

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ROYAL PARADISE DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA BANDUNG

Joaozinho Freitas¹, Siswoyo²

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

Abstrak: Untuk bangunan konstruksi Gedung bertingkat, pengaruh resiko gempa harus diperhitungkan mengingat kota Bandung merupakan Kawasan wilayah resiko gempa zona 5. Sistem yang digunakan dalam merencanakan bangunan Gedung tahan gempa adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Pada laporan ini bertujuan untuk mendapatkan hasil dimensi kolom dan balok struktur Gedung 10 lantai dengan metode SRPMK sesuai peraturan SNI 2847:2013 dan mendapatkan hasil persencanaan struktur Gedung bangunan tahan gempa dengan meninjau simpangan antar lantai sesuai SNI 1726:2012. Pada Analisa gaya-gaya dalam dan beban lateral yang terjadi pada struktur gedung apartemen, menggunakan program SAP 2000 dan gambar hasil perhitungan menggunakan Autocad 2015. Simpangan antar lantai Gedung tingkat desain (Δ) = 15,354 mm < simpangan gedung tingkat ijin (Δ_a) = 61,54 mm. Kontrol Trayleigh = 1,598 detik > T empiris = 1,291 detik. Persyaratan strong column weak beam untuk kuat lentur kolom $\sum M_{nc} = 1783,07 \text{ kNm} \geq (\frac{6}{5}) \sum M_{nb} = 1414,64 \text{ kNm}$, dan momen gaya geser dalam HBK 4 balok adalah $\phi V_n = 3696,07 \text{ kN} > V_{x-x} = 2188,69 \text{ kN}$. Maka sesuai peraturan dan persyaratan SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012 telah terpenuhi.

Kata kunci: SRPMK, gempa, beton bertulang.

1. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kota Bandung merupakan ibu kota Jawa Barat dan sekaligus sebagai pusat pemerintahan, keamanan, sosial, ekonomi, bisnis, dan perindustrian yang memiliki berbagai sarana dan prasarana. Hal ini menjadi pemicu bagi warga dari berbagai daerah untuk berpindah dari desa ke kota Bandung dalam rangka meningkatkan taraf kehidupan ataupun untuk mengenyam pendidikan yang lebih baik, maka pertambahan jumlah penduduk yang padat, membuat lahan tanah untuk tempat tinggal semakin lama semakin sempit. Maka muncullah suatu pemikiran untuk membuat suatu bangunan Apartemen 10 lantai untuk mengatasi lahan tanah yang sempit.

Gedung apartemen terdiri dari 10 lantai terletak di kota Bandung. Untuk bangunan konstruksi gedung bertingkat, pengaruh resiko gempa harus diperhitungkan mengingat kota Bandung merupakan kawasan wilayah resiko gempa zona 5. 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 daktil 2 artinya memiliki kemampuan suatu struktur dalam deformasi inelastis tanpa kehilangan kekuatan yang berarti yang wajib digunakan di wilayah resiko gempa tinggi, zona 5 dan zona 6. SRPMK merupakan suatu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan join – joinnya 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

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ROYAL PARADISE DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA BANDUNG

(Joaozinho Freitas, Siswoyo)

SNI 2847:2013, dengan perhitungan analisis statik ekuivalen (SNI 1726:2012).

Perencanaan gedung apartemen menggunakan konstruksi beton bertulang dengan metode SRPMK yang 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 beberapa komponen mengalami kerusakan akibat gempa.

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian diatas, permasalahan dalam Tugas Akhir ini yang ditinjau adalah:

1. Bagaimana merencanakan struktur gedung dengan metode SRPMK untuk mendapatkan dimensi kolom dan balok struktur gedung bertingkat 10 lantai 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?

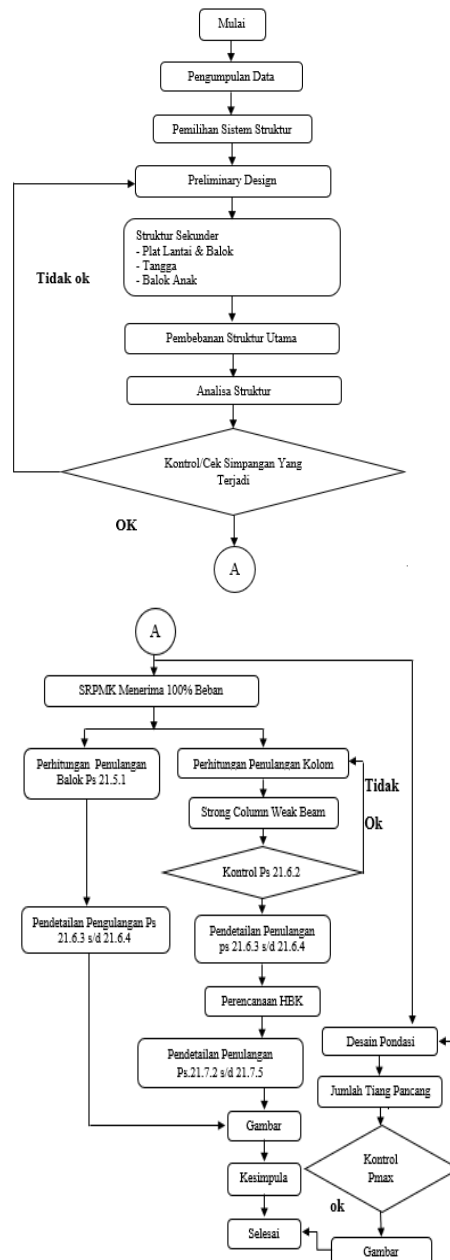
1.3 Batasan Masalah

Perencanaan gedung apartemen ini dibatasi permasalahan untuk menghindari melebarnya pembahasan, yaitu:

1. Perencanaan struktur gedung apartemen ini menggunakan beton bertulang yang meliputi:
 - a. Struktur atas : pelat beton
 - b. Struktur primer : balok dan kolom
 - c. Struktur sekunder : pelat, tangga, balok anak, balok lift
 - d. Struktur bawah : tiang pancang, pile cap dan sloof
2. Perencanaan struktur gedung menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) di wilayah gempa tinggi (zona 6) sesuai dengan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013.
3. Perencanaan gedung apartemen ini tidak meninjau arsitektur, system utilitas bangunan, Analisa biaya, manajemen konstruksi, perencanaan pembuangan saluran air bersih dan kotor, instalasi/jaringan listrik, finishing dan pelaksanaan yang ada pada lapangan.

