

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN PERMATA INTAN DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA YOGYAKARTA

Muchammad Subkhan Ash Shubki¹, Utari Khatulistiani²

¹Mahasiswa Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, UWKS.

²Dosen Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, UWKS.

Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Wijaya Kusuma Surabaya

Jl. Dukuh Kupang XX No. 54, Kota Surabaya, 60225, Jawa Timur, Indonesia

Email: subkhanmuchammad@gmail.com utari.kh@gmail.com

Abstrak : Dalam Perencanaan struktur gedung di wilayah gempa tinggi, tata cara perhitungan struktur beton bangunan gedung digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) berdasarkan SNI 2847:2013. Perencanaan struktur gedung apartemen Permata Intan terdiri dari 10 lantai + atap menggunakan konstruksi beton bertulang di kota Yogyakarta, zona gempa 6 (gempa tinggi). Pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2012, dan pembebanan gravitasi struktur gedung mengacu pada PPIUG 1983. Metode perhitungan beban gempa adalah metode analisa statik ekuivalen. Untuk analisa gaya-gaya dalam berupa beban vertikal (gravitasi) dan beban lateral yang terjadi pada struktur gedung apartemen menggunakan program SAP 2000, sedangkan rasio penulangan pada kolom dan sloof menggunakan program PCA Column. Dari hasil perhitungan, didapat nilai simpangan antar lantai gedung tingkat desain (Δ) = 3,695 mm < simpangan gedung tingkat ijin (Δ_a) = 61,54 mm, kontrol Trayleigh = 0,966 detik < T empiris = 1,291 detik. Persyaratan *strong column weak beam* untuk kuat lentur kolom $\sum M_{nc} = 1783,07$ kNm $\geq \sum M_{nb} = 1769,44$ kNm, dan momen gaya geser dalam HBK 4 balok adalah $\phi V_n = 3696,07$ kN > $V_{x-x} = 2516,20$ kN. maka sesuai peraturan dan persyaratan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012 telah terpenuhi.

Kata kunci : gedung, beton bertulang, SRPMK, gempa

1. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kota Yogyakarta memiliki jumlah penduduk yang padat, membuat lahan tanah untuk tempat tinggal semakin lama semakin sempit. Guna memberikan solusi berupa tempat tinggal hunian, maka dibangun sebuah apartemen dengan arah vertikal untuk mengatasi lahan tanah yang sempit (Suyadi, 2015).

Gedung apartemen Permata Intan ini didesain dari 10 lantai terletak di kota Yogyakarta. Untuk bangunan konstruksi gedung bertingkat, pengaruh risiko gempa harus diperhitungkan mengingat kota Yogyakarta merupakan kawasan wilayah risiko gempa tinggi, zona 6.

Sistem yang digunakan dalam merencanakan bangunan gedung tahan gempa adalah Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM). Ciri-ciri SRPM antara lain adalah beban lateral khususnya gempa, ditransfer melalui mekanisme lentur antara balok dan kolom, jadi peranan sambungan balok-kolom sangat penting. SRPM ini terbagi menjadi 3 jenis, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Perencanaan gedung apartemen akan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Pemilihan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) karena pendetailannya menghasilkan struktur yang duktail (kemampuan suatu struktur dalam berdeformasi inelastis tanpa kehilangan kekuatan yang berarti) yang wajib digunakan di wilayah resiko gempa tinggi, zona 5 dan zona 6 (Patrisko, 2018).

SRPMK merupakan suatu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan joint – jointnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial yang lain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen khusus, juga memenuhi ketentuan-ketentuan pasal 21.5 – pasal 21.7 dari SNI 2847:2013, dengan perhitungan analisis statik ekuivalen (SNI 1726:2012). Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dirancang dengan konsep *strong column weak beam* yaitu kemampuan kolom harus lebih besar 20% dari balok, agar kolom tidak mengalami kondisi leleh terlebih dahulu sebelum balok. Diharapkan dengan permodelan struktur ini dapat menghasilkan struktur bangunan yang stabil (kokoh tidak goyah) sekalipun ada

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN PERMATA INTAN DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA YOGYAKARTA

(Muchammad Subkhan Ash Shubki, Utari Khatulistiani)

beberapa komponen mengalami kerusakan akibat gempa.

Tujuan perencanaan ini adalah untuk memperoleh dimensi kolom dan balok struktur gedung 10 lantai dengan metode SRPMK sesuai peraturan SNI 2847:2013, dan untuk mendapatkan hasil perencanaan struktur gedung bangunan tahan gempa sesuai SNI 1726:2012.

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian diatas, permasalahan dalam perencanaan struktur gedung apartemen ini yang ditinjau adalah :

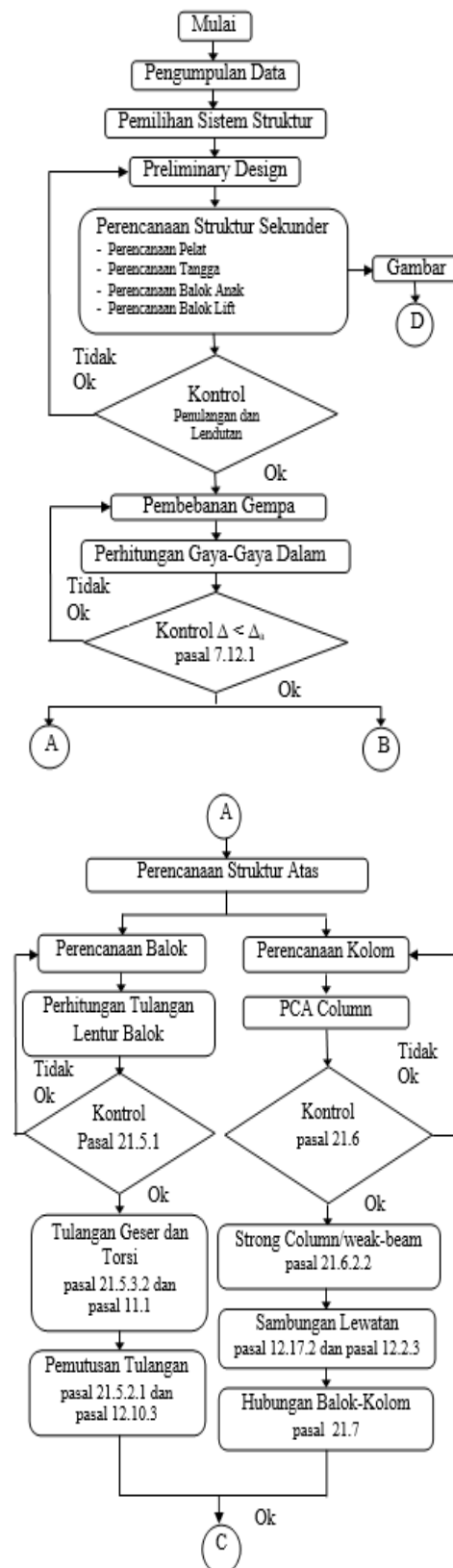
1. Bagaimana merencanakan struktur gedung 10 lantai dengan metode SRPMK untuk mendapatkan dimensi kolom dan balok sesuai peraturan SNI 2847:2013 ?
2. Apakah simpangan antar lantai gedung bertingkat 10 lantai dengan metode SRPMK telah memenuhi persyaratan bangunan tahan gempa sesuai dengan SNI 1726:2012 ?

