

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1. PRELIMINARY DESIGN

Dalam tahapan desain, setiap elemen struktur akan direncanakan beban yang akan terjadi pada elemen struktur tersebut. Tahapan awal adalah dengan perencanaan estimasi dimensi elemen struktur seperti balok kolom yang akan digunakan sebagai data masukan dalam program analisis struktur *SAP2000 v14*.

5.1.1 Balok

Balok merupakan komponen elemen struktur pemikul momen, dimana balok adalah komponen struktur yang melintang yang berfungsi untuk mendistribusikan beban ke kolom. Pada tahap *Preliminary design* ini estimasi balok menggunakan rumus pendekatan berikut :

$$h_t = \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{12}\right)L_{balok}, \text{ dan } b = \pm \frac{1}{2} h \quad (5.1)$$

$$h_t = \left(\frac{1}{11} \cdot 8000\right) = 727,273 \text{ mm} \approx 800 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} \cdot 800 = 400 \text{ mm}$$

Berikut adalah tabel hasil *preliminary design* balok :

Tabel 5.1 Dimensi balok *preliminary design*

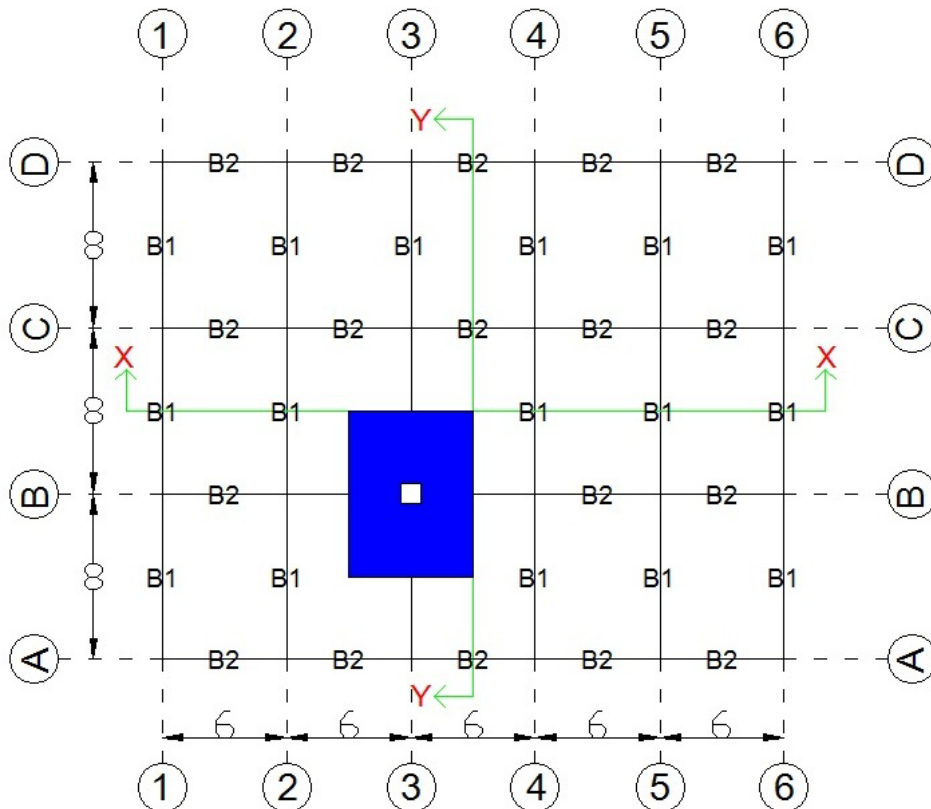
Jenis Balok	B1	B2
L Balok	8000 (mm)	6000 (mm)
Lantai	1-15	1-15
h balok	750 (mm)	550 (mm)
b balok	375 (mm)	275 (mm)

5.1.2 Kolom

Pada tugas akhir ini, perencanaan kolom yang digunakan adalah beton bertulang dengan bentuk persegi dan hanya memiliki 1 tipe kolom typical. Kolom berfungsi untuk memikul beban gravitasi diantaranya adalah berat sendiri pelat dan balok, beban dari berat sendiri kolom di atasnya, beban mati dan beban hidup yang bekerja pada pelat. Analisis pembebanan kolom adalah sebagai berikut :

1. Akibat beban yang bekerja pada pelat

Perhitungan pembebanan yang bekerja menggunakan prinsip *tribute area*, dimana beban mati dan beban hidup yang bekerja pada pelat didistribusikan kepada kolom – kolom yang berada disekitarnya. Berikut adalah *tribute area* pelat yang digunakan dalam tahapan *priliminery design*.



Gambar 5.1 *Tribute area* kolom

2. Akibat berat sendiri kolom di atasnya.

Beban aksial yang diterima kolom diantaranya adalah beban berat sendiri kolom di atasnya sehingga beban aksial kolom akan kumulatif. Perhitungan berat sendiri kolom adalah luas dimensi kolom, karena dimensi kolom belum diketahui, maka perencanaan kolom memperhitungkan beban area pelat.

Pada tiap lantai kolom akan direncanakan secara *typical* baik dari kolom lantai dasar sampai kolom lantai atap. Berikut adalah posisi kolom yang digunakan dalam tahapan *preliminery design*.

Beban total yang diterima kolom adalah beban kumulatif dari beban – beban yang berada di atasnya. Beban aksial inilah yang akan menentukan

dimensi kolom rencana. Perhitungan dimensi kolom dalam tahapan *preliminary design* ini menggunakan pendekatan rumus sebagai berikut:

$$A_g \geq \frac{P}{0,4 \cdot 0,7 \cdot f'_c} \quad (5.2)$$

dimana P adalah beban kerja aksial yang diterima kolom dan A_g adalah luas dimensi kolom rencana. Berikut adalah hasil *preliminary design* kolom 10 lantai, 12 lantai dan 15 lantai :

Tabel 5.2 Dimensi kolom *preliminary design*

Jumlah Lantai	q_u (t/m ²)	P (Ton)	A_g perlu (mm ²)	B (mm ²)	H (mm ²)	A_g (mm ²)	$A_g > A_g$ perlu
10	1,1	528	616251,4318	800	800	640000	ok
12	1,1	633,6	739501,7182	900	900	810000	ok
15	1,1	792	924377,1478	1000	1000	1000000	ok

5.2 PEMBEBANAN STRUKTUR

5.2.1 Beban Mati

1. Pelat lantai

a. Pelat	= 0,12	= 0,288 t/m ²
b. Spesi	= 0,02	= 0,038 t/m ²
c. Pasir	= 0,05	= 0,090 t/m ²
d. Keramik	= 0,01	= 0,024 t/m ²
	$\sum q_d$	= 0,440 t/m ²

2. Pelat atap

a. Pelat	= 0,10	= 0,240 t/m ²
b. Kedap air	= 0,02	= 0,048 t/m ²
	$\sum q_d$	= 0,290 t/m ²

5.2.2 Beban Hidup

1. Pelat Lantai

$$q_l = 0,25 \text{ t/m}^2$$

2. Pelat Atap

$$q_l = 0,10 \text{ t/m}^2$$

5.2.3 Beban Dinding

Beban dinding adalah pasangan bata merah dengan $q_{bata} = 1,8 \text{ t/m}^3$, dengan tebal dinding 0,15 m, dipasangan pada bangunan yang terletak diatas balok dengan asumsi tinggi dinding setinggi lantai bangunan perlantai dan berat dinding dikurangi 50% dengan asumsi pad dinding terdapat jendela ataupun pintu. Beban dinding pada bangunan dibagi menjadi 2 bagian, yaitu :

1. Dinding diatas balok B1

$$h_{dinding} = 4 \text{ m}$$

$$q_{dinding} = h_{dinding} \cdot q_{blk} \cdot tebal \cdot 50\% = 4 \cdot 1,8 \cdot 0,15 \cdot 50\% = 0,54 \text{ t/m.}$$

2. Dinding diatas balok B2

$$h_{dinding} = 4 \text{ m}$$

$$q_{dinding} = h_{dinding} \cdot q_{blk} \cdot tebal \cdot 50\% = 4 \cdot 1,8 \cdot 0,15 \cdot 50\% = 0,54 \text{ t/m.}$$

5.2.4 Beban Gempa Statik Ekuivalen SNI 03-1726-2012

Dalam pembebanan gempa ini dipakai lokasi di daerah Yogyakarta dengan jenis tanah lunak, dengan tinggi bangunan (H) adalah 40 m, 48 m dan 60 m.

1. Waktu getar alami struktur (T)

Berdasarkan TCPKGUGNG (20xx) untuk struktur beton bertulang nilai T dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.11.

$$T = 0,0466 H^{0,09} = 0,0466 40^{0,9} = 1,2890 \text{ detik}$$

$$T = 0,0466 H^{0,09} = 0,0466 48^{0,9} = 1,5188 \text{ detik}$$

$$T = 0,0466 H^{0,09} = 0,0466 60^{0,9} = 1,8566 \text{ detik}$$

2. Desain percepatan respons spektrum

Dengan percepatan respons spektrum maka akan didapatkan hasil analisis respons spektrum daerah Yogyakarta yang bertanah lunak pada peta zonasi gempa 2012, berikut ini adalah contoh perhitungan respons spektrum desain.

Data yang diperlukan adalah :

$$S_s = 1,5 \text{ (Gambar 3.2)}$$

$$S_I = 0,5 \text{ (Gambar 3.3)}$$

$$C_{rs} = 1$$

$$C_{r1} = 1$$

$$F_a = 0,9 \text{ (Tabel 3.8)}$$

$$F_v = 2,4 \text{ (Tabel 3.9)}$$

Setelah mendapatkan data – data tersebut, dihitung nilai S_{MS} dan S_{MI} dengan menggunakan persamaan 3.9 dan 3.10 adalah sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 0,9 \cdot 1,5 = 1,35$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I = 2,4 \cdot 0,5 = 1,2$$

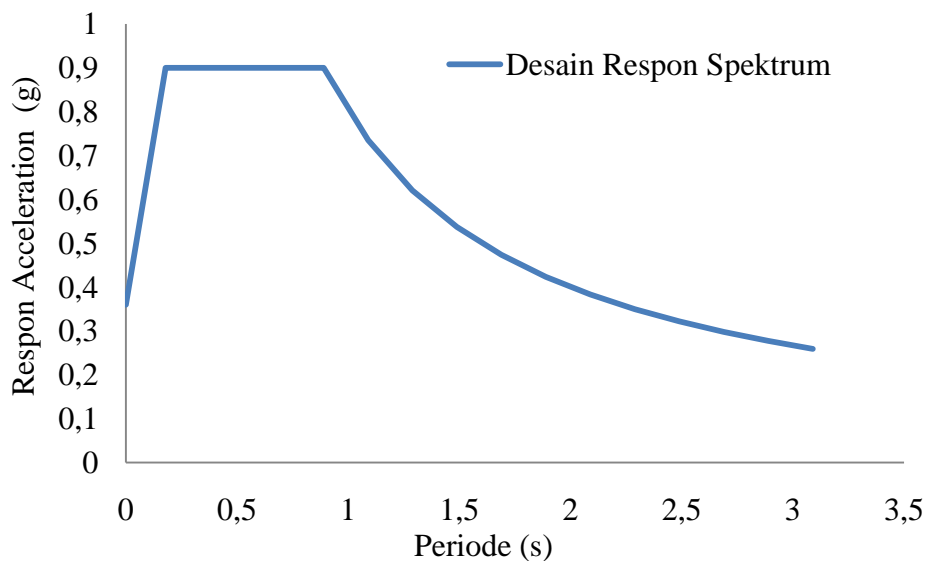
Setelah mendapatkan nilai S_{MS} dan S_{MI} , maka selanjutnya adalah mencari nilai respons spektrum percepatan desain menurut Persamaan 3.15 dan 3.16 sebagai berikut:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 2/3 \cdot 1,35 = 0,90$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{MI} = 2/3 \cdot 1,2 = 0,80$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DR}} = \frac{0,80}{0,9} = 0,889$$

Kategori desain seismik parameter repons percepatan pendek diambil berdasarkan nilai $S_{DS} = 0,9$, kemudian di hitung berdasarkan Tabel 3.3 sehingga didapatkan nilai kategori desain seismik D, dan kategori desain seismik parameter repons percepatan 1 detik diambil berdasarkan nilai $S_{D1} = 0,80$, kemudian di hitung berdasarkan Tabel 3.4 sehingga didapatkan nilai kategori desain seismik D. Selanjutnya adalah menggambar grafik respons spektrum seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.2 Grafik Respons Spektrum Gempa Yogyakarta SNI 03-1726-2012

3. Faktor reduksi gempa R

Nilai R yang digunakan sesuai dengan kategori desain seismik kemudian di sesuaikan berdasarkan Tabel 3.5 sehingga didapat sistem penahan gaya seismik yaitu Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan nilai R 8.

4. Faktor keutamaan bangunan I

Faktor keutamaan bangunan I SNI 03-1726-2012 dilihat berdasarkan faktor pemanfaatan bangunan kemudian disesuaikan dengan kategori resiko bangunan, dalam penelitian ini bangunan yang digunakan adalah bangunan perkuliahan dengan nilai I adalah 1,5 yang dapat dilihat pada Tabel 3.1 dan 3.2.

5. Koefisien respons gempa (C_s)

Nilai koefisien gempa ditentukan berdasarkan persamaan 3.6 :

$$C_s = \frac{S_{DSR}}{(R/I_e)} = \frac{0,9}{(8/1,5)} = 0,1687$$

Dengan syarat tidak perlu lebih besar persamaan 3.7:

$$C_s = \frac{S_{DI}}{T \cdot (R/I_e)} = \frac{0,8}{1,2890 \cdot (8/1,5)} = 0,1163$$

Tetapi nilai C_s tidak boleh kurang dari persamaan 3.8 berikut :

$$C_s = 0,004 \cdot S_{DSR} \cdot I_e = 0,004 \cdot 0,9 \cdot 1,5 = 0,00594.$$

$$C_{s,pakai} = 0,1163$$

6. Berat total struktur (W_t)

Berat total struktur gedung merupakan akumulasi dari berat sendiri struktur, beban mati tambahan dan beban hidup yang sesuai.

Tabel 5.3 Berat total bangunan (t)

Lantai	Arah X			Arah Y		
	W15 (t)	W12 (t)	W10 (t)	W15 (t)	W12 (t)	W10 (t)
1	114,195	103,251	93,459	85,425	78,129	71,601
2	114,195	103,251	93,459	85,425	78,129	71,601
3	114,195	103,251	93,459	85,425	78,129	71,601
4	114,195	103,251	93,459	85,425	78,129	71,601
5	114,195	103,251	93,459	85,425	78,129	71,601
6	114,195	103,251	93,459	85,425	78,129	71,601
7	114,195	103,251	93,459	85,425	78,129	71,601
8	114,195	103,251	93,459	85,425	78,129	71,601

Lanjutan Tabel 5.3 Berat total bangunan (t)

9	114,195	103,251	93,459	85,425	78,129	71,601
10	114,195	103,251	64,812	85,425	78,129	49,098
11	114,195	103,251	-	85,425	78,129	-
12	114,195	69,708	-	85,425	52,362	-
13	114,195	-	-	85,425	-	-
14	114,195	-	-	85,425	-	-
15	75,18	-	-	56,01	-	-
Jumlah	1673,91	1205,469	905,943	1251,96	911,781	693,507

7. Gaya geser dasar (V)

Gaya geser dasar akibat gempa (V) dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.5, dengan input berat struktur bangunan dengan variasi tinggi bangunan 10, 12 dan 15 lantai dengan arah bangunan X dan Y, ditunjukkan pada tabel 5.4.