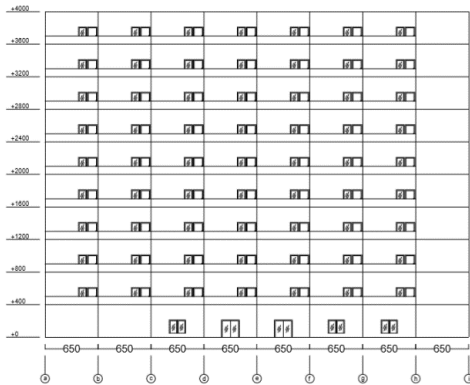
2. METODOLOGI PERENCANAAN

Metode perencanaan dilakukan dengan Langkah-langkah seperti pada Gambar 1. 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.

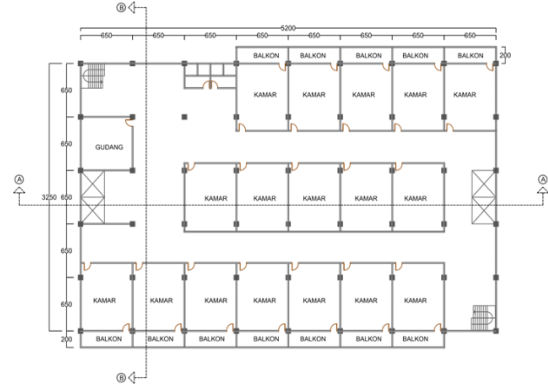


Gambar 1 Diagram Alir Perencanaan

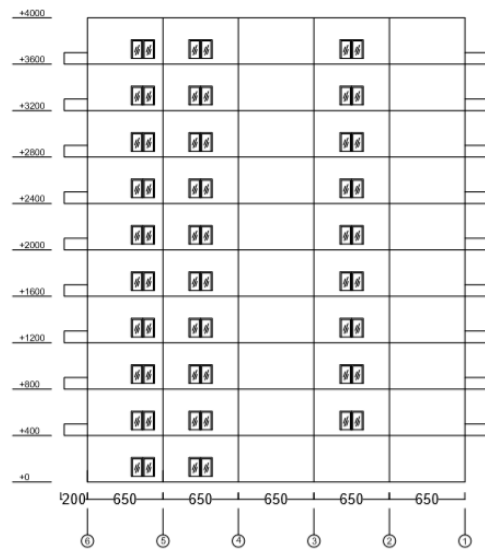
Gambar 2 dan Gambar 3 adalah tampak depan dan tampak samping kiri. Gambar 4 dan Gambar 5 adalah denah lantai gedung apartemen.



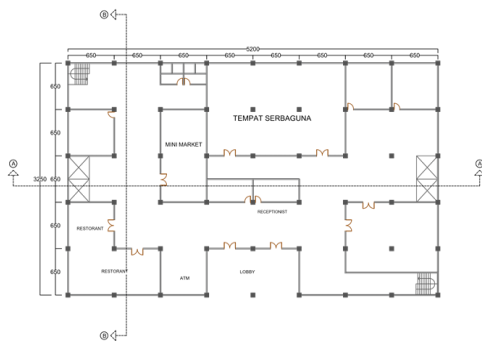
Gambar 2 Tampak Depan



Gambar 5 Denah Lantai 2-10



Gambar 3 Tampak Samping Kiri



Gambar 4 Denah Lantai 1

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

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1 Perencanaan Struktur Sekunder

Mutu yang digunakan adalah mutu beton ($f_c' 35 \text{ MPa}$) dan mutu baja ($f_y 400 \text{ MPa}$).

3.1.1 Perencanaan Pelat Atap dan Lantai

Pembebanan pelat yang direncanakan menggunakan peraturan pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) dan perhitungan pembebanan beban mati dan beban hidup menggunakan kombinasi beban $1,2.DL + 1,6.LL$, sesuai pasal 9.2.1 SNI 2847 : 2013. Berdasarkan data preliminary design diperoleh data perencanaan sebagai berikut: Tebal pelat atap 10 cm, dan tebal pelat lantai 12 cm.

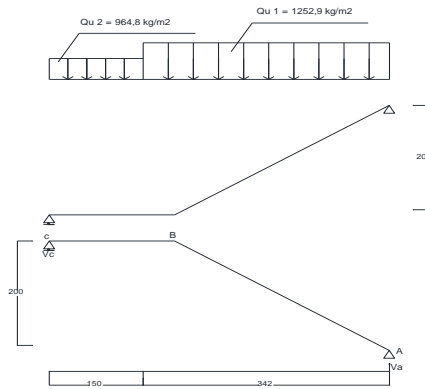
Hasil perhitungan diperoleh penulangan tumpuan dan lapangan pelat atap arah x dan y adalah D10 – 250 mm dan penulangan tumpuan dan lapangan pelat lantai arah x dan y adalah D12 – 300 mm.

