

PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN D'RINI 10 LANTAI DENGAN STRUKTUR BETON RINGAN BJ 1760 KG/M³ BERTULANG TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN SRPMK

Maria Yuliana S.E¹, Soerjandani Priantoro Machmoed²

¹*Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Wijaya Kusuma Surabaya*

²*Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Wijaya Kusuma Surabaya*

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

E-mail: sapt.riny09@gmail.com & soerjandani@uwks.ac.id

ABSTRAK: Struktur Gedung Apartemen d'Rini direncanakan menggunakan konstruksi beton ringan bertulang. Beton ringan adalah beton yang memiliki berat jenis lebih ringan daripada beton pada normal. Material beton ringan yang digunakan pada perencanaan ini adalah menggunakan styrogravel sebagai pengganti agregat kasar sehingga dapat menurunkan berat jenis beton menjadi lebih ringan. Styrogravel merupakan produk turunan hasil diversifikasi limbah styrofoam, dengan campuran yang digunakan adalah 75% styrogravel dan 25% kerikil sehingga berat jenisnya didapat BJ 1760 kg/m³.

Gedung direncanakan berada di kota Sulawesi yang termasuk wilayah gempa tinggi, sehingga untuk menahan beban gempa yang terjadi gedung apartemen ini memerlukan sistem penahan gempa. Pada perencanaan ini menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Sistem rangka pemikul momen khusus adalah komponen struktur yang mampu memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul lentur. SRPMK direncanakan dengan mengacu pada persyaratan *Strong Column Weak Beam* yang selalu dipakai untuk mendesain struktur dengan tingkat daktilitas tinggi sesuai dengan peraturan yang berlaku. Peraturan yang digunakan pada perencanaan ini diantaranya SNI 03-1726-2012, SNI 03-1727-2013 dan SNI 03-2847-2013.

Berdasarkan hasil analisa yang telah dilakukan, diambil kesimpulan bahwa gedung apartemen ini mampu menjadi bangunan tahan gempa, yang bisa merespon gempa dengan sikap bertahan dari keruntuhan. Struktur bangunan apartemen d'Rini telah memenuhi syarat-syarat yang berlaku untuk perencanaan bangunan tahan gempa yang sesuai dengan SNI 2847-2013, kontrol *Strong Column Weak Beam* dimana syaratnya $\sum M_{nc} = 2507,69 \text{ kNm} \geq 1,2 \sum M_{nb} = 1508,5 \text{ kNm}$. Struktur gedung apartemen ini juga mampu memperkecil kemungkinan terjadinya keruntuhan, yang diketahui dari hasil perhitungan simpangan horisontal struktur yang terjadi sebesar 65,75 mm tidak melebihi simpangan ijin sebesar 80 mm.

KATA KUNCI : Struktur Beton Ringan Bertulang, Beton Styrogravel, Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus, Struktur Tahan Gempa

1. PENDAHULUAN

Sulawesi merupakan salah satu provinsi di Indonesia yang sering mengalami musibah gempa bumi dan berada pada zona gempa 5 (SNI 03-1726-2012). Salah satu sesar aktif di Sulawesi adalah sesar Palu-Koro yang panjangnya mencapai 500 km dari utara (Kota Palu) ke selatan (Malili) hingga Teluk Bone. Sesar ini merupakan sesar sinistral aktif dengan kecepatan pergeseran sekitar 25-30 mm/tahun (Kaharuddin drr, 2011). Perencanaan gedung apartemen ini menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus dikarenakan perencanaan apartemen ini di kota Palu yang mana merupakan daerah yang berada pada wilayah zona gempa 5 (SNI 03-2847-2013), dapat dilihat pada peta persebaran wilayah gempa di Indonesia

Sistem rangka pemikul momen adalah sistem rangka ruang dalam dimana komponen-komponen struktur dan joint-jointnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksial lentur, geser dan aksial (Debora E.M, 2015). Ada 3 (tiga) macam sistem rangka yang digunakan yaitu sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB), sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) dan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Sistem rangka pemikul momen khusus adalah komponen struktur yang mampu memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul lentur. Struktur SRPMK diharapkan memiliki tingkat daktilitas yang tinggi, yaitu mampu menerima mengalami siklus respon inelastis pada saat menerima beban gempa rencana. Pendetailan dalam ketentuan SRPMK adalah untuk memastikan bahwa respon

PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN D'RINI 10 LANTAI DENGAN STRUKTUR BETON RINGAN BJ 1760 KG/M³ BERTULANG TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN SRPMK

(Maria Yuliana S.E, Soerjandani Priantoro Machmoed)