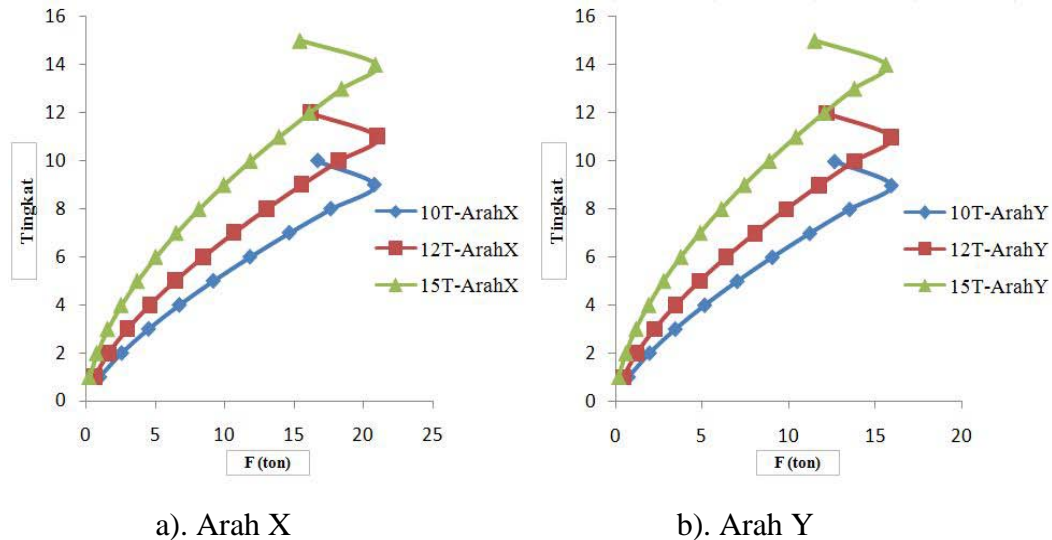
$$V = C_s W_t = 0,1163 \cdot 905,943 = 105,43 \text{ t}$$

Tabel 5.4 Nilai gaya geser dasar (V) statik ekuivalen

jml tingkat	Arah X			Arah Y		
	W (t)	C_s	V (t)	W (t)	C_s	V (t)
10	905,94	0,116373	105,4271	693,51	0,116373	80,70533
12	1205,47	0,098762	119,0541	911,78	0,098762	90,04897
15	1673,91	0,0808	135,2388	1251,96	0,080792	101,1486

8. Gaya horizontal tingkat statik ekuivalen (F_i)

Gaya geser dasar V kemudian akan didistribusikan kearah vertikal kesetiap tingkat sebagai gaya horisontal tingkat (F_i) yang nilainya dapat dihitung dengan menurut Persamaan 3.21 – 3.22. Hasil perhitungan gaya horisontal tingkat menurut SNI 03-1726-2012, dengan variasi struktur 10, 12 dan 15 lantai dengan arah bangunan X dan Y ditunjukkan pada Gambar 5.3, sedangkan hasil berupa angkat ditunjukkan pada Lampiran A.



Gambar 5.3 Gaya horisontal tingkat gempa ekuivalen statik

Pada bangunan rendah terdapat interval yang cukup besar nilai gaya horisontal tingkat antar tingkatnya, sehingga grafik cenderung miring kekanan mulai dari tingkat bawah hingga tingkat atas. Pada bangunan tinggi terdapat nilai interval yang relative kecil nilai gaya horisontal tingkat antar tingkatnya, sehingga grafik lebih tegak.

5.2.5 Beban Gempa Dinamik Respons Spektrum

Dalam analisis dinamik respons spektrum, diperlukan beberapa data yaitu massa struktur, koefisien gempa C , dan respons struktur seperti *mode shape* ϕ_{ij} , percepatan sudut ω , dan partisipasi mode Γ . Nilai koefisien kegempaan C ditentukan berdasarkan respons spektra disain menurut SNI 03-1726-2012 gambar 5.2.

1. Massa struktur dan kekakuan

Variasi bangunan adalah 10 lantai, 12 dan 15 lantai dengan variasi 2 arah bangunan yaitu arah X dan Y. Ketentuan yang digunakan adalah:

- Massa tingkat tipikal (tingkat 1 -9)
- Massa tingkat atap (tingkat atap)
- Kekakuan yang digunakan menggunakan prinsip *shear building*

$$M_l = \frac{W_l}{g} \quad (5.2)$$

$$M_{total} = \sum M_l \quad (5.3)$$

W_l = Berat bangunan per-lantai

95,36	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	95,36	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	95,36	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	95,36	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	95,36	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	95,36	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	95,36	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	95,36	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	95,36	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	66,13

Matriks massa tersebut dapat disederhanakan dengan menggunakan unit massa $74,672 \text{ kg dt}^2/\text{cm}$, sehingga matriks massa dapat ditulis sebagai berikut:

1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,693

Matriks kekakuan = $[K] =$

(k_1+k_2)	$-k_2$	0	0	0
$-k_2$	(k_2+k_3)	$-k_3$	0	0
0	$-k_3$	(k_3+k_4)	$-k_4$	0
0	0	$-k_4$	(k_4+k_5)	$-k_5$
0	0	0	$-k_5$	(k_5+k_6)
0	0	0	0	$-k_6$
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0

$$\begin{array}{ccccc|c}
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\
 -k6 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\
 (k6+k7) & -k7 & 0 & 0 & 0 & = \\
 -k7 & (k7+k8) & -k8 & 0 & 0 & \\
 0 & -k8 & (k8+k9) & -k9 & 0 & \\
 0 & 0 & -k9 & (k9+k10) & -k10 & \\
 0 & 0 & 0 & -k10 & k10 &
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ccccc}
 197705,934 & -98852,97 & 0 & 0 & 0 \\
 -98852,97 & 197705,934 & -98852,97 & 0 & 0 \\
 0 & -98852,97 & 197705,934 & -98852,97 & 0 \\
 0 & 0 & -98852,97 & 197705,934 & -98852,97 \\
 0 & 0 & 0 & -98852,97 & 197705,934 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -98852,97 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ccccc}
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -98852,97 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 197705,934 & -98852,97 & 0 & 0 & 0 \\
 -98852,97 & 197705,934 & -98852,97 & 0 & 0 \\
 0 & -98852,97 & 197705,934 & -98852,97 & 0 \\
 0 & 0 & -98852,97 & 197705,934 & -98852,97 \\
 0 & 0 & 0 & -98852,97 & 98852,97
 \end{array}$$

Matriks kekakuan tersebut dapat disederhanakan dengan menggunakan unit kekakuan 98852,97 kg/cm, sehingga matriks kekakuan dapat ditulis sebagai berikut:

$$\begin{pmatrix} 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 1 \end{pmatrix}$$

Persamaan *eigenproblem*: $[M]\{\ddot{y}_{ij}\} + [K]\{y_{ij}\} = \{0\}$

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,693 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \\ \ddot{y}_4 \\ \ddot{y}_5 \\ \ddot{y}_6 \\ \ddot{y}_7 \\ \ddot{y}_8 \\ \ddot{y}_9 \\ \ddot{y}_{10} \end{pmatrix} +$$

$$\begin{pmatrix} 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \\ y_7 \\ y_8 \\ y_9 \\ y_{10} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Dengan memperhatikan matriks – matriks diatas maka persamaan *eigenproblem* dapat disusun sebagai berikut:

$$\begin{pmatrix}
 2k-\omega^2m & -k & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -k & 2k-\omega^2m & -k & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -k & 2k-\omega^2m & -k & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -k & 2k-\omega^2m & -k & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -k & 2k-\omega^2m & -k & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -k & 2k-\omega^2m & -k & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k & 2k-\omega^2m & -k & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k & 2k-\omega^2m & -k & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k & 2k-\omega^2m & -k \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k & k-0,69\omega^2m
 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \\ \phi_4 \\ \phi_5 \\ \phi_6 \\ \phi_7 \\ \phi_8 \\ \phi_9 \\ \phi_{10} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Matriks diatas kemudian dibagi dengan K sehingga matriks tersebut dapat disusun sebagai berikut:

$$\begin{pmatrix}
 2-\omega^2/(k/m) & -1 & 0 & 0 & 0 \\
 -1 & 2-\omega^2/(k/m) & -1 & 0 & 0 \\
 0 & -1 & 2-\omega^2/(k/m) & -1 & 0 \\
 0 & 0 & -1 & 2-\omega^2/(k/m) & -1 \\
 0 & 0 & 0 & -1 & 2-\omega^2/(k/m) \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -1 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0
 \end{pmatrix}$$

$$\begin{array}{ccccc|c}
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \left. \begin{array}{c} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \\ \phi_4 \\ \phi_5 \\ \phi_6 \\ \phi_7 \\ \phi_8 \\ \phi_9 \\ \phi_{10} \end{array} \right\} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\
 -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\
 2-\omega^2/(k/m) & -1 & 0 & 0 & 0 & \\
 -1 & 2-\omega^2/(k/m) & -1 & 0 & 0 & \\
 0 & -1 & 2-\omega^2/(k/m) & -1 & 0 & \\
 0 & 0 & -1 & 2-\omega^2/(k/m) & -1 & \\
 0 & 0 & 0 & -1 & 1-0,69\omega^2/(k/m) & \\
 \end{array} = \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array}$$

Dimana $\lambda = \omega^2/(k/m)$, sehingga matriks diatas dapat disusun sebagai berikut:

$$\begin{array}{cccccc|c}
 2-\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -1 & 2-\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -1 & 2-\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -1 & 2-\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -1 & 2-\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2-\lambda & -1 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2-\lambda & -1 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2-\lambda & -1 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 2-\lambda & -1 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 1-0,69\lambda
 \end{array}$$

$$\begin{array}{c} \left. \begin{array}{c} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \\ \phi_4 \\ \phi_5 \\ \phi_6 \\ \phi_7 \\ \phi_8 \\ \phi_9 \\ \phi_{10} \end{array} \right\} \\ \end{array} = \begin{array}{c} \left. \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right\}$$

Dari persamaan matriks diatas diperoleh beberapa persamaan sebagai berikut:

$$(2-\lambda)\phi_1 - \phi_2 = 0 \quad \dots(1)$$

$$-\phi_1 + (2-\lambda)\phi_2 - \phi_3 = 0 \quad \dots(2)$$

$$-\phi_2 + (2-\lambda)\phi_3 - \phi_4 = 0 \quad \dots(3)$$

$$-\phi_3 + (2-\lambda)_4 - \phi_5 = 0 \quad \dots(4)$$

$$-\phi_4 + (2-\lambda)_5 - \phi_6 = 0 \quad \dots(5)$$

$$-\phi_5 + (2-\lambda)_6 - \phi_7 = 0 \quad \dots(6)$$

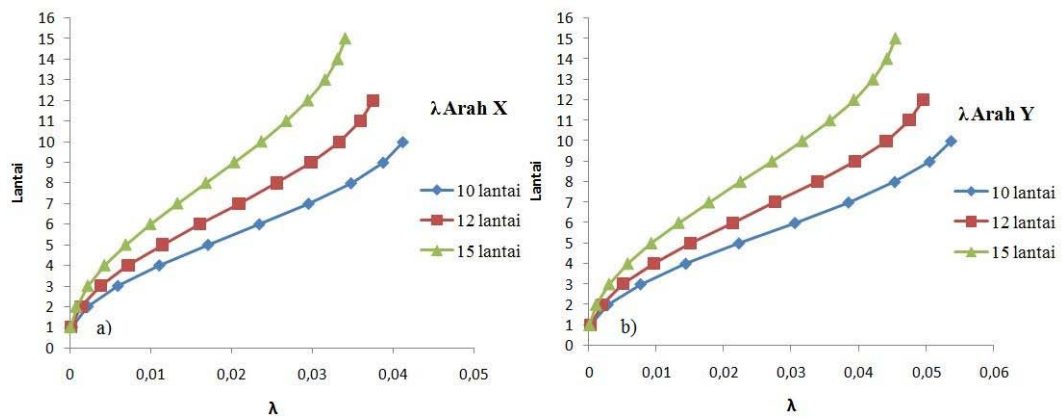
$$-\phi_6 + (2-\lambda)_7 - \phi_8 = 0 \quad \dots(7)$$

$$-\phi_7 + (2-\lambda)_8 - \phi_9 = 0 \quad \dots(8)$$

$$-\phi_8 + (2-\lambda)_9 - \phi_{10} = 0 \quad \dots(9)$$

$$-\phi_9 + (1-0,69\lambda)\phi_{10} = 0 \quad \dots(10)$$

Dengan menguraikan persamaan (1) sampai dengan (10), dan diawali dengan mengambil nilai $\phi_1 = 1$ maka akan diperoleh persamaan polinomial berderajat 10. Dari persamaan polinomial akan diperoleh nilai $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4, \lambda_5, \lambda_6, \lambda_7, \lambda_8, \lambda_9, \lambda_{10}$, berikut akan di tunjukkan nilai λ untuk setiap bangunan pada Gambar 5.4, hasil berupa nilai dapat dilihat pada Lampiran B.

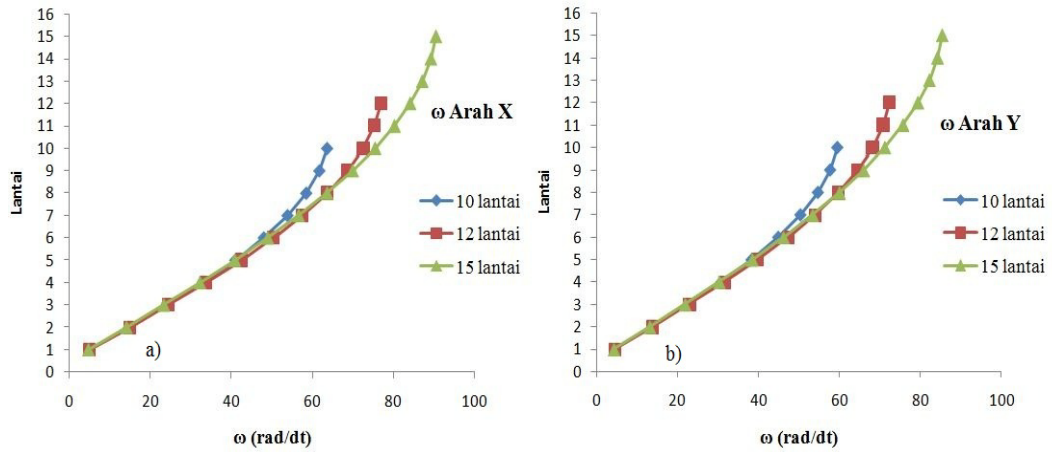


Gambar 5.4 Nilai λ a) Arah X ; b) Arah Y

kemudian setelah mendapatkan nilai λ tahap selanjutnya adalah menghitung nilai percepatan sudut (ω) untuk variasi jumlah tingkat 10, 12 dan 15 lantai dan arah bangunan arah X dan Y.

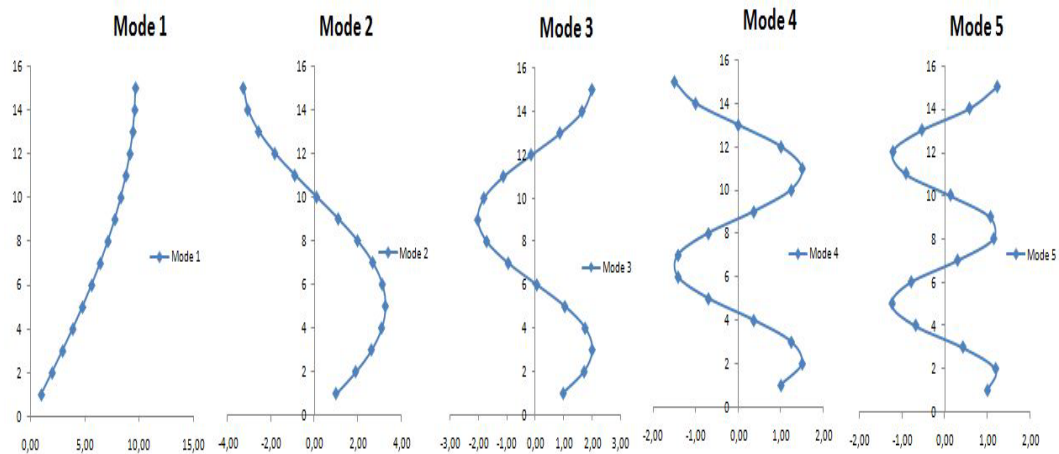
$$\lambda = \frac{\omega^2}{k} \quad \omega = \sqrt{\lambda \cdot k} \quad \text{dengan } k = 98852,97 \text{ kg/cm}$$

Nilai ω Arah X maupun Arah Y yang diperoleh dapat dilihat pada Gambar 5.5, hasil berupa nilai dapat dilihat pada Lampiran B.

