433 KN

Vs = (Vu/ Ø) – Vc

= 434,4714 KN

Digunakan Sengkang 3 kaki

Av = 3 x As tul. Susut

= 3 x 132,7323

= 398,1968 mm^2

S $= \frac{Avfyd}{vs\ x\ 1000}$

$= \frac{398{,}1968\ x\ 420\ x\ 636}{434{,}4714\ \ x\ 1000}$

=244,8178 mm

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari

- d/4 =636/4
  =159
- 6 x db = 6 x 22
  = 132
- S maks = 150 mm

Digunakan 3D13-100

2.9.1.2 Desain Tulangan Lentur: Lapangan

Tulangan Longitudinal Lapangan

Mu (-) = 187,9766

Tulangan Longitunal Atas

Tinggi blok desak beton

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

$= 636 - \sqrt{636^2 - \frac{2\ x\ 187{,}9766\ x\ 10\text{^}6}{0{,}9\ \text{x}\ 0{,}85\ \text{x}\ 30\ \text{x}\ 400}}$

= 33,0551 mm

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{33{,}0551}{0{,}83}$ = 39,5531 mm

c max = 0,375 x d

= 0,375 x 636

= 238,5 mm

c maks > c (terkendali Tarik)

Luas tulangan Tarik

As $= \frac{Mu}{\text{Ø fy}\left(\text{d}\frac{a}{2}\right)}$

= 802,768 mm^2

n = $\frac{802,768}{0,25\ x\ \pi\ x\ 22^2}$ = 2,1118 = 3

n use = **3D22**

As use = 3 x 380,1327

= 1140,398 mm2

Kontrol kebutuhan luas tulangan

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

= 829,4084 mm^2

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

= 848 mm^2

As max = 0,025 x b x d

= 0,025 x 400 x 636

= 6360 mm^2

Digunakan 3D22

Tulangan Longitunal Bawah

Gunakan Mu (+) = 345,5028 KNm untuk perencanaan

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

= $636 - \sqrt{636^2 - \frac{2\ x\ 345,5028\ x\ 10\text{^}6}{0,9\ x\ 0,85\ x\ 30\ x\ 400}}$

= 62,2203 mm

c = $\frac{a}{\beta 1} = \frac{62,2203}{0,83}$ = 74,4517 mm

c max = 0,375 x d

= 0,375 x 636

= 238,5 mm

c maks > c (terkendali Tarik)

Luas tulangan Tarik

As = $\frac{Mu}{\text{Ø}\ fy\left(d\frac{a}{2}\right)}$

= 848,000 mm2

n $= \frac{848{,}000}{0{,}25 \ x\, \pi\, x\, 22^2} = 2{,}2307 = 3$

As use = 3 x 380,1327

= 1140,3981 mm2

Kontrol kebutuhan luas tulangan

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

= 829,4084 mm^2

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

= 848 mm^2

As max = 0,025 x b x d

= 0,025 x 400 x 636

= 6360 mm^2

Digunakan 3D22

Desain Tulangan Transversal

Tulangan atas = 3D22

As = 1140,3981 mm2

a $= \frac{As\ (1{,}25\ fy)}{0{,}85 \text{ x } f'c \text{ x } b} = \frac{1140{,}3981\ (1{,}25\ x\ 420)}{0{,}85 \text{ x } 30 \text{ x } 400} = 58{,}6969$ mm

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

= 1140,3981 x (1,25 x 420) x $(\frac{636-126{,}327}{2})$

= 363,2077 kNm

Tulangan Atas = 3D22

As = 1140,398 mm2

a $= \frac{As\ (1{,}25\ fy)}{0{,}85 \text{ x } f'c \text{ x } b} = \frac{1140{,}398\ (1{,}25\ x\ 420)}{0{,}85 \text{ x } 30 \text{ x } 400} = 58{,}6969$ mm

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

= 1140,398 x (1,25 x 420) x $(\frac{636-58{,}6969}{2})$

= 363,2077 kNm

Gaya geser gampa akibat sendi plastis

VE1=VE2 $= \frac{(Mpr\ kiri + Mpr\ kanan}{Ln} = \frac{363{,}2077\ + 363{,}2077}{\frac{5050}{1000}} = 143{,}8446\ kN$

Gaya geser gempa akibat beban gravitasi

VG1=VG2 = 271,1132 kN

gaya geser desain = 143,8446 + 271,1132 = 414,9578 KN

Tulangan geser lapangan

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

= 232,2343

Vu = 314,5082 kN

Vs = (Vu/ Ø) – Vc

= 321,0427 kN

Digunakan Sengkang 2 kaki

Av = 2 x As tul. Susut

= 2 x 132,7323

= 265,4645 mm^2

S $= \frac{Avfyd}{vs\ x\ 1000}$

$= \frac{265{,}4665\ x\ 420\ x\ 636}{321{,}0427\ x\ 1000}$

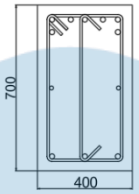
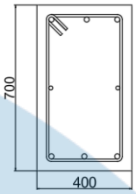
= 220,8767 mm

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari

S maks d/2=636/2

=318 m

Digunakan 2D13-200

TIPE BALOK	B1 (400 x 700)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TULANGAN ATAS	7D22	3D22
TULANGAN TENGAH	2D13	2D13
TULANGAN BAWAH	3D22	3D22
TULANGAN SENGKANG	3D13-100	2D13-200

Gambar 2. 23 Detail Tulangan B1

2.9.2 Peracangan Balok Anak

Desain Lentur

Diketahui

Dimensi balok anak : 300 x 550

f'c : 30 Mpa

fy tulangan utama : 420 Mpa

fy tulangan sengkang : 420 Mpa

Diameter tulangan : 22 mm

Diameter sengkang : 10 mm

Selimut beton : 40 mm

d : 489 mm

β : 0,8357

Mu tumpuan (-) : 0 kN

Mu tumpuan (+) : 129,4497 kN

Mu lapangan (-) : 40,4417 kN

Mu lapangan (+) : 248,1533 kN

Penulangan Lentur

Tumpuan Negatif

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan,n = 2

db = 22 mm

Jarak bersih antar Tulangan

$= \frac{b-2\ x\ Cc-2\ x\ ds-n\ x\ db}{n-1} = \frac{300-2\ x\ 40-2\ x\ 10-2\ x\ 22}{2-1}$

= 156,000 mm

Cek Jarak bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm? = IYA

Jumlah Lapis = 1

As Pasang $= \frac{n\ x\ \pi}{4\ x\ db^2} = \frac{2\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2} = 760{,}265\ mm^2$

As min,1 $= \frac{(fc)^{0,5}}{(4\ x\ fy) x\ b\ x\ d} = \frac{(30)^{0,5}}{(4\ x\ 420) x\ 300\ x\ 489} = 478{,}279\ mm^2$

As min, 2 $= \frac{1,4}{(4\ x\ fy) x\ b\ x\ d} = \frac{1,4}{(4\ x\ 420) x\ 300\ x\ 489} = 489{,}000\ mm^2$

Cek As min = As Pasang >= As min ? = OK

a $= \frac{As\ x\ fy}{(0{,}85\ x\ fc\ x\ b)} = \frac{760{,}265\ x\ 420}{(0{,}85\ x\ 30\ x\ 300)} = 41{,}740\ mm$

Mn = As x fy x (d - $\frac{a}{2}$)

= 760,265 x 420 x (489 - $\frac{41,740}{2}$)

= 149,479

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{41,740}{0,8357}$

= 49,945 mm

εs $= \frac{d-c}{c*0,003} = \frac{489-49,945}{49,945\ x\ 0,003} = 0,026$

ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 x 0.25 < = 0.9

= 0.65 <= 0.65 + (0,026 - 0.002) / 0.003 x 0.25 < = 0.9 = 0,900

ϕMn = ϕ x Mn = 0,900 x 149,479 = 134,531 kN-m

Mu, tumpuan (-) = 0

Cek kapasitas (ϕMn > Mu) OK

As Perlu = $\frac{Mu}{[fy\ x\left(d - \frac{a}{2}\right)]} = \frac{0\ x\ 10\text{^}6}{[420\ x\left(489 - \frac{41,740}{2}\right)]} = 0{,}000\ mm^2$

Tumpuan Positif

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan,n= 2

db = 22 mm

Jarak bersih antar Tulangan

$= \frac{b-2\ x\ Cc-2\ x\ ds-n\ x\ db}{n-1} = \frac{300-2\ x\ 40-2\ x\ 10-2\ x\ 22}{2-1}$ =156,000 mm

Cek Jarak bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm? = IYA

Jumlah Lapis= 1

As Pasang = $\frac{n\ x\ \pi}{4\ x\ db^2}$

$= \frac{2\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2}$

$= 760{,}265\ mm^2$

As min,1 = $\frac{(fc)^{0,5}}{(4\ x\ fy) x\ b\ x\ d} = \frac{(30)^{0,5}}{(4\ x\ 420) x\ 300\ x\ 489} = 478{,}279\ mm^2$

As min, 2 = $\frac{1,4}{(4\ x\ fy) x\ b\ x\ d} = \frac{1,4}{(4\ x\ 420) x\ 300\ x\ 489} = 489{,}000\ mm^2$

Cek As min = As Pasang >= As min ? = OK

a = $\frac{As\ x\ fy}{(0{,}85\ x\ fc\ x\ b)} = \frac{760{,}265\ x\ 420}{(0{,}85\ x\ 30\ x\ 300)} = 41{,}740\ mm$

Mn = As x fy x (d - $\frac{a}{2}$) = 760,265 x 420 x (489 - $\frac{41{,}740}{2}$) = 149,479

c = $\frac{a}{\beta 1} = \frac{41{,}740}{0{,}8357}$ = 49,945 mm

εs = $\frac{d-c}{c*0{,}003} = \frac{489-49{,}945}{49{,}945\ x\ 0{,}003} = 0{,}026$

ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0.9

= 0.65 <= 0.65 + (0,026 - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0.9 = 0,900

ϕMn = ϕ x Mn = 0,900 x 149,479

= 134,531 kN-m

Mu, tumpuan (+)= 129,450

Cek kapasitas (ϕMn > Mu) OK

As Perlu = $\frac{Mu}{[fy\ x\left(d - \frac{a}{2}\right)]} = \frac{129{,}450\ x\ 10\text{^}6}{[420\ x\left(489 - \frac{41{,}740}{2}\right)]} = 658{,}393\ mm^2$

Lapangan Negatif

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n= 2

db = 22 mm

Jarak bersih antar Tulangan = $\frac{b-2\ x\ Cc-2\ x\ ds-n\ x\ db}{n-1}$

$= \frac{300-2\ x\ 40-2\ x\ 10-2\ x\ 22}{2-1}$

= 156,000 mm

Cek Jarak bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm? = IYA

Jumlah Lapis= 1

As Pasang = $\frac{n\ x\ \pi}{4\ x\ db^2} = \frac{2\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2}$ = 760,265 mm^2

As min,1 = $\frac{(fc)^{0,5}}{(4\ x\ fy) x\ b\ x\ d} = \frac{(30)^{0,5}}{(4\ x\ 420) x\ 300\ x\ 489}$ = 478,279 mm^2

As min, 2 = $\frac{1,4}{(4\ x\ fy) x\ b\ x\ d} = \frac{1,4}{(4\ x\ 420) x\ 300\ x\ 489}$ = 489,000 mm^2

Cek As min = As Pasang >= As min ? = OK

a = $\frac{As\ x\ fy}{(0,85\ x\ fc\ x\ b)} = \frac{760,265\ x\ 420}{(0,85\ x\ 30\ x\ 300)}$ = 41,740 mm

Mn = As x fy x (d - $\frac{a}{2}$)

= 760,265 x 420 x (489 - $\frac{41,740}{2}$)

= 149,479 kN-m

c = $\frac{a}{\beta 1} = \frac{41,740}{0,8357}$

= 49,945 mm

εs = $\frac{d-c}{c*0,003} = \frac{489-49,945}{49,945\ x\ 0,003}$ = 0,026

ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0.9

= 0.65 <= 0.65 + (0,026 - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0.9 = 0,900

ϕMn = ϕ x Mn = 0,900 x 149,479

= 134,531 kN-m

Mu, lapangan (-) = 40,442

Cek kapasitas (ϕMn > Mu) OK

As Perlu = $\frac{Mu}{[fy\ x\ (d - \frac{a}{2})]}$

= $\frac{40,442\ x\ 10^6}{[420\ x\ (489 - \frac{41,740}{2})]}$ = 205,690 mm^2

Lapangan Positif

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan,n= 4

db = 22 mm

Jarak bersih antar Tulangan = $\frac{b-2\ x\ Cc-2\ x\ ds-n\ x\ db}{n-1}$

= $\frac{300-2\ x\ 40-2\ x\ 10-4\ x\ 22}{4-1}$

= 37,333 mm

Cek Jarak bersih = Jarak Bersih >= db dan 25 mm? = IYA

Jumlah Lapis = 1

As Pasang $= \frac{n\ x\ \pi}{4\ x\ \mathrm{db}^2}$

$= \frac{4\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2}$

$= 1520{,}531\ mm^2$

As min,1 $= \frac{(\mathrm{fc})^{0,5}}{(4\ x\ \mathrm{fy}) x\ b\ x\ d}$

$= \frac{(30)^{0,5}}{(4\ x\ 420) x\ 300\ x\ 489}$

$= 478{,}279\ mm^2$

As min, 2 $= \frac{1{,}4}{(4\ x\ \mathrm{fy}) x\ b\ x\ d}$

$= \frac{1{,}4}{(4\ x\ 420) x\ 300\ x\ 489}$

$= 489{,}000\ mm^2$

Cek As min = As Pasang >= As min ? = OK

a $= \frac{As\ x\ fy}{(0{,}85\ x\ fc\ x\ b)}$

$= \frac{1520{,}531\ x\ 420}{(0{,}85\ x\ 30\ x\ 300)}$

$= 83{,}480\ mm$

Mn = As x fy x (d - $\frac{a}{2}$)