1.3 Batasan Masalah

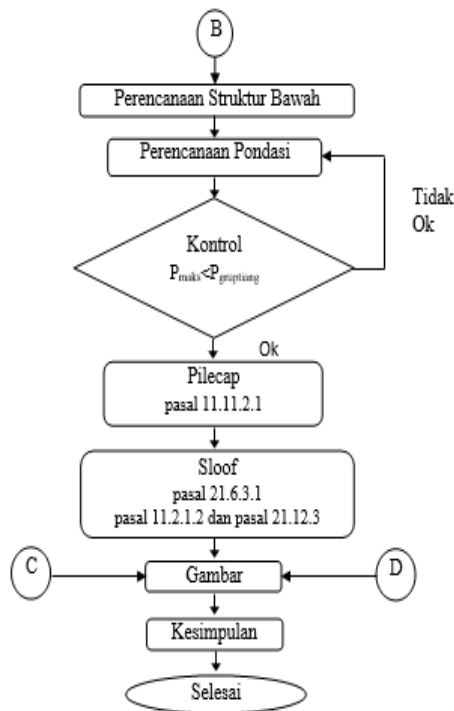
1. Perencanaan gedung apartemen ini hanya meliputi :
 - a) struktur atas : pelat beton,
 - b) struktur primer : balok dan kolom,
 - c) struktur sekunder : pelat, tangga, balok anak dan balok lift,
 - d) struktur bawah : tiang pancang, pile cap dan sloof.
2. Peraturan dan persyaratan sesuai SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013.

2. METODOLOGI PERENCANAAN

Metode perencanaan dilakukan dengan langkah – langkah seperti Gambar 1. Sistem penahan gaya vertikal dan gempa lateral ditunjukan dalam Tabel 9 atau kombinasi sistem dalam pasal 7.2.2, 7.2.3 dan 7.2.4 SNI 1726:2012. Sistem struktur yang dipilih adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus untuk zona gempa 6. Mutu beton f_c digunakan 35 MPa dan mutu baja f_y untuk tulangan digunakan 400 MPa.

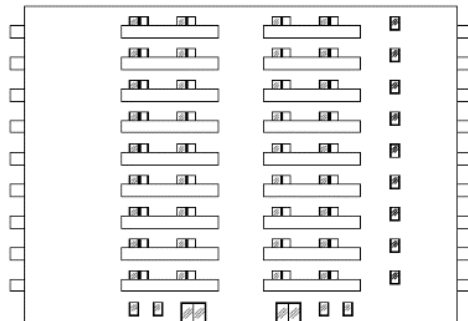


Gambar 1 Diagram Alir Perencanaan



Gambar 1a. Diagram Alir Perencanaan

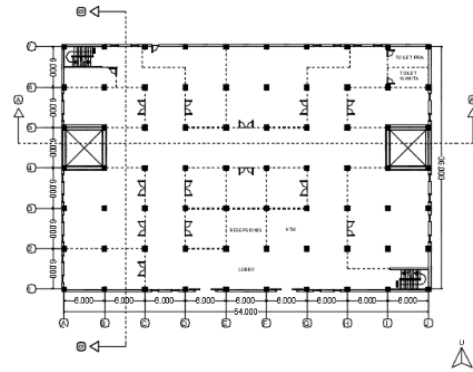
Gambar 2 dan Gambar 3 adalah tampak gedung apartemen. Gambar 4 dan Gambar 5 adalah denah lantai gedung apartemen.



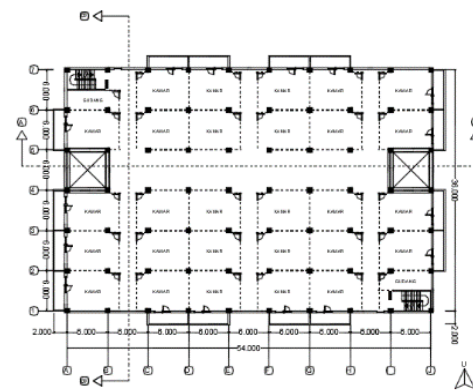
Gambar 2 Tampak Depan



Gambar 3 Tampak Samping



Gambar 4 Denah Lantai 1



Gambar 5 Denah Lantai 2 – 10

Perencanaan gedung terdiri dari struktur atas, yaitu struktur sekunder dan struktur primer dan struktur bawah yaitu pondasi tiang pancang beton bertulang.

2. HASIL DAN PEMBAHASAN

2.1 Perencanaan Struktur Sekunder

Mutu yang digunakan adalah mutu beton f_c adalah 35 MPa dan mutu baja f_y 400 MPa.

2.1.1 Perencanaan Pelat Atap dan Lantai

Pembebanan pelat yang direncanakan menggunakan PPIUG 1983 dan perhitungan pembebanan sesuai pasal 9.2.1 SNI 2847:2013. Berdasarkan *preliminary design* diperoleh tebal pelat atap 100 mm, dan pelat lantai 120 mm. Momen pelat ditentukan berdasarkan PBI 1971 Tabel 13.3.1.

Hasil perhitungan diperoleh penulangan tumpuan dan lapangan pelat atap arah x dan y adalah D10 - 250 mm dan penulangan tumpuan dan lapangan pelat lantai arah x dan y adalah D12 - 300 mm.