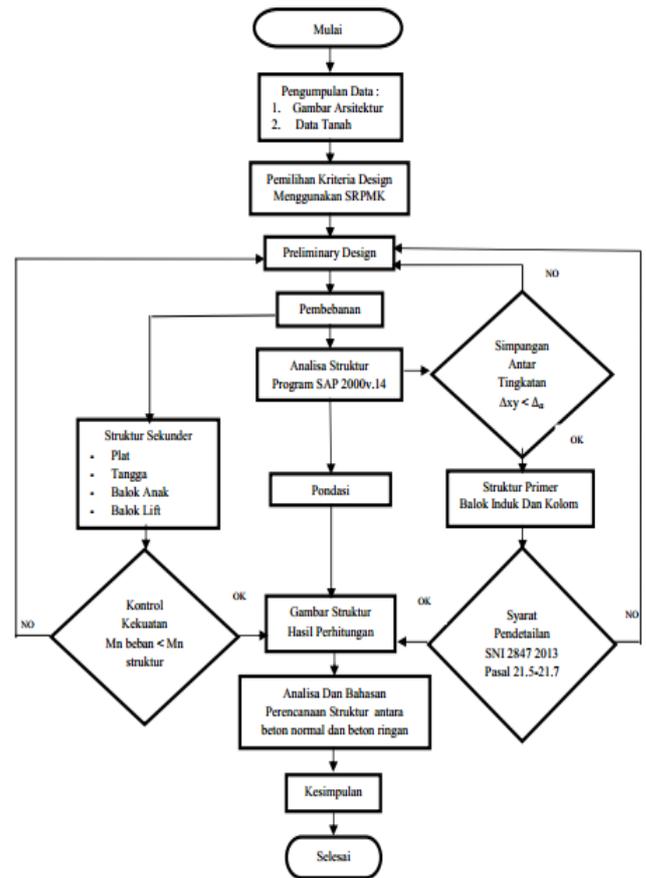
inelastis dari struktur bersifat daktail. Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada zona 5 dan 6 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan tinggi.

Struktur primer gedung yang digunakan pada perencanaan ini adalah menggunakan beton ringan bertulang, dengan tujuan untuk mengetahui apakah perencanaan gedung ini efisien untuk dibangun di daerah yang intensitas gempanya tinggi. Struktur beton bertulang sendiri adalah salah satu bahan konstruksi yang umum digunakan di Indonesia, namun penggunaan beton ringan masih sangat jarang karena merupakan bahan yang masih baru. Beton ringan adalah beton yang memiliki berat jenis lebih ringan daripada beton pada normal.

Material beton ringan yang digunakan pada perencanaan ini adalah menggunakan styrogravel sebagai pengganti agregat sehingga dapat menurunkan berat jenis beton menjadi lebih ringan. Styrogravel merupakan produk turunan hasil diversifikasi limbah styrofoam. Limbah styrofoam merupakan salah satu limbah paling berbahaya yang sulit diuraikan oleh alam bahkan hingga mencapai 500 tahun berada di dalam tanah (US.EPA) sehingga perlu dilakukan kebijakan 3R (Reuse, Recycle, Reduce). Tujuan yang ingin dicapai adalah mampu menganalisa perhitungan struktur beton ringan bertulang untuk bangunan gedung pada wilayah gempa 5, dengan menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, mendapatkan desain suatu bangunan menggunakan beton ringan yang efisien dan mampu menahan beban gempa, khususnya pada wilayah gempa 5 dengan menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen khusus sesuai dengan SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-2847-2013. Manfaat yang akan dicapai dalam perencanaan ini adalah Dapat menjadi contoh dalam merencanakan suatu struktur bangunan tahan gempa menggunakan struktur beton ringan bertulang dengan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, agar penulis dapat lebih memahami perencanaan suatu struktur gedung terutama menggunakan material beton ringan dan dapat mengimplementasikan teori-teori yang didapat diperkuliahan pada perencanaan yang sebenarnya.

2. METODE PENELITIAN

Perencanaan struktur gedung apartemen d'Rini di kota Palu akan diuraikan pada diagram alir perencanaan seperti ditampilkan pada Gambar 1.



Gambar 1 Bagan Alir Proses Perencanaan

3. PRELIMINARY DESIGN

Preliminary design adalah desain awal dimensi komponen struktur dari suatu perencanaan gedung, yang nantinya akan dimodelkan ke dalam program struktur yang digunakan yaitu SAP 2000. Desain awal akan dimodelkan pada program stuktur dengan menginput pembebanan dan perletakan yang sudah direncanakan. Apabila setelah dianalisa dan ternyata dimensi komponen struktur dari gedung tidak dapat menahan beban yang terjadi, maka desain awal harus dirubah.

Dimensi profil rencana yang digunakan dalam perencanaan ini adalah :

Kolom	: 650 x 650 mm
Balok Induk B1	: 400 x 600 mm
Balok Induk B2	: 400 x 600 mm
Balok Anak B3 atap	: 300 x 400 mm
Balok Anak B3 lantai	: 300 x 400 mm
Mutu beton	: 21 MPa
Mutu baja	: 410 MPa

4. STRUKTUR SEKUNDER

Struktur sekunder didesain hanya untuk menerima beban yang menyebabkan lentur saja dan tidak didesain untuk menahan beban gempa. Kerusakan pada struktur sekunder boleh rusak ketika terjadi gempa, karena struktur sekunder tidak berperan dalam berdirinya suatu gedung, akan tetapi struktur sekunder tetap turut membebani struktur primer.

4.1 Perencanaan Pelat

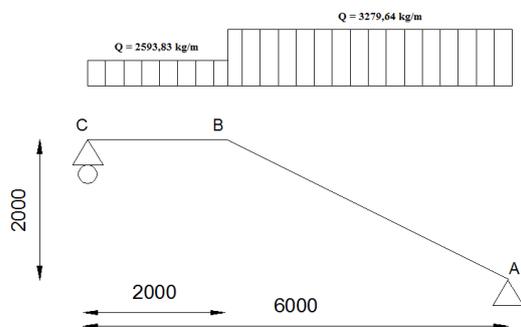
Pelat atap yang dibebani sesuai dengan peraturan PPI 1983 dengan ketebalan 100 mm dan dihitung nilai momennya menggunakan PBI 1971 didapat tulangan arah X sebesar D8 – 50 mm dan Y sebesar D8 – 50 mm.