= 760,265 x 420 x (489 - $\frac{83{,}480}{2}$)

= 285,630 kN-m

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{83{,}480}{0{,}8357} = 99{,}891$ mm

εs $= \frac{d-c}{c*0{,}003} = \frac{489-99{,}891}{99{,}891\ \mathrm{x}\ 0{,}003} = 0{,}012$

ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0.9

= 0.65 <= 0.65 + (0,028 - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0.9

= 0,900

ϕMn = ϕ x Mn

= 0,900 x 285,630

= 257,067 kN-m

Mu, lapangan (+) = 248,153

Cek kapasitas (ϕMn > Mu) OK

As Perlu = $\frac{Mu}{[\text{fy x}\left(\text{d} - \frac{a}{2}\right)]}$

= $\frac{248{,}153\ x\ 10^6}{\left[420\ \text{x}\left(489 - \frac{83{,}480}{2}\right)\right]}$

= $1321{,}024\ mm^2$

Desain Geser

Dimensi balok anak : 300 x 550

f'c : 30 Mpa

fy tulangan utama : 420 Mpa

fy tulangan sengkang : 280 Mpa

Diameter tulangan : 22 mm

Diameter sengkang : 10 mm

Selimut beton : 40 mm

d : 489 mm

β : 0,8357

Vu, tumpuan : 142,0416 kN

Vu, lapangan : 110,5798 kN

Tumpuan

Jumlah Kaki = 2

Av = $\frac{n\ x\ \pi}{4\ x\ \text{ds}^2} = \frac{2\ x\ \pi}{4\ x\ 10^2}$ = 157,080 mm^2

Spasi = 100

Batas Penentu Spasi Max

= 0,33 x $(fc)^{0,5}\ x\ b\ x\ d$

= 0,33 x $(30)^{0,5}\ x\ 300\ x\ 489$

= 265157,967 N

Cek Spasi Max ->Renggang

Spasi Max 1 = d/4 atau d/2

= 244,50 mm

Spasi Max 2 = 300 mm atau 600 mm

=600 mm

Luas Per spasi = Av/spasi

= 157,080/100

= 1,571 mm^2/mm

Luas Per Spasi Minimum 1 = 0,062 x $(fc)^{0,5}$ x $\frac{b}{fyv}$

= 0,062 x $(30)^{0,5}$ x $\frac{300}{420}$

= 0,243 mm^2/mm

Luas Per Spasi Minimum 2 = 0,35 x $\frac{b}{fyv}$

= 0,35 x $\frac{300}{420}$ = 0,250 mm^2/mm

Cek Luar per Spasi

Vs = Av x fyv x $\frac{b}{s}$

= 157,080 x 420 x $\frac{300}{100}$

= 322610 N

Batas Vs = 0,066 x $(fc)^{0,5}$ x b x d

= 0,066 x $(30)^{0,5}$ x 300 x 489

= 530316 N

Vc = 0,17 x $(fc)^{0,5}$ x b x d

= 0,17 x $(30)^{0,5}$ x 300 x 489

= 136597 N

ϕ = 0,75

Vn = Vc + Vs = 136597 + 530316 + 322610 = 459207 N

Vu = Vu, tumpuan x 1000

= 142,0416 x 1000

= 110579,8

ϕVn / Vu = 0,75 x 459207/110579,8 = 3,115

Cek Kapasitas ϕVn / Vu >= 1 = OK

Desain Torsi

Dimensi balok anak : 300 x 550

f'c : 30 Mpa

fy tulangan utama : 420 Mpa

fy tulangan sengkang : 280 Mpa

Diameter tulangan : 22 mm

Diameter sengkang : 10 mm

Selimut beton : 40 mm

d : 489 mm

β : 0,8357

Parameter Geometri Penampang untuk Perhitungan Torsi

Acp = b x h

= 300 x 550

= 165000 mm^2

Pcp = 2 x (b + h)

= 2 x (300 + 550)= 1700 mm

Xo = b - 2cc – ds

= 300 – 2 x 40 – 10

= 210 mm

Yo = h - 2cc – ds

= 550 – 2 x 40 – 10

= 460 mm

Aoh = Xo x Yo

= 210 x 460

= 96600 mm^2

Ao = 0.85 x Aoh

= 0.85 x 96600

= 82110 mm^2

Ph = 2 x (xo + yo)

= 2 x (210 + 460)

= 1340 mm

Gaya Dalam

Tu = 24,5241 kNm

Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

Tcr = 0,33 x $(fc)^{0,5}\ x\ Acp^2/Pcp$

= 0,33 x $(30)^{0,5}\ x \frac{165000^2}{1700}$

= 28946332 N mm

Φ = 0,75

ϕ Tcr / 4= 0,75 x 28946332/4

= 5427437 N mm

Perlu Tulangan Torsi Tu > ϕ Tcr / 4 = IYA

Pengecekan Kecukupan Dimensi Penampang

Jenis Torsi : Kompatibilitas

Tu Pakai = 21709749 N mm

Vu = 142042 N

Vc = 0,17 x $(fc)^{0,5}\ x\ b\ x\ d$ = 0,17 x $(30)^{0,5}\ x\ 300\ x\ 489$

= 136597 N

Tegangan Utimate Geser+Torsi

$= \{[\frac{Vu^2}{b \times d}]^2 + \{[\frac{Tu \times Ph}{(1.7 \times Aoh^2)}]^2]\}^{0,5}$

$= \{[\frac{142042^2}{300 \times 489}]^2 + \{[\frac{21709749 \times 1340}{(1.7 \times 96600^2)}]^2]\}^{0,5}$= 2,074 MPa

Kapasitas Tegangan Beton

$= \phi \times \{[\frac{Vc}{(b \times d)}] + 0,66 \times (fc)^{0,5}\}$

$= 0,75 \times \{[\frac{136597}{(300 \times 489)}] + 0,66 \times (30)^{0,5}\}$

= 3,410 MPa

Cek Dimensi Penampang = OK

Parameter Umum lainnya

Fy/fyt = 1

Θ = 45

Penulangan Transversal Torsi

n tummpuan = 2

n lapangan = 2

s tumpuan = 100 mm

s lapangan = 100 mm

s max 1 = Ph / 8

= 1340/8

= 168 mm

s max 2 = 300 mm

Cek Spasi Tumpuan = s Tumpuan >= s max = OK

Cek Spasi Lapangan = s Lapangan >= s max = OK

Av+t / s Tumpuan Pasang $= \frac{n\ x\ \pi}{4\ x\ ds^2/s}$

$= \frac{2\ x\ \pi}{4\ x\ 10^2/100}$

$= 1{,}571\ mm^2/mm$

Av+t / s Tumpuan Pasang $= \frac{n\ x\ \pi}{4\ x\ ds^2/s}$

$= \frac{2\ x\ \pi}{4\ x\ 10^2/100}$

$= 1{,}571\ mm^2/mm$

At/s $= \frac{Tu}{(2\ x\ \varphi\ x\ Ao\ x\ fyv}$

$= \frac{21709749}{(2\ x\ 0{,}75\ x\ 82110\ x\ 420}$

$= 0{,}420\ \frac{mm^2}{mm}$

Av / s Tumpuan Perlu $= \frac{\left(\frac{Vu\ tumpuan}{\varphi - Vc}\right)}{(fyv\ x\ d)}$

$= \frac{\left(\frac{142{,}0416}{0{,}75 - 136597}\right)}{(420\ x\ 489)}$

$= 0{,}257\ mm^2/mm$

Av / s Lapangan Perlu $= \frac{\left(\frac{Vu\ lapangan}{\varphi - Vc}\right)}{(fyv\ x\ d)}$

$= \frac{\left(\frac{110{,}5798}{0{,}75 - 136597}\right)}{(420\ x\ 489)}$

$= 0{,}053\ mm^2/mm$

Av+t / s Tumpuan Perlu = 2 x At/s + Av/s Tumpuan Perlu

= 2 x 0,420 + 0,257

= 1,096

Av+t / s Lapangan Perlu = 2 x At/s + Av/s Lapangan Perlu

= 2 x 0,420 + 0,053 = 0,892

Av+t / s min 1 = 0,062 x $(fc)^{0,5}$ x $\frac{b}{fyv}$

= 0,062 x $(30)^{0,5}$ x $\frac{300}{420}$

= 0,243

Av+t / s min 2 =0,35 x $\frac{b}{fyv}$ = 0,35 x $\frac{300}{420}$ = 0,250

Cek Geser + Torsi Tumpuan = OK

Cek Geser + Torsi Lapangan = OK

Penulangan Longitudinal Torsi

db = 10 mm

dbt min= 4,2 mm

Cek db = OK

As Perlu tumpuan atas = 0,000 mm^2

As Perlu Tumpuan Bawah = 658,393 mm^2

As Perlu Lapangan Atas = 205,690 mm^2

As Perlu Lapangan Bawah = 1321,024 mm^2

A1 = At/s x Ph

= 0,420 x 1340

= 562,371 mm^2

A1 min = $\frac{0,42\ x\ (fc)^{0,5}\ x\ Acp}{fy-(At/s)xPh}$

= $\frac{0,42\ x\ (30)^{0,5}\ x\ 165000}{420\ -\ (0,420)\ x\ 1340}$

= 341,371 mm^2

As + Al Perlu Tumpuan

= (562,371+ 341,371) + 0,000 + 658,393

= 1220,764 mm^2

As + Al Perlu Lapangan

= (562,371+ 341,371) + 1321,024 + 205,690

= 2089,086 mm^2

n Tumpuan Atas = 2

n Tumpuan Tengah = 2

n Tumpuan Bawah = 2

n Tumpuan Vertikal = 3

n Lapangan Atas = 2

n Lapangan Tengah = 2

n Lapangan Atas = 4

n Tumpuan Vertikal = 3

Spasi Horizontal Tumpuan $= \frac{b-2\ x\ cc-2\ x\ ds-db}{(n\ atas,n\ bawah)-1}$

$= \frac{300-2\ x\ 40-2\ x\ 10-22}{(2,2)-1}$

= 178 mm

Spasi Vertikal Tumpuan $= \frac{h-2\ x\ cc-2\ x\ ds-db}{n\ vertikal\ -1}$

$= \frac{550-2\ x\ 40-2\ x\ 10-22}{3\ -1}$

= 214 mm

Spasi Horizontal Tumpuan $= \frac{b-2\ x\ cc-2\ x\ ds-db}{(n\ atas,n\ bawah)-1}$

$= \frac{300-2\ x\ 40-2\ x\ 10-22}{(2,4)-1}$

=178 mm

Spasi Vertikal Lapangan $= \frac{h-2\ x\ cc-2\ x\ ds-db}{n\ tumpuan\ vertikal\ -1}$

$= \frac{550-2\ x\ 40-2\ x\ 10-22}{3\ -1}$

= 214 mm

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Tumpuan = Spasi >= 300 mm = OKE

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Lapangan = Spasi >= 300 mm = OKE

As + Al Pasang Tumpuan $= \frac{n\ tumpuan\ atas + n\ tumpuan\ bawah\ x\ \pi}{4\ x\ db^2 + n\ tumpuan\ tengah\ x\ \pi\ /\ 4\ x\ dbt^2}$

$= \frac{2 + 2\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2 + 2\ x\ \pi\ /\ 4\ x\ 10^2}$

= 1677,610 mm^2

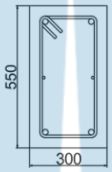
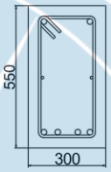
As + Al Pasang Lapangan $= \frac{n\ lapangan\ atas + n\ lapangan\ bawah\ x\ \pi}{4\ x\ db^2 + n\ lapangan\ tengah\ x\ \pi\ /\ 4\ x\ dbt^2}$

$$= \frac{2 + 4\,x\,\pi}{4\,x\;22^2 + 2\,x\,\pi\,/\,4\,x\,10^2}$$

$$= 2437{,}876\ mm^2$$

Cek Lentur + Torsi Tumpuan = As + Al Pasang >= As + Al Perlu = OK

Cek Lentur + Torsi Lapangan = As + Al Pasang >= As + Al Perlu = OK

TIPE BALOK	BA (550 x 300)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TULANGAN ATAS	2D22	2D22
TULANGAN TENGAH	2D10	2D10
TULANGAN BAWAH	2D22	4D22
TULANGAN SENGKANG	2D10-100	2D10-100