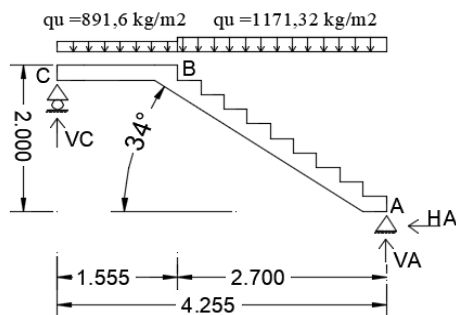
2.1.2 Perencanaan Tangga

Data perencanaan tangga yaitu, tinggi antar lantai = 400 cm, tinggi tanjakan = 20 cm, lebar injakan = 30 cm, panjang tangga = 425,5 cm,

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN PERMATA INTAN DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA YOGYAKARTA

(Muchammad Subkhan Ash Shubki, Utari Khatulistiani)

lebar tangga = 300 cm (Gambar 6). Rencana dimensi balok adalah 25/30 cm, tebal pelat tangga 180 mm. Pembebanan pelat tangga = $1171,2 \text{ kg/m}^2$, dan pelat bordes = $891,6 \text{ kg/m}^2$. Diperoleh momen pelat tangga = $24844638,24 \text{ Nmm}$ dan pelat bordes = $5831732,05 \text{ Nmm}$. Hasil perhitungan diperoleh penulangan tulangan utama dan susut pelat tangga adalah D10 - 100 mm dan D8 - 100 mm. Pelat bordes adalah D10 - 225 mm dan D8 - 250 mm.



Gambar 6 Analisa Statika Tangga

Gaya-gaya dalam dianalisa dengan bantuan program SAP 2000, diperoleh nilai momen dan gaya geser pada balok bordes : $M_{tu} = 20236285,09 \text{ Nmm}$, $M_{lap} = 28019471,67 \text{ Nmm}$, $V_u = 37359,30 \text{ N}$. Hasil perhitungan penulangan balok bordes tumpuan tarik adalah 3 D12 mm dan tekan 2 D12 mm dan lapangan tekan adalah 2D12 mm dan tarik 4D12 mm dan tulangan geser D10 - 60 mm.

2.1.3 Perencanaan Balok Anak

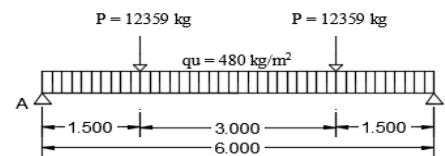
Direncanakan balok anak atap dimensi arah sumbu x 30/30 cm dan arah sumbu y 30/40 cm, dan dimensi balok anak lantai arah sumbu x 30/40 cm dan arah sumbu y 30/50 cm. Tebal selimut beton 40 mm. Dari hasil pembebanan dimensi balok anak atap arah sumbu x didapat $\Sigma Q_u = 1392,4 \text{ kg/m}$, dan arah sumbu y $P_u = 2784,8 \text{ kg}$, $\Sigma Q_u = 5180,8 \text{ kg/m}$. Hasil nilai gaya dalam yang diperoleh dengan bantuan program SAP 2000, momen arah sumbu x : $M_{tu} = 74246517,02 \text{ Nmm}$, $M_{lap} = 58698615,94 \text{ Nmm}$, $V_u = -50962,19 \text{ N}$, dan arah sumbu y : $M_{tu} = 197212385,8 \text{ Nmm}$, $M_{lap} = 272961548,6 \text{ Nmm}$, $V_u = 171962,66 \text{ N}$.

Hasil perhitungan penulangan balok anak atap arah sumbu x tumpuan tarik adalah 7D14 mm dan tekan 4D14 mm, dan penulangan lapangan tekan 3D14 mm dan tarik 6D14 mm, dan tulangan geser D10-60 mm. Hasil perhitungan penulangan arah sumbu y tumpuan tarik adalah 7 D19 mm dan tekan 4D19 mm, dan

penulangan lapangan tekan 5 D19 mm dan tarik adalah 9D19 mm, dan tulangan geser 2D10-90 mm. Hasil perhitungan penulangan balok anak lantai arah sumbu x tumpuan tarik 8 D16 mm dan tekan adalah 4 D16 mm, dan penulangan lapangan tekan 3 D16 mm dan tarik adalah 6 D16 mm, dan tulangan geser D10 - 80 mm. Hasil perhitungan arah sumbu y tumpuan tarik 7 D19 mm dan tekan adalah 4 D19 mm, dan penulangan lapangan tekan 5 D19 mm dan tarik adalah 10D19 mm, dan tulangan sengkang 2 D10 - 100 mm.

2.1.4 Perencanaan Balok Lift:

Tipe lift digunakan Hyundai Elevator, kapasitas : 600 kg (9 orang), lebar pintu : 800 mm (2 panel). Untuk penggantung mesin lift direncanakan menggunakan balok dimensi 40/50 cm. Pembebanan balok lift : $Q_u = 480 \text{ kg/m}$, $P_u = 12359 \text{ kg}$ (Gambar 7).



Gambar 7 Pembebanan Balok Lift

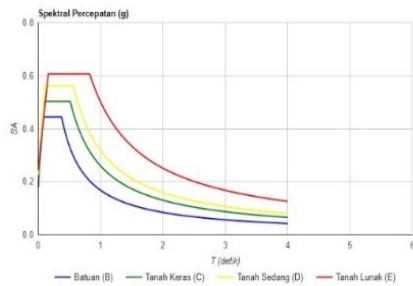
Hasil perhitungan penulangan balok penggantung lift tumpuan tarik 8 D16 mm dan tekan adalah 4 D16 mm, dan penulangan lapangan tekan adalah 5 D16 mm dan tarik 9D16 mm, dan tulangan sengkang D10 - 90 mm.

2.2 Perencanaan Struktur Atas

Mutu beton digunakan $f'c$ adalah 35 MPa dan mutu baja f_y 400 MPa.

2.2.1 Perencanaan Beban Gempa

Tinggi antar lantai = 4 m, tinggi bangunan = 40 m, dimensi bangunan = 56 m x 36 m. Untuk mendapatkan kategori desain seismik, dilakukan perhitungan nilai rata-rata N dari data SPT hasil penyelidikan tanah. Diperoleh $N_{rata-rata} = 12,312 < 15$, dan didapat kategori tanah sebagai tanah lunak (SE), maka berdasarkan respon spektrum dari data Puskin untuk kota Yogyakarta (Gambar 8) didapat nilai $SD_s = 0,607 \text{ g}$ dan $SD_1 = 0,502 \text{ g}$, dan koefisien modifikasi respon (R) = 8.



Gambar 8 Respon Spektrum Kota Yogyakarta

Beban gempa ditentukan dari total berat gedung. Berat gedung setiap lantai dan total berat gedung seperti pada Tabel 1.

Tabel 1 Berat Struktur Gedung

Lantai	Tinggi hx (m)	Berat Lantai Wx (kg)
Atap	40	1291356
10	36	2809913,8
9	32	2809913,8
8	28	2809913,8
7	24	4646297,8
6	20	4646297,8
5	16	4646297,8
4	12	4646297,8
3	8	4646297,8
2	4	4646297,8
1	0	1726486,6
$\Sigma =$		393253,708

Sesuai tabel 15 SNI 1726:2012, didapat $C_t = 0,0466$; $x = 0,9$. $T_a = 0,0466 \cdot 40^{0,9} = 1,291s$.