Pelat lantai yang dibebani sesuai dengan peraturan PPI 1983 dengan ketebalan 120 mm dan dihitung nilai momennya menggunakan PBI 1971 didapat tulangan arah X sebesar D8 – 50 mm dan Y sebesar D8 – 50 mm.

4.2 Perencanaan Tangga

Data perencanaan tangga adalah :

Beda tinggi lantai	= 400 cm
Panjang Bordes	= 315 cm
Elevasi Bordes	= 200 cm
Tinggi injakan	= 20 cm
Lebar injakan	= 40 cm



Gambar 2. Statika tangga

Untuk mencari gaya dalam dari statika tersebut dibantu dengan program SAP 2000 didapatkan pelat bordes sebesar 911,28 kgm dan pelat miring sebesar 927,90 kgm.

Dari hasil perhitungan penulangan tangga didapat kebutuhan tulangan pelat bordes sebesar D10-100 mm dan kebutuhan tulangan pelat miring sebesar D10-100 mm.

4.3 Perencanaan Balok Bordes

Data Perencanaan :	
Dimensi	: 30 x 40 cm
Diameter tulangan utama	: D14 mm

Diameter tulangan sengkang	: D10 mm
Selimit beton	: 25 mm

Dari hasil perhitungan gaya momen dan gaya geser diperoleh gaya momen untuk daerah tumpuan sebesar 9180,09 kgm dan untuk daerah lapangan sebesar 6311,32 kgm, dan gaya geser diperoleh 8415,09 kg.

Hasil penulangan lentur balok bordes diperoleh kebutuhan tulangan daerah tumpuan 6D14 (atas) dan 3D14 (bawah) dan daerah lapangan 2D14 (atas) dan 4D14 (bawah). Hasil penulangan geser balok bordes diperoleh untuk daerah tumpuan sebesar D10-100 mm dan daerah lapangan D10-150 mm.

4.4 Perencanaan Balok Anak

4.4.1 Perencanaan Balok Anak Atap

Data Perencanaan :	
Dimensi rencana	: 30 x 40 cm
Diameter tulangan utama	: D10 mm
Diameter tulangan sengkang	: D8 mm
Selimit beton	: 25 mm

Dari hasil perhitungan gaya momen dan gaya geser diperoleh gaya momen untuk daerah tumpuan sebesar 5518,44 kgm dan untuk daerah lapangan sebesar 3793,93 kgm, dan gaya geser diperoleh 5058,57 kg.

Hasil penulangan lentur balok anak atap diperoleh kebutuhan tulangan daerah tumpuan 7D10 (atas) dan 4D10 (bawah) dan daerah lapangan 3D10 (atas) dan 6D10 (bawah). Hasil penulangan geser balok anak atap diperoleh untuk daerah tumpuan sebesar D8-100 mm dan daerah lapangan D8-150 mm.

4.4.2 Perencanaan Balok Anak Lantai

Data Perencanaan :	
Dimensi rencana	: 30 x 40 cm
Diameter tulangan utama	: D10 mm
Diameter tulangan sengkang	: D8 mm
Selimit beton	: 25 mm

Dari hasil perhitungan gaya momen dan gaya geser diperoleh gaya momen untuk daerah tumpuan sebesar 7075,63 kgm dan untuk daerah lapangan sebesar 4864,50 kgm, dan gaya geser diperoleh 6378 kg.

Hasil penulangan lentur balok anak lantai diperoleh kebutuhan tulangan daerah tumpuan 9D10 (atas) dan 5D10 (bawah) dan daerah lapangan 3D10 (atas) dan 6D10 (bawah). Hasil penulangan geser balok anak lantai diperoleh untuk daerah tumpuan sebesar D8-100 mm dan daerah lapangan D8-150 mm.

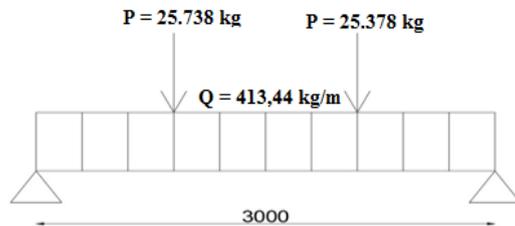
4.5 Perencanaan Balok Penggantung Lift

Data Perencanaan :	
Balok lift	= 30/45 cm
Tipe lift	= Duplex

PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN D'RINI 10 LANTAI DENGAN STRUKTUR BETON RINGAN BJ 1760 KG/M³ BERTULANG TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN SRPMK

(Maria Yuliana S.E, Soerjandani Priantoro Machmoed)

Merk = Abtech
 Kapasitas = 9 orang (680 kg)
 Kecepatan = 90 mm/menit



Gambar 3. Pembebanan Balok Penggantung Lift

Untuk mencari gaya dalam dari balok tersebut dibantu dengan program SAP 2000 didapatkan gaya momen daerah tumpuan sebesar 19.792,31 kgm dan daerah lapangan sebesar 14.999,01 kgm, gaya geser sebesar 26.978,32 kg.

Dari hasil perhitungan penulangan lentur balok penggantung lift diperoleh kebutuhan tulangan untuk daerah tumpuan sebesar 12D14 (atas) dan 6D14 (bawah), untuk daerah lapangan sebesar 5D14 (atas) dan 9D14 (bawah). Hasil penulangan geser balok penggantung lift untuk daerah tumpuan 3D10-100 mm dan untuk daerah lapangan 3D10-150 mm.

5. STRUKTUR PRIMER

Struktur primer adalah komponen utama yang terdiri dari balok induk dan kolom dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku dari suatu gedung. Struktur primer harus didesain tahan gempa agar kemungkinan terjadinya keruntuhan akibat beban gempa dapat diperkecil.