3.1.2 Perencanaan Tangga

Data perencanaan tangga yaitu, tinggi antar lantai = 400 cm, tinggi tanjakan = 17 cm, lebar injakan = 28,5 cm, Panjang tangga = 492 cm, lebar tangga = 315 cm (Gambar 6). Rencana dimensi balok adalah 40/50 cm, tebal pelat tangga = 12 cm. Pembebanan pelat tangga = $1252,9 \text{ kg/m}^2$, dan pelat bordes = $964,8 \text{ kg/m}^2$. Diperoleh momen pelat tangga = $17178536,25 \text{ Nmm}$ dan pelat bordes = $19964453,63 \text{ Nmm}$. Hasil perhitungan diperoleh penulangan tumpuan utama dan susut pelat tangga adalah D12 – 100 mm dan D8 – 100 mm. Pelat bordes adalah D12 – 100 mm dan D8 – 150 mm.

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ROYAL PARADISE DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA BANDUNG

(Joaozinho Freitas, Siswoyo)



Gambar 6 Analisa Statika Tangga

Gaya-gaya dalam dianalisa dengan bantuan program SAP 2000, diperoleh nilai momen dan gaya geser pada balok bordes: $M_{tu} = 16175000$ Nmm, $M_{lap} = 24262800$ Nmm, $V_u = 3235,05$ kg.

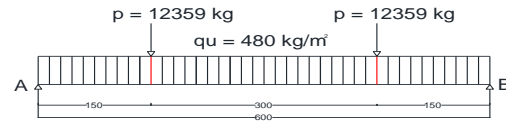
3.1.3 Perencanaan Balok Anak

Direncanakan balok anak atap dimensi arah sumbu x 30/45 cm dan arah sumbu y 30/45 cm, dan dimensi balok anak lantai arah sumbu x 30/50 cm dan arah sumbu y 30/50 cm. Dari hasil pembebanan dimensi balok anak atap arah sumbu x didapat $\sum Q_u = 1392,4$ kg/m, dan arah sumbu y $P_u = 2784,8$ kg, $\sum Q_u = 5180,8$ kg/m. Hasil nilai gaya dalam yang diperoleh dengan bantuan program SAP 2000, momen arah sumbu x: $MT_u = 177113357,2$ Nmm, $ML_{ap} = 127118169,4$ Nmm, $V_u = -89819,64$ N, dan arah sumbu y: $MT_u = 151242892,6$ Nmm, $ML_{ap} = 170214284,3$ Nmm, $V_u = 135467,26$ N.

Hasil perhitungan penulangan balok anak atap arah sumbu y tumpuan tarik adalah 5D19 mm dan tekan 3D19 mm, dan penulangan lapangan tarik 6D19 mm dan tekan 3D19 mm, dan tulangan geser 2D10-90 mm. Hasil perhitungan penulangan arah sumbu x tumpuan tarik adalah 7D14 mm dan tekan 4D14 mm, dan penulangan lapangan tarik 6D14 mm dan tekan 3D14 mm, dan tulangan geser 2D10 – 80 mm. Hasil perhitungan penulangan balok anak lantai arah sumbu y tumpuan tarik adalah 7D19 mm dan tekan 4D19 mm, dan penulangan lapangan tarik 8D19 mm dan tekan 4D19 mm, dan tulangan geser 2D10-100 mm. Hasil perhitungan penulangan arah sumbu x tumpuan tarik adalah 10D16 mm dan tekan 6D16 mm, dan penulangan lapangan tarik 8D16 mm dan tekan 5D16 mm, dan tulangan geser 2D10 – 90 mm.

3.1.4 Perencanaan Balok Lift

Tipe lift digunakan Hyundai Elevator, kapasitas: 600 kg (9 orang), lebar pintu: 800 mm (2 panel). Dimensi balok pengantung lift adalah 40/50 cm. Pembebanan balok lift: $Q_u = 480$ kg/m, $P_u = 12359$ kg (Gambar 7).



Gambar 7 Pembebanan Balok Lift

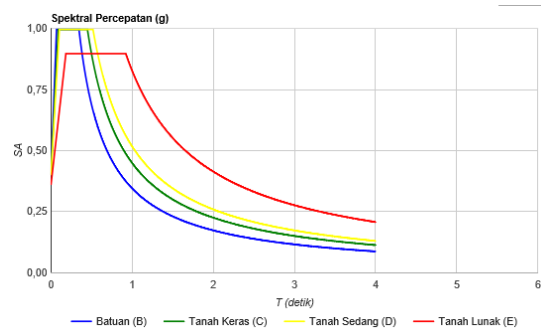
Hasil perhitungan penulangan balok penggantung lift tumpuan tarik adalah 8D16 mm dan tekan 4D16 mm, dan penulangan lapangan tarik 9D16 mm dan tekan 5D16 mm, dan tulangan geser D10-90 mm

3.2 Perencanaan Struktur Atas

Mutu yang digunakan adalah mutu beton ($f_c' 35$ MPa) dan mutu baja ($f_y 400$ MPa).

3.2.1 Perencanaan Beban Gempa

Tinggi antar lantai = 4 m, tinggi bangunan = 40 m, dimensi bangunan = 52 m x 32,5 m. Untuk mendapatkan kategori desain seismik, dilakukan perhitungan nilai rata-rata N dari data SPT hasil penyelidikan tanah. Didapat kategori tanah sebagai tanah lunak (SD), maka berdasarkan respon spektrum dari data Puskin untuk kota Bandung (Gambar 8) didapat nilai SDS = 0,996 g dan SD1 = 0,344 g, dan koefisien modifikasi respon (R) = 8.