Menurut tabel 14 SNI 1726:2012 nilai batas koefisien $C_u = 1,4 > T_a = 1,291 s$ (Ok)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \cdot T_e} = 0,058$$

$$V = C_s \cdot W = 22808,71506 \text{ kN}$$

Distribusi gaya gempa di setiap lantai gedung Fi dihitung sesuai SNI 1726:2012 pasal 7.8.4 : F_x

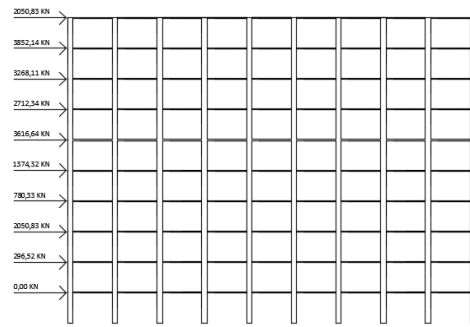
$$= \frac{W_i \cdot x \cdot H_i^k}{\sum W_i \cdot x \cdot H_i^k} \cdot V$$

Dari pasal 7.8.3 SNI 1726:2012 untuk $T_a = 1,291$, diperoleh nilai interval $k = 1,39593$.

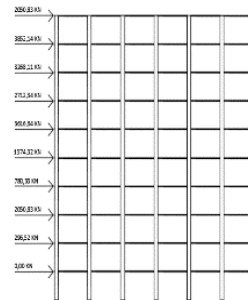
Distribusi gaya gempa diperoleh hasil yang ditampilkan pada Tabel 2 dan Gambar 9 (sumbu arah X) dan Gambar 10 (sumbu arah Y).

Tabel 2 Distribusi Gaya Gempa

Lantai	Zx (m)	Wx (KN)	Wx . Zx(KN.m)	Fi (KN)
Atap	40	12913,560	2225407,7	2050,83
10	36	28099,138	4180058,4	3852,14
9	32	28099,138	3546312,5	3268,11
8	28	28099,138	2943230,7	2712,34
7	24	46462,978	3924508,9	3616,64
6	20	46462,978	3042662,9	2803,97
5	16	46462,978	2228303,0	2053,50
4	12	46462,978	1491312,0	1374,32
3	8	46462,978	846754,4	780,33
2	4	46462,978	321766,4	296,52
1	0	17264,866	0,00	0,00
$\Sigma =$		393253,708	24750317	22808,71506



Gambar 9 Distribusi Gaya Gempa Arah X

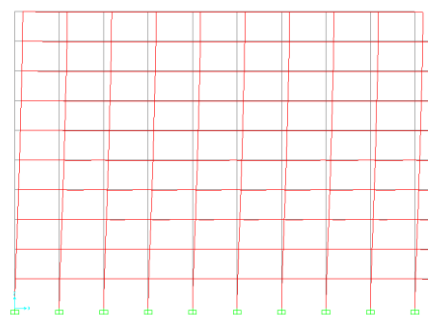


Gambar 10 Distribusi Gaya Gempa Arah Y

Berdasarkan pasal 7.12.1 SNI 1726:2012 tabel 16, $\Delta_a = 0,02h_{sx}$ dan pasal 7.3.4.2 (ρ) = 1,3. Syarat $\Delta_a = 61,54$ mm. Hasil simpangan ditampilkan pada Tabel 3 dan 4:

Tabel 3 Nilai Simpangan Antar Lantai X

Lantai	ΔX (mm)	Δ_a (mm)	Syarat
Atap	3,463	61,54	Ok
10	7,587	61,54	Ok
9	11,572	61,54	Ok
8	9,574	61,54	Ok
7	11,110	61,54	Ok
6	12,856	61,54	Ok
5	14,191	61,54	Ok
4	14,873	61,54	Ok
3	14,157	61,54	Ok
2	8,362	61,54	Ok
1	0,00	61,54	Ok



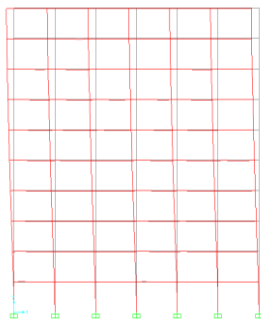
Gambar 11 Simpangan Lantai Arah X

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN PERMATA INTAN DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA YOGYAKARTA

(Muchammad Subkhan Ash Shubki, Utari Khatulistiani)

Tabel 4 Nilai Simpangan Antar Lantai Y

Lantai	ΔY (mm)	Δ_a (mm)	Syarat
Atap	3,695	61,54	Ok
10	7,921	61,54	Ok
9	11,975	61,54	Ok
8	10,004	61,54	Ok
7	11,562	61,54	Ok
6	13,338	61,54	Ok
5	14,688	61,54	Ok
4	15,354	61,54	Ok
3	14,555	61,54	Ok
2	8,529	61,54	Ok
1	0,00	61,54	Ok



Gambar 12 Simpangan Lantai Arah Y

Periode fundamental (T): arah X = 0,952 d dan arah Y = 0,966 d < $T_{empiris} = 1,291$ d.

2.2.2 Perencanaan Balok Induk

Direncanakan dimensi balok 40/60 cm, dengan selimut beton = 40 mm, diameter tulangan utama = 25 mm, tulangan sengkang = 12 mm, d = 535,5 mm, lebar efektif = 296 mm. A_{spakai} D25 = 490,625 mm². Dari hasil analisa SAP 2000, didapat balok sumbu J : 6-7 lantai 3 (frame = 357) dalam Tabel 5.

Tabel 5 Resume Momen Balok Induk

Lokasi	Momen (Nmm)
Kiri	-595241560
Tengah	38370946,87
Kanan	571339535
Vu	229732,59

Penulangan Lentur Balok Ujung Kiri Negatif

$M_u = 595241560$ Nmm
 $M_n = 661379511,1$ Nmm
 $X_{maks} = 240,975$ mm
 pakai x = 240,975 (Mendekati M_n)
 $A_{sc} = 5735,205$ mm²
 $M_{nc} = 1007354347$ Nmm
 $M_{ns} = -345974835,9$ Nmm < 0
 $R_n = 6,406624728$
 $\rho_{perlu} = 0,018258492 < \rho_{maks} = 0,026775$,
 maka pakai ρ_{perlu}

Tulangan Yang Dibutuhkan

As Tulangan Atas (Tarik)

$$A_{s\ perlu} = 3910,96 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{3910,96}{490,625} = 7,971 \approx 8$$

Pakai tulangan 8D25 ($A_s = 3927 \text{ mm}^2 > 3910,96 \text{ mm}^2$) (Ok)