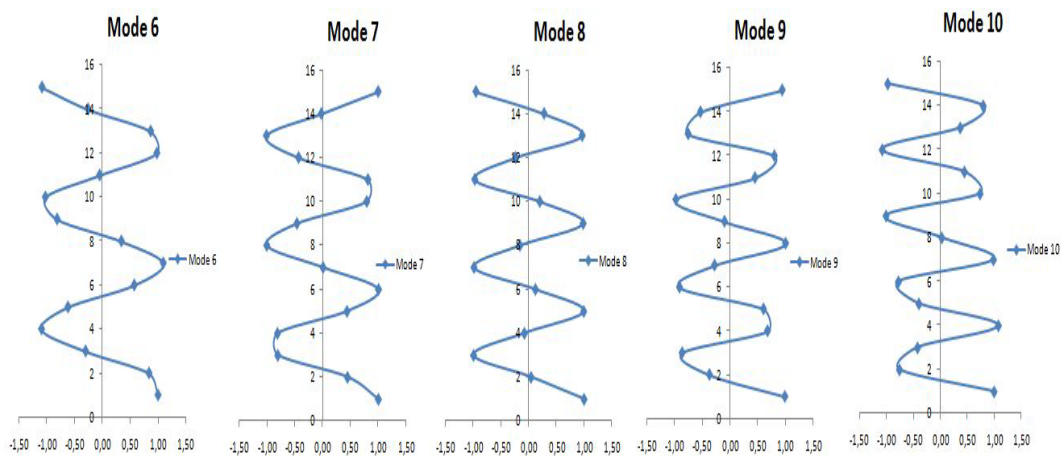


Gambar 5.5 Nilai frekuensi sudut ω a) Arah X ; b) Arah Y (rad/dt)

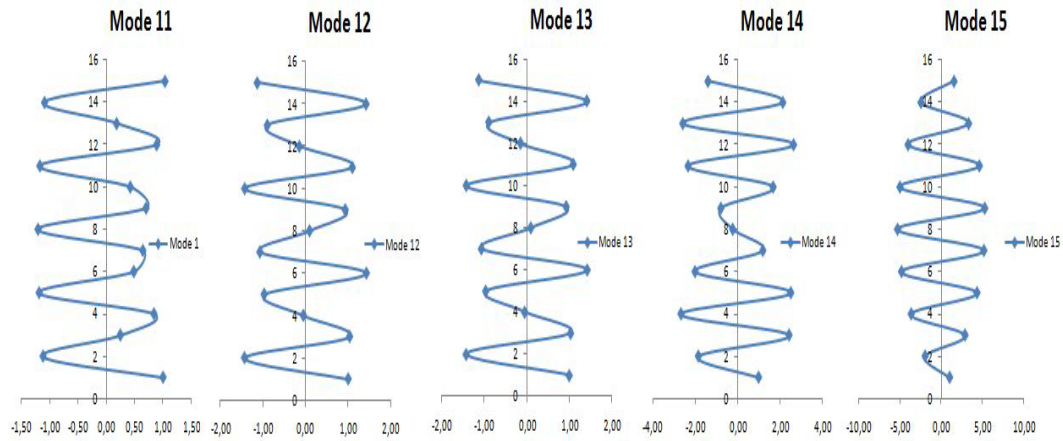
Selanjutnya dapat dihitung nilai ordinat – ordinat mode shape ϕ_{ij} seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.6 – 5.8. hasil berupa nilai dapat dilihat pada Lampiran B.



Gambar 5.6 Ordinat modes shapes 1-5



Gambar 5.7 Ordinat mode shapes 6 – 10



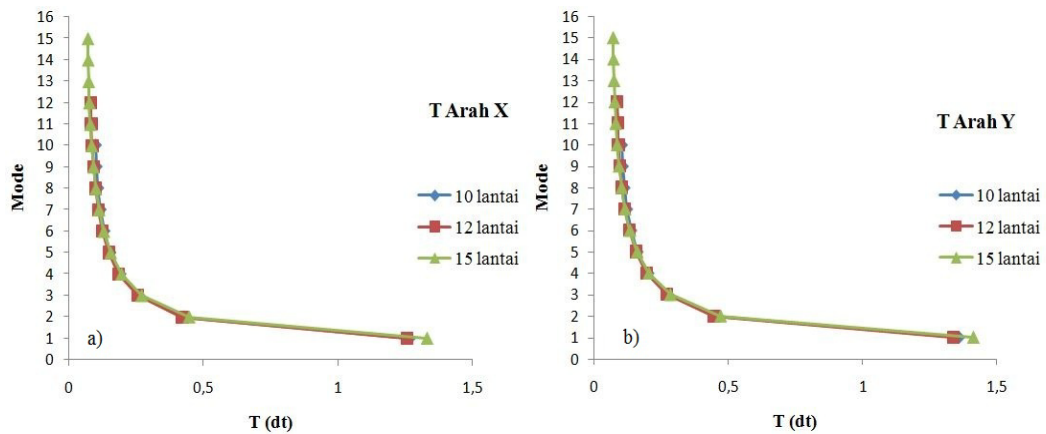
Gambar 5.8 Ordinat mode shapes 11 – 15

3. Periode getar struktur (T)

Periode getar struktur didapat berdasarkan persamaan berikut:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \tag{5.6}$$

Nilai T untuk variasi jumlah lantai 10, 12, dan 15 lantai serta variasi arah bangunan arah X dan Y yang diperoleh akan ditunjukkan pada Gambar 5.9, hasil berupa nilai dapat dilihat pada Lampiran B.



Gambar 5.9 Nilai periode struktur T (dt) a) Arah X ; b) Arah Y

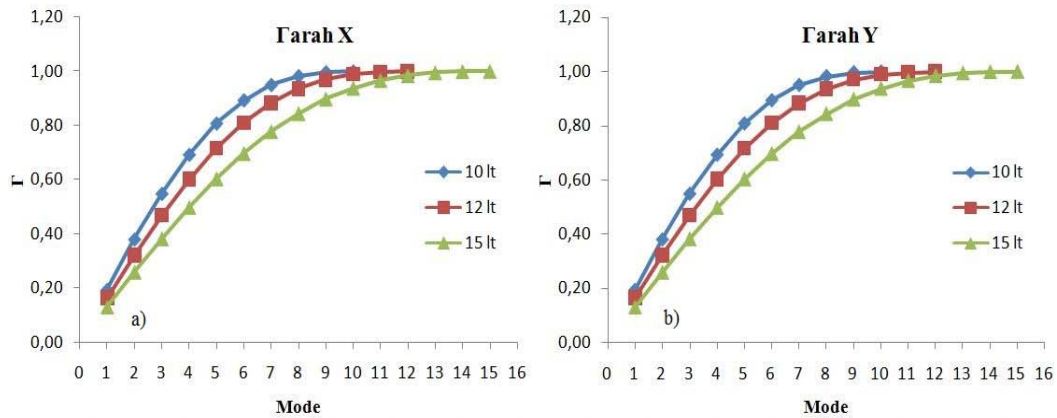
4. Partisipasi mode Γ

Nilai partisipasi mode dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$\Gamma_j = \frac{P_j}{M_j} = \frac{\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j}{\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j} \tag{5.7}$$

Nilai partisipasi mode Γ apabila di kumulatifkan harus = 1. Nilai kumulatif ini partisipasi mode Γ ini digunakan sebagai pengecekan apakah

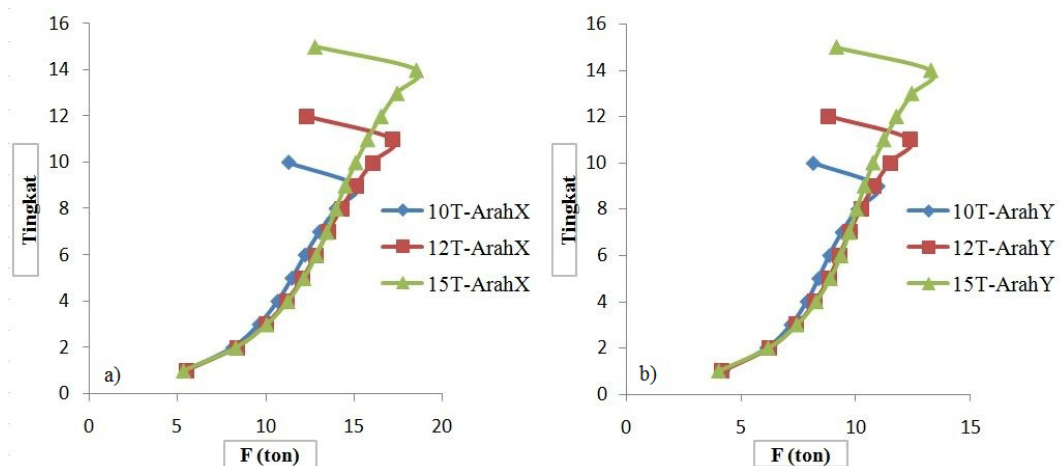
perhitungan *mode shape* yang sebelumnya dilakukan sudah benar atau tidak, apabila nilai partisipasi mode $\Gamma = 1$ berarti perhitungan *mode shape* sudah benar. Berikut akan ditunjukkan nilai partisipasi mode Γ_j dengan variasi jumlah lantai 10, 12, dan 15 lantai dan variasi arah bangunan arah X dan Y pada Gambar 5.10, hasil berupa nilai dapat dilihat pada Lampiran B.



Gambar 5.10 Partisipasi Mode Γ a) Arah X ; b) Arah Y

5. Gaya horisontal tingkat F_i

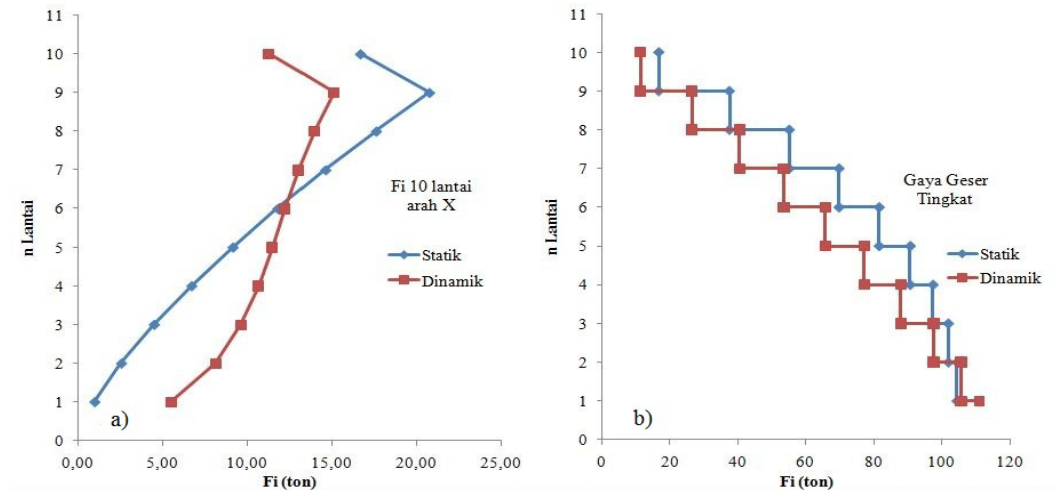
Setelah data massa struktur (M), mode *shape* (ϕ), partisipasi mode Γ , koefisien kegempaan C , maka dapat dihitung gaya horisontal tingkat menggunakan Persamaan 3.49 – 3.50. Gaya horisontal tingkat untuk struktur dengan variasi tinggi lantai 10, 12, dan 15 lantai arah X dan Y menurut SNI 03-1726-2012 ditunjukkan pada Gambar 5.11 berikut.



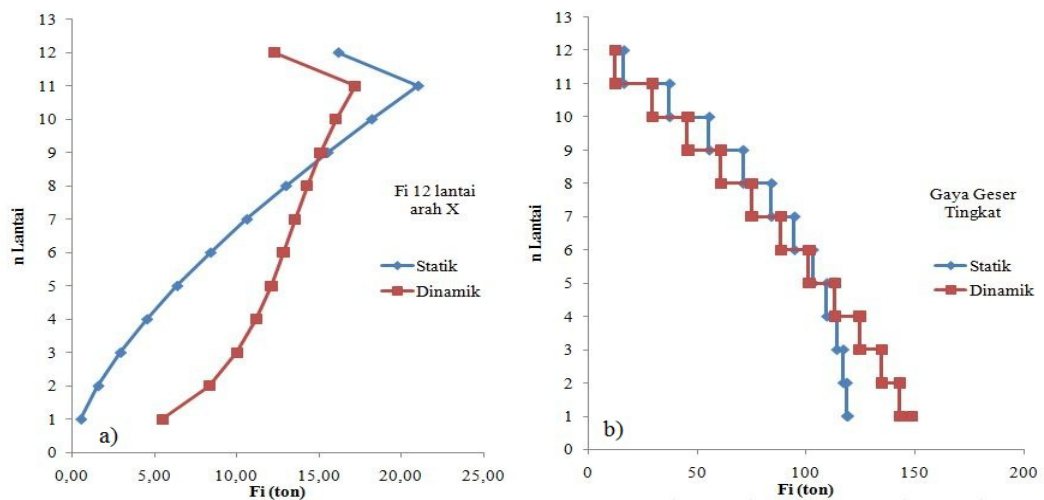
Gambar 5.11 Gaya horisontal tingkat dinamik respons spektrum (t) a) Arah X ;

b) Arah Y

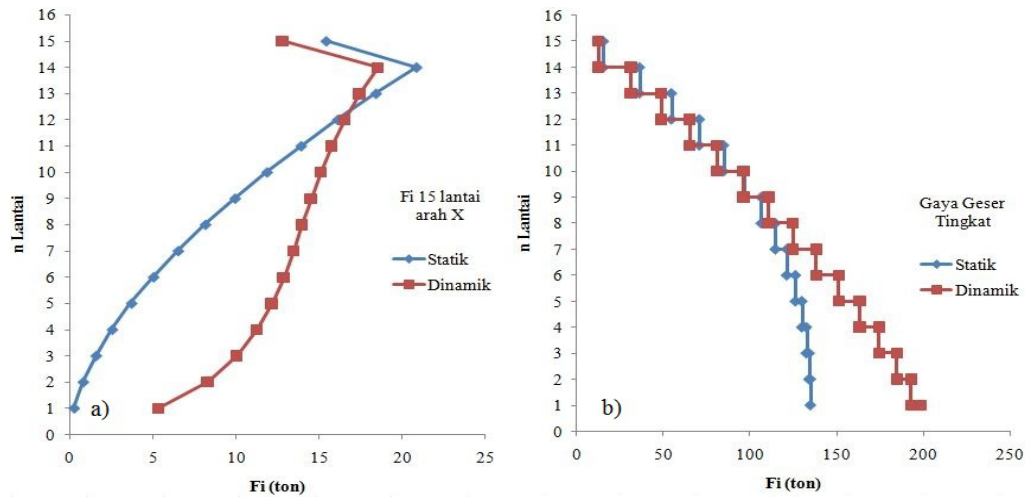
Berikut akan ditampilkan perbandingan gaya horisontal tingkat gempa dinamik respons spektrum dengan beban ekuivalen statik dan perbandingan distribusi gaya geser tingkat beban gempa dinamik respons spektrum dan statik ekuivalen pada Gambar 5.12 – 5.17.