Gambar 8 Respon Spektrum

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	hi (m)	Wi (kN)
Atap	40	4860,18
10	36	21632,65
9	32	21632,65
8	28	21632,65
7	24	40416,64
6	20	40416,64
5	16	40416,64
4	12	40416,64
3	8	40416,64
2	4	40416,64
1	0	12389,81
Σ Total		324647,78

Sesuai table 15 SNI 1726:2012, didapat $C_t = 0,0466$; $x = 0,9$. $T_a = 1,292s$. Menurut table 14 SNI 1726:2012 nilai batas koefisien $C_u = 1,4 > T_a = 1,292s$ (Ok)

$$C_s = \frac{SDS}{R} = 0,125$$

$$V = C_{Smaks} \cdot W = 7324,73 \text{ kN}$$

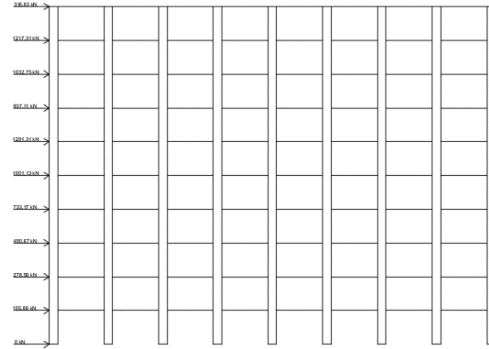
Distribusi gaya gempa di setiap lantai gedung Fi dihitung sesuai SNI 1726:2012 pasal 7.8.4 F_x

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

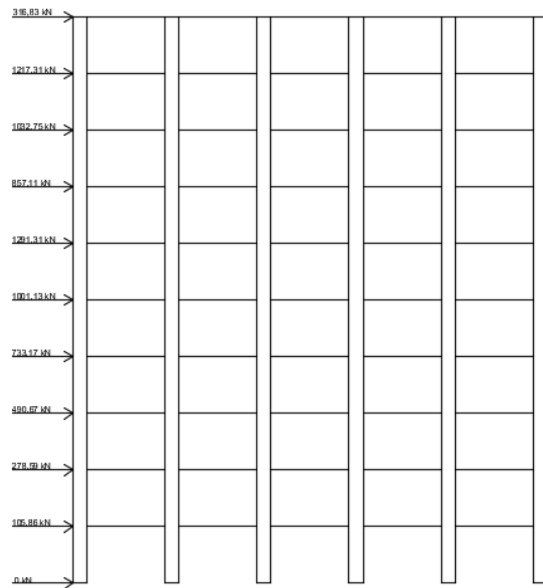
Dari pasal 7.8.3 SNI 1726:2012 untuk $T_a = 1,292$, diperoleh nilai interval $k = 1,396$. Distribusi gaya gempa diperoleh hasil yang ditampilkan pada Tabel 2 dan Gambar 9 (sumbu arah X) dan Gambar 10 (sumbu arah Y).

Tabel 2 Distribusi Gaya Gempa

Lantai	hi (m)	Wi (kN)	$W_i \cdot h_i^k$ (kN.m)	Fi (kN)
Atap	40	4860,18	837776,36	316,83
10	36	21632,65	3218903,93	1217,31
9	32	21632,65	2730857,85	1032,75
8	28	21632,65	2266430,13	857,11
7	24	40416,64	3414562,76	1291,31
6	20	40416,64	2647269,04	1001,13
5	16	40416,64	1938704,87	733,17
4	12	40416,64	1297469,70	490,67
3	8	40416,64	736671,43	278,59
2	4	40416,64	279921,30	105,86
1	0	12389,81	0	0
Σ Total		324647,78	19368567,37	7324,73



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 $\Delta_a = 61,54 \text{ mm}$. Hasil simpangan ditampilkan pada Tabel 3 dan 4:

Tabel 3 Nilai Simpangan Antar Lantai X

Lantai	Simpangan antar lantai tingkat desain X (mm)	Syarat Δ (mm)	Syarat $\delta X < \Delta$
Atap	4,07	61,54	Ok
10	7,05	61,54	Ok
9	11,91	61,54	Ok
8	8,82	61,54	Ok
7	11,66	61,54	Ok
6	11,89	61,54	Ok
5	15,31	61,54	Ok
4	15,33	61,54	Ok
3	13,66	61,54	Ok
2	9,68	61,54	Ok
1	0	61,54	Ok

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ROYAL PARADISE DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA BANDUNG

(Joaozinho Freitas, Siswoyo)

Tabel 4 Nilai Simpangan Antar Lantai Y

Lantai	Simpangan antar lantai tingkat desain X (mm)	Syarat Δ (mm)	Syarat $\frac{\delta X}{\Delta} < \Delta$
Atap	3,65	61,54	Ok
10	7,11	61,54	Ok
9	12,25	61,54	Ok
8	11,86	61,54	Ok
7	12,13	61,54	Ok
6	12,51	61,54	Ok
5	14,98	61,54	Ok
4	13,15	61,54	Ok
3	15,46	61,54	Ok
2	9,22	61,54	Ok
1	0	61,54	Ok

3.2.2 Perencanaan Balok Induk

Direncanakan dimensi balok 40/60 cm, dengan selimut beton= 40 mm, diameter tulangan utama = 25 mm, tulangan 164nalisa164 = 12 mm, d = 535,5 mm, lebar efektif = 296 mm. Aspakai D25 = 490,625 mm². Dari hasil 164nalisa 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	-492532275,14
Tengah	28075779,27
Kanan	-39039505

Penulangan Lentur Balok Ujung Kiri Negatif

Mu = 492532275,14 Nmm
 Mn = 547258083,5 Nmm
 Xmax = 240,975 mm
 Pakai x = 240,975 (Mendekati Mn)
 Asc = 5735,205 mm²
 Mnc = 1007354347Nmm
 Mns = -460096263,5 Nmm < 0
 Rn = 5,301157825
 ρperlu = 0,0147 < ρmaks = 0,02843, maka pakai ρperlu

Tulangan yang dibutuhkan

As tulangan Atas (Tarik)
 As perlu = 3148,74 mm²
 ntulangan = 6,417 ≈ 7
 Pakai tulangan 7Ø25 (As = 3435 mm²) > 3148,74 mm² (ok)

As tulangan Bawah (Tekan)

As' perlu = 1574,37 mm²
 ntulangan = 3,208 ≈ 4
 Pakai tulangan 4Ø25 (As = 1963 mm²) > 1574,37 mm² (ok)

Kontrol Kekuatan Momen Nominal

$P = \frac{3435}{400.535,5} = 0,016 < 0,025$ (Ok)
 $a = \frac{3435 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 116$
 $M_n = 656085000 \text{ Nmm} = 0,9 \times 656085000 \text{ Nmm}$
 $= 590476500 \text{ Nmm} > Mu = 547258083,5 \text{ Nmm}$
 $= \emptyset M_n > Mu_{akibatbeban}$ (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 7D25 mm dan 4D25 mm

Syarat Pendetailan Balok Induk

Pasal 21.5.1 SNI 2847:2013.