Gambar 2. 24 Detail Tulangan BA

2.9.3 Perancangan Balok Tangga

Diketahui

Dimensi balok anak : 500 x 300

f'c : 30 Mpa

fy tulangan utama : 420 Mpa

fy tulangan susut : 280 Mpa

Diameter tulangan : 19 mm

Diameter sengkang : 10 mm

Selimut beton : 40 mm

d : 440,5 mm

β : 0,85

Mu tumpuan : 163,9557 kN

Mu lapangan : 24,9302 kN

Vu tumpuan : 187,8747kN

Vu lapangan : 129,0142 kN

2.9.3.1 Desain Tulangan Lentur: Tumpuan

Tulangan Longitudinal Tumpuan

Mu(-) = 163,9557

Tulangan Longitunal Atas

Tinggi blok desak beton

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

$= 440{,}5 - \sqrt{440{,}5 - \frac{2\ x\ 163{,}956\ x\ 10\text{^}6}{(0{,}9\ x\ 0{,}85\ x\ 30\ x\ 300)}}$

= 57,8600 mm

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{57{,}8600}{0{,}83} = 69{,}2342\ mm$

c max = 0,375 x d = 0,375 x 440,5 = 165,1875 mm

Karena c < cmax, maka Ø = 0,9

As perlu $= \frac{Mu}{\emptyset f y\ d - \frac{a}{2}}$

$= \frac{163{,}956\ x\ 10^6}{0{,}9\ x\ 420\ x\ \frac{440{,}5\ -57{,}8600}{2}}$

$= 1053{,}880\ mm^2$

n $= \frac{1053{,}880}{\frac{1}{4}\ x\ \pi\ x\ 19^2} = 3{,}717012 = 4\ buah$

As use = As tul. pokok x n use

= 283,52874 x 4

= 1134,11495 mm^2

Digunakan 4D19

Cek terhadap As min dan As max:

As min $= \frac{¼}{420\ x\ 300\ x\ 440{,}5} = 440{,}5\ mm^2$

As perlu > As min, maka digunakan:

As perlu =1053,880 mm^2

As max = 0,025 x 300 x 500

= 3303,75 mm mm^2

As perlu < As max, maka digunakan As max =3303,75 mm^2

Tulangan Longitunal Bawah

Gunakan Mu (+) = 136,303 kNm untuk perencanaan

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

$=440{,}5 - \sqrt{440{,}5^2 - \frac{2\ x\ 136{,}303\ x\ 10\text{^}6}{0{,}9\ x\ 0{,}85\ x\ 30\ x\ 300}}$

= 47,5037 mm

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{47{,}5037}{0{,}83}$ = 56,8420 mm

c max = 0,375 x d = 0,375 x 440,5 = 165,1875 mm

c maks > c (terkendali Tarik)

Luas tulangan Tarik

As $= \frac{Mu}{\text{Ø fy } \left(\text{d}\frac{a}{2}\right)}$ = 440,500 mm^2

n $= \frac{440{,}500}{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 19^2}$ = 2,2307 = 3

As use = 3 x 283,5287

= 850,586 mm^2

Kontrol kebutuhan luas tulangan

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

= 430,84248 m^2

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

= 440,5 mm^2

As max = 0,025 x b x d

= 0,025 x 300 x 440,5

= 3303,75 mm^2

Digunakan 3D19

Desain Tulangan Transversal

Tulangan atas = 4D19

As = 1134,1149 mm2

a $= \frac{As\ (1{,}25\ fy)}{0{,}85 \text{ x } f'c \text{ x } b}$

$= \frac{1134{,}1149\ (1{,}25\ x\ 420)}{0{,}85 \text{ x } 30 \text{ x } 300}$

= 77,831418 mm

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

= 1134,1149 x (1,25 x 420) x ($\frac{440{,}5-77{,}831418}{2}$)

= 239,107 kNm

Tulangan Atas = 3D19

As = 850,58621 mm^2

a $= \frac{As\ (1{,}25\ fy)}{0{,}85 \text{ x } f'c \text{ x } b} = \frac{850{,}58621\ (1{,}25\ x\ 420)}{0{,}85 \text{ x } 30 \text{ x } 300}$ = 58,3735 mm

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

= 850,58621 x (1,25 x 420) x ($\frac{440{,}5-58{,}3735}{2}$)

= 183,675 kNm

Gaya geser gempa akibat sendi plastis

VE1=VE2 $= \frac{(Mpr\ kiri + Mpr\ kanan}{Ln}$

$= \frac{239{,}107\ + 183{,}675}{\frac{2400}{1000}}$

$= 176{,}1594\ kN$

Gaya geser gempa akibat beban gravitasi

VG1=VG2 = 80,0844 kN

gaya geser desain = 176,1594 + 80,0844 = 256,2438 kN

Tulangan geser tumpuan

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

= 0

Vu = 187,8747 KN

Vs = (Vu/ Ø) – Vc

= 341,6584 KN

Digunakan Sengkang 2 kaki

Av = 2 x As tul. Susut

= 2 x 78,53982

= 157,07963 mm^2

S $= \frac{Avfyd}{vs\ x\ 1000}$

$= \frac{157,07963\ x\ 420\ x\ 440,5}{341,6584\ x\ 1000}$

= 56,706354 mm

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari

d/4 = 440,5 / 4 = 110,125

6 x db = 6 x 19 = 114

S maks = 150 mm

Digunakan s = 150 mm

Digunakan 2D10-50

2.9.3.2 Desain Tulangan Lentur: Lapangan

Tulangan Longitudinal Lapangan

Mu (-) = 24,9302

Tulangan Longitunal Atas

Tinggi blok desak beton

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

$= 440,5 - \sqrt{440,5^2 - \frac{2\ x\ 24,9302\ x\ 10\text{^}6}{0,9\ \text{x}\ 0,85\ \text{x}\ 30\ \text{x}\ 300}}$

= 8,2982 mm

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{8,2982}{0,83}$ = 9,9295 mm

c max = 0,375 x d

= 0,375 x 440,5

= 165,1875 mm

c maks > c (terkendali Tarik)

Luas tulangan Tarik

As $= \frac{Mu}{\text{Ø fy}\left(\text{d}\frac{a}{2}\right)}$

= 151,147 mm^2

n $= \frac{151,147}{0,25\ x\ \pi\ x\ 19^2}$

= 0,5330906 = Digunakan 3

As use = 3 x 283,5287

= 850,586 mm2

Kontrol kebutuhan luas tulangan

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

= 430,84248 mm^2

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

= 440,5 mm^2

As max = 0,025 x b x d

= 0,025 x 300 x 440,5

= 3303,75 mm^2

Digunakan 3D19

Tulangan Longitunal Bawah

Gunakan Mu (+) = 56,2976 KNm untuk perencanaan

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

$= 440,5 - \sqrt{440,5^2 - \frac{2\ x\ 56,2976\ x\ 10\text{^}6}{0,9\ \text{x}\ 0,85\ \text{x}\ 30\ \text{x}\ 300}}$

= 18,9711 mm

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{18,9711}{0,83}$ = 22,7005 mm

c max = 0,375 x d

= 0,375 x 440,5

= 165,1875 mm

c maks > c (terkendali Tarik)

Luas tulangan Tarik

As $= \frac{Mu}{\text{Ø fy}\left(\text{d}\frac{a}{2}\right)}$

= 440,500 mm2

n $= \frac{440,500}{0,25\ \ x\ \pi\ x\ 19^2}$

= 1,5536344 = 3

As use = 3 x 283,5287

= 3303,75 mm2

Kontrol kebutuhan luas tulangan

As min 1= $\frac{0,25\sqrt{f'c}}{fy}$ $x\ bw\ x\ d$ = 430,84248 mm^2

As min 2= $\frac{1,4}{fy}$ $x\ bw\ x\ d$ = 440,5 mm^2

As max= 0,025 x b x d = 0,025 x 300 x 440,5

= 3303,75 mm^2

Digunakan 3D19

Desain Tulangan Transversal

Tulangan atas = 3D19

As = 850,58621 mm2

a = $\frac{As\ (1,25\ fy)}{0,85\ x\ f'cx\ b} = \frac{850,58621\ (1,25\ x\ 420)}{0,85\ x\ 30\ x\ 300}$ = 58,373 mm

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

= 850,58621 x (1,25 x 420) x ($\frac{440,5-58,373}{2}$)

= 183,675 kNm

Tulangan Atas = 3D22

As = 850,58621 mm2

a = $\frac{As\ (1,25\ fy)}{0,85\ x\ f'cx\ b} = \frac{850,58621\ (1,25\ x\ 420)}{0,85\ x\ 30\ x\ 300}$ = 58,373 mm

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

= 850,58621 x (1,25 x 420) x ($\frac{440,5-58,373}{2}$)

= 183,675 kNm

Gaya geser gampa akibat sendi plastis

VE1=VE2 = $\frac{(Mpr\ kiri+Mpr\ kanan)}{Ln}$

= $\frac{183,675\ +183,675}{\frac{2400}{1000}}$

=153,0625 kN

Gaya geser gempa akibat beban gravitasi

VG1=VG2 = 80,0844 kN

gaya geser desain = 153,0625 + 80,0844 = 233,14699 kN

Tulangan geser lapangan

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

$= 0$

Vu = 129,0142 kN

Vs = (Vu/ Ø) – Vc

= 310,86266 kN

Digunakan Sengkang 2 kaki

Av = 2 x As tul. Susut

= 2 x 78,53982

$= 157{,}0796\ mm^2$

S $= \frac{Avfyd}{vs\ x\ 1000}$

$= \frac{157{,}0796\ x\ 420\ x\ 440{,}5}{310{,}86266\ x\ 1000}$

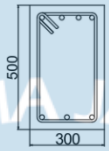
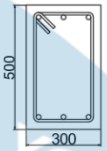
= 62,323993 mm

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari

S maks d/2 =440,5/2

= 220,25 mm

Digunakan 2D10-50

TIPE BALOK	BT (500 x 300)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TULANGAN ATAS	4D19	3D19
TULANGAN TENGAH	-	-
TULANGAN BAWAH	3D19	3D19
TULANGAN SENGKANG	2D10-50	2D10-50

Gambar 2. 25 Detail Tulangan BT

2.9.4 Perancangan Balok Bordes

Panjang balok = 3000 mm

Lebar balok = 300 mm

Tinggi balok = 500 mm

Panjang Tumpuan = 2 x h

= 1000 mm (Pasal 18.6.4.1 (SNI 2847:2019)

db = 22 mm

dbt = 13 mm

ds = 13 mm

Selimut bersih = 30 mm

d = 446 mm

Fc = 30 Mpa

Fy = 420 MPa

Fyv = 420 MPa

$\beta 1$ = 0,8357 (Tabel 22.2.2.4.3 (SNI 2847:2019)

Panjang kolom, c1 = 550 mm

Lebar Kolom, c2 = 550 mm

Ln = 2450

λ = 1

Syarat Geometri

Syarat Gaya aksial Pu <= 0.1 Ag Fc

Syarat Tinggi Efektif

Ln >= 4d

Syarat Lebar 1

b> = min (0.3h, 250 mm)

Syarat Lebar 2

b < = c2 + 2 x min (c2, 0.75 c1)

Perhitungan Penulangan Lentur

Tumpuan Negatif

Jumlah tulangan negatif tumpuan (n) = 5

Db = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan

= (b-2 x cc – 2 x ds – n x db)/(n-1)

= (300-2 x 30-2 x 13-n x 22)/(5-1)

= 26.000 mm

As Pasang $= \frac{\pi}{4\ x\ db\ x\ n}$

$= \frac{\pi}{4\ x\ 22\ x\ 5}$

= 1900,664 mm2

As min 1 $= \frac{(fc)^{0,5}}{(4\ x\ fy)\ b\ x\ d}$

$= \frac{(30)^{0,5}}{(4\ x\ 420)\ x\ 300\ x\ 446}$

$= 436{,}222\ mm^2$

As min 2 $= \frac{1{,}4}{(4\ x\ fy)\ b\ x\ d}$

$= \frac{1{,}4}{(4\ x\ 420)\ 300\ x\ 446}$

$= 446{,}000\ mm^2$

Cek As min = OKE

ρ $= \frac{As}{b\ x\ d}$

$= \frac{1900,664}{300\ x\ 446}$

= 1,42%

ρ max1 $= \frac{0,75 \text{ x } 0,85 \text{ x } \beta 1 \text{ x fc}}{fy\ x\ (\frac{600}{600+fy})}$

$= \frac{0,75 \text{ x } 0,85 \text{ x } 0,8357 \text{ x } 30}{420\ x\ \left(\frac{600}{600+420}\right)}$

= 2,24%

ρ max2 = 2,5 %

Cek As max = OK

a $= \frac{As\ x\ fy}{(0,85\ x\ fc\ x\ b)} = \frac{1900,664\ x\ 420}{(0,85\ x\ 30\ x\ 300)}$