Perencanaan struktur primer untuk gedung apartemen d'Rini ini akan direncanakan dengan data sebagai berikut :

Mutu beton (f_c') = 21 MPa
 Mutu baja tulangan (f_y) = 410 MPa
 Tinggi bangunan = 40 meter
 Tinggi antar lantai = 4 meter
 Dimensi balok induk B1 = 40 x 60 cm
 Dimensi balok induk B2 = 40 x 60 cm
 Dimensi balok anak B3 = 30 x 40 cm
 Dimensi kolom = 65 x 65 cm

5.1 Perencanaan Beban Gempa

Distribusi beban gempa pada tugas akhir ini dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 1. Distribusi Beban Gempa Bangunan 1

No	Tinggi lantai (m)	Berat (kg)	Faktor k	W.Z*	Fi
Atap	40	430.372,32	1,39	72.561.745	105.309,21
9	36	673.763,52	1,39	98.122.356	142.405,45
8	32	673.763,52	1,39	83.304.021	120.899,53
7	28	673.763,52	1,39	69.192.203	100.418,98
6	24	673.763,52	1,39	55.847.163	81.051,26
5	20	673.763,52	1,39	43.345.018	62.906,83
4	16	673.763,52	1,39	31.785.882	46.131,01
3	12	673.763,52	1,39	21.309.312	30.926,31
2	8	673.763,52	1,39	12.128.374	17.601,97
1	4	673.763,52	1,39	4.627.761	6.716,29
$\Sigma W.Z^*$				492.223.835	

Tabel 2. Distribusi Beban Gempa Bangunan 2

No	Tinggi lantai (m)	Berat (kg)	Faktor k	W.Z*	Fi
Atap	40	326.726,40	1,39	55.086.809	79.988,84
9	36	514.759,20	1,39	74.966.044	108.854,50
8	32	514.759,20	1,39	63.644.750	92.415,41
7	28	514.759,20	1,39	52.863.240	76.760,11
6	24	514.759,20	1,39	42.667.554	61.955,45
5	20	514.759,20	1,39	33.115.843	48.085,88
4	16	514.759,20	1,39	24.284.597	35.262,47
3	12	514.759,20	1,39	16.280.437	23.640,02
2	8	514.759,20	1,39	9.266.147	13.454,92
1	4	514.759,20	1,39	3.535.636	5.133,92
$\Sigma W.Z^*$				375.711.056	

Simpangan antar lantai struktur gedung yang terkena beban gempa direncanakan dalam kondisi diambang keruntuhan, dengan tujuan untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan yang akan menyebabkan timbulnya korban jiwa dan mencegah benturan antar gedung yang satu dengan gedung yang lainnya. Simpangan antar lantai didesain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin (Δ_a).

Berdasarkan analisa struktur menggunakan program SAP 2000 diperoleh simpangan yang terjadi seperti pada tabel berikut.

Tabel 3. Simpangan Struktur Bangunan 1

Lantai	δ_{ex} (mm)		δ_x (mm)		Δ_a (mm)	Status
	X	Y	X	Y		
2	79,674	77,622	10,91	15,04	80	OKE
3	77,69	74,888	20,50	23,60	80	OKE
4	73,962	70,598	30,70	32,59	80	OKE
5	68,381	64,672	40,11	40,78	80	OKE
6	61,088	57,258	48,49	47,89	80	OKE
7	52,271	48,550	55,79	53,87	80	OKE
8	42,128	38,755	61,78	58,54	80	OKE
9	30,895	28,111	65,75	61,14	80	OKE
10	18,941	16,994	64,34	58,51	80	OKE
Atap	7,243	6,356	39,84	34,96	80	OKE

Tabel 4. Simpangan Struktur Bangunan 2

Lantai	δ_{ex} (mm)		δ_x (mm)		Δa (mm)	Status
	X	Y	X	Y		
2	86,611	83,656	17,33	11,91	80	OKE
3	83,460	81,490	26,91	21,88	80	OKE
4	78,567	77,512	36,75	32,50	80	OKE
5	71,885	71,603	45,62	78,90	80	OKE
6	63,591	57,258	53,29	14,44	80	OKE
7	53,902	54,633	59,72	58,64	80	OKE
8	43,044	43,972	64,74	64,92	80	OKE
9	31,274	32,169	67,60	69,00	80	OKE
10	18,984	19,623	64,96	67,13	80	OKE
Atap	7,174	7,418	39,46	40,80	80	OKE

Dari tabel diatas maka disimpulkan bahwa simpangan yang terjadi baik bangunan 1 maupun bangunan 2 dari lantai satu sampai dengan atap tidak melebihi simpangan izin struktur sehingga gedung yang direncanakan aman dari beban gempa.

5.2 Perencanaan Balok Induk B1

Perencanaan balok induk pada tugas akhir ini dengan memeriksa momen-momen yang terjadi pada balok induk, momen pada balok diperoleh dari output SAP 2000 dan diambil satu balok yang memiliki momen paling besar.