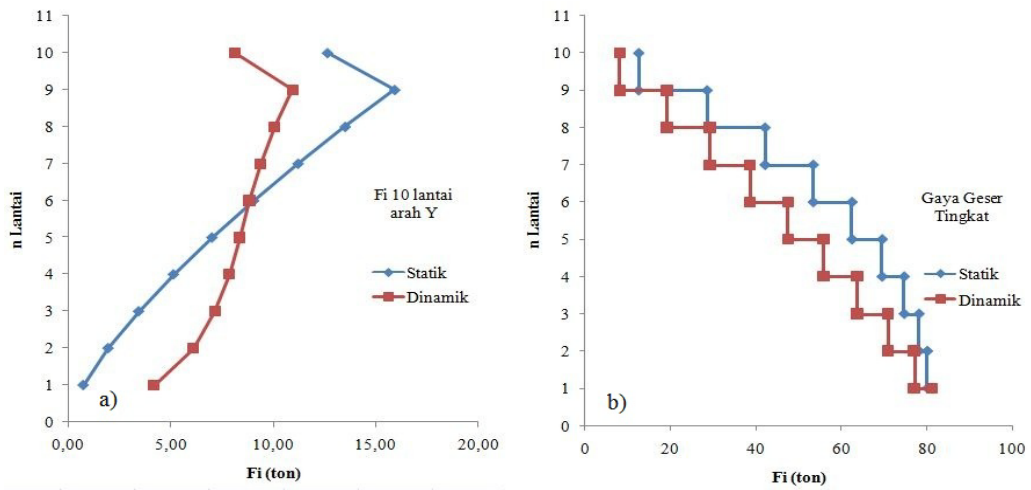
Gambar 5.12 a) Gaya horisontal tingkat (t) ; b) Gaya geser tingkat (t) 10 lt arah X



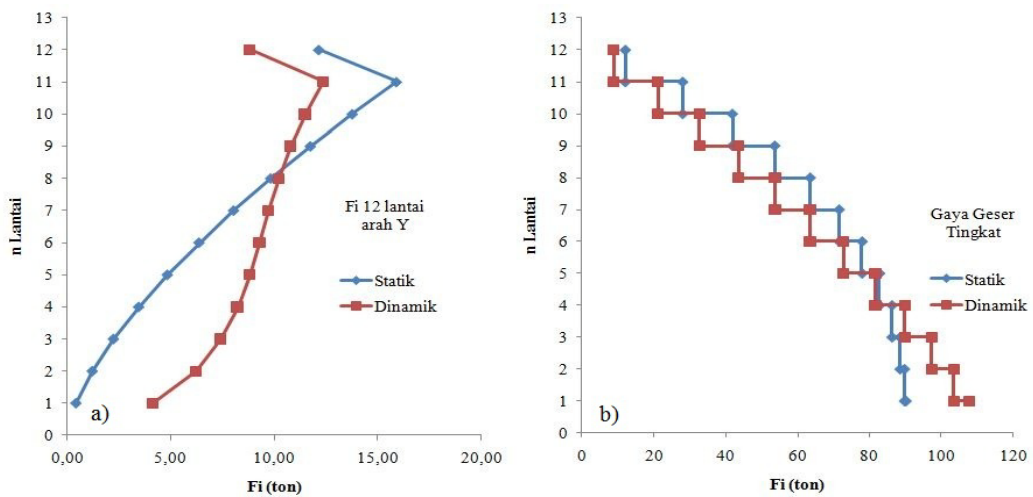
Gambar 5.13 a) Gaya horisontal tingkat (t) ; b) Gaya geser tingkat (t) 12 lt arah X



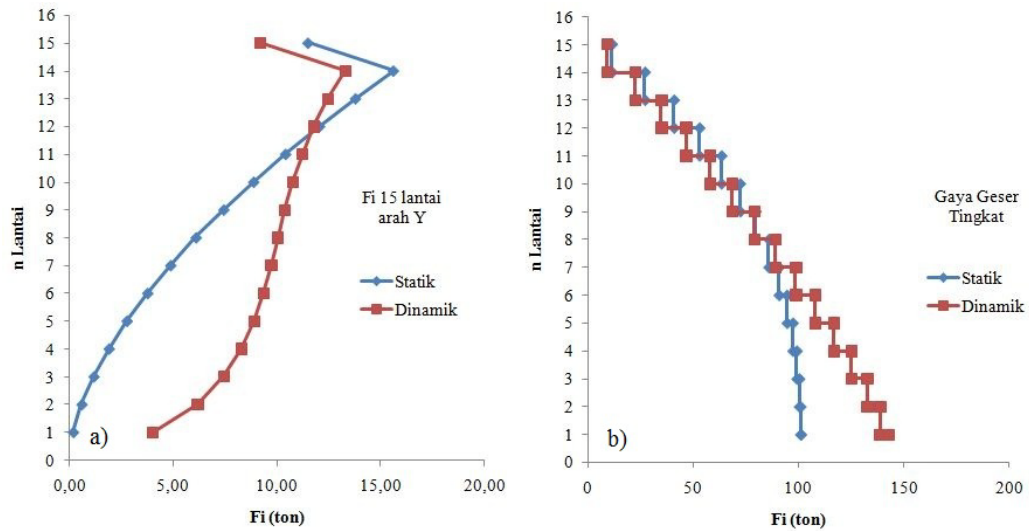
Gambar 5.14 a) Gaya horisontal tingkat (t) ; b) Gaya geser tingkat (t) 15 lt arah X



Gambar 5.15 a) Gaya horisontal tingkat (t) ; b) Gaya geser tingkat (t) 10 lt arah Y



Gambar 5.16 a) Gaya horisontal tingkat (t) ; b) Gaya geser tingkat (t) 12 lt arah Y

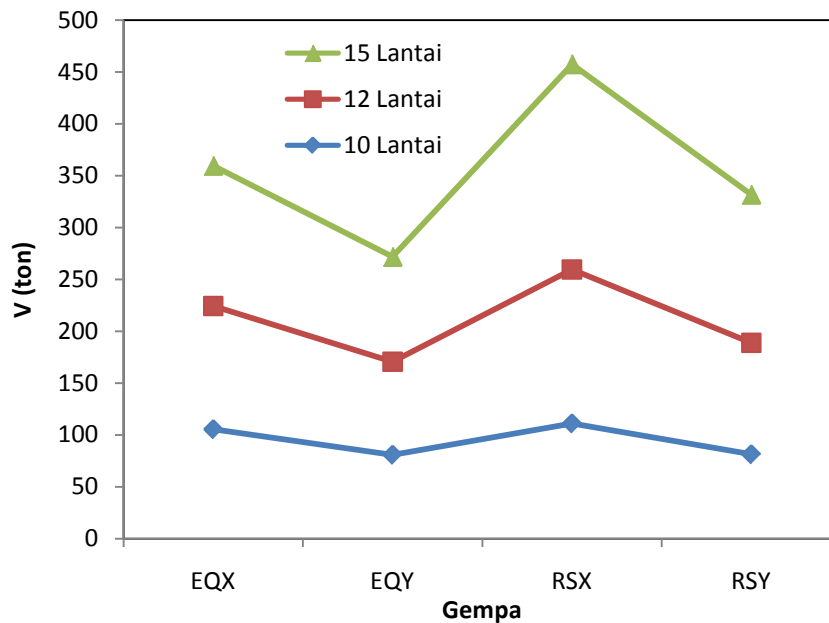


Gambar 5.17 a) Gaya horisontal tingkat (t) ; b) Gaya geser tingkat (t) 15 lt arah Y

Dari penelitian tugas akhir ini, dihasilkan nilai gaya horisontal tingkat beban gempa dinamik respons spektrum pada bangunan lebih dari 10 lantai cenderung lebih besar dibandingkan beban gempa statik ekuivalen pada tingkat bawah dan cenderung menurun nilainya pada tingkat atas. Pada tingkat dasar kenaikan nilai gaya horisontal tingkat dinamik respons spektrum sebesar 46,50%, dan pada tingkat atas penurunan nilai gaya horisontal tingkat sebesar 5,29%. Dari penelitian tugas akhir ini juga memperjelas SNI 03-1726-2002 bahwa bangunan yang jumlah tingkatnya lebih dari 10 tingkat atau $\geq 40\text{m}$ beban gempa rencana terhadap desain struktur bangunan harus ditentukan melalui analisis respons dinamik, yaitu analisis dinamik ragam respons spektrum.

6. Gaya geser dasar V

Apabila gaya horisontal tingkat pada setiap tingkat dijumlahkan, maka akan diperoleh gaya geser dasar bangunan V yang merupakan representasi getaran tanah didasar bangunan akibat beban gempa. Nilai gaya geser dasar bangunan dengan variasi jumlah lantai bangunan 10, 12 dan 15 lantai serta arah bangunan yaitu arah X dan arah Y ditunjukkan pada Gambar 5.18 berikut, hasil berupa tabel akan ditunjukkan pada Lampiran B.



Gambar 5.18 Nilai gaya geser dasar V (ton)

Dari Gambar 5.12, dapat diketahui bahwa nilai gaya geser dasar V dinamik respons spektrum relatif lebih besar daripada gaya geser dasar V statik ekuivalen, terutama pada bangunan tinggi. Kenaikan nilai gaya geser dasar V dinamik respons spektrum 15 lantai sebesar 46,50%, 12 lantai 24,71%, dan 10 lantai 5,31%.

5.3 ANALISIS STRUKTUR

Analisis struktur pada penelitian ini menggunakan program aplikasi *Struktur Analisis Program 2000 v14 (SAP 2000 v14)*. Program ini digunakan untuk melakukan analisis struktur dengan cepat dan tepat. Hal yang pertama dilakukan adalah mendefinisikan material dan frame yang akan dimodelkan pada bangunan. Setelah itu membuat pemodelan struktur bangunan dengan variasi 10, 12, dan 15 lantai dan variasi arah bangunan arah X dan arah Y.

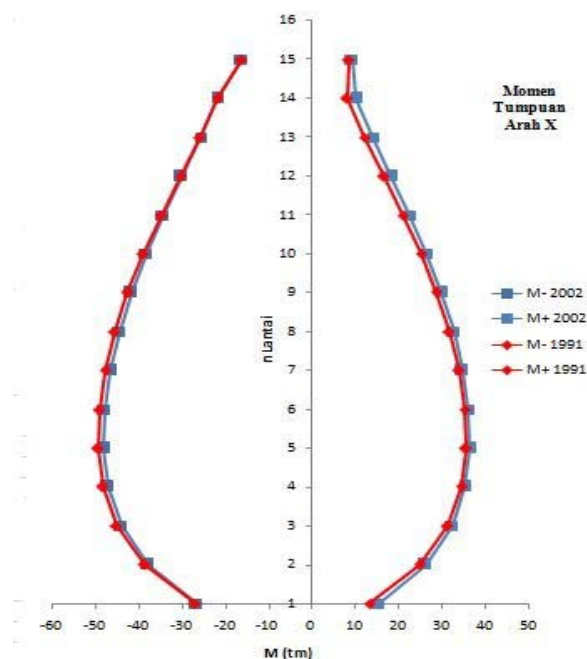
Setelah pemodelan jadi tahap selanjutnya adalah input pembebanan balok, dan pembebanan gempa. Beban gempa yang digunakan adalah beban gempa statik ekuivalen dan beban gempa dinamik respons spektrum. Berdasarkan SNI 03-2847-2002 kombinasi beban yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. Comb 1 = 1,4D
2. Comb 2 = 1,2D + 1,6L

3. Comb 3 = $1,2D + 1L + 1Q_{stk}$
4. Comb 4 = $1,2D$
5. Comb 5 = $1,2D + 1L$
6. Comb 6 = $0,9D + 1Q_{stk}$
7. Comb 7 = $1,2D + 1L + 1Q_{dnk}$
8. Comb 8 = $0,9D + 1Q_{dnk}$

Output dari hasil analisis struktur ini adalah gaya – gaya dalam yang terjadi pada elemen struktur diantaranya adalah *Bending Moment Diagram (BMD)*, *Shear Force Diagram (SFD)*, dan *Axial Force*. Dari hasil gaya – gaya dalam ini selanjutnya akan digunakan dalam proses desain, mulai dari penentuan dimensi sampai ke konfigurasi tulangan yang dibutuhkan.

Dari hasil analisis struktur berdasarkan kombinasi beban SK SNI 1991 yaitu kombinasi $1,05D + 1,05L + 1,05Q$ dibandingkan dengan kombinasi beban SNI 03-2847-2002 didapatkan hasil gaya – gaya dalam yang relatif lebih besar dibandingkan SNI 03-2847-2012. Perlu dilakukan penelitian lebih lanjut tentang hal ini. Hasil gaya – gaya dalam balok perbandingan SK SNI 1991 dapat dilihat pada gambar berikut:

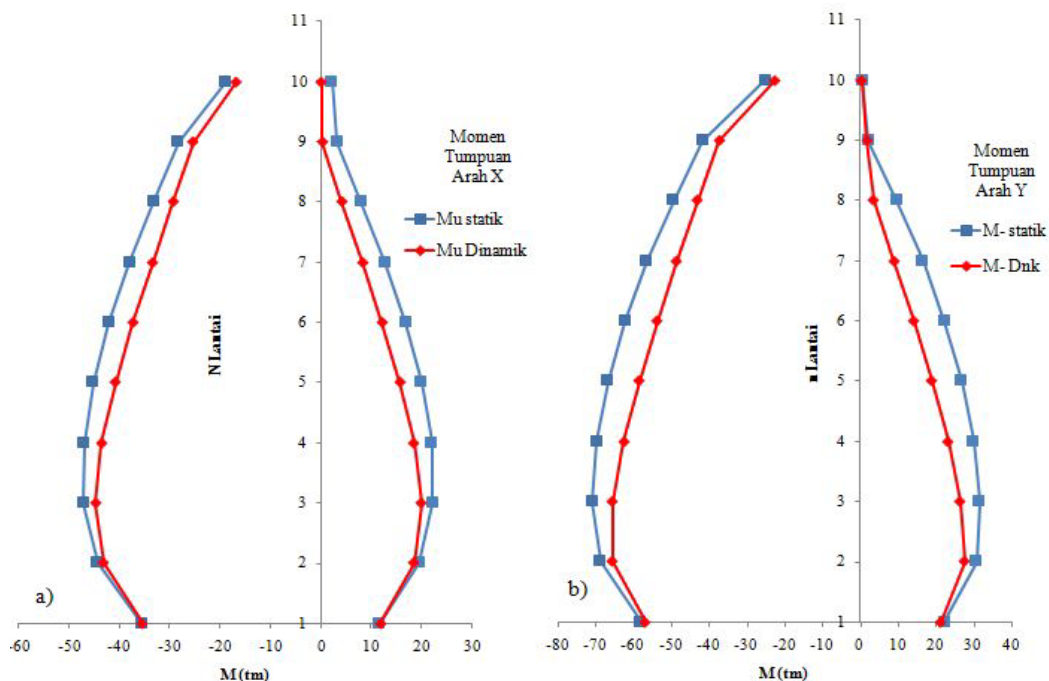


Gambar 5.19 Hasil momen ultimit B2 27,5/55 SNI 1991 dan SNI 2002

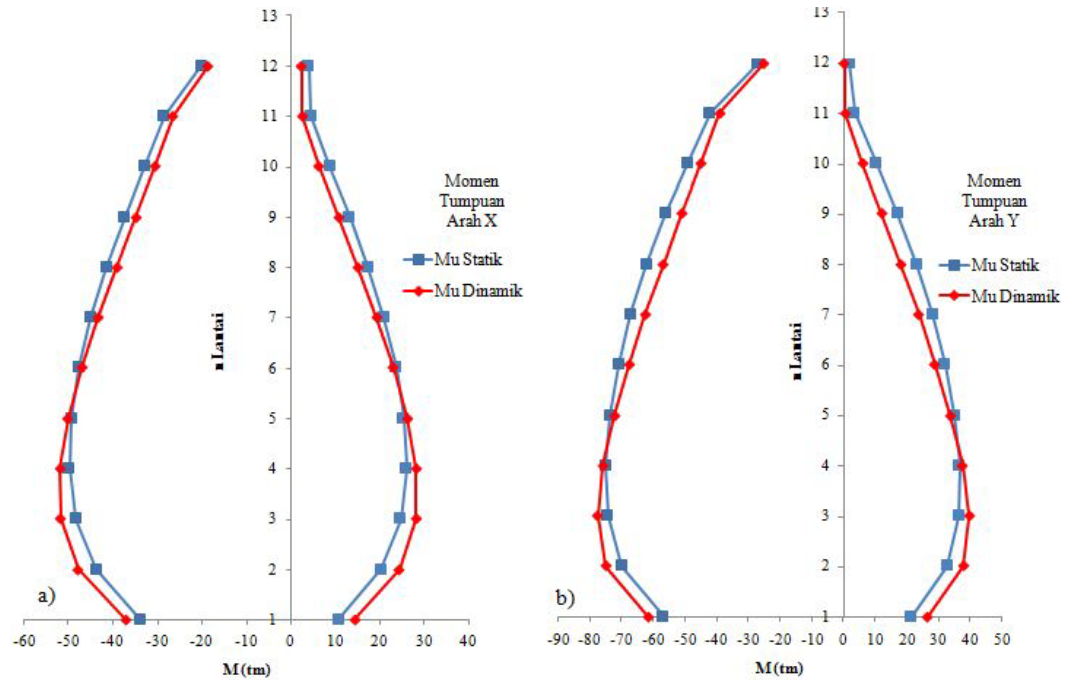
Dari gambar diatas menunjukkan bahwa momen negatif hasil kombinasi beban SNI 1991 lebih besar 2% dibandingkan hasil momen negatif SNI 2002. Hasil momen ini berpengaruh terhadap tahapan desain bangunan, oleh karena itu perlu dilakukan penelitian lebih lanjut tentang hal ini. Hasil analisis struktur dapat dilihat pada Lampiran C.