- Gaya tekan aksial $P_u < A_g f_c' / 10$ (Ok)
- $\ell_n \geq 4 \times d = 6100 \text{ mm} > 2142$ (Ok)
- $250 \text{ mm} < b \geq 0,3h$
- b komponen $b_w < \text{lebar penumpu } c_2$ (Ok)
- Jarak pada sisi-sisi balok diambil yang terkecil dari : a) Lebar penumpu c2. B) $0,75 \times c_1 = 525 \text{ mm}$ (ambil nilai ini)

Pasal 21.5.2.1

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

Pasal 21.7.2.3

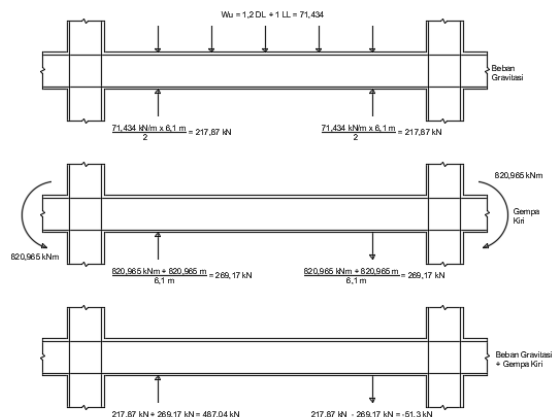
Tinggi efektif balok induk $> 20x(D)_{tu}$ (Ok)

Tulangan Geser Balok Induk

Didapat nilai gaya geser output SAP 2000 $V_{ukiri} = 372,141 \text{ kN} > V_{ukanan} = 369,538 \text{ kN}$
 Maka pakai $V_{ukiri} = 372,141 \text{ kN}$

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

Didapatkan geser rencana $V_{tu} = 487,04$ KN.

Perhitungan Tulangan Geser Tumpuan

SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1

$$V_c = 215428,1292 \text{ N} < V_u = 487040 \text{ N}$$

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

Menghitung nilai V_s

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u, \text{ maka } = 433958,54 \text{ N}$$

Kategori Desain

$$V_s < 0,66 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 433958,54 \text{ N} < 836368,04 \text{ N (Ok)}$$

Batas Syarat

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

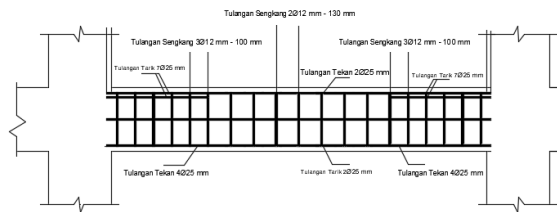
$$\phi = 0,75 \text{ (pasal 11.3.(2)(3))}$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u = 487040 \text{ N} \geq 487040 \text{ N (Ok)}$$

$V_u = 487040 \text{ N}$ masuk ke design 4, maka sengkang diperbesar 3 kaki.

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

$S_{maks} = 167 \text{ mm}$, sesuai pasal 21.5.3.2, maka tulangan geser tumpuan D12 mm - 100 mm (15 buah) dan tulangan geser lapangan D12 mm - 130 mm (22 buah).



Gambar 14 Sengkang pada Balok Induk

Penulangan Torsi Balok Induk

$T_u = 7025422,55 \text{ N}$, $V_u = 372141 \text{ N}$, $A_{cp} = 240000 \text{ mm}^2$, $P_{cp} = 2000 \text{ mm}$, $x_1 = 305 \text{ mm}$, $y_1 = 505 \text{ mm}$, $Ph = 1620 \text{ mm}$, $A_{oh} = 154025 \text{ mm}^2$, $A_o = 130921,25 \text{ mm}^2$, $d = 535,5 \text{ mm}$, pakai 45° ; $\cot \theta = 1$

Keperluan Torsi (T_c)

Sesuai pasal 11.5.1 9(a) SNI 2847:2013

$$T_c = \phi \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 10606347,83 \text{ Nmm}$$

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

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot Ph}{1,7 A_{oh} h^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 0,66 \sqrt{f_c'} \right)$$

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

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

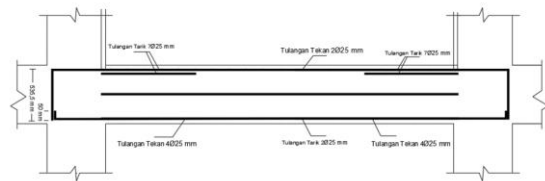
Tipe	Balok Induk 40/60	
	Tumpuan	Lapangan
Letak		
SKETSA		
Tulangan Atas	7 $\phi 25 \text{ mm}$	2 $\phi 25 \text{ mm}$
Tulangan Torsi	2 $\phi 12 \text{ mm}$	2 $\phi 12 \text{ mm}$
Tulangan Bawah	4 $\phi 25 \text{ mm}$	2 $\phi 25 \text{ mm}$
Tulangan Sengkang	3 $\phi 12 \text{ mm}-100 \text{ mm}$	2 $\phi 12 \text{ mm}-100 \text{ mm}$