As Tulangan Bawah (Tekan)

$$A_{s' \ perlu} = 1955,48 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{1955,48}{490,625} = 3,985 \approx 4$$

Pakai tulangan 4D25 ($A_s = 1963 \text{ mm}^2 > 1955,48 \text{ mm}^2$) (Ok)

Kontrol Kekuatan Momen Nominal

$$\rho = \frac{3927}{400,535,5} = 0,018 = < 0,025 \text{ (Ok)}$$

$$a = \frac{3927 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 132$$

$M_n = 737490600$ Nmm = 0,9 x 737490600
 $Nmm = 663 \ 741 \ 540$ Nmm > $M_u = 661 \ 379 \ 511,1$ Nmm = $\Phi M_n > M_{u\ akibat\ beban}$ (Ok)

Hasil perhitungan penulangan tekan dan tarik untuk daerah tengah positif masing-masing adalah 2D25 mm, dan hasil perhitungan penulangan tarik dan tekan untuk daerah ujung kanan positif masing-masing adalah 8D25 mm dan 4D25 mm

Syarat Pendetailan Balok Induk

Pasal 21.5.1 SNI 2847:2013.

1. Gaya tekan aksial $P_u < A_g f_c' / 10$ (Ok)
2. $\ell_n \geq 4 \times d = 4900 \text{ mm} > 2142 \text{ mm}$ (Ok)
3. $250 \text{ mm} < b \leq 0,3h$ (Ok)
4. b komponen $b_w < \text{lebar penumpu } c_2$ (Ok)
5. Jarak pada sisi-sisi balok diambil yang terkecil dari : a) Lebar penumpu c_2 . b) $0,75 \times c_1 = 525 \text{ mm}$ (ambil nilai ini)

Pasal 21.5.2.1

1. Tulangan yang terpasang telah melebihi nilai As yang ditentukan (Ok).
2. Rasio batas tulangan $\rho < 0,025$ (Ok)

Pasal 21.5.2.2.

1. Momen positif pada muka joint $\geq \frac{1}{2}$ momen negatif pada joint ujung kanan dan kiri (Ok)
2. Momen negatif atau positif $\geq \frac{1}{4}$ momen maksimum pada joint (Ok)

Pasal 21.7.2.3.

Tinggi efektif balok induk $> 20 \times (D)_{tu}$ (Ok)

Tulangan Geser Balok Induk

Didapat nilai gaya geser output SAP

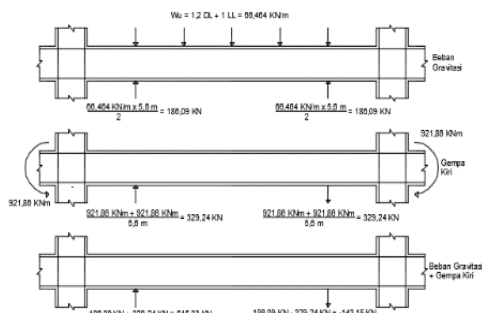
$$V_{u\ kiri} = 229,733 \text{ kN} > V_{u\ kanan} = 217,426 \text{ kN}$$

Maka pakai $V_{u\ kiri} = 229,733 \text{ kN}$

Gaya geser rencana

Sesuai pasal 21.5.4.1 SNI 2847:2013.

Hasil gaya dan arah balok ditampilkan pada Gambar 13.



Gambar 13 Gaya Geser Balok Induk

Didapat geser rencana $V_{u1} = 515,33 \text{ KN}$.

Perhitungan Tulangan Geser Tumpuan

SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1

$$V_c = 215428,1292 \text{ N} < V_u = 515330 \text{ N}$$

Karena $V_c < V_u$, maka pasal 11.4.7.2 dan pasal 11.4.7.9 SNI 2847:2013.

Menghitung nilai V_s

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u, \text{ maka } = 471678,54 \text{ N}$$

Kategori Desain

$$V_s < 0,66 \sqrt{f'c'} \cdot b_w d = 471678,54 \text{ N} < 836368,04 \text{ N (Ok)}$$

Batas Syarat

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

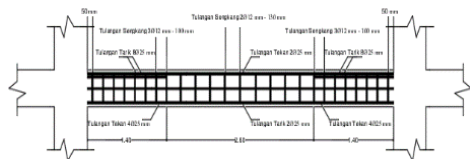
$$\phi = 0,75 \text{ (pasal 11.3.(2(3)))}$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u = 515330 \text{ N} \geq 515330 \text{ N (Ok)}$$

$V_u = 515330 \text{ N}$ masuk ke design 4, maka sengkang diperbesar 3 kaki.

$$A_v = 113,04 \text{ mm}^2 \times 3 = 339,12 \text{ mm}^2$$

$S_{maks} = 154 \text{ mm}$, sesuai pasal 21.5.3.2, maka tulangan geser tumpuan 3D12 mm - 100 mm (15 buah) dan tulangan geser lapangan 2D12 mm - 130 mm (22 buah).



Gambar 14 Sengkang pada Balok Induk

Penulangan Torsi Balok Induk

$T_u = 7025422,55 \text{ N}$, $V_u = 229732,59 \text{ N}$, $A_{cp} = 240000 \text{ mm}^2$, $P_{cp} = 2000 \text{ mm}$, $x_1 = 305 \text{ mm}$, $y_1 = 505 \text{ mm}$, $Ph = 1620 \text{ mm}$, $A_{oh} = 154025 \text{ mm}^2$, $A_o = 130921,25 \text{ mm}$, $d = 535,5 \text{ mm}$, pakai 45° ; $\cot \phi = 1$

Keperluan Torsi (T_c)

Sesuai pasal 11.5.1 9(a) SNI 2847:2013

$$\Phi \cdot 0,083 \sqrt{f'c'} \cdot \left(\frac{A^2_{cp}}{P_{cp}} \right) = 10606347,83 \text{ Nmm}$$

Momen torsi terfaktor $\phi T_c = 0,75 \times T_c = 7954760,88 \text{ Nmm}$, karena $\phi T_c > T_u$, maka torsi balok induk diabaikan.

Cek Penampang Balok

SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1 pasal 11.5.3.1

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} < \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} 0,66 \sqrt{f'c'} \right)$$

$$1,15 \text{ MPa} \leq 3,68 \text{ MPa (Penampang Ok)}$$

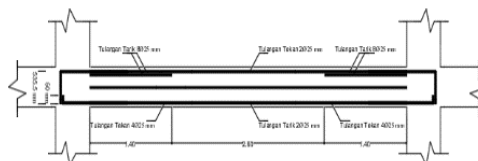
Tulangan torsi diabaikan dan menggunakan tulangan praktis D12 mm pada Gambar 15.