5.4 PERENCANAAN BALOK

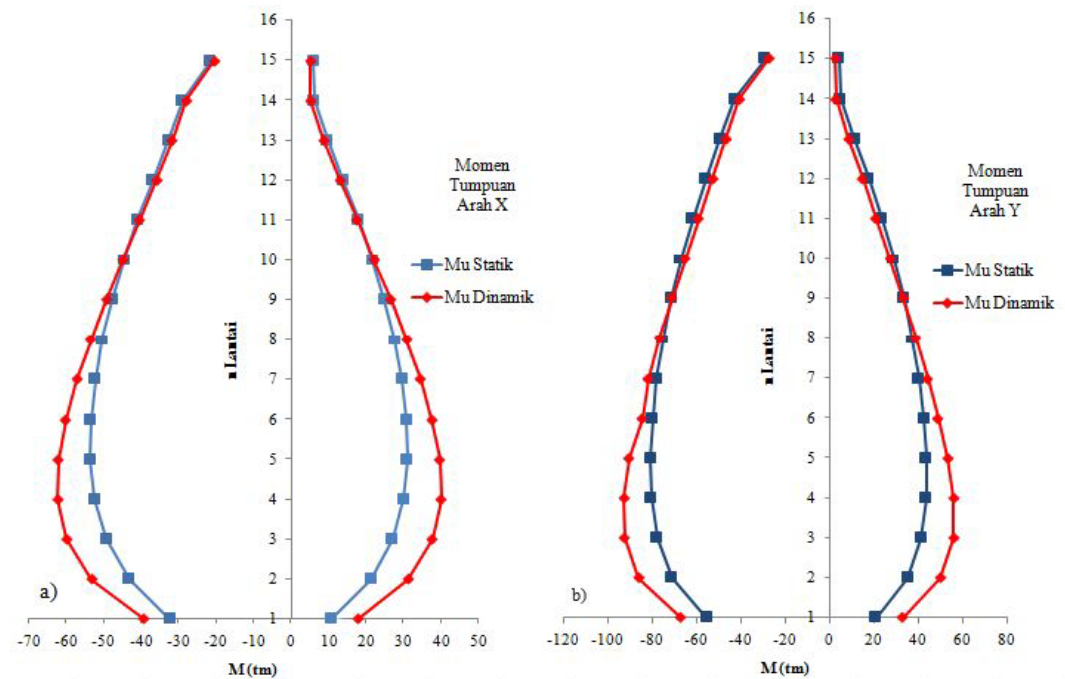
Perubahan yang terjadi pada nilai gaya geser dasar V akibat beban gempa statik ekuivalen dan dinamik respons spektrum akan menyebabkan kenaikan pada gaya – gaya dalam elemen struktur, dengan meninjau perubahan terbesar akibat kombinasi beban gempa yang terjadi pada balok – balok lantai bawah, momen tumpuan negatif balok akibat beban gempa dinamik respons spektrum bangunan 15 lantai mengalami kenaikan sebesar 19,03% dibandingkan beban gempa statik ekuivalen, dan pada lantai atas momen tumpuan negatif balok akibat beban gempa statik ekuivalen lebih besar 5,73% dibandingkan beban gempa dinamik respons spektrum. Berikut akan ditunjukkan nilai momen lentur beban gempa statik ekuivalen dan dinamik respons spektrum hasil analisis struktur menggunakan aplikasi *SAP2000 v14* balok arah X (B1) dan arah Y (B2) bangunan pada gambar 5.20 – 5.22.



Gambar 5.20 Momen ultimit ujung balok 10 lt a) B1 ; b) B2



Gambar 5.21 Momen ultimit ujung balok 12 lt a) B1 ; b) B2

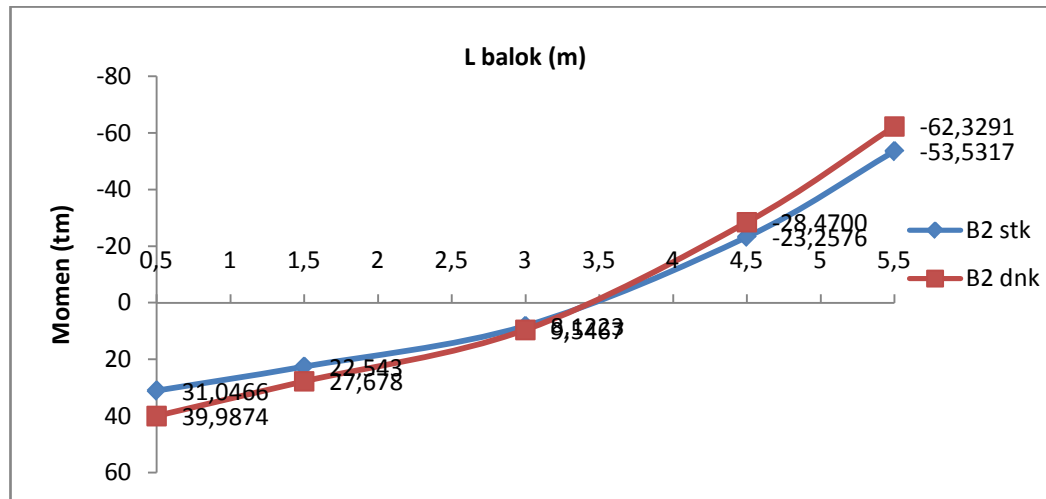


Gambar 5.22 Momen ultimit ujung balok 15 lt a) B1 ; b) B2

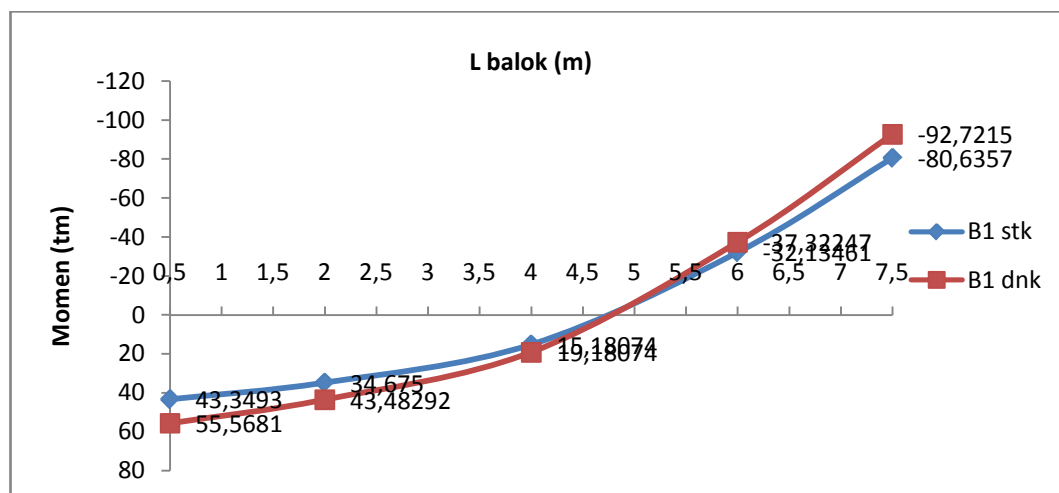
5.4.1 Redistribusi Momen Balok

Dari hasil analisis struktur dengan menggunakan aplikasi *SAP2000 v14* berdasarkan kombinasi beban maka akan ditunjukkan nilai gaya – gaya dalam elemen struktur balok untuk bangunan 15 lantai, story I-V balok B2 27,5/55

mengalami momen lentur yang ditunjukkan pada Gambar 5.23, dan B1 37,5/75 ditunjukkan pada Gambar 5.24 berikut, serta nilai dalam bentuk tabel akan dilampirkan pada lampiran D-1.



Gambar 5.23 Momen lentur B2 27,5/55 story I-V



Gambar 5.24 Momen lentur B1 37,5/75 story I-V

Dari gambar diatas dapat dilihat bahwa nilai M^+ statik maupun M^+ dinamik respons spektrum nilainya $\geq 50\% M^-$, maka tidak perlu dilakukan redistribusi momen karena sudah sesuai dengan persyaratan kuat lentur positif balok pada muka kolom $\geq 50\%$ kuat lentur negatif balok pada muka kolom, dengan ini *Beam required strength* terpenuhi.

$$\sum M = 53,5317 + 31,0466 = 84,5783 \text{ tm}$$

Setelah dilakukan penjumlahan terhadap nilai M^+ dan nilai M^- , *required strength* harus tetap nilainya, atau tidak mengalami kehilangan momen paska redistribusi. Dengan cara *trial* diambil nilai momen maksimum $\Delta M = 0\% .53,5317$

= 0. Kemudian digunakan nilai dari ΔM untuk digunakan dalam redistribusi momen.

$$M^- = 53,5317 - 0 = 53,5317 \text{ tm}$$

$$M^+ = \frac{53,5317 - 31,0466}{1} = 31,0466 \text{ tm}$$

Kemudian hasil redistribusi momen balok akan disajikan dalam lampiran D.1.

5.4.2 Perencanaan Balok Terhadap Lentur

Dalam tahapan perencanaan balok nilai momen lentur yang digunakan adalah hasil dari redistribusi momen. Untuk nilai M^- dan M^+ B2 27,5/55 story I – V berturut – turut adalah 53,5317 tm dan 31,0466. Diperlukan data – data lain untuk keperluan desain seperti kuat tekan beton (f'_c) = 30 MPa, diameter tulangan pokok (ϕ_{pokok}) = 25 mm, kuat leleh baja rencana (f_y) = 400 MPa, diameter tulangan geser (ϕ_{geser}) = 10 mm, dengan kuat leleh baja rencana 400 MPa.

1. Estimasi ukuran balok

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,6863$$

$$\rho_b = \frac{\beta}{m} \cdot \frac{\epsilon_c}{(\epsilon_c + \epsilon_y)} = \frac{0,85}{15,6863} \cdot \frac{0,003}{(0,003 + 0,0019)} = 0,0329$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0329 = 0,02467$$

$$\begin{aligned} R_b &= \rho_b \cdot f_y \cdot (1 - (1/2 \cdot \rho_b \cdot m)) \\ &= 0,0329 \cdot 4080 \cdot (1 - (1/2 \cdot 0,0329 \cdot 15,6863)) \\ &= 99,5719 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$R_m = 0,75 \cdot R_b = 0,75 \cdot 99,5719 = 74,6789 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = R_m \cdot b \cdot h^2$$

$$\frac{53,5317 \cdot 10^5}{0,8} = 74,6789 \cdot b \cdot 2b^2$$

$$6691462,5 = (74,6789 \cdot 4) \cdot b^3$$

$$6691462,5 = 298,7156 \cdot b^3$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{6691462,5}{298,7156}} = 27,4172 \text{ cm}$$

dipakai $b = 30 \text{ cm}$

$$h_t = 60 \text{ cm}$$

$$h^+ = h_t - d = 60 - (4 + 1 + 2,5 + 0,5 \cdot 2,5) = 51,25 \text{ cm}$$

$$h' = h_t - d' = 60 - (40 + 1 + 0,5 \cdot 2,5) = 53,75 \text{ cm}$$

Berdasarkan SKSNI 1991 $h_t / b \leq 3,33$

$$60 / 30 = 2 \leq 3,33 \text{ oke}$$

2. Komponen tulangan sebelah

$$R_1 = 0,2 \cdot R_b = 0,2 \cdot 99,5719 = 19,9143 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_1 = R_1 \cdot b \cdot h^3 = 19,9143 \cdot 30 \cdot 51,25^2 = 1569191,031 \text{ kgcm}$$

$$M_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (h - \frac{a}{2})$$

$$1569191,031 = 0,85 \cdot 306 \cdot a \cdot 30 \cdot (51,25 - \frac{a}{2})$$

$$a = 4,0868 \text{ cm}$$

$$c = a/\beta = 4,0868 / 0,85 = 4,8080 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \epsilon_c = \frac{4,8080 - 6,25}{4,8080} \cdot 0,003 = -0,000899 \text{ (Baja belum leleh)}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 306 \cdot 4,0868 \cdot 30 = 31889,30 \text{ kg}$$

$$C_c = T_{s1}$$

$$C_c = A_{s1} \cdot f_y$$

$$A_{s1} = \frac{C_c}{f_y} = \frac{31889,30}{4080} = 7,8161 \text{ cm}^2$$

$$n_1 = \frac{A_{s1}}{A_d} = \frac{7,8161}{2,9087} = 1,59 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah } \mathbf{2D25}$$

$$A_{s1} = n \text{ pakai} \cdot A_d = 2 \cdot 4,9087 = 9,8174 \text{ cm}^2$$

$$T_{s1} = A_{s1} \cdot f_y = 9,8174 \cdot 4080 = 40054,992 \text{ kg}$$

$$T_{s1} = C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$a = \frac{T_{s1}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{40054,992}{0,85 \cdot 306 \cdot 30} = 5,1333 \text{ cm}$$

$$c = a/\beta = 5,1333/0,85 = 6,0392 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \epsilon_c = \frac{6,0392 - 6,25}{6,0392} \cdot 0,003 = -0,000104 \text{ (Baja belum leleh)}$$

$$M_1 = C_c \cdot (h - \frac{a}{2})$$

$$= 0,85 \cdot 306 \cdot 5,1333 \cdot 30 \cdot (51,25 - \frac{5,1333}{2})$$

$$= 1950026,07 \text{ kgcm}$$

3. Komponen tulangan rangkap

$$M_2 = 4741436,43 \text{ kgcm}$$

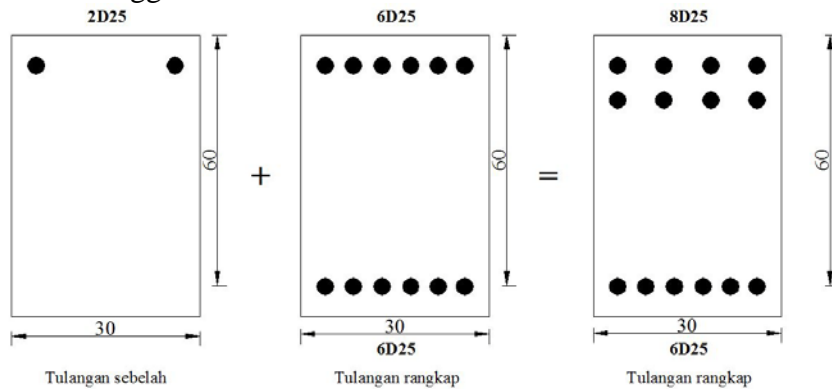
→ Asumsi baja desak sudah leleh untuk menentukan jumlah tulangan.

$$T_{s2} = \frac{M_2}{(h-d')} = \frac{4741436,43}{(51,25-6,25)} = 105365,254 \text{ kgcm}$$

$$A_{s2} = T_{s2}/f_y = 25,8248 \text{ cm}^2$$

$$n_2 = \frac{A_{s2}}{A_d} = \frac{25,8248}{4,9087} = 5,26 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah } \mathbf{6D25}$$

Sehingga :



Gambar 5.25 Penjumlahan komponen tulangan sebelah dan rangkap

$$A_s (\text{tarik}) = 8.4,9087 = 39,2699 \text{ cm}^2$$

$$A_s' (\text{desak}) = 6.4,9087 = 29,4524 \text{ cm}^2$$

4. Desain tulangan momen negatif

Keseimbangan gaya – gaya horisontal baja desak belum leleh berdasarkan persamaan 3.79.

$$A_s f_y = 0,85 f'_c a b + A_s' \left(\frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) \epsilon_c E_s$$

$$(39,2699) \cdot 4080 = 0,85 \cdot 306 \cdot a \cdot 30 + 29,4524 \cdot \left(\frac{a - 0,85 \cdot 6,25}{a} \right) \cdot 0,003 \cdot 210000$$

$$a = 9,7331 \text{ cm}$$

$$c = a/\beta = 9,7331/0,85 = 11,4507 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \epsilon_c = \frac{11,4507 - 6,25}{11,0318} \cdot 0,003 = 0,0013 < 0,0019 \text{ (Baja belum leleh)}$$

$$M_1 = C_c \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \cdot 306 \cdot 9,3771 \cdot 30 \cdot \left(51,25 - \frac{9,7331}{2} \right)$$

$$= 3522705,20 \text{ kgcm}$$

$$M_2 = A_s' \cdot f_s \cdot h - d'$$

$$= 29,4524 \cdot 2861,35 \cdot 51,25 - 6,25$$

$$= 3792319,02 \text{ kgcm}$$

$$M_n = M_1 + M_2$$

$$= 3522705,20 + 3792319,02$$

$$= 7315024,22 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned} M_t &= (\varphi \cdot M_n) / 10^5 \\ &= (0,8 \cdot 7315024,22) / 10^5 \\ &= 58,5201 \text{ tm} > 53,5317 \text{ tm} \text{ (**Aman**)} \end{aligned}$$

5. Desain tulangan momen positif

Keseimbangan gaya – gaya horisontal baja desak belum leleh berdasarkan persamaan 3.49.