= 104,350 mm

Mn = As x fy x (d - $\frac{a}{2}$)

= 1900,664 x 420 x (446 - $\frac{104,350}{2}$)

= 314,382 kN-m

c $= \frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{104,350}{0,8357}$

= 124,9 mm

εs $= \frac{d-c}{c*0,003}$

$= \frac{446-124,9}{124,9 \text{ x } 0,003}$

= 0,008

Φ = 0,65 <= 0.65 + (εs – 0,002) / 0,003 x 0,25 < = 0,9

= 0,65 <= 0.65 + (0,008 – 0,002) / 0,003 x 0,25 <= 0,9

= 0,900

ϕMn = ϕ x Mn

= 0,900 x 314,382

= 282,944 kN-m

Mu, tumpuan (-) = 224,281

Cek kapasitas (ϕMn > Mu) OK

As Perlu $= \frac{Mu}{[\text{fy x}\left(\text{d} - \frac{a}{2}\right)]}$

$= \frac{224{,}281\ x\ 10^6}{\left[420\ \text{x}\left(446 - \frac{104{,}350}{2}\right)\right]}$

$= 1355{,}939\ mm^2$

Tumpuan Positif

Jumlah tulangan negatif tumpuan (n) = 4

Db = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan

= (b-2 cc – 2 ds – n * db)/(n-1)

= (300-2*30-213-n*22)/(4-1)

= 42,000 mm

As Pasang $= \frac{\pi}{4\ x\ db\ x\ n}$

$= \frac{\pi}{4\ x\ 22\ x\ 4}$

= 1520,531 mm2

As min 1 $= \frac{(fc)^{0{,}5}}{(4\ x\ fy)\ b\ x\ d}$

$= \frac{(30)^{0{,}5}}{(4\ x\ 420)\ x\ 300\ x\ 446}$

$= 436{,}222\ mm^2$

As min 2 $= \frac{1{,}4}{(4\ x\ fy)\ b\ x\ d}$

$= \frac{1{,}4}{(4\ x\ 420)\ 300\ x\ 446}$

$= 446{,}000\ mm^2$

As min 3 = 0,5 x As Tumpuan Negatif

= 0,5 x 1900,664

$= 950{,}332\ mm^2$

Cek As min = OKE

ρ $= \frac{As}{b\ x\ d}$

$= \frac{1520{,}531}{300\ x\ 446}$

= 1,14%

ρ max1 $= \frac{0,75 \text{ x } 0,85 \text{ x } \beta 1 \text{ x fc}}{fy\ x\ (\frac{600}{600+fy})}$

$= \frac{0,75 \text{ x } 0,85 \text{ x } 0,8357 \text{ x } 30}{420\ x\ \left(\frac{600}{600+420}\right)}$

= 2,24%

ρ max2 = 2,5 %

Cek As max = OK

a $= \frac{As\ x\ fy}{(0,85\ x\ fc\ x\ b)}$

$= \frac{1520,531x\ 420}{(0,85\ x\ 30\ x\ 300)}$

= 83,350 mm

Mn = As x fy x (d - $\frac{a}{2}$)

= 1520,531 x 420 x (446 - $\frac{83,350}{2}$)

= 258,170 kN-m

c $= \frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{83,350}{0,8357}$

= 124,9 mm

εs $= \frac{d-c}{c*0,003}$

$= \frac{446-124,9}{124,9 \text{ x } 0,003}$

= 0,008

ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0.9

= 0.65 <= 0.65 + (0,008 - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0.9

= 0,900

ϕMn = ϕ x Mn

= 0,900 x 258,170

= 232,353 kN-m

Mu, tumpuan (+) = 203,761

Cek kapasitas (ϕMn > Mu) OK

As Perlu $= \frac{Mu}{[\text{fy x } \left(\text{d} - \frac{a}{2}\right)]}$

$$= \frac{203{,}761\ x\ 10^6}{\left[420\ \text{x}\left(446 - \frac{83{,}350}{2}\right)\right]}$$

$= 1200{,}081\ mm^2$

Lapangan Negatif

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan (n) = 2

db = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan = (b-2 cc – 2 ds – n * db)/(n-1)

= (300-2*30-213-n*22)/(2-1)

= 170,000 mm

As Pasang $= \frac{\pi}{4\ x\ db\ x\ n}$

$= \frac{\pi}{4\ x\ 22\ x\ 2}$

= 760,265 mm2

As min 1 $= \frac{(fc)^{0,5}}{(4\ x\ fy)\ b\ x\ d}$

$= \frac{(30)^{0,5}}{(4\ x\ 420)\ x\ 300\ x\ 446}$

$= 436{,}222\ mm^2$

As min 2 $= \frac{1{,}4}{(4\ x\ fy)\ b\ x\ d}$

$= \frac{1{,}4}{(4\ x\ 420)\ 300\ x\ 446}$

$= 446{,}000\ mm^2$

As min 3 = 0,5 x As Tumpuan Negatif

= 0,5 x 760,265

$= 380{,}133\ mm^2$

Cek As min = OKE

ρ $= \frac{As}{b\ x\ d} = \frac{760{,}265}{300\ x\ 446}$

= 0,57%

ρ max1 $= \frac{0{,}75\ \text{x}\ 0{,}85\ \text{x}\ \beta 1\ \text{x}\ fc}{fy\ x\ (\frac{600}{600+fy})}$

$= \frac{0{,}75\ \text{x}\ 0{,}85\ \text{x}\ \ 0{,}8357\ \text{x}\ 30}{420\ x\ \left(\frac{600}{600+420}\right)}$

= 2,24%

ρ max2 = 2,5 %

Cek As max = OK

a $= \frac{As\ x\ fy}{(0{,}85\ x\ fc\ x\ b)}$

$= \frac{760{,}265\ x\ 420}{(0{,}85\ x\ 30\ x\ 300)} = 41{,}740\ mm$

Mn = As x fy x (d - $\frac{a}{2}$)

= 760,265 x 420 x (446 - $\frac{41{,}740}{2}$)

= 135,749 kN-m

c $= \frac{a}{\beta 1}$

$= \frac{41{,}740}{0{,}8357}$

= 49,9 mm

εs $= \frac{d-c}{c*0{,}003}$

$= \frac{446-49{,}9}{49{,}9\ x\ 0{,}003}$

= 0,024

ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0,9

= 0.65 <= 0.65 + (0,008 - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0,9

= 0,900

ϕMn = ϕ x Mn

= 0,900 x 135,749

= 122,174 kN-m

Mu, Lapangan (-) = 68,965

Cek kapasitas (ϕMn > Mu) OK

As Perlu $= \frac{Mu}{[\text{fy x } \left(\text{d} - \frac{a}{2}\right)]}$

$= \frac{68{,}965\ x\ 10^6}{\left[420\ \text{x}\ \left(446 - \frac{41{,}740}{2}\right)\right]}$

$= 386{,}238\ mm^2$

Lapangan Positif

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan (n) = 4

db = 22 mm

Jarak bersih antar tulangan

= (b-2 cc – 2 ds – n * db)/(n-1)

= (300-2*30-213-n*22)/(4-1)

= 42,000 mm

As Pasang $= \frac{\pi}{4\ x\ db\ x\ n}$

$= \frac{\pi}{4\ x\ 22\ x\ 4}$

= 1520,531 mm2

As min 1 $= \frac{(fc)^{0,5}}{(4\ x\ fy)\ b\ x\ d}$

$= \frac{(30)^{0,5}}{(4\ x\ 420)\ x\ 300\ x\ 446}$

$= 436{,}222\ mm^2$

As min 2 $= \frac{1{,}4}{(4\ x\ fy)\ b\ x\ d}$

$= \frac{1{,}4}{(4\ x\ 420)\ 300\ x\ 446}$

$= 446{,}000\ mm^2$

As min 3 = 0,5 x As Tumpuan Negatif

= 0,5 x 1520,531

$= 760{,}265\ mm^2$

Cek As min = OKE

ρ $= \frac{As}{b\ x\ d}$

$= \frac{1520{,}531}{300\ x\ 446}$

= 1,14%

ρ max1 $= \frac{0{,}75 \text{ x } 0{,}85 \text{ x } \beta 1 \text{ x fc}}{fy\ x\ (\frac{600}{600+fy})}$

$= \frac{0{,}75 \text{ x } 0{,}85 \text{ x } 0{,}8357 \text{ x } 30}{420\ x\ \left(\frac{600}{600+420}\right)}$

= 2,24%

ρ max2 = 2,5 %

Cek As max = OK

a $= \frac{As\ x\ fy}{(0{,}85\ x\ fc\ x\ b)}$

$= \frac{1520{,}531\ x\ 420}{(0{,}85\ x\ 30\ x\ 300)}$

= 83,480 mm

Mn = As x fy x (d - $\frac{a}{2}$)

= 1520,531 x 420 x (446 - $\frac{83{,}480}{2}$)

= 258,170 kN-m

c = $\frac{a}{\beta 1}$ = $\frac{83{,}480}{0{,}8357}$

= 99,9 mm

εs = $\frac{d-c}{c*0{,}003}$ = $\frac{446-99{,}9}{99{,}9\ x\ 0{,}003}$

= 0,010

ϕ = 0.65 <= 0.65 + (εs - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0.9

= 0.65 <= 0.65 + (0,008 - 0.002) / 0.003 * 0.25 <= 0.9

= 0,900

ϕMn = ϕ x Mn = 0,900 x 258,170

= 232,353 kN-m

Mu, Lapangan (-) = 78,189 kN-m

Cek kapasitas (ϕMn > Mu) OK

As Perlu = $\frac{Mu}{[fy\ x\ (d - \frac{a}{2})]}$

= $\frac{78{,}189\ x\ 10^6}{\left[420\ x\ \left(446 - \frac{83{,}480}{2}\right)\right]}$

= 460,508 mm^2

Perhitungan Penulangan Geser

Gaya Desain

Vu, tumpuan = 169,6408 kN

Vu, lapangan = 149,8732 kN

Vg, tumpuan = 34,0852 kN

As+ Tumpuan = 1520,531 mm^2

As- Tumpuan = 1900,664 mm^2

apr+ = 1,25 x 83,480

= 104,350 mm

apr- = 1,25 x 104,350

= 130,438 mm

Mpr+ = As+ x (1,25 x fy) x (d-apr+/2)

= 1520,531 x (1,25 x 420) x (446-104,350/2)

= 314382044 Nmm

Mpr- = As- x (1,25 x fy) x (d-apr+/2)

= 1900,664 x (1,25 x 420) x (446-130,438/2)

= 379961851 Nmm

Vsway atau Vpr = (Mpr+ + Mpr-) / Ln

= 314382044 + 379961851/2450

= 283406 N

Tahanan Geser Beton

Ve = Vg + Vpr

= 34,0852 x 1000 + 283406

= 317491 N

½ Ve = ½ x 317491

= 158745,44 N

Pu = -5,2999

Ag fc/2 = 300 x 500 x 30/20

= 225000 N

Penulangan Geser Tumpuan

Jumlah Kaki =2

Av = $\frac{n\ x\ \pi}{4\ x\ ds\ x\ 2}$

= $\frac{2\ x\ \pi}{4\ x\ 13\ x\ 2}$

= 265,465 mm2

Spasi = 50 mm

Spasi Max 1 (d/4) = d/4

= 446/4

= 111,5 mm

Spasi Max 2 (6 db) = 6 x db = 6 x 22

= 132 mm

Spasi Max 3 (150) mm = 150 mm

Cek spasi = OKE

Vs $= \frac{Av\ x\ fyv\ x\ d}{s}$

$= \frac{265{,}465\ x\ 420\ x\ 446}{50}$

= 994536 N

ϕ = 0,75

Vn = 994536 N

Vu = 317491

ϕVn/Vu $= \frac{\phi \text{ x Vn}}{\text{Vu}}$

$= \frac{0{,}75 \text{ x } 994536}{317491}$

= 2,349

Cek Kapasitas = OK

Penulangan Geser Lapangan

Jumlah Kaki =2

Av $= \frac{n\ x\ \pi}{4 \text{ x ds x } 2}$

$= \frac{2\ x\ \pi}{4 \text{ x } 13 \text{ x } 2}$

= 265,465 mm2

Spasi = 100 mm

Spasi Max 1 (d/4) = d/4

= 446/4

= 111,5 mm

Spasi Max 2 (6 db) = 6 x db

= 6 x 22

= 132 mm

Spasi Max 3 (150) mm= 150 mm

Cek spasi = OKE

Vs $= \frac{Av\ x\ fyv\ x\ d}{s}$

$= \frac{265{,}465\ x\ 420\ x\ 446}{100}$

= 497268 N

ϕ = 0,75

Vn = 497268 N

Vu = 149873

ϕVn/Vu= $\frac{\phi \text{ x Vn}}{\text{Vu}}$

= $\frac{0{,}75 \text{ x } 497268}{149873}$ = 2,488

Cek Kapasitas = OK

Penulangan Torsi

Parameter Geometri Penampang untuk Perhitungan Torsi

Tu = 5,2999 kN m

Acp = (b x h)