Tabel 5. Resume Momen Terbesar Pada Balok Induk B1

Lokasi	Jenis Kombinasi	Mu (kgm)
Ujung kiri	Kombinasi 4	53.052,99
Ujung tengah	Kombinasi 9	31.898,08
Ujung kanan	Kombinasi 5	53.052,99

Data perencanaan balok induk B1 adalah sebagai berikut :

Bentang balok = 6000 mm
 Lebar balok = 400 mm
 Tinggi balok = 600 mm
 Selimut beton = 25 mm

Diameter tulangan utama = D25

Diameter tulangan sengkang = D14

Hasil penulangan lentur balok induk B1 diperoleh untuk daerah tumpuan 9D25 (atas) dan 5D25 (bawah), dan untuk daerah lapangan 3D25 (atas) dan 5D25 (bawah). Berdasarkan SNI 2847-2013 untuk komponen SRPMK yang membentuk sistem penahan gaya gempa yang digunakan untuk menerima gaya lentur harus memenuhi syarat yang berlaku pada pasal 21, dan pada perencanaan ini syarat pendetailan lentur telah terpenuhi.

Hasil penulangan geser balok induk B1 diperoleh untuk daerah tumpuan D14-100 mm dengan jumlah sengkang 13 buah, dan untuk daerah lapangan D14-250 mm dengan jumlah sengkang 13 buah. Sengkang harus dilakukan pendetailan yang sesuai dengan pasal 21.5.3 pada SNI 2847-2013, dan pada perencanaan ini

syarat pendetailan geser telah terpenuhi.

5.3 Perencanaan Balok Induk B2

Perencanaan balok induk pada tugas akhir ini dengan memeriksa momen-momen yang terjadi pada balok induk, momen pada balok diperoleh dari output SAP 2000 dan diambil satu balok yang memiliki momen paling besar.

Tabel 6. Resume Momen Terbesar Pada Balok Induk B2

Lokasi	Jenis Kombinasi	Mu (kgm)
Ujung kiri	Kombinasi 3	51.516,63
Ujung tengah	Kombinasi 9	12.874,55
Ujung kanan	Kombinasi 6	51.516,63

Data perencanaan balok induk B2 adalah sebagai berikut :

Bentang balok = 3000 mm
 Lebar balok = 400 mm
 Tinggi balok = 600 mm
 Selimut beton = 25 mm

Diameter tulangan utama = D25

Diameter tulangan sengkang = D14

Hasil penulangan lentur balok induk B2 diperoleh untuk daerah tumpuan 8D25 (atas) dan 4D25 (bawah), dan untuk daerah lapangan 3D25 (atas) dan 6D25 (bawah). Berdasarkan SNI 2847-2013 untuk komponen SRPMK yang membentuk sistem penahan gaya gempa yang digunakan untuk menerima gaya lentur harus memenuhi syarat yang berlaku pada pasal 21, dan pada perencanaan ini syarat pendetailan lentur telah terpenuhi.

Hasil penulangan geser balok induk B2 diperoleh untuk daerah tumpuan D14-100 mm dengan jumlah sengkang 7 buah, dan untuk daerah lapangan D14-250 mm dengan jumlah sengkang 6 buah. Sengkang harus dilakukan pendetailan yang sesuai dengan pasal 21.5.3 pada SNI 2847-2013, dan pada perencanaan ini syarat pendetailan geser telah terpenuhi.

5.4 Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom pada tugas akhir ini diantaranya seperti desain penulangan kolom, kontrol kekuatan kolom menggunakan PCA Column serta melakukan pendetailan kolom sesuai dengan peraturan. Data perencanaan kolom adalah sebagai berikut :

Bentang antar kolom = 6000 mm
 Tinggi kolom = 4000 mm
 Selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan utama = D29

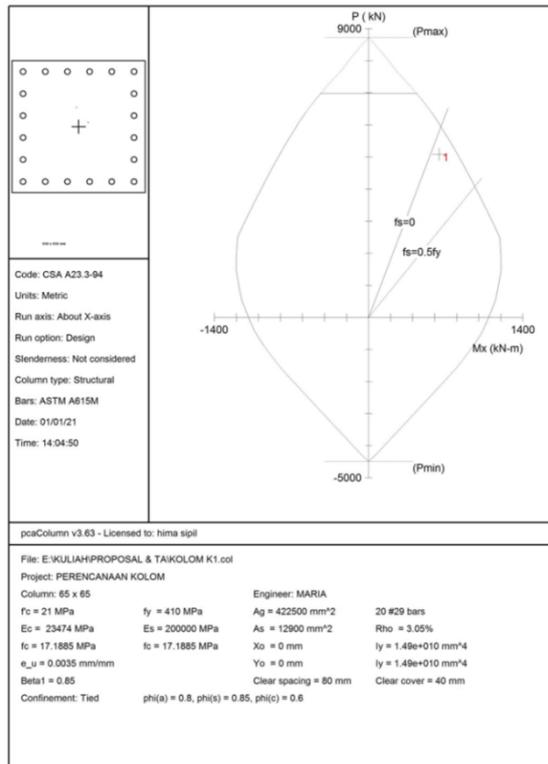
Diameter sengkang = D14

Hasil program PCA Column seperti pada Gambar 4 diperoleh jumlah tulangan 20 buah dengan tulangan ulir diameter 29 mm, semua

PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN D'RINI 10 LANTAI DENGAN STRUKTUR BETON RINGAN BJ 1760 KG/M³ BERTULANG TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN SRPMK

(Maria Yuliana S.E, Soerjandani Priantoro Machmoed)

gaya tersebar dari Gambar 4 yang diinputkan ke program PCA Column tidak ada yang berada diluar garis interaksi, dan hasil prosentase program PCA Column adalah sebesar 3,05% hasil ini memenuhi syarat dari pasal 21.6.3.1 yaitu diantara 1% - 6%.