$$A_s \text{ (tarik)} = 6,4,9087 = 29,4524 \text{ cm}^2$$

$$A_s' \text{ (desak)} = 8,4,9087 = 39,2699 \text{ cm}^2$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot \left(\frac{a - \beta \cdot d'}{a} \right) \cdot \epsilon_c \cdot E_s$$

$$(29,4524) \cdot 4080 = 0,85 \cdot 306 \cdot a \cdot 30 + 39,2699 \cdot \left(\frac{a - 0,85 \cdot 6,25}{a} \right) \cdot 0,003 \cdot 2100000$$

$$a = 9,2333 \text{ cm}$$

$$c = a / \beta = 9,2333 / 0,85 = 10,8627 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{10,8627 - 6,25}{10,2692} \cdot 0,003 = 0,00058 < 0,0019 \text{ (**Baja belum leleh**)}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= C_c \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 306 \cdot 87289 \cdot 30 \cdot \left(51,25 - \frac{9,2333}{2} \right) \\ &= 3539945,74 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= A_s' \cdot f_s \cdot h - d' \\ &= 39,2699 \cdot 1225,31 \cdot 53,75 - 8,75 \\ &= 2165317,74 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_1 + M_2 \\ &= 3539945,74 + 2165317,74 \\ &= 5705263,49 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_t &= (\varphi \cdot M_n) / 10^5 \\ &= (0,8 \cdot 5705263,49) / 10^5 \\ &= 45,6421 \text{ tm} > 31,0466 \text{ tm} \text{ (**Aman**)} \end{aligned}$$

6. Momen kapasitas negatif (M_{kap^-})

$$A_s \text{ (tarik)} = 8,4,9087 = 39,2699 \text{ cm}^2$$

$$A_s' \text{ (desak)} = 6,4,9087 = 29,4524 \text{ cm}^2$$

$$\text{Overstrength} = 1,4$$

$$A_s f_y O_s = 085 f'_c a b + A_s \left(\frac{a - \beta 1 d'}{a} \right) \varepsilon_c E_s$$

$$39,2699 \cdot 4080 \cdot 1,4 = 0,85 \cdot 306 \cdot a \cdot 30 + 29,4524 \cdot \left(\frac{a - 0,85 \cdot 6,25}{a} \right) \cdot 0,003 \cdot 2100000$$

$$a = 13,9943 \text{ cm}$$

$$c = a/\beta = 13,9943/0,85 = 16,4639 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \varepsilon_c = \frac{16,4639 - 6,25}{15,6119} \cdot 0,003 = 0,0018 < 0,0019 \text{ (Baja belum leleh)}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= Cc \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 306 \cdot 13,2701 \cdot 30 \cdot \left(53,75 - \frac{13,9943}{2} \right) \\ &= 4832307,78 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= A_s' \cdot f_s \cdot h - d' \\ &= 29,4524 \cdot 3908,40 \cdot 53,75 - 6,25 \\ &= 5180041,19 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_1 + M_2 \\ &= 4832307,78 + 5180041,19 \\ &= 10012348,98 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{kap}^- &= (M_n) / 10^5 \\ &= (10012348,98) / 10^5 \\ &= 100,1234 \text{ tm} > 58,5201 \text{ tm (Aman)} \end{aligned}$$

7. Momen kapasitas positif (M_{kap}^+)

$$A_s \text{ (tarik)} = 6,4,9087 = 29,4524 \text{ cm}^2$$

$$A_s' \text{ (desak)} = 8,4,9087 = 39,2699 \text{ cm}^2$$

$$\text{Overstrength} = 1,4$$

$$A_s f_y O_s = 085 f'_c a b + A_s \left(\frac{a - \beta 1 d'}{a} \right) \varepsilon_c E_s$$

$$29,4524 \cdot 4080 \cdot 1,4 = 0,85 \cdot 306 \cdot a \cdot 30 + 39,2699 \cdot \left(\frac{a - 0,85 \cdot 6,25}{a} \right) \cdot 0,003 \cdot 2100000$$

$$a = 11,0994 \text{ cm}$$

$$c = a/\beta = 11,0994/0,85 = 13,0582 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \varepsilon_c = \frac{13,0582 - 8,75}{12,1003} \cdot 0,003 = 0,0009 < 0,0019 \text{ (Baja belum leleh)}$$

$$M_1 = Cc \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \cdot 306 \cdot 10,2852 \cdot 30 \cdot \left(51,25 - \frac{11,0994}{2} \right)$$

$$= 4174585,30 \text{ kgcm}$$

$$M_2 = A_s' \cdot f_s \cdot h \cdot d'$$

$$= 34,3609 \cdot 2078,51 \cdot 51,25 \cdot 8,75$$

$$= 3673039,83 \text{ kgcm}$$

$$M_n = M_1 + M_2$$

$$= 4174585,30 + 3673039,83$$

$$= 7847625,14 \text{ kgcm}$$

$$M_{\text{kap}}^+ = (M_n) / 10^5$$

$$= (7847625,14) / 10^5$$

$$= 78,4762 \text{ tm} > 45,6421 \text{ tm (Aman)}$$

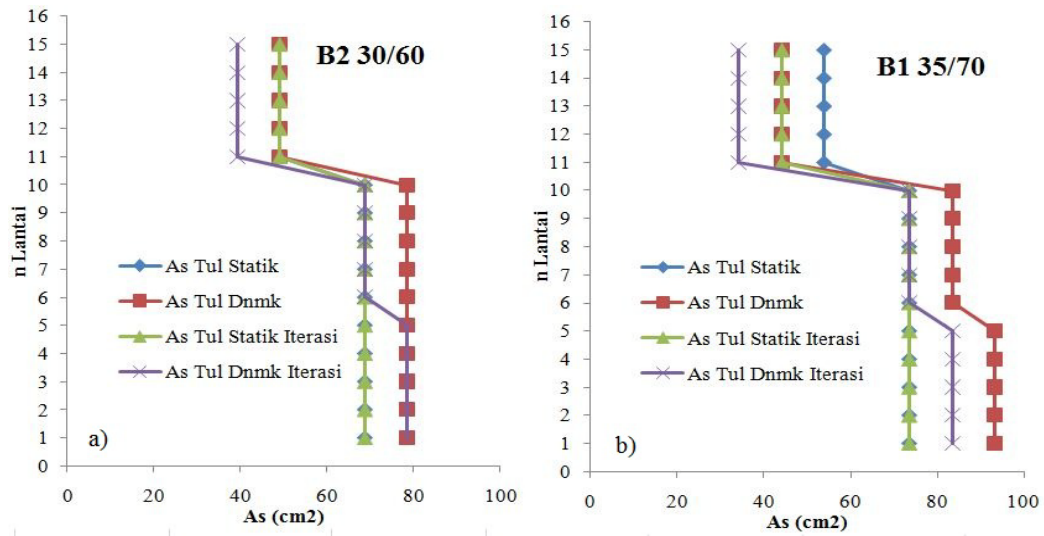
Hasil desain tulangan lentur ini kemudian dilakukan iterasi untuk melihat dimensi balok yang digunakan, yang dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 5.6 Dimensi balok Preliminery, Desain dan Iterasi

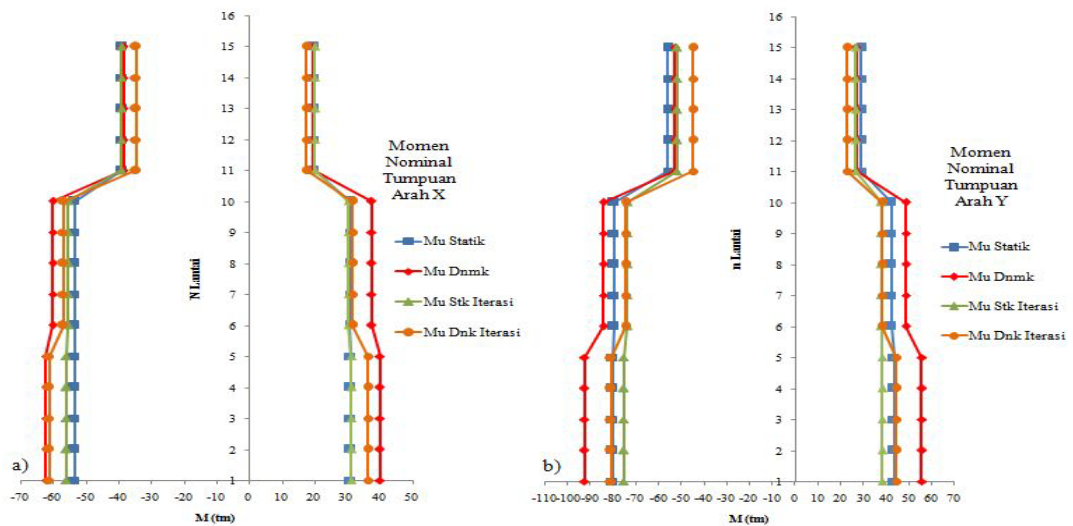
Lantai	Preliminery			Desain			Iterasi		
	Balok	B (cm)	H (cm)	Balok	B (cm)	H (cm)	Balok	B (cm)	H (cm)
1-5	B1	37,5	75	B1	35	70	B1	35	70
	B2	27,5	55	B2	30	60	B2	30	60
6-10	B1	37,5	75	B1	35	70	B1	35	70
	B2	27,5	55	B2	30	60	B2	30	60
11-15	B1	37,5	75	B1	35	70	B1	35	70
	B2	27,5	55	B2	30	60	B2	30	60

Dari Tabel 5.6 dapat dilihat bahwa dimensi balok pada tahapan preliminery berbeda dimensinya pada tahapan desain. Pada B1 mengalami penurunan dimensi sebesar 6,67% dan pada B2 mengalami peningkatan dimensi balok sebesar 9,09%. Dimensi balok yang didapat pada tahapan desain selanjutnya di iterasi kembali sehingga mendapatkan dimensi balok yang baru. Pada tahapan iterasi ini dimensi balok cenderung sama dengan dimensi balok hasil desain.

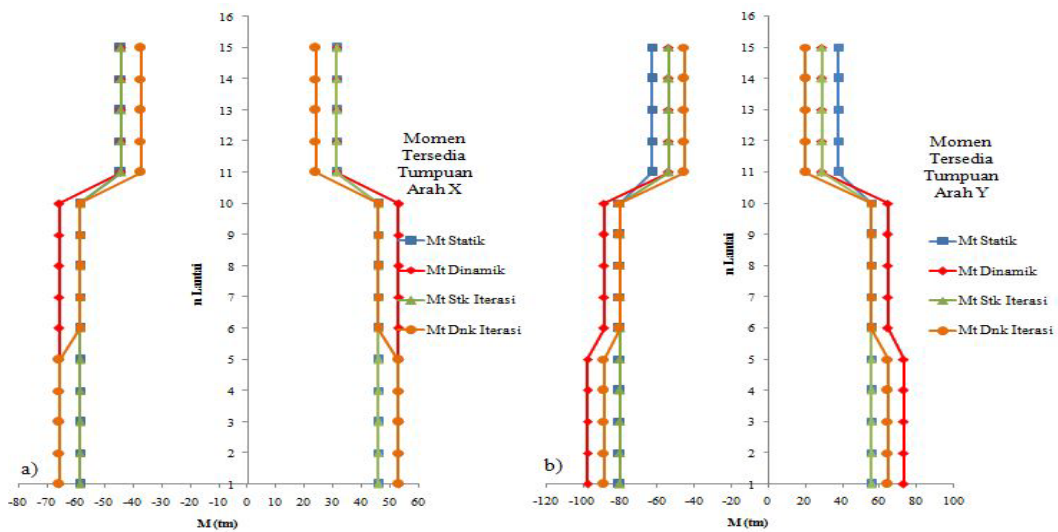
Kemudian hasil dari perencanaan balok tulangan lentur luas tulangan, momen tersedia dan momen kapasitas akan ditampilkan pada Gambar 5.26 – 5.29 dan hasil berupa nilai ditunjukkan pada lampiran D-2.



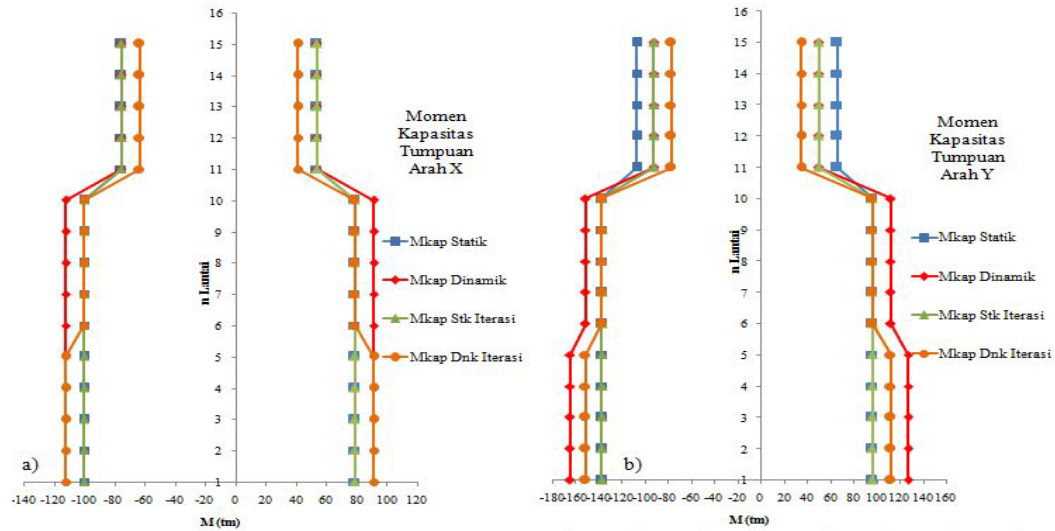
Gambar 5.26 Perbandingan luas tulangan ujung balok a) B1 dan b) B2



Gambar 5.27 Momen ultimit ujung balok a) B1 dan b) B2 (tm)



Gambar 5.28 Momen tersedia ujung balok a) B1 dan b) B2 (tm)



Gambar 5.29 Momen kapasitas ujung balok a) B1 dan b) B2 (tm)

Dari gambar diatas dapat dilihat luas tulangan akibat beban gempa dinamik respons spektrum pada tingkat bawah meningkat sebesar 26,67% dan menurun sebesar 22,22% pada tingkat atas dibandingkan beban gempa ekuivalen statik. Momen balok tumpuan negatif tersedia M_t^- beban akibat beban gempa dinamik respons spektrum pada lantai dasar lebih besar 21,79% dibandingkan M_t^- beban gempa statik ekuivalen, sedangkan pada lantai atas nilai M_t^- beban dinamik menurun sebesar 16,13% dibandingkan beban gempa ekuivalen statik.

Dari gambar diatas juga dapat dilihat bahwa momen kapasitas balok tumpuan negatif M_{kap}^- beban gempa dinamik respons spektrum pada lantai dasar lebih besar 20,13% dibandingkan nilai M_{kap}^- beban gempa ekuivalen statik, sedangkan pada lantaa atas nilai M_{kap}^- beban gempa dinamik menurun sebesar 16,15% dibandingkan beban gempa ekuivalen statik.

Dari gambar diatas juga dapat dilihat luas tulangan hasil iterasi nilainya cenderung sama engan hasil desain pada tingkat bawah untuk beban gempa statik, sedangkan pada beban gempa dinamik menurun sebesar 11,76%. Pada tingkat atas luas tulangan iterasi cenderung sama untuk beban gempa ekuivalen statik, dan menurun 28,6% untuk beban gempa dinamik respons spektrum.