Gambar 15 Penulangan Balok Induk

Pemutusan Tulangan Balok

$d = 535,5 \text{ mm}$, $6x D_{tulutama} = 150 \text{ mm}$, $2/3 w = 466,67 \text{ mm}$, $In/4 = 1400 \text{ mm}$, $15x D_{tulutama} = 375 \text{ mm}$, $0,15 In = 840 \text{ mm}$, 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

3.2.3 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, Aspakai D19 = 283,385 mm². 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)
Kiri	68184052 Nmm
Tengah	30289953,8 N.mm

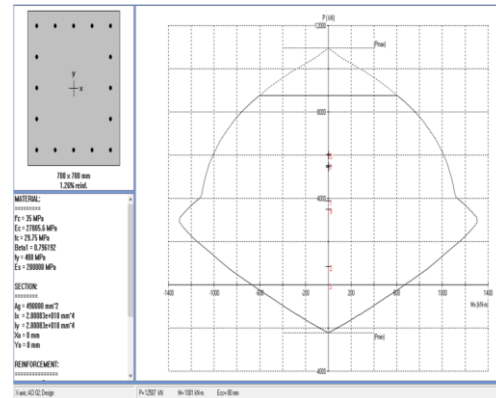
Hasil perhitungan penulangan tarik dan tekan untuk daerah kanan negative masing-masing adalah 2D19 mm dan 2D19 mm, dan hasil perhitungan penulangan tekan dan tarik untuk daerah tengah negative masing-masing adalah 2D19 mm dan 2D19 mm. Untuk hasil perhitungan penulangan geser tumpuan dan lapangan masing-masing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

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ROYAL PARADISE DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA BANDUNG

(Joaozinho Freitas, Siswoyo)

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

Gambar 17 Penulangan Balok Kantilever

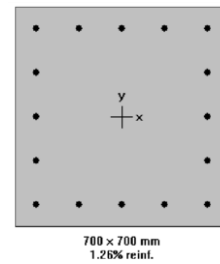


Gambar 18 Diagram Interaksi Kolom

3.2.4 Perencanaan Kolomk

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 (frame 309) diperoleh gaya aksial kolom $P_u = 637441$ N. (Tabel 7). Penulangan longitudinal kolom, diagram interaksi Mn-Pn digunakan program PCA Column seperti pada Gambar 18.



Gambar 19 Rasio Tulangan Kolom

Tabel 7 Perhitungan Gaya Aksial Kolom

No.	Jenis Kombinasi	P_u (kN)	Momen (kNm)
1	Mati	4116,97	1,0354
2	Hidup	896,28	0,49
3	Gempa	11,499	76,91
4	1,2D	4940,36	1,2425
5	1,2D + 1,6L	6374,41	2,0265
6	1,2D + 1,0L+1,0E	5848,14	78,64
7	1,2D + 1,0L-1,0E	5825,15	-75,18
8	0,9D + 1,0E	3716,77	77,84
9	0,9D - 1,0E	3693,77	-75,98

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, $700/700 = 1 > 0,4$ 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		
Tipe	Tumpuan	Lapangan
Letak	Tumpuan	Lapangan
SKETSA		
Tulangan Utama	16Ø25 mm	16Ø25 mm
Tulangan Senggang	6Ø12 mm - 100 mm	6Ø12 mm - 100 mm

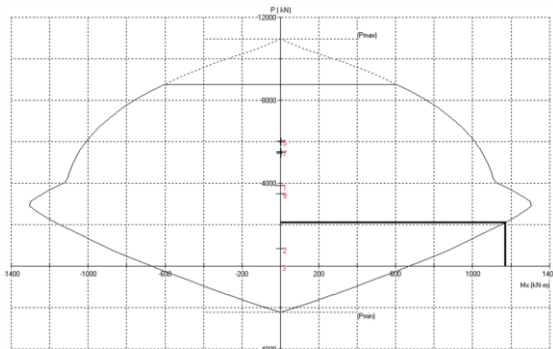
Gambar 20 Penulangan Kolom

3.2.5 Strong Column Weak-Beam

Sesuai Capacity Design, kuat lentur kolom harus memenuhi SNI 2847:2013 pasal 21.6.2.2, yaitu

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

$\sum M_{nb} = 1131,71$ kNm diperoleh dari total momen nominal bawah dan atas. Dari program PCA Column (Gambar 21) didapat $\sum M_{nc} = 1159$ kNm.



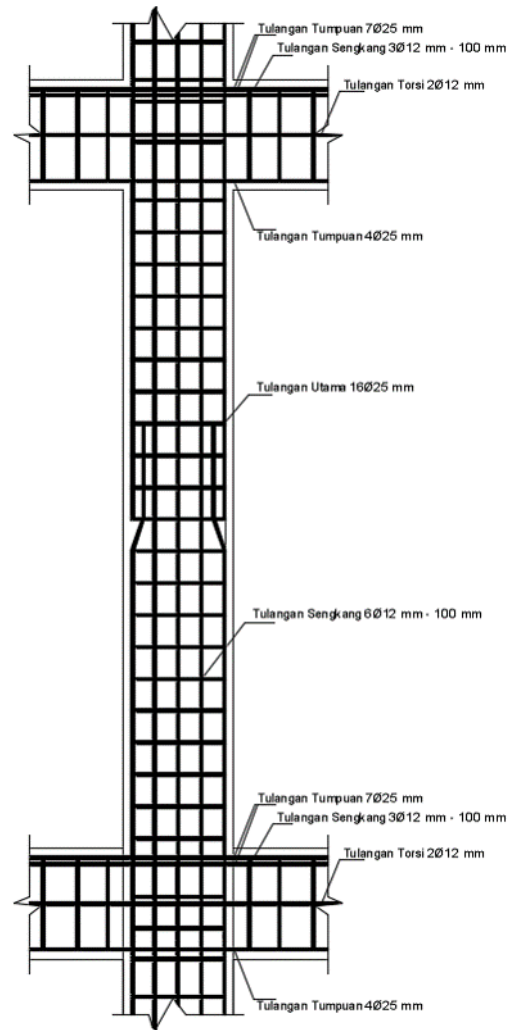
Gambar 21 Diagram Interaksi PCACol

Selanjutnya nilai $\sum M_{nc}$ dan $\sum M_{nb}$ dibagi oleh masing-masing koefisien reduksi, karena di ambil nilai nominalnya

$$\frac{1159}{0,65} \geq 1,2 \times \left(\frac{1131,71}{0,8}\right) = 1783,08 \text{ kNm} \geq 1414,64 \text{ kNm, maka syarat pasal ini terpenuhi.}$$