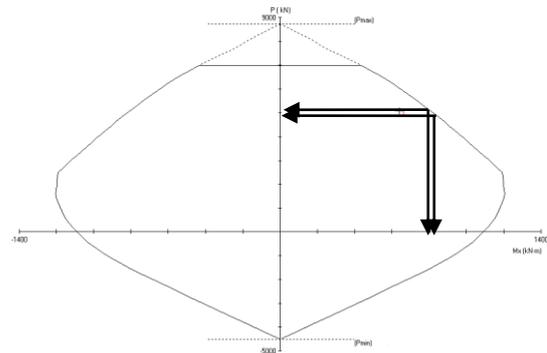
Gambar 4. Diagram Interaksi Kuat Rencana Kolom

Sesuai dengan SNI 2847-2013 bahwa komponen SRPMK yang dikenai beban lentur dan aksial harus memenuhi pasal 21.6.1 dan pasal 21.6.2, pada perencanaan kolom ini syarat tersebut telah terpenuhi.

Sesuai filosofi "Capacity Design" maka pasal 21.6.2 mensyaratkan $\sum Mnc \geq 1,2 \sum Mnb$. Dalam hal ini kombinasi beban yang dipakai hanya kombinasi dengan beban gempa saja, yang digunakan untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*.

$$\begin{aligned}\sum Mnb &= \sum Mnb- + \sum Mnb+ \\ &= 725.981.845,4 + 480.828.942 \\ &= 1.206.810.787,4 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Nilai Mnc untuk kolom diperoleh dengan bantuan PCACOL seperti pada diagram gambar 6.14 dibawah ini. Cara memperoleh nilai Mnc adalah dengan menarik garis lurus dari sumbu Y ke titik Pu yang ditentukan dan setelah garis menyinggung garis interaksi, maka garis dapat ditarik lagi menuju sumbu X sehingga didapatkan nilai Mnc.



Gambar 5. Diagram Interaksi PCA Column Nilai Mnc

Berdasarkan Gambar 5 maka besarnya nilai Mnc adalah :

$$\sum Mnc = 800 + 830 = 1630 \text{ kNm}$$

Persyaratan strong column weak beam yang sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 21.6.2 adalah :

$$\sum Mnc \geq 1,2 \sum Mnb$$

$$\frac{1630}{0,65} \geq 1,2 \times \left(\frac{1206,81}{0,8} \right)$$

$$2507,69 \text{ kNm} \geq 1508,5 \text{ kNm}$$

Karena persyaratan strong column weak beam terpenuhi maka persyaratan pada pasal 21.6.2 terpenuhi, dan semua kolom termasuk dalam sistem penahan gempa.

Berdasarkan SNI 2847 2013 pada pasal 21.6.5.1 bahwa gaya geser desain, V_e , menggunakan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , dan gaya V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisa struktur. Kebutuhan sengkang pada kolom diperoleh sebagai berikut :

❖ Sengkang kolom dimuka joint :

- ✓ Pakai sengkang 4D14-100
- ✓ Dipasang sejauh 600 mm dari muka joint
- ✓ Jumlah sengkang = $\frac{600}{100} = 6$ buah
- ✓ Sengkang pertama dipasang pada jarak 50 mm dari muka tumpuan

❖ Sengkang kolom setelah jarak 600 mm :

- ✓ Pakai sengkang 4D14-150
- ✓ Dipasang setelah jarak 600 mm dari kedua muka joint
- ✓ Jumlah sengkang = $\frac{(4000 - 600) - (2 \times 650)}{150} + 1 = 15$ buah

5.5 Desain HBK

Desain hubungan balok kolom SRPMK pada tugas akhir ini yaitu desain HBK dengan 4 balok, 3 balok dan 2 balok yang mengekang kolom. Dalam desain HBK ini memiliki lebar

balok = 400 mm < 3/4 h kolom = 562,5 mm, meskipun syarat ini terpenuhi tetapi pada desain HBK ini tidak dilakukan reduksi jumlah tulangan yang sesuai dengan pasal diatas dan tidak menambah lebar spasi sengkang.

5.5.1 Desain HBK Terkekang 4 Balok

$$T_1 (9D25) = A_s \times 1,25 f_y = 4415,6 \times 1,25 \times 410 = 2.262.995 \text{ N} = 2262,99 \text{ kN}$$

$$T_2 (5D25) = A_s \times 1,25 f_y = 2453,1 \times 1,25 \times 410 = 1.257.213,75 \text{ N} = 1257,21 \text{ kN}$$

V_{u kolom} adalah gaya geser pada kolom dihitung dari M_{pr} kedua ujung balok yang menyatu dengan HBK, karena panjang kolom atas dan bawah sama, maka ujung-ujung kolom memikul jumlah M_{pr} balok yang sama besar.

M_{pr} tulangan atas = 839,99 kNm
 M_{pr} tulangan bawah = 480,82 kNm

$$M_u = \frac{839,99 + 480,82}{2} = 660,405 \text{ kNm}$$

$$V_u \text{ balok} = \frac{660,405 + 660,405}{4 \cdot 0,6} = 388,47 \text{ kN}$$

Gaya geser bersih pada joint :

$$V_{x-x} = T_1 + T_2 - V_u = 2262,99 + 1257,21 - 388,47 = 3131,73 \text{ kN}$$

Maka besarnya tegangan geser nominal joint V_n adalah :

$$V_n = \phi 1,7 \sqrt{f_c'} \times A_j = 1,7 \sqrt{21} \cdot (650 \times 650) = 3.291.434,99 \text{ N} = 3291,43 \text{ kN}$$

Karena V_n > V_{x-x} = 3291,43 kN > 3131,73 kN maka desain HBK terkekang 4 balok ini telah memenuhi syarat.