5.4.3 Perencanaan Balok Terhadap Geser

Perhitungan gaya geser balok diawali dengan membuat diagram gaya geser hasil dari analisis struktur di superposisikan dengan gaya geser hasil Momen Kapasitas dibagi dengan bentang balok. Dari hasil analisis struktur didapat :

1. Pembebanan

$$\begin{aligned} VD_1 &= 11,9955 \text{ t} & VD_2 &= 4,855 \text{ t} & VD_3 &= 4,855 \text{ t} & VD_4 &= 11,955 \text{ t} \\ VL_1 &= 5,2233 \text{ t} & VL_2 &= 2,218 \text{ t} & VL_3 &= 2,218 \text{ t} & VL_4 &= 5,2233 \text{ t} \\ VUE &= 15,6666 \text{ t} \end{aligned}$$

Dari hasil perencanaan balok terhadap lentur didapat nilai berikut :

$$b_{\text{balok}} = 350 \text{ mm}$$

$$h_{\text{tbalok}} = 700 \text{ mm}$$

$$h_{\text{balok}} = 612,5 \text{ mm}$$

$$M_{kap}^- = 137,3177 \text{ tm}$$

$$M_{kap}^+ = 95,9170 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= 1,05 \cdot (VD_1 + VL_1) \\ &= 1,05 \cdot (117,6758 \text{ kN} + 51,2307 \text{ kN}) \\ &= 177,3519 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_2 &= 1,05 \cdot (VD_2 + VL_2) \\ &= 1,05 \cdot (47,6324 \text{ kN} + 21,7615 \text{ kN}) \\ &= 72,8636 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_3 &= 1,05 \cdot (VD_3 + VL_3) \\ &= 1,05 \cdot (47,6324 \text{ kN} + 21,7615 \text{ kN}) \\ &= 72,8636 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_4 &= 1,05 \cdot (VD_4 + VL_4) \\ &= 1,05 \cdot (117,6758 \text{ kN} + 51,2307 \text{ kN}) \\ &= 177,3519 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ue} &= 0,7 \cdot \frac{M_{kap.a} + M_{kap.b}}{Ln} \\ &= 0,7 \cdot \frac{137,3177 + 95,9170}{7} \\ &= 23,3234 \text{ tm} \\ &= 23323,47 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{V_1}{\phi} = \frac{177,3519}{0,6} = 295,5865 \text{ kN}$$

$$\frac{V_2}{\phi} = \frac{72,8636}{0,6} = 121,4394 \text{ kN}$$

$$\frac{V_3}{\phi} = \frac{72,8636}{0,6} = 121,4394 \text{ kN}$$

$$\frac{V_4}{\phi} = \frac{177,3519}{0,6} = 295,5865 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{ue}}{\phi} = \frac{23323,47}{0,6}$$

$$= 38872,45 \text{ kg}$$

$$= 381,3387 \text{ kN}$$

$$V_{cn} = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot H_{kolom}$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 612,5$$

$$= 195696,70 \text{ N}$$

$$V_{ub} = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 (V_{ue} \times 9,81 / 1000)$$

$$= 177,3519 + 72,8638 + 177,3519 + 72,8638(23323,47 \cdot 9,81 / 1000)$$

$$= 729,2343 \text{ kN}$$

$$V_{ub,ijin} = 1,05 (\sum V_{D,L} + 4/k \cdot V_E)$$

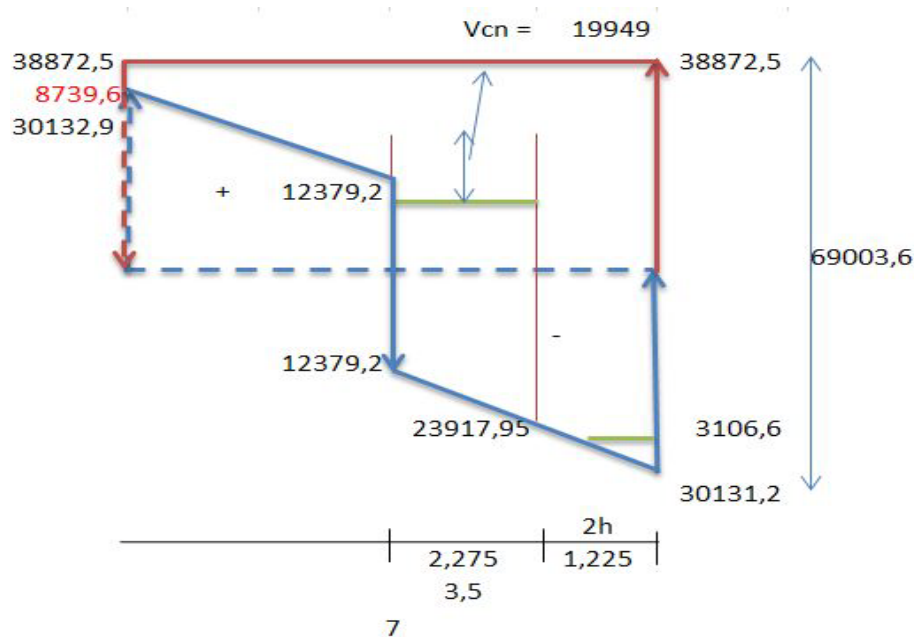
$$= 33515,863 \text{ kN}$$

Karena $V_{ub} \leq V_{ub,ijin}$, maka ukuran balok tidak perlu diperbesar.

2. Desain tulangan geser daerah sendi plastis

Dipakai tulangan sengkang P12, $A_d = 1,1309 \text{ cm}^2$

Berdasarkan perhitungan diatas, akan didapat nilai pada gambar berikut:



Gambar 5.30 Diagram gaya – gaya geser balok

$$V_{sn1} = 65897 \text{ kgcm}^2$$

$$V_{sn2} = 42841,17 \text{ kgcm}^2$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ ijin}} &= 2/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot h \\ &= 2/3 \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 612,5 \\ &= 79794,7830 \text{ kgcm}^2 \end{aligned}$$

Karena V_{s1} dan $V_{s2} \leq V_{s \text{ ijin}}$ maka ukuran balok tidak perlu diperbesar.

Dipakai sengkang 2 kaki

$$\begin{aligned} S &= \frac{(2 \cdot A_d \cdot f_y \cdot h)/10}{V_{s1}} \\ &= \frac{(2 \cdot 1,1309 \cdot 300 \cdot 10,2 \cdot 612,5)/10}{65897} \\ &= 8,57 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dengan syarat jarak sengkang tidak perlu melebihi berikut (SKSNI 1991) :

$$S = h/4 = 70/4 = 17,5 \text{ cm}$$

$$S = 8 \cdot d_e = 8 \cdot 2,5 = 20 \text{ cm}$$

$$S = 24 \cdot A_d = 24 \cdot 1,2 = 28,8 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

Sehingga jarak sengkang yang digunakan (S) = 8 cm

Pakai **2P₁₂₋₈₀**

3. Geser tulangan geser daerah luar sendi plastis

Dipakai tulangan sengkang P12, $A_d = 1,1309 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} S &= \frac{(2 \cdot A_d \cdot f_y \cdot h)/10}{V_{s2}} \\ &= \frac{(2 \cdot 1,1309 \cdot 300 \cdot 10,2 \cdot 612,5)/10}{42841,70} \\ &= 13,19 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dengan syarat jarak sengkang tidak perlu melebihi berikut:

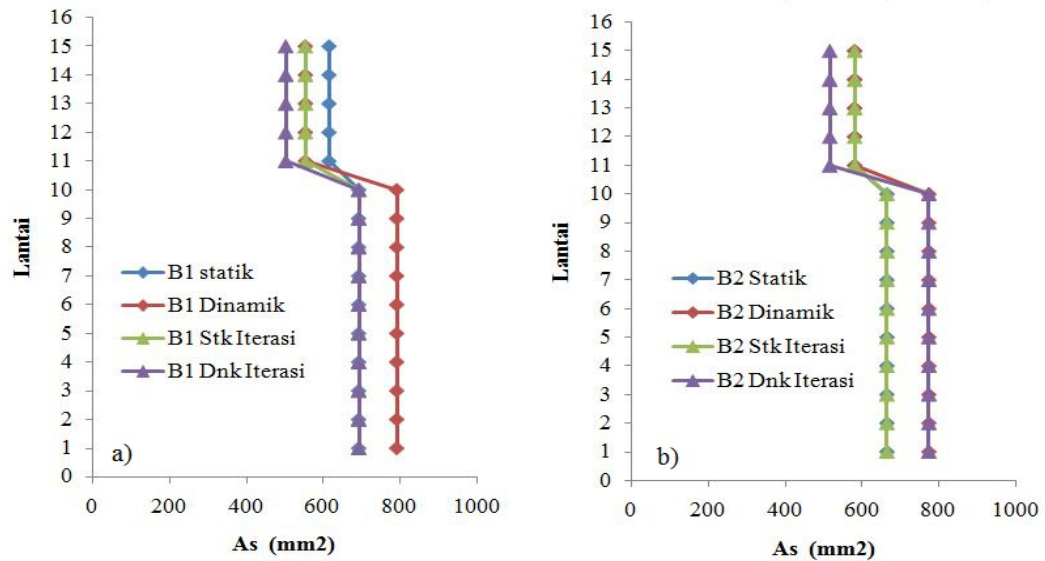
$$S = h/2 = 70/2 = 35 \text{ cm}$$

Sehingga jarak sengkang yang digunakan (S) = 12 cm

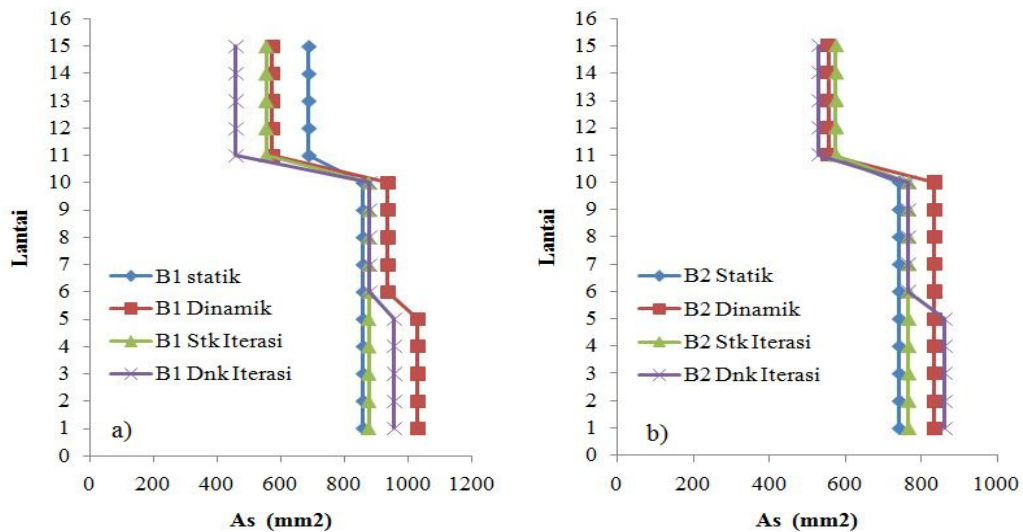
Pakai **2P₁₂₋₁₂₀**

Berikut akan ditunjukkan perbandingan luas tulangan geser daerah sendi plastis maupun daerah luar sendi plastis akibat beban gempa statik ekuivalen dan dinamik respons spektrum hasil desain dan hasil iterasi pada Gambar

5.31 dan Gambar 5.32 dan perhitungan dalam bentuk tabel akan ditampilkan pada lampiran D-3.



Gambar 5.31 Perbandingan luas tulangan geser balok daerah sendi plastis (mm^2) a) B1 dan b) B2.



Gambar 5.32 Perbandingan luas tulangan geser balok luar sendi plastis (mm^2) a) B1 dan b) B2.

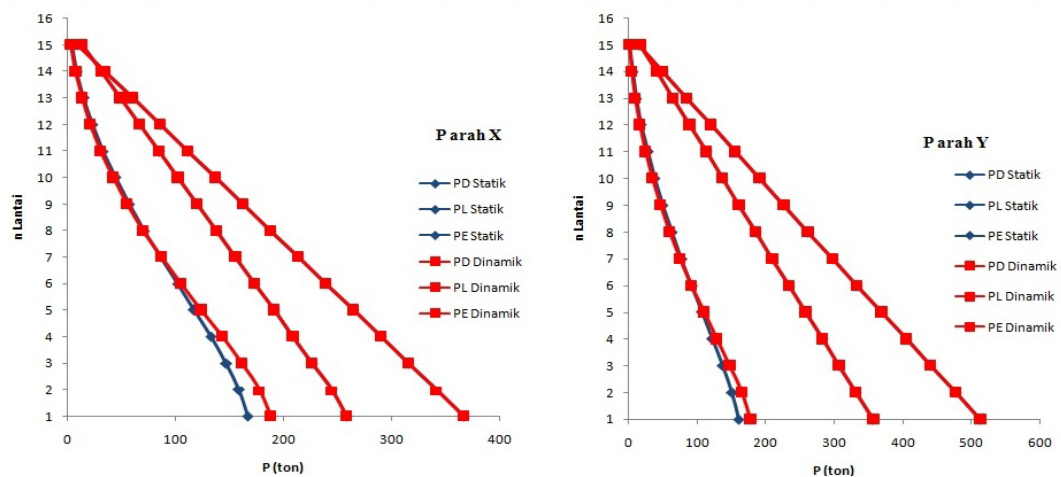
Perubahan nilai gaya – gaya dalam menyebabkan kenaikan maupun penurunan luas tulangan geser yang dibutuhkan pada balok. Pada daerah sendi plastis tingkat bawah kenaikan luas tulangan geser akibat beban gempa dinamik respons spektrum sebesar 16,67%. Sedangkan pada tingkat atas luas tulangan geser yang dibutuhkan balok pada daerah sendi plastis menurun sebesar 11,11%. Perubahan gaya – gaya dalam hasil desain iterasi luas tulangan pada tingkat

bawah cenderung sama dengan luas tulangan hasil desain akibat gempa ekuivalen statik, dan menurun sebesar 14,28% akibat beban gempa dinamik respons spektrum. Sedangkan pada tingkat atas luas tulangan hasil iterasi menurun sebesar 11,11% akibat beban gempa statik ekuivalen dan menurun sebesar 12,5% akibat beban gempa dinamik respons spektrum.

Perubahan gaya gaya dalam juga menyebabkan perubahan pada luas tulangan geser pada daerah luar sendi plastis. Pada daerah luar sendi plastis tingkat bawah kenaikan luas tulangan geser akibat beban gempa dinamik respons spektrum sebesar 20%. Sedangkan pada lantai atas luas tulangan geser yang dibutuhkan balok pada daerah luar sendi plastis menurun sebesar 20% dibandingkan beban gempa statik ekuivalen.

5.5 PERENCANAAN KOLOM

Respons struktur akibat penggunaan beban gempa dinamik respons spektrum dan beban gempa statik ekuivalen memberikan respons yang berbeda terhadap struktur. Salah satu respons yang dialami struktur kolom yaitu perbedaan nilai gaya aksial kolom dari hasil analisis struktur dengan menggunakan program *SAP2000 v14* yang dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 5.33 Gaya Aksial kolom (ton) a) Arah X ; b) Arah Y

Perencanaan kolom meliputi menghitung gaya aksial (N_{uk}) kolom dan momen ultimit kolom (M_{uk}), kemudian hasil dari perhitungan N_{uk} dan M_{uk} kolom di plotkan pada diagram $M_n P_n$.

5.5.1 Momen Ultimit Kolom (M_{uk})

Diketahui *Joint* lantai 1 dengan balok sebelah kanan dan kiri B2 30/60, Tinggi kolom atas dan bawah 4m, tinggi bersih kolom atas dan bawah 3,4m. Panjang balok sebelah kanan dan kiri 6m, panjang bersih balok kiri dan kanan 5m. α atas dan bawah 0,5 dan $\omega = 1,3$ dan $\phi = 0,7$.

$$M_{kap,ki} = 100,1234 \text{ tm}$$

$$M_{kap,ka} = 78,4762 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_{uk,a} &= \frac{hka'}{hka} \cdot \omega \cdot \phi \cdot \alpha_a \cdot \left\{ \frac{lbi}{lbi'} \cdot M_{kap,i} + \frac{lba}{lba'} \cdot M_{kap,a} \right\} \\ &= \frac{3,4}{4} \cdot 1,3 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot \left\{ \frac{6}{5} \cdot 100,1234 + \frac{6}{5} \cdot 78,4762 \right\} = 89,2641 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uk,b} &= \frac{hkb'}{hkb} \cdot \omega \cdot \phi \cdot \alpha_b \cdot \left\{ \frac{lbi}{lbi'} \cdot M_{kap,i} + \frac{lba}{lba'} \cdot M_{kap,a} \right\} \\ &= \frac{3,4}{4} \cdot 1,3 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot \left\{ \frac{6}{5} \cdot 100,1234 + \frac{6}{5} \cdot 78,4762 \right\} = 89,2641 \text{ tm} \end{aligned}$$

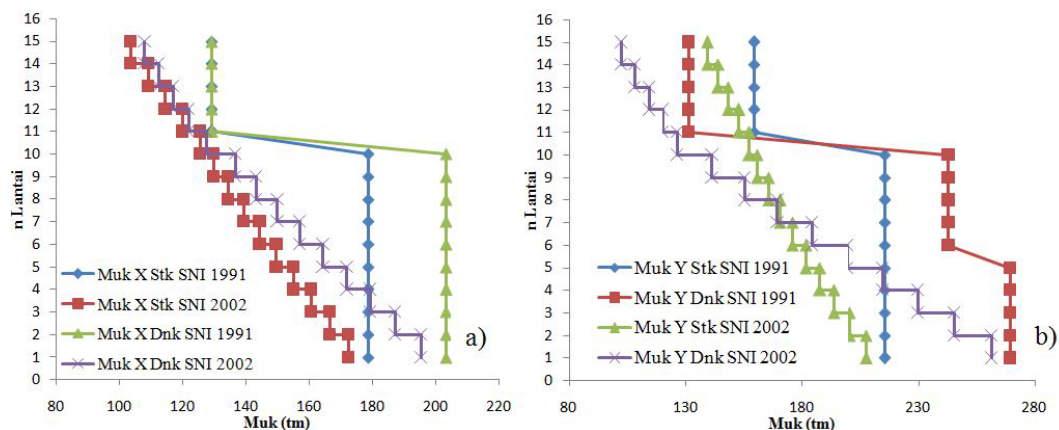
$$\sum M_{uk} = M_{uk,a} + M_{uk,b} = 89,2641 + 89,2641 = 178,5283 \text{ tm}$$

$$\sum M_{ub} = 104,1623 \text{ tm}$$

$$\frac{\sum M_{uk}}{\sum M_{ub}} = 1,71 \geq 1,2 \text{ Strong Column Weak Beam ok}$$

Tabel 5.7 Nilai M_{uk} statik ekuivalen dan dinamik respons spektrum (tm)

tingkat	Muk X		Muk Y	
	Statik (tm)	Dinamik (tm)	Statik (tm)	Dinamik (tm)
1-5	178,5283	203,176	215,5089	269,329
6-10	178,5283	203,176	215,5089	242,9496
11-15	129,1105	129,1105	159,4725	131,3889



Gambar 5.34 Momen ultimit kolom (tm) a) Muk B1 dan b) Muk B2

Meningkatnya nilai gaya geser dasar V akibat beban gempa dinamik respons dibandingkan beban gempa statik ekuivalen mengakibatkan peningkatan

momen ultimit kolom (M_{uk}) pada kolom lantai dasar sebesar 24,97%, sedangkan pada lantai atas nilai (M_{uk}) akibat beban gempa dinamik respons spektrum menurun sebesar 21,37% dibandingkan beban gempa statik ekuivalen. Pada Gambar 5.34 menunjukkan bahwa momen ultimit kolom tingkat atas relatif hampir sama, tetapi pada tingkat dasar gaya aksial ultimit kolom menurut SKSNI 1991 4,09% lebih besar dari pada SNI 2002. Perhitungan M_{uk} ditunjukkan pada lampiran E-1.