= 300 x 500

= 150000 mm^2

Pcp = (2 x (b + h))

= (2 x (300 + 500))

= 1600 mm

Xo = (b – 2 cc – ds)

= (300 – 2 x 30 – 13)

= 227 mm

Yo = (h – 2 cc – ds)

= (500 – 2 x 30 – 13)

= 427 mm

Aoh = (Xo x Yo)

= (227 x 427)

= 96929 mm^2

Ao = (0,85 x Aoh)

= (0,85 x 96929)

= 82390 mm^2

Ph = (2 x (Xo + Yo))

= (2 x (227 + 427))

= 1308 mm

Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

Tcr = 0,33 x (fc) 0,5 x Acp2/ Pcp

= 0,33 x 30 x 0,5 x 150000^2/1600

= 25417750 N mm

Φ = 0,75

ϕ Tcr/4 = 0,75 x 25417750/4

= 4765828 N mm

Perlu Tulangan Torsi

= IYA Tabel 22.7.4.1 (SNI 2847:2019)

Pengecekan Kecukupan Dimensi Penampang

Jenis Torsi -> Kompatibilitas

Tu Pakai = 5299900

Vu = 317492 N

Vc = 0,17 x (fc)^0,5 x b x d

= 0,17 x (30)^0,5 x 300 x 446

= 124585 N

Tegangan ultimate geser + torsi

$= \{\left[\frac{Vu}{b\ x\ d}\right]^2 + [Tu\ x\ Ph/(1{,}7\ x\ Aoh^2)]^2\}^2$

$= \left[\frac{317492}{300\ x\ 446}\right]^2 + [5299900\ x\ 1308/(1{,}7\ x\ 96929^2)]^2\}^2$

= 2,412 MPa

Kapasitas Tegangan Beton

= ϕ x { [Vc / (b x d)] + 0.66 x (fc')0.5 }

= 0,75 x { [124585 / (300 x 446)] + 0.66 x (30')0.5 }

= 3,410 MPa

Cek Dimensi Penampang OK

Penulangan Transversal Torsi

n kaki Tumpuan = 2

n kaki Lapangan = 2

s Tumpuan = 50 mm

s Lapangan = 100 mm

s max 1 = Ph/8

= 1308/8

= 163,5 mm

s max 2 = 300

= 300 mm

Cek Spasi Tumpuan OK

Cek Spasi Lapangan OK

Av+t / s Tumpuan Pasang $= \frac{n\ x\ \pi}{4\ x\ ds^2 / s}$

$= \frac{2\ x\ \pi}{4\ x\ 13^2 / 50}$

= 5,309 mm2/mm

Av+t / s Tumpuan Pasang $= \frac{n\ x\ \pi}{4\ x\ ds^2 / s}$

$= \frac{2\ x\ \pi}{4\ x\ 13^2 / 100}$

= 2,655 mm2/mm

At/s $= \frac{Tu}{2\ x\ \varphi\ x\ Ao\ x\ fyv}$

$= \frac{5299900}{2\ x\ 0{,}75\ x\ 82390\ x420}$

= 0,102 mm2/mm

Av/s Tumpuan Perlu $= \frac{Vu\ Tumpuan}{\varphi - Vc}$ / fyv x d

$= \frac{317491}{0{,}75-0}$ / 420 x 446

= 2,260 mm2/mm

Av/s Lapangan Perlu $= \frac{Vu\ Lapangan}{\varphi - Vc}$ / fyv x d

$= \frac{149873}{0{,}75-0}$ / 420 x 446

= 1,067 mm2/mm

Av+t / s Tumpuan Perlu $= 2\ x\ \frac{At}{s} + \frac{Av}{s}$

= 2 x 0,102 + 2,260

= 2,464

Av+t / s Lapangan Perlu = 2 x $\frac{At}{s} + \frac{Av}{s}$

= 2 x 0,102 + 1,067

= 1,271

Av+t / s min 1 = 0.062 x (fc')0.5 x b / fyv

= 0.062 x (30')0.5 x 300 / 420

= 0,243

Av+t / s min 1 = 0.35 x b / fyv

= 0.35 x 300 / 420

= 0,250

Cek Geser + Torsi Tumpuan -> OK

Cek Geser + Torsi Lapangan -> OK

Penulangan Longitudinal Torsi

db atau dbt = 13 mm

dbs min = 4,2 mm

Cek db = OK

As Perlu Tumpuan Atas = 1355,939 mm^2

As Perlu Tumpuan Bawah = 1200,081 mm^2

As Perlu Lapangan Atas = 386,238 mm^2

As Perlu Lapangan Bawah = 460,508 mm^2

A1 = At/s x Ph

= 0,102 x 1308

= 133,556 mm^2

Al min = 0.42 x (fc') 0,5 x Acp / fy - (At/s) x Ph

= 0.42 x (30')0.5 x 150000 / 420 - (0,102) x 1308

= 688,028 mm^2

As + Al Perlu Tumpuan = 3244,049 mm^2

As + Al Perlu Lapangan = 1534,774 mm^2

n Tumpuan Atas = 5

n Tumpuan Tengah = 2

n Tumpuan Bawah = 4

n Tumpuan Vertikal = 3

2 + n Tumpuan Tengah/2

n Lapangan Atas = 2

n Lapangan Tengah = 2

n Lapangan Bawah = 4

n Lapangan Vertikal = 3

2 + n Tumpuan Tengah/2

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

= (300 – 2 x 30 – 2 x 13 - 22) / [min(5, 4) - 1]

= 64 mm

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

= (500 – 2 x 30 – 2 x 13 - 22) / (3 - 1)

= 196 mm

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

= (300 – 2 x 30 – 2 x 13 - 22) / [min(2, 4) - 1]

= 192 mm

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

= (500 – 2 x 30 – 2 x 13 - 22) / (3 - 1)

= 196 mm

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Tumpuan OK

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Lapangan OK

As + Al Pasang Tumpuan

Spasi >= 300 mm ?

$$= \frac{n\ tumpuan\ atas + n\ tumpuan\ bawah\ x\ \pi}{4\ x\ db^2 + 2\ x\ \pi\ /\ 4\ x\ dbt^2}$$

$$= \frac{5 + 4\ x\ \pi}{4\ x\ 22\ x\ \pi\ x\ 4\ x\ 13^2}$$

$$= 3686{,}66\ mm^2$$

As + Al Pasang Lapangan

Spasi >= 300 mm ?

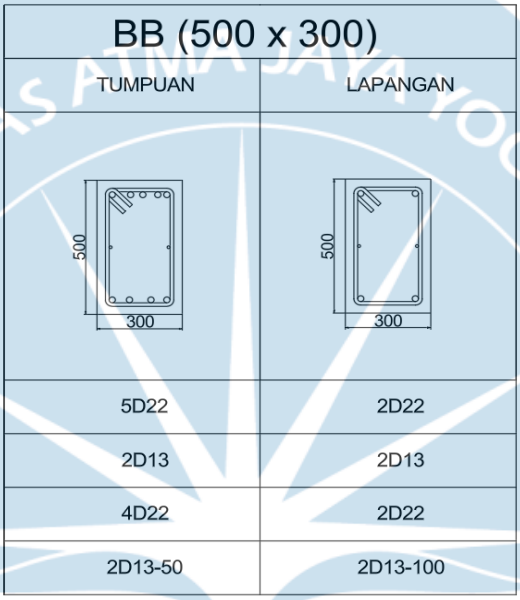
$$= \frac{n\ Lapangan\ atas + n\ Lapangan\ bawah\ x\ \pi}{4\ x\ db^2 + 2\ x\ \pi\ /\ 4\ x\ dbt^2}$$

$$= \frac{2 + 4\,x\,\pi}{4 \text{ x } 22^2 + 2 \text{ x } \pi \,/\, 4\,x\,13^2}$$

$= 2546{,}261\ mm^2$

Cek Lentur + Torsi Tumpuan OK

Cek Lentur + Torsi Lapangan OK



Gambar 2. 26 Detail Tulangan BB

2.9.5 Rekapitulasi Tulangan Balok sesuai Tipe

Tabel 2. 31 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Berdasarkan Tipe Balok

Tipe Balok	Tulangan longitudinal tumpuan			Tulangan longitudinal lapangan			Tulangan transversal/sengkang	
	Atas	Tengah	Bawah	atas	tengah	bawah	tumpuan	lapangan
B1	7D22	2D13	3D22	3D22	2D13	3D22	3D13-100	2D13-200
B3	5D22	2D13	2D22	2D22	2D13	2D22	2D13-100	2D13-200
BA	2D22	2D10	2D22	2D22	2D10	4D22	2D13-100	2D13-100
BT	4D19	-	3D19	3D19	-	3D19	2D13-50	2D13-50
BB	5D22	2D13	4D22	2D22	2D13	4D22	2D13-50	2D13-100

2.10 Perancangan kolom

Dalam perhitungan dan perancangan kolom, perangkat lunak seperti SP Column digunakan untuk pemodelan kolom dan menghitung gaya-gaya yang bekerja pada kolom. Namun, 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 = 850 x 950 mm

lc = Tinggi Kolom - h balok

= 4000 - 700

= 3300 mm = 3,3 m

Tinggi Kolom = 4000 mm

Tul. Longitudinal = D25

Tul Sengkang = D13

Selimut beton = 40 mm

Fc = 30 MPa

Fy = 420 MPa

Fy sengkang = 420 MPa

Cc = 40 mm

d = 803,5 mm

1. Gaya Dalam

Tabel 2. 32 Rekap Gaya Dalam Kolom SRPMK

No	Pu(KN)	Mux (KNm)	Muy (KNm)
1	-662,71	268,18	388,07
2	4911,74	-1082,93	-1177,72
3	757,04	1243,33	1206,13
4	3083,12	-1243,05	-1146,86
5	676,46	1177,96	1283,11
6	3160,53	-962,8	-1276,89

2. Output yang didapatkan dari SPcolumn

Tabel 2. 33 Ouput Sp Column

No.	Demand			Capacity			Parameters at Capacity			Capacity Ratio
	P_u kN	M_{ux} kNm	M_{uy} kNm	ϕP_n kN	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	NA Depth mm	ε_t	ϕ	
1	-662.71	268.18	388.07	-1401.2	596.43	863.05	205	0.01214	0.9	0.66
2	4911.74	-1082.93	-1177.72	5877.5	-1292.6	-1405.7	686	0.00208	0.65	0.83
3	757.04	1243.33	1206.13	630.37	1252.14	1214.67	383	0.00614	0.9	0.99
4	3083.12	-1243.05	-1146.86	2820.48	-1502.8	-1386.5	505	0.00398	0.806	0.83
5	676.46	1177.96	1283.11	677.49	1177.89	1283.03	375	0.00618	0.9	1
6	3160.53	-962.8	-1276.89	1062.21	-1093.3	-1450	373	0.00595	0.9	0.8

3. Syarat Dimensi Penampang

- b ≥ 300 mm

  850 mm ≥ 300 mm (OK)

- b/h ≥ 0,4

  850/950 ≥ 0,4

  0,8947 ≥ 0,4 (OK)

4. Luas Penampang

Menurut ketentuan yang terdapat dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7., luas tulangan longitudinal Ast harus berkisar antara 1-6 % luas penampang (Ag)

Luas Penampang (Ag)= 850 x 950

= 807500 mm2

5. Momen Nominal Kolom

   Mnc = 1308,767

   2 x Mc ≥ Mprb, ki (-) + Mprb, ki (+)

   2 x 1308,767 ≥ 1,2 x (792,8188 + 363,2077)

   2617,5333 ≥ 1387,2318 **(OK)**

6. Perilaku Elastik (lo)

   a. Max h atau b = 700 mm

   b. 1/6 in = (tinggi kolom-tinggi balok)/6

      = (4000-700)/6

      = 550 mm

   c. 600 mm

   d. Io = 650 mm Nilai max

7. Tulangan Traversal didasarkan pada kuat geser kolom pengekang inti beton dari analisis Struktur Vu = 350,3111 KN

Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom

- Mnb, ki (-) = 607,635 kNm
- Mnb, ki (+) = 351,1552 kNm
- Mprb, ki (-) = 792,8188 kNm
- Mprb, ki (+) = 363,2077 kNm

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

Mprk dari balok = 0,5 x (792,8188 + 363,2077)

= 578,0132 kNm

8. Menghitung Kuat geser perlu

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

   $= \frac{578,0132+578,0132}{3,3}$

   = 350,3110 kn

   Karena nilai Ve = 350,3110 KN > Vu = 302,036 kN, maka diambil nilai terbesar.