Sambungan Lewatan Kolom

$$\begin{aligned} \ell_d &= \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_y}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{cb+Ktr}{db}\right)} \right) db \\ &= \left(\frac{400}{1,1 \times 1 \times \sqrt{35}} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{2} \right) \times 25 \text{ mm} = 768,32 \text{ mm} \approx 770 \text{ mm.} \end{aligned}$$



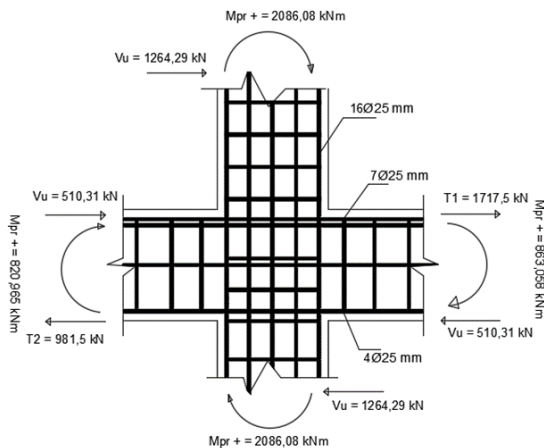
Gambar 22 Sambungan Lewatan Kolom

3.2.6 Hubungan Balok Kolom

Gaya geser yang terjadi pada HBK terkekang 4 balok. Gaya geser rencana sesuai dengan pasal 21.6.2.2, $M_u = 842,012$ kNm. Gaya geser bersih pada joint : $V_{x-x} = 1717,5 \text{ kN} + 981,50 \text{ kN} - 510,31 \text{ kN} = 2188,69 \text{ kN}$. Sesuai dengan pasal 21.7.4.1, joint yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka, maka $V_n = \phi V_n = \phi \cdot 1,7 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_j = 3696070,84 \text{ N} = \phi V_n = 3696,07 \text{ kN} > V_{x-x} = 2188,69 \text{ kN}$

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ROYAL PARADISE DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE SRPMK DI KOTA BANDUNG

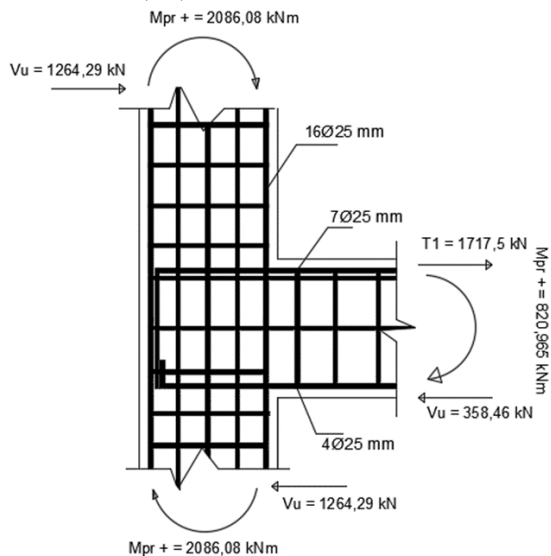
(Joaozinho Freitas, Siswoyo)



Gambar 23 HBK Terkekang 4 Balok

Gaya geser yang terjadi pada HBK terkekang 3 atau 2 balok. $M_u = 410,48 \text{ kNm}$. Gaya geser rencana sesuai dengan pasal 21.6.2.2, $V_{ubalok} = 358,46 \text{ Nm}$. Gaya geser bersih pada joint: $V_{x-x} = 1359,04 \text{ kN}$

Maka besarnya tegangan geser nominal joint $V_n = \phi V_n = \phi \cdot 1,2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_j = 2608991,18 \text{ N}$ $V_{x-x} = 1359,04 \text{ kN}$ (Ok)



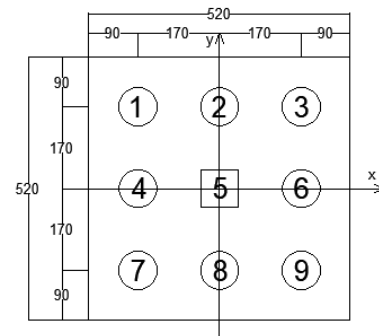
Gambar 24 HBK Terkekang 3 atau 2 Balok

3.2.7 Perencanaan Struktur Bawah

Pondasi digunakan tiang pancang dimensi 800 mm x 800 mm, panjang tiang = 12 m. Data hasil penyelidikan tanah diperoleh $C_n = 55,950 \text{ kg/cm}^2$ dan $JHP = 1300 \text{ kg/cm}$.

Berat sendiri tiang (Wtiang) = 18423 kg $\approx 18,43 \text{ ton}$. Beban Ijin Bersih = 426,6 ton - 18,43 ton = 408,17 ton.

Direncanakan kelompok tiang pancang sebanyak 9 buah tiang. Ukuran pile cap 520 x 520 x 100 cm (Gambar 25) dan sloof 50cm x 60 cm.