Balok Induk 40/60		
Tipe	Tumpuan	Lapangan
Letak		
SKETSAs		
Tulangan Atas	8Ø25 mm	2Ø25 mm
Tulangan Torsi	2Ø12 mm	2Ø12 mm
Tulangan Bawah	4Ø25 mm	2Ø25 mm
Tulangan Sengkang	3Ø12 mm -100 mm	2Ø12 mm -130 mm

Gambar 15 Penulangan Balok Induk

Pemutusan Tulangan Balok

$d = 535,5 \text{ mm}$, $6x D_{tulutama} = 150 \text{ mm}$, $2/3 w = 466,67 \text{ mm}$, $I_n/4 = 1400 \text{ mm}$, $15x D_{tulutama} = 375 \text{ mm}$, $0,15 I_n = 840 \text{ mm}$, panjang tulangan tumpuan dari penjangkaran: $466,67 \text{ mm} + 1400 \text{ mm} + 375 \text{ mm} = 2241,67 \text{ mm}$ (pasang jarak 250 mm). Pasang tulangan bawah pada lapangan: $(2 \times 0,15 \times 5600 \text{ mm}) - 5600 \text{ mm} = 3920 \text{ mm}$ (tengah bentang)



Gambar 16 Pemutusan Balok Induk

2.2.3 Perencanaan Balok kantilever

Direncanakan dimensi 25/40 cm, dengan data (s) = 40 mm, diameter tulangan utama = 19 mm, tulangan sengkang = 12 mm, $d = 338,5 \text{ mm}$, lebar efektif = 146 mm, $A_{s_{pakai D19}} = 283,385 \text{ mm}^2$. Dari hasil analisa SAP 2000, didapat balok sumbu A1 - A : 4 lantai 3 (frame = 446) ditampilkan dalam Tabel 6.

Tabel 6 Resume Momen Balok Kantilever

Lokasi	Momen (Nmm)
Kanan	-62431922
Tengah	-26989496,3

Hasil perhitungan penulangan tarik dan tekan untuk daerah kanan negatiFe masing-masing adalah 3D19 mm dan 2D19 mm, dan hasil perhitungan penulangan tekan dan tarik untuk daerah tengah negative masing-masing adalah 2D19 mm dan 2D19 mm. Untuk hasil perhitungan penulangan geser tumpuan dan lapangan masing-masing adalah D12 mm - 80

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN PERMATA INTAN DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA YOGYAKARTA

(Muchammad Subkhan Ash Shubki, Utari Khatulistiani)

mm D12 mm - 90 mm, yang ditampilkan pada Gambar 17.

Balok Kantilever 25/40		
Letak	Tumpuan	Lapangan
SKETSA		
Tulangan Atas	3Ø19 mm	2Ø19 mm
Tulangan Bawah	2Ø19 mm	2Ø19 mm
Tulangan Sengkang	Ø12 mm - 80 mm	Ø12 mm - 80 mm

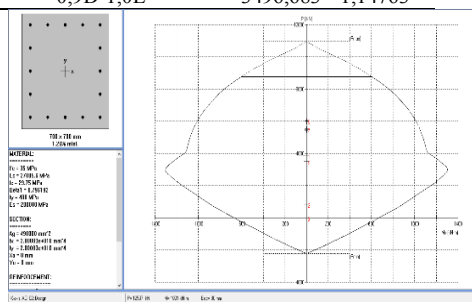
Gambar 17 Penulangan Balok Kantilever

2.2.4 Perencanaan Kolom

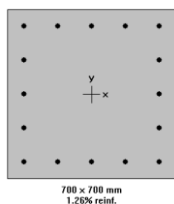
Direncanakan kolom dengan dimensi 70 cm x 70 cm. Selimut beton (s) = 50 mm, tinggi efektif d = 625,5 mm. Diameter tulangan utama = 25 mm dan tulangan sengkang = 12 mm. Dari hasil analisa SAP 2000, untuk kolom lantai 1 sumbu H : 3 (frame 3269) diperoleh gaya aksial kolom $P_u = 6017491,5$ N (Tabel 7). Penulangan longitudinal kolom, diagram interaksi Mn-Pn digunakan program PCA Column seperti pada Gambar 18.

Tabel 7 Perhitungan Gaya Aksial Kolom

No	Kombinasi	P_u (KN)	Momen (KNm)
1	Mati	3891,86	1,2977
2	Hidup	842,19	0,5862
3	Gempa	5,811	0,0203
4	1,2D	5448,318	1,8168
5	1,2D+1,6L	6017,492	2,4951
6	1,2D+1,0L+1,0E	5517,993	2,16374
7	1,2D+1,0L-1,0E	5506,371	12314
8	0,9D+1,0E	3508,305	1,18823
9	0,9D-1,0E	3496,683	1,14763



Gambar 18 Diagram Interaksi Kolom



Gambar 19 Rasio Tulangan Kolom

Sesuai pasal 21.6.3.1 SNI 2847:2013, rasio tulangan longitudinal kolom seperti pada (Gambar19) adalah $1\% < 1,26\% < 6\%$, dengan penulangan 16D25 ($A_s = 7854$ mm²). Kontrol kapasitas beban aksial kolom berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6, beban aksial dari komponen struktur tekan $P_n =$ tidak boleh lebih besar dari $P_{n,max} =$ Kontrol pendetailan kolom sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1, $P_u > \frac{A_g \cdot f'_c}{10}$; Pasal 21.6.1.1, $= 700$ mm > 300 mm, dan Pasal 21.6.1.2, $\frac{700}{700} = 1 > 0,4$ sudah memenuhi.

Dari hasil perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan geser kolom didapat masing-masing adalah 6D12 - 100 mm dan 6D12 - 100 mm (Gambar 20).

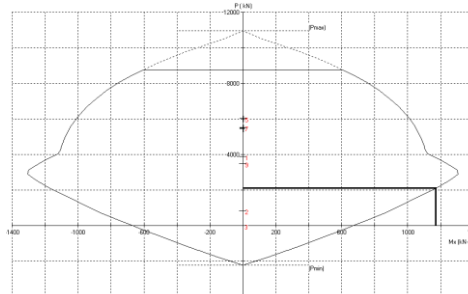
Kolom 70/70		
Letak	Tumpuan	Lapangan
SKETSA		
Tulangan Utama	16Ø25 mm	16Ø25 mm
Tulangan Sengkang	6Ø12 mm - 100 mm	6Ø12 mm - 100 mm

Gambar 20 Penulangan Kolom

2.2.5 Strong Column Weak-Beam

Sesuai *Capacity Design*, kuat lentur kolom harus memenuhi SNI 2847:2013 pasal 21.6.2.2, yaitu $\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$.