   Kuat geser beton diperhitungan

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

= 0 kN

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

$= \frac{302{,}036\ x\ 1000}{0{,}75} - 0$

= 467081,413 KN

Av/s = Vs/Fyt x d

= 467081,413/(420 x 803,5)

= 1,38406796 mm2/mm **Persamaan a**

9. Tulangan Transversal Pengekangan

Pu < 0,3 x f'c x Ag

4911,74 < 7267500

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

- $\frac{Ash}{Sbc} = 0{,}3\ \left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right)\frac{f'c}{fyt}$
- $\frac{Ash}{Sbc} = 0{,}09\ \frac{f'c}{fyt}$

Bc = lebar kolom – (2 x selimut beton)

= 850 – (2 x 40)

= 770 mm

Ag = 807500 mm2

Ach = (b-2 cover) x (h-2 cover)

= 669900 mm2

$\frac{Ash}{Sbc}$ $= 0{,}3\ \left(\frac{dy}{dx} - 1\right)\frac{f'c}{fy}$

= 0,00440151

$\frac{Ash}{s}$ = Bc x $\frac{Ash}{Sbc}$

= 770 x 0,00440151

= 3,3891 mm2/mm **Persamaan b**

$\frac{Ash}{Sbc}$ $= 0{,}3(\ \frac{Agc}{Ach}$ - 1) $\frac{f'c}{fyt} = 0{,}3(\ \frac{807500}{669900}$ - 1) $\frac{30}{420} = 0{,}0064$

$\frac{Ash}{s}$ = Bc x Ash/Sbc = 770 x 0,0064 = 4.95 mm2/mm **Persamaan c**

Digunakan nilai terbesar $\frac{Ash}{s}$ = 4,95 mm2/mm

10. Tulangan Traversal didaerah sepanjang Io

Misal diambil S = 100 mm

Ash = 100 x 4,95

= 495 mm2

Jumlah kaki tul. = $\frac{495}{132,73}$ = 3,729 = 4 buah

Maka digunakan **4D13-100**

Syarat Tulangan Transversal

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

1) 1/4 dimensi kolom terkecil
2) 6 kali diameter tulangan longitudinal
3) S ≤ S0 = 100 + (350-hx)

Jarak tulangan transversal = 100 mm

Syarat 1 S ≤ b/4 atau h/4

100 ≤ 175 (OK)

Syarat 2 S ≤ 6D

100 ≤ 150 (OK)

11. Tulangan Transversal diluar Daerah Io

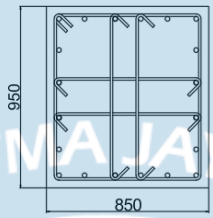
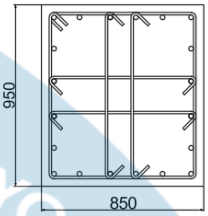
Ve = 350,31106

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

= 0 KN

Jarak Tulangan yang di ambil = 100 mm

Maka digunakan **4D13-100**

TIPE KOLOM	K1 (950 x 850)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TULANGAN UTAMA	20D25	20D25
TULANGAN SENGKANG	4D13-100	4D13-100

Gambar 2. 27 Detail Tulangan Kolom K1

2.10.1 Rekapilasi Kolom

Tabel 2. 34 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Kolom Berdasarkan Jenis Kolom

JENIS KOLOM	TULANGAN LONGITUDINAL	SENGKANG TUMPUAN		SENGKANG LAPANGAN	
		SUMBU KUAT	SUMBU LEMAH	SUMBU KUAT	SUMBU LEMAH
K1(850X950)	20D25	4D13-100	4D13-100	4D13-100	4D13-100
K2(750X850)	24D32	4D13-100	4D13-100	4D13-100	4D13-100
K3(600X600)	20D25	3D13-100	3D13-100	3D13-100	3D13-100

2.11 Hubungan Balok Kolom

Perhitungan hubungan antara halok dan kolom sangat krusial untuk menentukan kebutuhan tulangan tambahan yang diperlukan untuk menyatukan kedua elemen tersebut. Hubungan antara kolom dan balok harus sesuai dengan ketentuan dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.8, yang mengatur sistem sambungan pada rangka pemikul momen khusus. Aturan ini bertujuan untuk memastikan bahwa hubungan struktural antara kolom dan balok dirancang dengan kekuatan dan efektivitas yang memadai, sehingga dapat menahan gaya yang bekerja pada struktur secara optimal.

Properti Material dan Penampang

Lebar Y Kolom,b = 850 mm

Lebar X kolom,h = 950 mm

Panjang Kolom,L = 4000 mm

Kuat Tekan Beton, fc' = 30 Mpa

Kuat Leleh Baja Tulangan, fy = 420 Mpa

Faktor Beton Ringan, λ = 1

Tinggi Balok Terbesar, hb = 700 mm

Panjang Bersih Kolom, Ln = 3300

L - hb

Data Lebar dan Eksentrisitas Balok

Lebar Balok 1, bb1 = 400 mm

Lebar Balok 2, bb2 = 400 mm

Lebar Balok 3, bb3 = 400 mm

Lebar Balok 4, bb4 = 400 mm

x1a $= \frac{h-bb1}{2} = \frac{950-400}{2}$

$= 275$ mm

x1b $= \frac{h-bb1}{2} = \frac{950-400}{2}$

$= 275$ mm

Cek Lebar Sisi Kolom 1

= bb1 + x1a + x1b

= 400 + 275 + 275

= 950 mm

x2a $= \frac{h-bb2}{2} = \frac{950-400}{2} = 275$ mm

x2b $= \frac{h-bb2}{2} = \frac{950-400}{2} = 275$ mm

Cek Lebar Sisi Kolom 2

= bb2 + x2a + x2b

= 400 + 275 + 275

= 950 mm

x3a $= \frac{h-bb3}{2} = \frac{950-400}{2} = 275$ mm

x3b $= \frac{h-bb3}{2} = \frac{950-400}{2} = 275$ mm

Cek Lebar Sisi Kolom 3

= bb3 + x3a + x3b

= 400 + 275 + 275

= 950 mm

x4a $= \frac{h-bb4}{2} = \frac{950-400}{2} = 275$ mm

x4b $= \frac{h-bb4}{2} = \frac{950-400}{2} = 275$ mm

Cek Lebar Sisi Kolom 4

= bb4 + x4a + x4b

= 400 + 275 + 275

= 950 mm

Dimensi Joint

x terkecil sisi 1, x1

= MIN (x1a:x1b)

= 275 mm

x terkecil sisi 2, x2

= MIN (x2a:x2b)

= 275 mm

x terkecil sisi 3, x3

= MIN (x3a:x3b)

= 275 mm

x terkecil sisi 4, x4

= MIN (x4a:x4b)

= 275 mm

Lebar Efektif Joint Y,bi

= MIN (bj1,bj2)

= 950 mm

Lebar Efektif Joint X,hi

= MIN (bj3,bj4)

= 950 mm

Luas Efektif Joint Gempa Y,Ajy

= b x hj

= 902500 mm^2

Luas Efektif Joint Gempa X,Ajy

= b x h

= 902500 mm^2

Cek Tinggi Joint = hj >= 1/2 hb = OK

Data dan Gaya Tulangan Balok

Diameter Tulangan Utama Balok, db = 22

Cek Dimensi Kolom = OK

Tulangan Atas Balok 1, As-1 $= \frac{n\ atas\ x\ \pi}{4\ x\ db^2}$

$= \frac{7\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2}$

= 2660,929 mm^2

Tulangan Bawah Balok 1, As+1 $= \frac{n\ bawah\ x\ \pi}{4\ x\ db^2}$

$= \frac{3\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2}$

= 1140,398 mm^2

Tulangan Atas Balok 2, As-2 $= \frac{n\ atas\ x\ \pi}{4\ x\ db^2}$

$= \frac{7\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2}$

= 2660,929 mm^2

Tulangan Bawah Balok 2, As+2 $= \frac{n\ bawah\ x\ \pi}{4\ x\ db^2}$

$= \frac{3\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2}$

= 1140,398 mm^2

Tulangan Atas Balok 3, As-3 $= \frac{n\ atas\ x\ \pi}{4\ x\ db^2}$

$= \frac{7\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2}$

= 2660,929 mm^2

Tulangan Bawah Balok 3, As+3 $= \frac{n\ bawah\ x\ \pi}{4\ x\ db^2}$

$= \frac{3\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2}$

= 1140,398 mm^2

Tulangan Atas Balok 4, As-4 $= \frac{n\ atas\ x\ \pi}{4\ x\ db^2}$

$= \frac{7\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2}$

= 2660,929 mm^2

Tulangan Bawah Balok 4, As+4 $= \frac{n\ bawah\ x\ \pi}{4\ x\ db^2}$

$= \frac{3\ x\ \pi}{4\ x\ 22^2}$

= 1140,398 mm^2

Tegangan Probable Tulangan, fpr = 1,25 x fy

= 1,25 x 420

= 525 Mpa

Gaya Tulangan Atas Balok 1, Fs-1 = As x fpr

= 2660,929 x 525

= 1396987,7 N

Gaya Tulangan Bawah Balok 1, Fs+1 = As x fpr

= 1140,398 x 525

= 598709,0 N

Gaya Tulangan Atas Balok 2, Fs-2 = As x fpr

= 2660,929 x 525

= 1396987,7 N

Gaya Tulangan Bawah Balok 2, Fs+2= As x fpr

= 1140,398 x 525

= 598709,0 N

Gaya Tulangan Atas Balok 3, Fs-3 = As x fpr

= 2660,929 x 525

= 1396987,7 N

Gaya Tulangan Bawah Balok 3, Fs+3= As x fpr

= 1140,398 x 525

= 598709,0 N

Gaya Tulangan Atas Balok 4, Fs-4 = As x fpr

= 2660,929 x 525

= 1396987,7 N

Gaya Tulangan Bawah Balok 4, Fs+4= As x fpr

= 1140,398 x 525

= 598709,0 N

Gaya Geser Akibat Balok

Geser Ketika Arah Gempa X- = Fs-3 + C4

= Fs-3 + Fs+4

= 1396987,7 + 598709,0

= 1995696,7 N

Geser Ketika Arah Gempa X+= Fs-4 + C3 = Fs-4 + Fs+3

= 1396987,7 + 598709,0

= 1995696,7 N

Geser Ketika Arah Gempa Y- = Fs-1 + C2 = Fs-1 + Fs+2

= 1396987,7 + 598709,0

= 1995696,7 N

Geser Ketika Arah Gempa Y+ = Fs-2 + C1 = Fs-2 + Fs+1

= 1396987,7 + 598709,0

= 1995696,7 N

Gaya Geser Kolom (Beam Hinging)

Mpr- Balok 1 = 793000000 Nmm

Mpr+ Balok 1 = 363000000 Nmm

Mpr- Balok 2 = 793000000 Nmm

Mpr+ Balok 2 = 363000000 Nmm

Mpr- Balok 3 = 793000000 Nmm

Mpr+ Balok 3 = 363000000 Nmm

Mpr- Balok 4 = 793000000 Nmm

Mpr+ Balok 4 = 363000000 Nmm

Ve Balok 1 = 436000 N

Ve Balok 2 = 436000 N

Ve Balok 3 = 436000 N

Ve Balok 4 = 436000 N

Geser Kolom Ketika Arah Gempa X-

$$= \frac{(Mpr+4+Mpr-3)+(Ve3+Ve4)x\frac{h}{2}}{\text{Ln}}$$

$$= \frac{(363000000+793000000)+(436000+436000)x\frac{950}{2}}{3300}$$

= 475818 N

Geser Kolom Ketika Arah Gempa X+

$$= \frac{(Mpr+3+Mpr-4)+(Ve3+Ve4)x\frac{h}{2}}{\text{Ln}}$$

$$= \frac{(363000000+793000000)+(436000+436000)x\frac{950}{2}}{3300}$$

= 475818 N

Geser Kolom Ketika Arah Gempa Y-

$$= \frac{(Mpr+2+Mpr-1)+(Ve1+Ve2)x\frac{h}{2}}{\text{Ln}}$$

$$= \frac{(363000000+793000000)+(436+436)x\frac{950}{2}}{3300}$$

= 475818 N

Geser Kolom Ketika Arah Gempa Y+

$$= \frac{(Mpr+1+Mpr-2)+(Ve1+Ve2)x\frac{h}{2}}{\text{Ln}}$$

$$= \frac{(363000000+793000000)+(436+436)x\frac{950}{2}}{3300}$$

= 475818 N

Kuat Geser Joint

Konfigurasi Joint = 3

Faktor Pengali Kuat Geser, c = 1

Kuat Geser Nominal Joint Gempa X, VnX

= c x λ x √fc' x AjX

= 1 x 1 x √30 x 9E+05

= 4943196 N

Kuat Geser Nominal Joint Gempa Y, VnY

= c x λ x √fc' x AjX

= 1 x 1 x √30 x 9E+05

= 4943196 N

Faktor Reduksi Φ = 0,85

Kuat Geser Joint Gempa X,

= ΦVnX

= 0,85 x 4943196

= 4201716,7 N

Kuat Geser Joint Gempa X,

= ΦVny

= 0,85 x 4943196

= 4201716,7 N

Gaya Geser Joint Gempa X, VuX

= 1995696,7 N

Gaya Geser Joint Gempa Y, VuY

= 1995696,7 N

Faktor Keamanan Gempa X, SFX

= ΦVnX / VuX

= 4201716,7/1995696,7

= 2,1053884

Faktor Keamanan Gempa Y, SFY

= ΦVnY / VuY

= 4201716,7/1995696,7

= 2,1053884

Cek Kuat Geser Joint = SF >= 1 =AMAN

ldh hitung

$$= \frac{fy \; x \; db}{(5{,}4 \; x \; \lambda \; x \; \sqrt{fc'}}$$

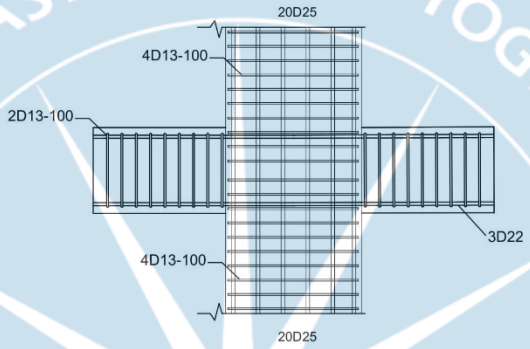
$= \frac{420\ x\ 22}{(5{,}4 \text{ x } 1 \text{ x } \sqrt{30}}$

= 312,405 mm

ldh pakai

= 312,405 mm

Tulangan transversal joint digunakan confinement = tumpuan kolom



Gambar 2. 28 Detail Tulangan Hubungan Balok Kolom

2.12 Perancangan Fondasi

Fondasi adalah bagian dasar dari suatu struktur yang berfungsi untuk mendistribusikan beban bangunan ke tanah secara merata dan aman. Fondasi merupakan elemen penting dalam konstruksi karena menentukan stabilitas dan keamanan struktur di atasnya. Fondasi dirancang untuk mengalirkan beban vertikal, horizontal, dan momen dari struktur ke tanah, serta memastikan bahwa tekanan pada tanah berada dalam batas daya dukungnya. Fondasi yang digunakan pada perancangan gedung pasar ini fondasi yang digunakan adalah fondasi dalam.