6.5.2 Desain HBK Terkekang 3 atau 2 Balok

Gaya geser yang terjadi pada HBK terkekang 3 atau 2 balok adalah T₁ - V_u, dimana T₁ diperoleh dari tulangan tarik dan pada balok-balok yang menyatu di HBK.

$$T_1 (9D25) = A_s \times 1,25 f_y = 4415,6 \times 1,25 \times 410 = 2.262.995 \text{ N} = 2262,99 \text{ kN}$$

M_{pr} tulangan atas = 839,99 kNm

$$M_u = \frac{839,99}{2} = 419,99 \text{ kNm}$$

$$V_u \text{ balok} = \frac{419,995 + 419,995}{4 \cdot 0,6} = 247,05 \text{ kN}$$

Gaya geser bersih pada joint :

$$V_{x-x} = T_1 - V_u = 2262,99 - 247,05 = 2015,93 \text{ kN}$$

Maka besarnya tegangan geser nominal joint V_n adalah :

$$V_n = 1,2 \sqrt{f_c'} \times A_j = 1,2 \sqrt{21} \cdot (650 \times 650)$$

$$= 2.323.365,87 \text{ N} = 2323,36 \text{ kN}$$

karena V_n > V_{x-x} = 2323,36 kN > 2015,93 kN maka desain HBK terkekang 3 atau 2 balok ini telah memenuhi syarat.

6. PERENCANAAN PONDASI

Perencanaan ini meliputi perhitungan daya dukung tiang pancang, kebutuhan tiang pancang, kontrol tegangan maksimum pada pancang kelompok, penulangan pile cap serta perhitungan kontrol geser pons.

6.1 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Daya dukung satu tiang dapat ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah tempat tiang tersebut ditanam. Nilai daya dukung satu tiang pancang dari hasil perhitungan diambil yang paling kecil, yaitu nilai daya dukung berdasarkan data CPT (Cone Penetration Test) dengan P_{ijin 1 tiang} = 151,16 ton.

Jumlah kebutuhan tiang pancang untuk satu kelompok :

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin}} = \frac{535,48}{151,16} = 3,5 \text{ buah} = 6 \text{ buah}$$

Maka untuk pondasi tiang pancang tipe 1 dipakai 6 buah tiang pancang ukuran 50 x 50 cm.

6.1.1 Perencanaan Kelompok Tiang

Perhitungan jarak tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga.

Jarak as ke as tiang pancang :

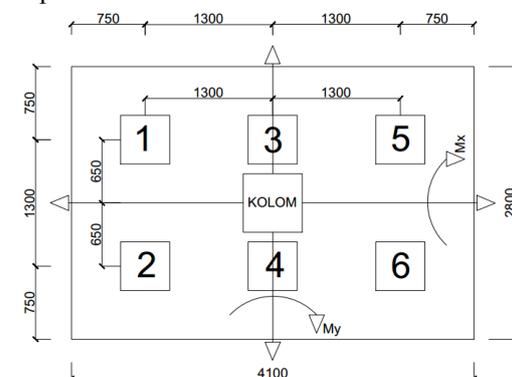
Syarat : 2,5 D ≤ S ≤ 3 D
 2,5 x 50 ≤ S ≤ 3 x 50
 125 ≤ S ≤ 150

Dipakai S = 130 cm

Jarak as ke tepi pile cap :

Syarat : 1,5 D ≤ S' ≤ 2 D
 1,5 x 50 ≤ S' ≤ 2 x 50
 75 ≤ S' ≤ 100

Dipakai S' = 75 cm



Gambar 6. Denah Kelompok Tiang Pancang Tipe 1

PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN D'RINI 10 LANTAI DENGAN STRUKTUR BETON RINGAN BJ 1760 KG/M³ BERTULANG TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN SRPMK

(Maria Yuliana S.E, Soerjandani Priantoro Machmoed)

Berdasarkan perencanaan kelompok tiang, diperoleh $P_{maks} = P_5 = 116,79 \text{ ton} < P_{ijin} = 151,16$ maka perencanaan kelompok tiang pancang sudah terpenuhi.

6.1.2 Penulangan Pilecap

Adapun data-data perencanaan untuk perhitungan penulangan pilecap sebagai berikut :

Dimensi pile cap = 2800 x 4100 mm
 Tebal pile cap = 900 mm
 Dimensi kolom = 650 x 650 mm
 Diameter tulangan utama = 25 mm
 Selimut beton = 50 mm

Hasil perhitungan penulangan pilecap diperoleh penulangan arah X dan Y dipakai tulangan 18D25 dengan jarak antar tulangan 150 mm.

6.2 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Tipe 2

Daya dukung satu tiang dapat ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah tempat tiang tersebut ditanam. Nilai daya dukung satu tiang pancang dari hasil perhitungan diambil yang paling kecil, yaitu nilai daya dukung berdasarkan data CPT (Cone Penetration Test) dengan $P_{ijin \ 1 \ tiang} = 105,274 \text{ ton}$.

Jumlah kebutuhan tiang pancang untuk satu kelompok :

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin}} = \frac{525,127}{105,274} = 4,98 \text{ buah} = 9 \text{ buah}$$

Maka untuk pondasi tiang pancang tipe 1 dipakai 9 buah tiang pancang ukuran 30 x 30 cm.

6.2.1 Perencanaan Kelompok Tiang

Perhitungan jarak tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga.