$\sum M_{nb} = 1179,63$ kNm diperoleh dari total momen nominal bawah dan atas. Dari program PCA Column (Gambar 21) didapat $\sum M_{nc} = 1159$ kNm.



Gambar 21 Diagram Interaksi PCACol

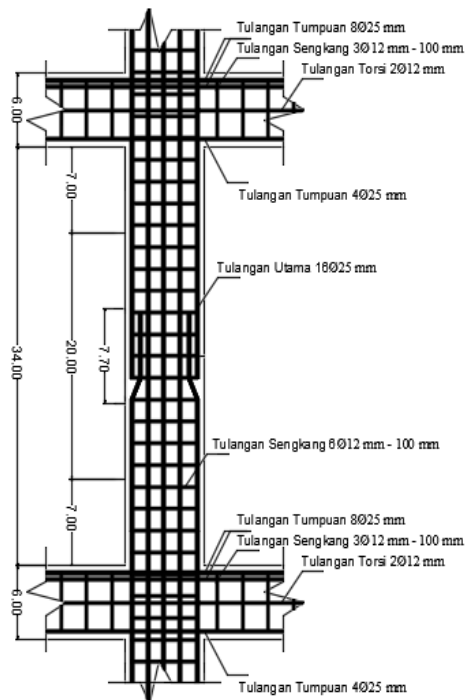
Selanjutnya nilai ΣM_{nc} dan ΣM_{nb} dibagi oleh masing-masing koefisien reduksi, karena di ambil nilai nominalnya

$$\frac{1159 \text{ kNm}}{0,65} > 1,2 \frac{1179,63 \text{ kNm}}{0,9} = 1783,07 \text{ kNm} \geq 1769,44 \text{ kNm}, \text{ maka syarat pasal ini terpenuhi.}$$

Sambungan Lewatan Kolom

$$\ell_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{(cb + Ktr)} \right) db$$

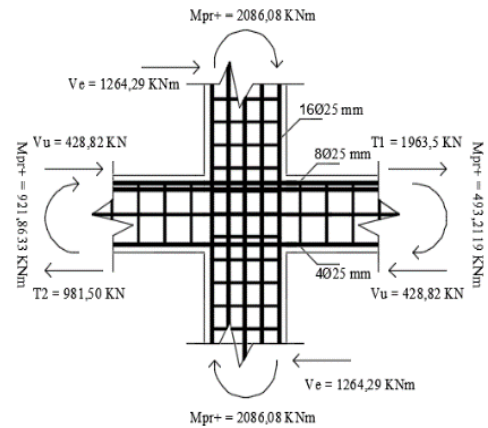
$$= \left(\frac{400}{1,1 \times 1 \times \sqrt{35}} \frac{1,1 \cdot 1}{2} \right) 25 \text{ mm} = 768,32 \text{ mm} \approx 770 \text{ mm}.$$



Gambar 22 Sambungan Lewatan Kolom

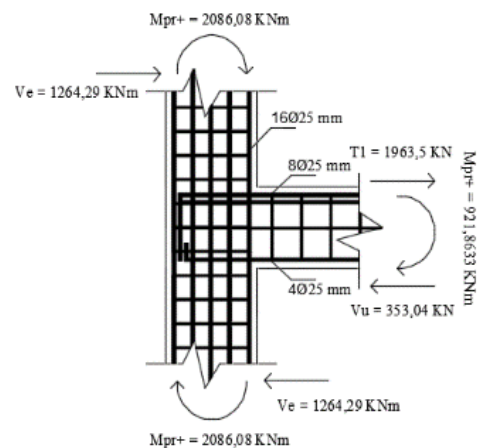
2.2.6 Hubungan Balok Kolom

Gaya geser yang terjadi pada HBK terkekang 4 balok. Gaya geser rencana sesuai dengan pasal 21.6.2.2, $M_u = 428,82 \text{ kNm}$. Gaya geser bersih pada joint : $V_{x-x} = 1963,5 \text{ kN} + 981,50 \text{ kN} - 428,82 \text{ kN} = 2516,20 \text{ kN}$. Sesuai dengan pasal 21.7.4.1, joint yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka, maka $V_n = \phi V_n = \phi \cdot 1,7 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_j = 0,75 \cdot 1,7 \cdot 3696070,844 \text{ N} = \phi V_n = 3696,07 \text{ kN} > V_{x-x} = 2516,20 \text{ kN}$ (Ok).



Gambar 23 HBK Terkekang 4 Balok

Gaya geser yang terjadi pada HBK terkekang 3 atau 2 balok. $M_u = 460,9316 \text{ kNm}$. Gaya geser rencana sesuai dengan pasal 21.6.2.2, $V_{ubalok} = 353,04 \text{ kN}$. Gaya geser bersih pada joint : $V_{x-x} = 1610,464 \text{ kN}$. Maka besarnya tegangan geser nominal joint $V_n = \phi V_n = \phi \cdot 1,2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_j = 2608991,184 \text{ N} = \phi V_n = 2608,99 \text{ kN} > V_{x-x} = 1610,464 \text{ kN}$ (Ok).



Gambar 24 HBK Terkekang 3 atau 2 Balok

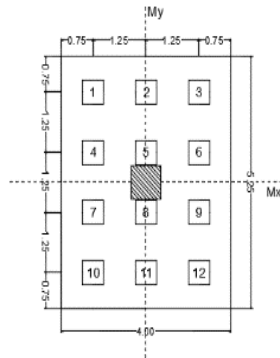
2.2.7 Perencanaan Struktur Bawah

Pondasi digunakan tiang pancang dimensi 500 mm x 500 mm, panjang tiang = 13000 mm. Data hasil penyelidikan tanah diperoleh $C_n = 55,950 \text{ kg/cm}^2$ dan $JHP = 1300 \text{ kg/cm}$.

Daya dukung ijin tiang digunakan berdasarkan kekuatan tanah, yaitu : $\Sigma C_n \frac{A}{n_1} + JHP \frac{K}{n_2} = 98625 \text{ kg} = 98,625 \text{ ton}$, Berat sendiri tiang (W_{tiang}) = 5400 kg \approx 5,4 ton. Beban Ijin Bersih = 98,625 ton - 5,4 ton = 93,225 ton. Direncanakan kelompok tiang pancang sebanyak 12 buah tiang. Ukuran pile cap 400 x 525 x 100 cm (Gambar 25) dan sloof 50cm x 60 cm.

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN PERMATA INTAN DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA YOGYAKARTA

(Muchammad Subkhan Ash Shubki, Utari Khatulistiani)



Gambar 25 Denah Kolompok Pancang

Dari output analisa gaya dalam diperoleh gaya aksial $N_u = 613613,35 \text{ kg}$, dan momen $M_{ux} = 105660,10 \text{ kgm}$; $M_{uy} = 103637,58 \text{ kgm}$. Beban nominal dalam bangunan = $\sum P = 673,734 \text{ ton}$.