2.12.1 Daya Dukung Tanah

Nb = 0,5 x (N1 + N2) < 40

Daya dukung ultimit fondasi:

Qult = μb x Nb x Ab x μs x N x As

Keterangan

Nb = Koreksi ujung tiang

N1 = nilai SPT pada ujjung tiang

N2 = nilai SPT rerata dari ujung tiang hingga 4D di atas ujung tiang

Qult = daya dukung ultimit (Ton)

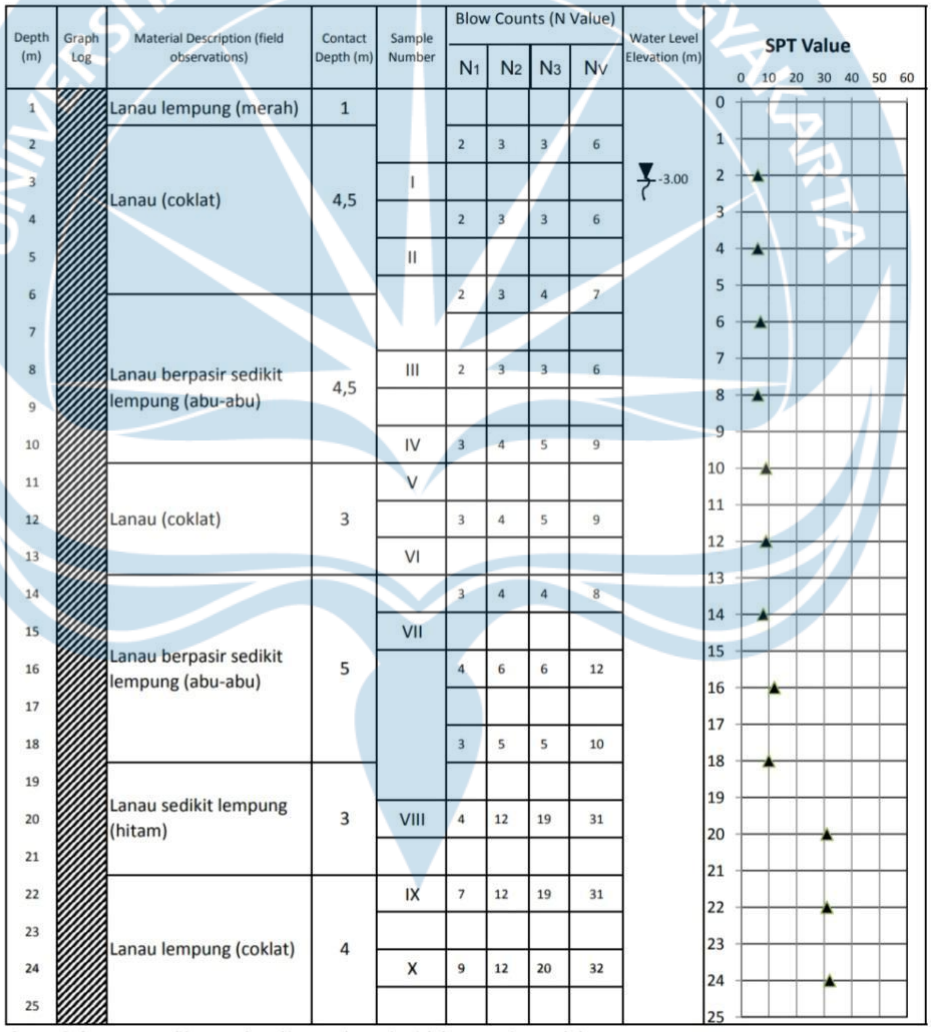
μb = harga koefisien perlawanan ujung

μs = harga koefisien selimut tiang

N = harga rerata SPT sepanjang tiang

Berikut ini adalah perhitungan daya dukung tanah menggunakan metode Meyerhorf berdasarkan hasil pengujian SPT dilapangan:

Tabel 2. 35 Faktor Kapasitas Daya Dukung Tanah Meyerhof



Perhitungan F2

Diameter Borepile = 0,7 m

Panjang Bore Pile = 20 m

Ab(L tiang) = 0,385 m2

As (K selimit) = 43,98 m2

SF = 3

μb = 40

μs = 0,20

Nb = 0,5 x (N1 + N2)

= 0,5 x (17 + 21)

= 19

N rerata = $\frac{6+6+7+6+9+9+8+12+10+20,5+31+31+32}{12}$

= 15,63 < 40

Qult = μb x Nb x Ab x μs x N x As

= 40 x 19 x 0,385 x 0,20 x 15,63 x 43,98

= 429,9270 Ton

= 429,9270 x 9,81

= 4217,5837 kN

Qijin = Qult/Sf

= 4217,5837/3

= 1405,8611 kN

2.13 Perhitungan Bore Pile

2.13.1 Penentuan Jumlah Tiang Fondasi Bore Pile

Berikut ini adalah perhitungan Jumlah tiang fondasi:

Tabel 2. 36 Nilai Fz Ouput ETABS

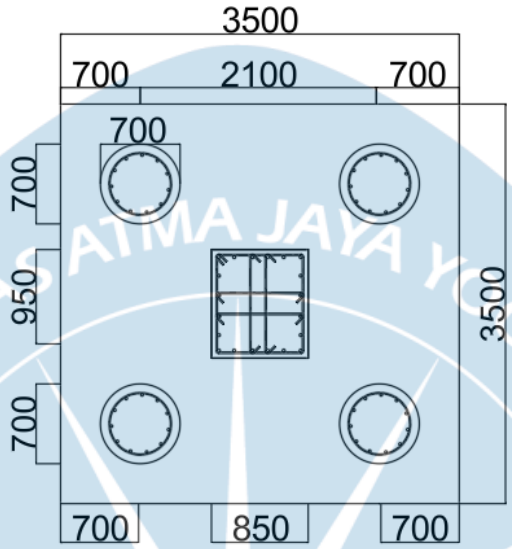
FZ
KN
4911.7408
4911.7308
4911.1396
4910.9276
4711.146
4657.8578
4650.0535
4622.1459
4573.4739
4573.4211
4573.2127
4573.142
4562.845
4562.724
4548.0788
4524.9949
4524.8898
4520.275
4447.07
4446.834

n (Jumlah tiang)

= Pu max/Qijin

= 4911,7408/1405,8611

= 3,5 = 4 Tiang



Gambar 2. 29 Detail Tiang Pondasi F1

2.13.2 Perhitungan Penulangan BorePile:

Penulangan BorePile F1:

Tulangan Lentur

D tiang = 700 mm

Ag $= \pi \; x \frac{Dtiang^2}{4} = \pi \; x \frac{700^2}{4}$

$= 384845{,}1001 \; mm$

Fc' = 30 Mpa

Fy = 420 Mpa

selimut beton = 75 mm

D tul = 22 mm

As min = 0,01 x Ag

= 0,01 x 384845,1001

= 384845,1001 mm2

As max = 0,06 x Ag = 0.06 x 384845,1001

= 23090,706 mm2

As tul $= \pi \; x \frac{Dtul^2}{4} = \pi \; x \frac{22^2}{4} = 380{,}1327$ mm2

n tul $= \frac{\text{As min}}{As\ tul}$

$= \frac{384845,1001}{380,1327}$

= 10,1239

= 11 buah

Spasi = 75

Dipakai = 11D22 - 80

Tulangan Sengkang

1% A = 1% x Ag

= 1% x 384845,1001

= 3848,451001 mm2

20% x (1%tampang) = 20 % x 1% A

= 20 % x 3848,451001

= 769,6902001 mm2

D tul ` = 10 mm

As tul $= \pi\ x \frac{Dtul^2}{4}$

$= \pi\ x \frac{10^2}{4}$

= 78,5398 mm2

n tul $= \frac{769,6902001}{As\ tul}$

$= \frac{769,6902001}{78,5398}$

= 9,8

= 10 buah

Spasi = 75

Dipakai = 10D10 - 80

2.13.3 Rekapilasi tulangan bore pile

Tabel 2. 37 Rekapitulasi tulangan bored pile

tipe	tulangan utama	tulangan sengkang
Bore Pile D600	D22-80	D10 - 80
Bore Pile D700	D22-80	D10 - 80

2.14 Perancangan Pile Cap

Perancangan pile cap adalah proses merencanakan elemen struktur beton bertulang yang berfungsi mengikat beberapa tiang pancang (pile) menjadi satu kesatuan sehingga beban dari kolom dapat didistribusikan dengan aman ke tanah melalui tiang.

2.14.1 Perhitungan Dimensi Pile Cap

Perhitungan dimensi pile cap (PC2) sebagai berikut

Pu = 4911,7408 kN

B pile cap = 3,5 m

L pile cap = 3,5 m

A = B x L

= 3,5 x 3,5

= 12,25 m^2

H = 1 m

D tiang = 0,7 m

Selimut Beton = 0,075 m

fc = 30 Mpa

B kolom = 0,85 m

H kolom = 0,95 m

2.14.2 Kontrol Geser 1 arah

Kontrol geser 1 arah pile cap (PC1) dengan jumlah 4 tiang data pile cap:

B = 3,5 m

L = 3,5 m

Tebal = 1 m

B kolom = 0,85 m

H kolom = 0,95 m

Selimut beton = 75 mm

Fc = 30 Mpa

Tegangan Geser Pada Fondasi:

Qu $= \frac{Pu}{B \; x \; L}$

$= \frac{4911,7408}{3,5 \; x \; 3,5}$

= 400,9584 kN

Tebal Efektif Pile Cap:

d' $= B - selimut\ beton - (\frac{Dtiang}{2})$

$= 3,5 - 0,075 - (\frac{0,7}{2})$

= 3,075 m

d efektif $= d - (\frac{B}{2}) - (\frac{Bkolom}{2})$

$= 3,075 - (\frac{3,5}{2}) - (\frac{0,85}{2})$

= 0,9

Daerah kritis untuk geser 1 arah

x $= 0,5 \; x \; (B - B\ kolom) - d\ efektik$

$= 0,5 \; x \; (3,5 - 0,85) - 0,9$

= 0,425 m

Gaya geser pada penampang kritis

Vu = L x Qu x X

= 3,5 x 400,9584 x 0,425

= 596,4256

ϕ = 0,75

Vc $= \frac{1}{6}$ x $(\sqrt{fc}) \; x \; L \; x \; 1000 \; x \; d\ efektif$

$= \frac{1}{6}$ x $(\sqrt{30}) \; x \; 3,5 \; x \; 1000 \; x \; 0,9$

= 2875,5434

ϕVc = ϕ x Vc

= 0,75 x 2875,5434

= 2156,6575

CEK = ϕVc > Vu

= 2156,6575 > 596,4256 (AMAN)

2.14.3 Kontrol Geser 2 Arah

Kontrol geser 2 arah pile cap (PC2) dengan jumlah 4 tiang data pile cap:

B = 3,5 m

L = 3,5 m

B kolom = 0,85 m

H kolom = 0,95 m

Qu = 400,9584

d efektif = 0,9

√fc = √30 = 5,4772

Panjang dan lebar penampang kritis:

B1 $= (B\ kolom) + 2\ x\ \frac{d\ efektif}{2}$

$= (0{,}85) + 2\ x\ \frac{0{,}9}{2}$

= 1,75

B2 $= (H\ kolom) + 2\ x\ \frac{d\ efektif}{2}$

$= (0{,}95) + 2\ x\ \frac{0{,}9}{2}$

= 1,85

Vu = B x L x Qu

= 3,5 x 3,5 x 400,9584

= 4911,7408 Kn

Nilai Vc diambil nilai terkecil dari:

$_{\beta}c$ = B/L

= 3,5/3,5 = 1

Keliling penampang krritis pile cap:

bo = 2 x (b1+b2)

= 2 x (1,75 + 1,85)

= 7,2

As = 40 (kolom dalam) SNI 2847:2019 Pasal 22.3

Nilai Vc diambil yang terkecil:

Vc1 $= ((0{,}17\ x\ 1) + (\frac{2}{_{\beta}c})$ x 1 x √fc x d efektif x bo) x 1000

= ((0,17 x 1) + ($\frac{2}{1}$) x 1 x 5,4772 x 0,9 x 7,2) x 1000

= 71154,8434

Vc2 = (0,083 x As) x ($\frac{d\ efektif}{bo}$) + 2 x d efektif x √fc x bo) x 1000

= (0,083 x 40) x ($\frac{0.9}{6,38}$) + 2 x 0,9 x 5,4772 x 7,2) x 1000

= 71399,8434

Vc3 = (0,33 x 1 x d efektif x √fc x bo) x 1000

= (0,33 x 1 x 0,9 x 5,4772 x 7,2) x 1000

= 11712,4991

Dipakai Vc3 = 11712,4991

Kuat geser beton:

ϕ = 0,75

ϕVc = 0,75 x 11712,4991

= 8784,3743

ϕVc > Vu = 8784,3743 > 4911,7408 AMAN

2.14.4 Penulangan Pile Cap

Data pile cap 4 Tiang (PC2)D700

Pu = 4911,7408 kN

B = 3,5 m

L = 3,5 m

H pile cap = 1 m

A = 12,25 m2

D = 0,7 m

Selimut beton = 0,075 m

Bj tanah = 2,32 kg/m3

Bj beton = 2,4 kg/m3

fc = 30 Mpa

fy = 420 Mpa

D tul = 22 mm

B kolom = 0,85 m

H kolom = 0,95 m

TULANGAN LENTUR ARAH X

Momen lentur pada muka kolom

R $= (\frac{Pu}{4}) = (\frac{4911,7408}{4}) = 1227,9325$

e $= \frac{s}{2} - \frac{c}{2}$

$= \frac{3\ x\ 700}{2} - \frac{850}{2} = 625$

Mux $= 2\ x\ R\ x\ e$

$= (2\ x\ 1227,9325\ x\ 625)$

= 1534,919 kN/m

= 1.534.919.000

d $= 1000 -$ *selimut beton* - $(\frac{d\ tulangan}{2})$

$= 1000 - 75 - (\frac{22}{2})$

= 914 mm

ϕ = 0,9

Rn $= \frac{Mux}{(\quad \phi \text{ x L x } d^2)}$

$= \frac{1,534,919,000}{(\quad 0,9 \text{ x } 3,5 \text{ x } 914^2)}$

= 0,583

Rumus hubungan $= \rho fy\ \left(1 - \frac{\rho fy}{1,7 fc;}\right)$

0,583 $= \rho(420)\ x\ (1 - \frac{420\rho}{1,7\ x\ 30}$

ρ = 0,0014

p min $= \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{420}$

= 0,003333333

= 0,0014 < 0,0033

p max = 0,75 x p

= 0,75 x 0,3035

= 0,22760

p perlu = $0{,}85\ x\ (\frac{fc}{fy})\ x\ \frac{1-2\ x\ Rn}{0{,}85\ x\ fc}$

= $0{,}85\ x\ (\frac{30}{420})\ x\ \frac{1-2\ x\ \ 0{,}00154199}{0{,}85\ x\ 30}$

= 0,00237361

Cek rasio

Pmin = 0,0014 < 0,0033

As perlu = p min x (L x 1000) x d

= 0,003333333 x (3,5 x 1000) x 914

= 10663,33 mm2

Perencanaan tulangan mengunakan D22

As tul = $\left(\frac{1}{4}\right)\ x\ \pi\ x\ d^2$

= $\left(\frac{1}{4}\right)\ x\ \pi\ x\ 22^2$

= 380,1327 mm2

n tul = $\frac{As\ perlu}{As\ tul}$

= $\frac{10663{,}33}{380{,}1327}$

= 28,0516

= 29 buah

Spasi = $\frac{((\text{L x } 1000)-(2\ x\ selimut\ beton))}{\text{n tul}-1}$

= $\frac{((\text{ 3,5 x } 1000)-(2\ x\ 0{,}075))}{29-1}$

= 119,6844

Digunakan 29D22-100

Tulangan lentur arah y

Momen lentur pada muka kolom

R = $(\frac{Pu}{4})$ = $(\frac{4911{,}7408}{4})$ = 1227,9325

e = $\frac{s}{2}$ - $\frac{c}{2}$

$= \frac{3\ x\ 700}{2} - \frac{850}{2} = 625$

Mux $= 2\ x\ R\ x\ e$

$= (2\ x\ 1227{,}9325\ x\ 625)$

= 1534,919 kN/m

= 1.534.919.000

d $= 1000 - \ selimut\ beton - \ (\frac{d\ tulangan}{2})$

$= \ 1000 - 75 - \ (\frac{22}{2})$

= 914 mm

ϕ = 0,9

Rn $= \frac{Mux}{(\quad \phi \text{ x L x } d^2)}$

$= \frac{1{,}534{,}919{,}000}{(\quad 0{,}9 \text{ x } 3{,}5 \text{ x } 914^2)}$

= 0,583

$Rumus\ hubungan = \rho fy\ \left(1 - \frac{\rho fy}{1{,}7fc;}\right)$

$0{,}583 \quad = \rho(420)\ x\ (1 - \frac{420\rho}{1{,}7\ x\ 30}$

ρ = 0,0014

p $= 0{,}085\ x\ ((0{,}085\ x\ (\frac{fc}{fy}))\ x \frac{600}{600+fy}$

$= 0{,}085\ x\ ((0{,}085\ x\ (\frac{30}{420}))\ x \frac{600}{600+420}$

= 0,000303571

= 0,000303571 x 10

= 0,003035

p min $= \frac{1{,}4}{fy}$

$= \frac{1{,}4}{420}$

= 0,003333333

= 0,0014 < 0,0033

p max = 0,75 x p

= 0,75 x 0,3035

= 0,22760

p perlu = $0{,}85\ x\ (\frac{fc}{fy}))\ x\ \frac{1-2\ x\ Rn}{0{,}85\ x\ fc}$

= $0{,}85\ x\ (\frac{30}{420}))\ x\ \frac{1-2\ x\ \ 0{,}00154199}{0{,}85\ x\ 30}$

= 0,00237361

Cek rasio

Pmin = 0,0014 < 0,0033

As perlu = p min x (L x 1000) x d

= 0,003333333 x (3,5 x 1000) x 914

= 10663,33 mm2

Perencanaan tulangan

As tul = $\left(\frac{1}{4}\right) x\ \pi\ x\ d^2$

= $\left(\frac{1}{4}\right) x\ \pi\ x\ 22^2$

= 380,1327 mm2

n tul = $\frac{As\ perlu}{As\ tul}$

= $\frac{10663{,}33}{380{,}1327}$

= 28,0516

= 29 buah

Spasi = $\frac{((\text{L x } 1000)-(2\ x\ selimut\ beton))}{\text{n tul}-1}$

= $\frac{((\ 3{,}5 \text{ x } 1000)-(2\ x\ 0{,}075))}{29-1}$

= 119,6844

Digunakan 29D22-100

Perencanaan tulangan susut

P min = 0,003333333

As perlu As x = 10663,3333

As perlu As y = 10663,3333

D tul = 22 mm

Spasi x $= \left(\frac{1}{4}\right) x\ \pi\ x\ d^2\ x\ \left(\frac{L}{\text{As perlu As x}}\right)$

$= \left(\frac{1}{4}\right) x\ \pi\ x\ 22^2\ x\ \left(\frac{3{,}5}{10663{,}3333}\right) x\ 1000$

= 124,7700 mm

Spasi y $= \left(\frac{1}{4}\right) x\ \pi\ x\ d^2\ x\ \left(\frac{L}{\text{As perlu As y}}\right)$

$= \left(\frac{1}{4}\right) x\ \pi\ x\ 22^2\ x\ \left(\frac{3}{10663{,}3333}\right)$

= 124,7700 mm

Digunakan D22-100

Kontrol panjang penyaluran tulangan

Id $= \frac{fy}{4\ x\ \sqrt{fc'}}$ x db

$= \frac{420}{4\ x\ \sqrt{30'}}$ x 22

= 422 mm (Ld ≥ 300 mm AMAN)

CEK = OK

Kontrol transfer beban kolom ke fondasi

Momen = 1534,919 kNm

KUAT TUMPU PADA DASAR KOLOM

N1 = ϕ x 0,85 x fc' x A1 x 2

= 0,65 x 0,85 x 30 x 807.500 x 2

= 26,78 x 10^6 N

= 26780 kN

Pu = 4911,7408 kN

= 4911,7408 < 26780

CEK = OK

Kuat tumpu pada sisi atas fondasi

A2 = B x L

= 3,5 x 3,5 = 12,25 m

A1 = B kolom x H kolom

= 850 x 950

= 807500 mm

A2/A1 = A2/A1

= 12,25/807500

= 0,1517

√A2/A1 = √A2/A1

= √0,1517

= 0,3894

= 0,3894 x 10

= 3,894 < 2

N2 = 2 x N1

= 2 x 26780

= 53560 kN

N2 > momen = 53560 > 2455,8704

CEK = OK

Panjang penyaluran tulangan stek

ldc = $\left(\frac{0{,}25\ x\ fy\ x\ db}{\sqrt{fc}}\right)$

= $\left(\frac{0{,}25\ x\ 420\ x\ 22}{\sqrt{30}}\right)$

= 421,7463

12db = 12 x db

= 12 x 22

= 264 mm

Idc = 0,044 x fy x db

= 0,044 x 420 x 22

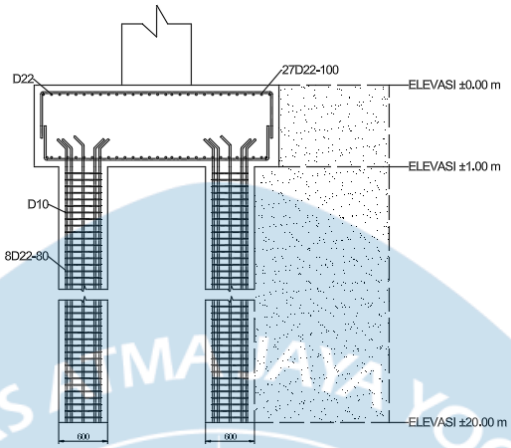
= 406,56 mm

Hpile cap = 1 x 1000

= 1000 mm (Tebal plat pile cap)

Ldc < H = 406,56 < 1000

CEK = OKE



Gambar 2. 30 Detail Pondasi Bored Pile dan Pile Cap

2.14.5 Rekapilasi Tulangan Pile Cap

Tabel 2. 38 Rekapitulasi Tulangan Pile Cap

TIPE	B	L	TULANGAN LENTUR		TULANGAN SUSUT	
			ARAH X	ARAH Y	ARAH X	ARAH Y
PC1	3	3	27D22-100	27D22-100	D22-100	D22-100
PC2	3,5	3,5	29D22-100	29D22-100	D22-100	D22-100
PC3	3,5	1,4	30D22-100	30D22-100	D22-100	D22-100

BAB III
PERENCANAAN BIAYA DAN WAKTU

3.1 Pendahuluan

Bab ini membahas tentang manajemen kontruksi dengan mencakup berbagai aspek penting, seperti deskripsi proyek, penyusunan struktur rincian kerja (WBS), perhitungan volume pekerjaan (ASHP), pembuatan rencana anggaran biaya (RAB), serta perancangan jadwal waktu. Jadwal waktu tersebut disusun menggunakan alat seperti diagram jaringan diagram batang (bar chart), dan Kurva S.

3.2 Deskripsi Proyek

Proyek Pembangunan Gedung Pasar di kabupaten Sumba Barat memanfaatkan material beton untuk komponen struktur portal, meliputi pelat, balok, dan kolom.berikut ini merupakan Gambaran umum proyek Gedung Pasar di Sumba Barat.

Nama Proyek	: Pembangunan Gedung Pasar Di Sumba Barat
Lokasi Proyek	: Kabupaten Sumba Barat, Nusa Tenggara Timur
Jumlah Lantai	: 5 Lantai dan 1 Lantai Atap DAK
Luas Bangunan	: 2.016 m2
Fungsi Bangunan	: Pasar

3.3 Work Breakdown Structure (WBS)

Penyusuhan *Work Breakdown Structure (WBS)* adalah proses membagi suatu proyek besar menjadi bagian-bagian kecil yang lebih terorganisir. Proses ini bertujuan untuk memundahkan pengelolaan proyek dengan mengindentifikasi setiap tugas utama.