Jarak as ke as tiang pancang :

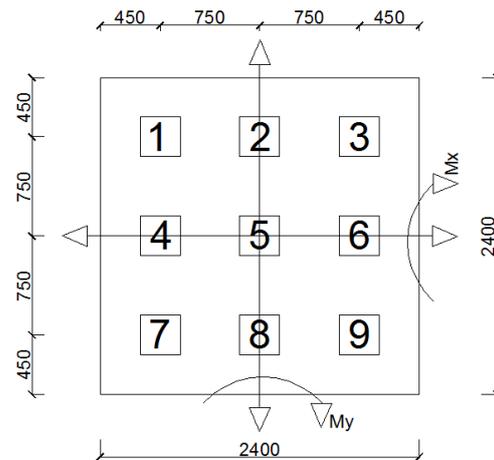
$$\text{Syarat : } 2,5 D \leq S \leq 3 D \\ 2,5 \times 30 \leq S \leq 3 \times 30 \\ 75 \leq S \leq 90$$

Dipakai $S = 75 \text{ cm}$

Jarak as ke tepi pile cap :

$$\text{Syarat : } 1,5 D \leq S' \leq 2 D \\ 1,5 \times 30 \leq S' \leq 2 \times 30 \\ 45 \leq S' \leq 60$$

Dipakai $S' = 45 \text{ cm}$



Gambar 7. Denah Kelompok Tiang Pancang Tipe 2

Berdasarkan perencanaan kelompok tiang, diperoleh $P_{maks} = P_3 = 85,75 \text{ ton} < P_{ijin} = 105,274$ maka perencanaan kelompok tiang pancang sudah terpenuhi.

6.2.2 Penulangan Pilecap

Adapun data-data perencanaan untuk perhitungan penulangan pilecap sebagai berikut :

Dimensi pile cap = 2400 x 2400 mm
 Tebal pile cap = 900 mm
 Dimensi kolom = 650 x 650 mm
 Diameter tulangan utama = 25 mm
 Selimut beton = 50 mm

Hasil perhitungan penulangan pilecap diperoleh penulangan arah X dan Y dipakai tulangan 18D25 dengan jarak antar tulangan 150 mm.

6.3 Perencanaan Sloof

Data perencanaan sloof sebagai berikut :

Gaya aksial dasar kolom = 5009,94 kN
 $P_u \text{ sloof} = 10\% \times 5009,94$
 $= 500,99 \text{ kN}$
 $= 500.994,98 \text{ N}$

Panjang sloof = 600 cm
 Dimensi sloof = 600 x 600 cm
 Tulangan utama = 25 mm
 Tulangan transversal = 12 mm
 Selimut beton = 50 mm

6.3.1 Penulangan Lentur Sloof.

Beban yang diterima sloof :

Berat sendiri = $0,6 \times 0,6 \times 1760 = 633,6 \text{ kg/m}$
 Berat dinding = $4 \times 250 = 1000 \text{ kg/m}$
 $qD = 1633,6$

kg/m

$q_u = 1,4D = 1,4 \times 1633,6 = 2287,04 \text{ kg/m}$

Momen yang bekerja pada sloof :

PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN D'RINI 10 LANTAI DENGAN STRUKTUR BETON RINGAN BJ 1760 KG/M³ BERTULANG TAHAN GEMPA MENGGUNAKAN SRPMK

(Maria Yuliana S.E, Soerjandani Priantoro Machmoed)

- Haryanto, Y.W. 2000. "Analisi Dan Perancangan Struktur Frame Menggunakan SAP 2000 Versi 7.42". Penerbit Andi.
- Honarto, R. J, Handono, B. D, & Pandaleke, R. E. 2019. "Perencanaan Bangunan Beton Bertulang Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus di Kota Manado". Jurnal Sipil Statik.
- Laily, Rivaldo, dan Steenie E. 2019. "Perencanaan Gedung Training Center Konstruksi Beton Bertulang 4 Lantai Di Kota Manado". Jurnal Sipil Statik.
- Purwanda, I., Yurisman, Y., dan Khadavi, K. 2020. "Desain Elemen Struktur Bangunan Apartemen Delapan Lantai Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)". Abstract of Undergraduate Research, Faculty of Civil and Planning Engineering, Bung Hatta University.
- Rianda, A. 2020. "Perencanaan Struktur Gedung Hotel Santika Bukittinggi Dengan Menggunakan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)". Abstract of Undergraduate Research, Faculty of Civil and Planning Engineering, Bung Hatta University.
- Soerjandani P.M, and Utari Khatulistiani. 2018. "The Potential Of Styrogravel Concrete As a New Concrete Material For Building Structures". IOP Conf. Series : Material Science and Engineering.
- Soerjandani, P.M, Utari Khatulistiani, dan Andaryati. 2015. "Potensi Styrogravel Sebagai Campuran Beton Ringan Yang Ramah Lingkungan". Prosiding Seminar Nasional Teknik Sipil XI, Universitas Wijaya Kusuma Surabaya.
- Soerjandani, P.M, Utari Khatulistiani, dan Andaryati. 2016. "Prilaku Lentur Balok Beton Bertulang Styrogravel". Prosiding Seminar Nasional Teknik Sipil XII, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.
- Soerjandani, P.M, Utari Khatulistiani, dan Andaryati. 2017. "Potensi Beton Styrogravel Sebagai Material Maju Untuk Elemen Struktur Yang Ramah Lingkungan Dan Ramah Gempa". Prosiding Seminar Nasional Dies Natalis Universitas Wijaya Kusuma Surabaya XXXVI, Universitas Wijaya Kusuma Surabaya