Gambar 25 Denah Kolompok Pancang

Dari output analisa gaya dalam diperoleh gaya aksial 494405,18 kg, dan momen $M_{ux} = 95735,10 \text{ kgm}$; $M_{uy} = 101351 \text{ kgm}$. Beban nominal dalam bangunan = $\sum P = 582,05 \text{ ton}$

Kontrol efisiensi tiang pancang kelompok

$\eta = 1395,94 \text{ ton} > 582,05 \text{ ton}$ (Ok)

Kontrol beban maksimum

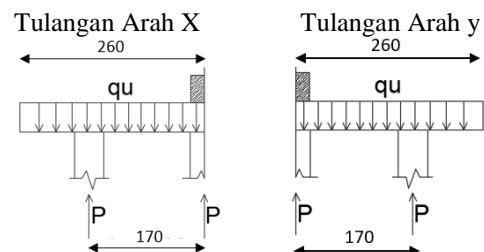
$P_8 = 69,20 \text{ ton} < \text{Pijin } 408,17 \text{ ton}$ (Ok)

3.2.8 Perencanaan Pile Cap

Dimensi pile cap 520 x 520 cm, tebal pile cap = 100 cm, diameter tulangan utama = 25 mm, selimut beton = 50 mm, $(d_x) = 917,5 \text{ mm}$, $(d_y) = 892,5 \text{ mm}$, Aspakai D25 = 490,87 mm². Momen pile cap akibat dari beban atas dan tiang pancang, arah sumbu X dan Y (Gambar 26) $M_x = 1871452236 \text{ Nmm}$ dan $M_y = 1703627763 \text{ Nmm}$. Penulangan arah sumbu X diperoleh 34D25 - 150 mm ($A_s = 16689,71 \text{ mm}^2$) dan sumbu Y: 33Ø25 - 155 mm ($A_s = 16198,84 \text{ mm}^2$)

Kontrol Geser Pons

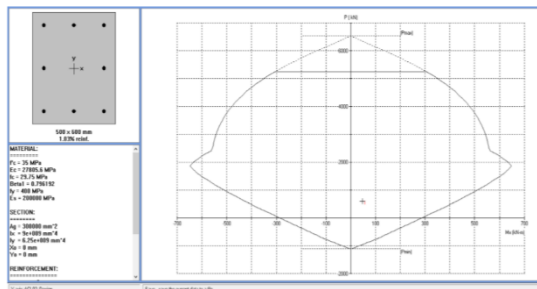
Pakai desain $V_c = 0,33\lambda\sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d = 13738818,9 \text{ N}$, diperoleh $\phi V_c = 0,85 \times 1373881,89 = 1167799,61 \text{ kg} = 1167,78 \text{ ton} > \sum P = 582,05 \text{ ton}$ (Ok)



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

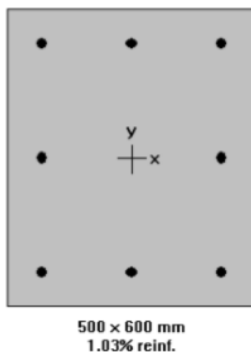
3.2.9 Perencanaan Sloof

Gaya bekerja pada sloof diambil dari berat sendiri sloof $2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,50 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} = 720 \text{ kg/m}$, $Q_u = 1,4 \cdot 720 \text{ kg/m} = 1008 \text{ kg/m}$, $M_u = \frac{1}{12} 1008 \cdot 6^2 = 3024 \text{ kgm}$, maka total keseluruhan momen yang terjadi adalah 47520 kgm , dan $P_{\text{sloof}} = 582,3567 \text{ kN}$. 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, $0,5\phi V_c = 112836,50 \text{ N} > V_u = 30240 \text{ N}$ pasang tulangan sengkang minimum D12 – 130 mm (dalam sendi plastis), dan D12 – 260 mm (luar sendi plastis).

4. KESIMPULAN

Dalam perencanaan Gedung hasil perhitungan yang didapat adalah: simpangan antar lantai Gedung tingkat desain (Δ) = 15,354 mm < simpangan gedung tingkat ijin (Δ_a) = 61,54 mm sesuai syarat SNI 1726:2012 pada pasal 7.12.1.1. Persyaratan strong column weak beam untuk kuat lentur kolom telah memenuhi pasal 21.6.2.2 SNI 2847:2013, yaitu $\sum M_{nc} = 1783,07 \text{ kNm} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb} = 1414,64 \text{ kNm}$. Sesuai dengan pasal 21.7.4.1 dalam HBK pada kolom tengah dan tepi yang terkekang, Vn joint tidak boleh diambil

sebagai yang lebih besar dari nilai yang ditetapkan, besarnya tegangan geser nominal joint Vn 4 balok adalah $\phi V_n = 3696,07 \text{ kN} > V_{x-x} = 2188,69 \text{ kN}$ dan Vn 3 atau 2 balok, $\phi V_n = 2608,99 \text{ kN} > V_{x-x} = 1359,04 \text{ kN}$.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional (BSN), *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan non gedung*, (SNI 03-1726-2012).

Departemen Pekerjaan Umum, *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983*, Penerbit Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung, Bandung, 1983.

Badan Standardisasi Nasional (BSN), *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)*

Charles G. Salmon, Chu – Kia Wang, *Disain Beton Bertulang*, Edisi Keempat, Erlangga, Jakarta, 1994.

Agus setiawan, 2016. *Perencanaan struktur beton bertulang*.

Badan Standardisasi Nasional (BSN), 2012, SNI 1726-2012 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung”.

Badan Standardisasi Nasional (BSN), 2013, SNI 2847-2013 “Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung

**PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ROYAL PARADISE
DENGAN KONSTRUKSI BETON BERTULANG MENGGUNAKAN METODE
SRPMK DI KOTA BANDUNG**

(Joaozinho Freitas, Siswoyo)

Halaman ini sengaja dikosongkan

Halaman ini sengaja dikosongkan