Kontrol efisiensi tiang pancang kelompok

$$\eta = 734,986 \text{ ton} > \sum P = 673,734 \text{ ton (Ok)}$$

Kontrol beban maksimum

$$P_7 = 59,639 \text{ ton} < P_{\text{tiangijin}} = 93,225 \text{ ton (Ok)}$$

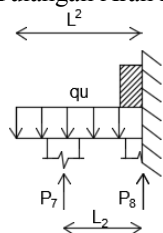
2.2.8 Perencanaan Pile Cap

Dimensi pile cap $400 \times 525 \text{ cm}$, tebal pile cap = 100 cm , diameter tulangan utama = 25 mm , selimut beton = 70 mm , $(d_x) = 917,5 \text{ mm}$, $(d_y) = 892,5 \text{ mm}$, $A_{s\text{pakai}} D25 = 490,625 \text{ mm}^2$. Momen pile cap akibat dari beban atas dan tiang pancang, arah sumbu X dan Y (Gambar 26) $M_x = 18258463077 \text{ Nmm}$ dan $M_y = 32861071458 \text{ Nmm}$. Penulangan arah sumbu X diperoleh $114D25 - 30 \text{ mm}$ ($A_s = 55931,3 \text{ mm}^2$) dan sumbu Y: $203\phi 25 - 25 \text{ mm}$ ($A_s = 99596,8 \text{ mm}^2$).

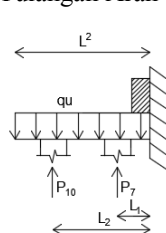
Kontrol Geser Pons

Pakai desain $V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'c'} b_o d$, = $0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 7670 \cdot 917,5 = 13738818,9 \text{ N}$ diperoleh : $\phi V_c = 0,85 \times 13738818,9 \text{ N} = 1167799,607 \text{ kg} = 1167,80 \text{ ton} > \sum P = 673,734 \text{ ton (Ok)}$

Tulangan Arah X



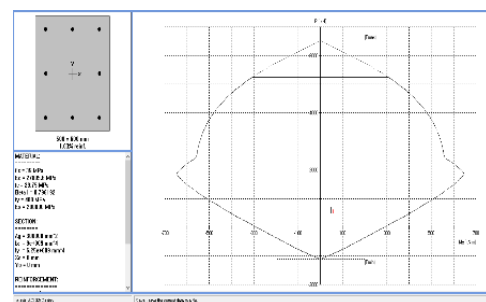
Tulangan Arah Y



Gambar 26 Beban Pile Cap Arah Sumbu X dan Y Untuk Menentukan Momen

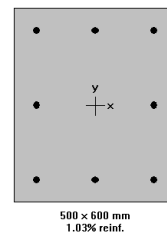
2.2.8 Perencanaan Sloof

Gaya bekerja pada sloof diambil dari berat sendiri sloof $2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,50 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} = 720 \text{ kg/m}$, $Q_u = 1,4 \cdot 720 \text{ kg/m} = 1008 \text{ kg/m}$, $M_u = \frac{1}{12} \cdot 1008 \text{ kg/m} \cdot 6^2 = 3024 \text{ kgm}$, maka total keseluruhan momen yang terjadi adalah $47,520 \text{ kNm}$, dan $P_{u\text{sloof}} = 601,7492 \text{ kN}$. Rasio penulangan ditentukan dengan bantuan PCA column (Gambar 27).



Gambar 27 Diagram Interaksi Sloof

Sesuai pasal 21.6.3.1 SNI 2847:2013, (Gambar 28) didapat rasio tulangan lentur sloof $1,03\%$ (Ok).



Gambar 28 Rasio Tulangan Sloof

Penulangan geser sloof sesuai pasal 11.2.1.2, $0,5\phi V_c = 113294,05 \text{ N} > V_u = 30240 \text{ N}$ pasang tulangan sengkang minimum $D12 - 130 \text{ mm}$ (dalam sendi plastis), dan $D12 - 260 \text{ mm}$ (luar sendi plastis).

3. KESIMPULAN

Dari hasil perhitungan, didapat : nilai simpangan antar lantai gedung tingkat desain (Δ) = $15,354 \text{ mm} < \text{simpangan gedung tingkat ijin } (\Delta_a) = 61,54 \text{ mm}$ sesuai pasal 7.12.1.1 SNI 1726:2012, persyaratan *strong column weak beam* untuk kuat lentur kolom telah memenuhi pasal 21.6.2.2 SNI 2847:2013, yaitu $\sum M_{nc} = 1783,07 \text{ kNm} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb} = 1769,44 \text{ kNm}$, Sesuai dengan pasal 21.7.4.1 dalam HBK pada

kolom tengah dan tepi yang terkekang, V_n joint tidak boleh diambil sebagai yang lebih besar dari nilai yang ditetapkan, V_n 4 balok, $\phi V_n = 3696,07 \text{ kN} > V_{x-x} = 2516,20 \text{ kN}$ dan V_n 3 atau 2 balok, $\phi V_n = 2608,99 \text{ kN} > V_{x-x} = 1610,464 \text{ kN}$. Maka, sesuai peraturan dan persyaratan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012 telah terpenuhi.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional, 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung* (SNI 1726:2012): Badan Standardisasi Nasional, Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional, 2013, *Tata Cara Perencanaan Untuk Bangunan Gedung* (SNI 2847:2013): Badan Standardisasi Nasional, Jakarta.
- Kariso, dkk. 2018. *Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus*, Vol.6, No.6, hal, 361-372, Universitas Sam Ratulangi, Manado.
- Kahiking, dkk. 2013. *Evaluasi Struktur Kolom Kuat Balok Lemah Pada Bangunan Beton Bertulang Dengan Metode Desain kapasitas (Studi Kasus: Bangunan Sekolah SMA Donbosco Manado)*, Volume 1, Nomor 9, Universitas Sam Ratulangi, Manado.
- Miftahudin, dkk. 2015. *Perencanaan Struktur Apartemen Alam Indah Temanggung*, Volume 4, Nomor 4, Halaman, 519 – 528, Universitas Diponegoro, Semarang.
- Suyadi, dkk. 2015. *Analisis Joint Balok Kolom dengan Metode SNI 2847-2013 dan ACI 352R-2002 pada Hotel Serela Lampung*, Volume 3, Nomor 3,

**PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN PERMATA INTAN
DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE
SRPMK DI KOTA YOGYAKARTA**

(Muchammad Subkhan Ash Shubki, Utari Khatulistiani)

Halaman ini sengaja dikhongkan

Halaman ini sengaja dikhongkan