5.5.2 Gaya Aksial Kolom (N_{uk})

Setelah momen ultimit kolom (M_{uk}) didapat, maka untuk keperluan perencanaan kolom, besaran yang harus diketahui adalah gaya aksial kolom yang bekerja pada kolom.

Kolom lantai atas arah X

Gempa statik ekuivalen dari kiri

R_v berdasarkan SKSNI 1991 = $1,1 - 0,025 \cdot 15 = 0,725$

Bentang kiri kolom = 6 m = $M_{kap}^+ = 53,4401$ tm

$M_{kap}^- = 75,7220$ tm

Bentang kanan kolom = 6 m = $M_{kap}^+ = 53,4401$ tm

$M_{kap}^- = 75,7220$ tm

Hasil analisis struktur :

$P_d = 14,8878$ t

$P_1 = 14,1203$ t

$P_e = 3,859$ t

Gaya aksial yang terjadi akibat beban momen kapasitas (M_{kap})

Berdasarkan gambar 3.18 akan didapat nilai $\sum \frac{M_{kap}}{L} = 0$

$$N_{u,k,l} = R_v \cdot 0,7 \sum_{i=1}^n \left(\frac{\sum M_{kap}^-}{L_i} + \frac{\sum M_{kap}^+}{L_a} \right) + 1,05 N_g k$$

$$N_{u,k,l} = 0,725 \cdot 0,7 \cdot (0) + 1,05 \cdot (14,8878 + 14,1203)$$

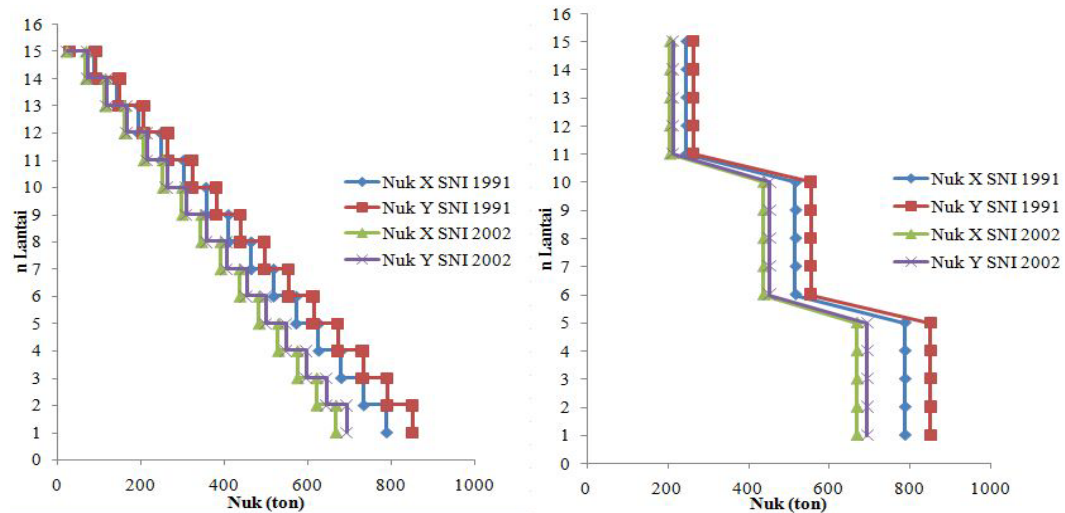
$$= 30,4585 \text{ t}$$

$$N_{u,k,maks} = 1,05 \cdot (P_d + P_1 + 4/1 \cdot P_e)$$

$$= 1,05 \cdot (14,8878 + 14,1203 + 4 \cdot 3,859)$$

$$= 46,6663 \text{ t}$$

Nilai N_{uk} ini kemudian dikumulatifkan tiap lantai hingga lantai dasar, kemudian diambil nilai N_{uk} pakai sesuai desain kolom yang akan digunakan. Berikut akan ditunjukkan nilai N_{uk} per lantai pada Gambar 5.34, dan N_{uk} pakai pada Tabel 5.8.



Gambar 5.35 a) Gaya aksial ultimit ; b) Gaya aksial terpakai

Tabel 5.8 Nilai N_{uk} statik ekuivalen dan dinamik respons spektrum (t)

tingkat	Arah X		Arah Y	
	Statik (t)	Dinamik (t)	Statik (t)	Dinamik (t)
1-5	788,281	788,281	851,092	851,092
6-10	517,06	517,06	554,818	554,818
11-15	246,704	246,704	264,062	264,062

Dari tabel hasil perhitungan diatas dapat dilihat bahwa perubahan gaya gempa akibat beban gempa statik ekuivalen maupun beban gempa dinamik respons spektrum tidak mempengaruhi nilai gaya aksial kolom (N_{uk}), hal ini disebabkan karena beban gempa hanya mempengaruhi momen yang terjadi pada kolom, sedangkan nilai N_{uk} dipengaruhi oleh berat sendiri struktur. Pada Gambar 5.35 menunjukkan bahwa gaya aksial kolom tingkat atas relatif hampir sama, tetapi pada tingkat dasar gaya aksial ultimit kolom menurut SKSNI 1991 22,82% lebih besar dari pada SNI 2002. Perhitungan $N_{u,k}$ dapat dilihat pada lampiran E-2.

5.5.3 Diagram $M_n P_n$

Untuk memudahkan dalam analisis, maka kolom dikelompokkan dalam beberapa bagian, yaitu kolom lantai 1-2-3-4-5 menggunakan analisis dan desain yang sama, kolom lantai 6-7-8-9-10 dan kolom lantai 11-12-13-14-15.

1. Data penampang

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h_t = 100 \text{ cm}$$

$$D25 = 4,90625 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ mPa} = 4080 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 30 \text{ mPa} = 306 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4080}{2100000} = 0,001943$$

2. Kondisi patah berimbang (*Balance*)

$$C_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \cdot h = \frac{0,003}{0,003 + 0,001943} \cdot 93,75 = 56,9002 \text{ cm}$$

$$A_b = 0,85 \cdot C_b = 0,85 \cdot 56,9002 = 48,3652 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{C_b - d'}{C_b} \cdot \varepsilon_c = \frac{48,3652 - 6,25}{48,3652} \cdot 0,003 = 0,0026 > \varepsilon_y \text{ (**Baja sudah leleh**)}$$

$$f_s = f_y = 4080 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{cb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b = 0,85 \cdot 306 \cdot 48,3652 \cdot 100 = 1257980,04 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} C_{sb} &= A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \\ &= 29,4524 \cdot (4080 - 0,85 \cdot 306) \\ &= 112505,34 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T_{sb} = A_s \cdot f_s = 29,4524 \cdot 4080 = 120165,91 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} \\ &= 1257980,04 + 112505,34 - 120165,91 \\ &= 1250319,46 \text{ kg} = 1250,319 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot (h/2 - a/2) + C_s \cdot (h/2 - d') + T_s \cdot (h/2 - d_s) \\ &= 1257980,04 \cdot \left(\frac{100}{2} - \frac{48,3652}{2}\right) + 112505,34 \cdot \left(\frac{100}{2} - 6,25\right) + 120165,91 \cdot \left(\frac{100}{2} - 6,25\right) \\ &= 42657112,8 \text{ kgcm} = 426,57 \text{ tm} \end{aligned}$$

3. Kondisi patah desak

Agar terjadi patah desak, maka diambil nilai faktor pengali $C_b > 1$

Misal dipakai faktor pengalainya $C_b = 1,2$

$$C = 1,2 \cdot C_b = 1,2 \cdot 56,9002 = 68,2830 \text{ cm}$$

$$Ab = 0,85 \cdot C = 0,85 \cdot 68,2830 = 58,0382 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{C-d'}{C} \cdot \varepsilon_c = \frac{68,2830-6,25}{68,2830} \cdot 0,0003 = 0,0027 > \varepsilon_y \text{ (**Baja desak sudah leleh**)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{h-c}{C} \cdot \varepsilon_c = \frac{93,75-68,2830}{68,2830} \cdot 0,0003 = 0,0011 > \varepsilon_y \text{ (**Baja tarik belum leleh**)}$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,0011 \cdot 2100000 = 2350 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot ab \cdot b = 0,85 \cdot 306 \cdot 58,0382 \cdot 100 = 1509576,05 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \\ &= 29,4524 \cdot (4080 - 0,85 \cdot 306) \\ &= 112505,34 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 29,4524 \cdot 2350 = 69213,21 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} \\ &= 1509576,05 + 112505,34 - 69213,21 \\ &= 1552868,2 \text{ kg} = 1552,86 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot (h/2 - a/2) + C_s \cdot (h/2 - d') + T_s \cdot (h/2 - d_s) \\ &= 1509576,05 \cdot \left(\frac{100}{2} - \frac{58,0382}{2}\right) + 112505,34 \cdot \left(\frac{100}{2} - 6,25\right) + 69213,21 \cdot \left(\frac{100}{2} - 6,25\right) \\ &= 39622379,32 \text{ kgcm} = 396,2238 \text{ tm} \end{aligned}$$

4. Kondisi patah tarik

Agar terjadi patah tarik, maka diambil nilai faktor pengali $C_b < 1$

Misal dipakai faktor pengalainya $C_b = 0,8$

$$C = 0,8 \cdot C_b = 0,8 \cdot 56,9002 = 45,5203 \text{ cm}$$

$$Ab = 0,85 \cdot C = 0,85 \cdot 45,5203 = 38,6921 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{C-d'}{C} \cdot \varepsilon_c = \frac{45,5203-6,25}{45,5203} \cdot 0,0003 = 0,0025 > \varepsilon_y \text{ (**Baja desak sudah leleh**)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{h-c}{C} \cdot \varepsilon_c = \frac{93,75-45,5203}{45,5203} \cdot 0,0003 = 0,0031 > \varepsilon_y \text{ (**Baja tarik belum leleh**)}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot ab \cdot b = 0,85 \cdot 306 \cdot 38,6921 \cdot 100 = 1006384,03 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \\ &= 29,4524 \cdot (4080 - 0,85 \cdot 306) \end{aligned}$$

$$= 112505,34 \text{ kg}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 29,4524 \cdot 4080 = 120165,91 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} \\ &= 1006384,03 + 112505,34 - 120165,91 \\ &= 998723,45 \text{ kg} = 998,72 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot (h/2 - a/2) + C_s \cdot (h/2 - d') + T_s \cdot (h/2 - d_s) \\ &= 1006384,03 \cdot \left(\frac{100}{2} \cdot \frac{38,6921}{2}\right) + 112505,34 \cdot \left(\frac{100}{2} - 6,25\right) + 120165,91 \cdot \\ &\quad \left(\frac{100}{2} - 6,25\right) \\ &= 41028964,87 \text{ kgcm} = 410,2896 \text{ tm} \end{aligned}$$

5. Kondisi tarik murni ($M_n = 0$)

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban yang terjadi hanyalah beban aksial tarik murni, sehingga:

$$\begin{aligned} P_n &= -(A_s + A_s') \cdot f_y \\ &= -(29,4524 + 29,4524) \cdot 4080 \\ &= -240331,83 \text{ kg} = -240,3318 \text{ t} \end{aligned}$$

6. Kondisi $M_n = 0$

Kondisi adalah kondisi dimana beban bekerja tepat pada titik berat kolom, sehingga tidak ada momen yang terjadi, sehingga:

$$\begin{aligned} P_n &= (0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h_t) + (A_s \cdot f_y - 0,85 \cdot f'_c) + (A_s \cdot f_y - 0,85 \cdot f'_c) \\ &= (0,85 \cdot 306 \cdot 100 \cdot 100) + (29,4524 \cdot 4080 - 0,85 \cdot 306) + \\ &\quad (29,4524 \cdot 4080 - 0,85 \cdot 306) \\ &= 2826010,7 \text{ kg} = 2826,0107 \text{ t} \end{aligned}$$

7. Kondisi lentur murni $P_n = 0$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 306 \cdot a \cdot 100 = 26010 \cdot a$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 29,4524 \cdot 4080 = 65384,39 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \cdot \frac{a - d'}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \\ &= 29,4524 \cdot \frac{a - 6,25}{a} \cdot 0,003 \cdot 2100000 \end{aligned}$$

Keseimbangan gaya – gaya horisontal

$$C_c + C_s - T_s$$

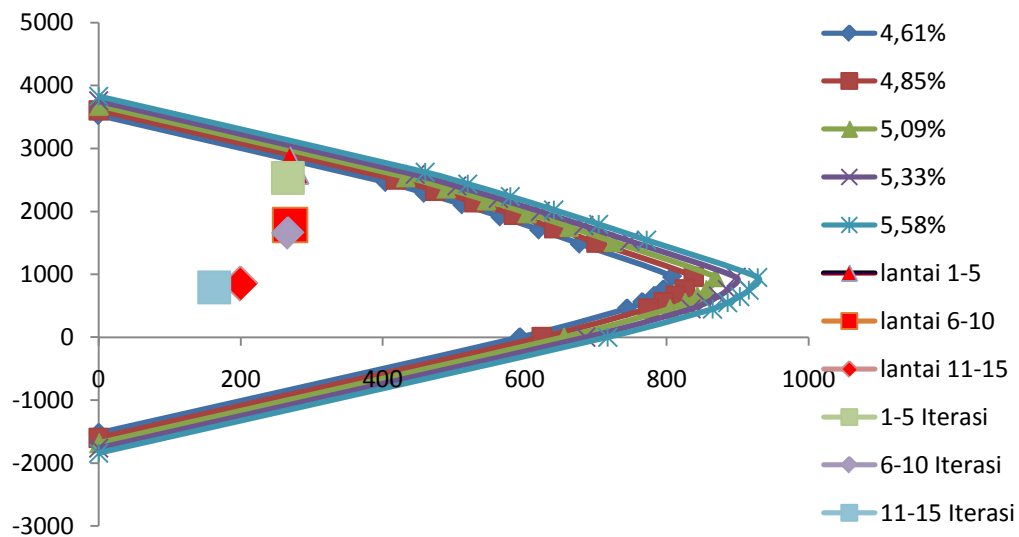
$$a = 5,0262 \text{ cm}$$

$$c = a/0,85 = 5,0262/0,85 = 5,9132 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_s' &= \frac{c-d'}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{5,9132-6,25}{5,9132} \cdot 0,0003 = -0,00017 < \varepsilon_y \text{ (Baja desak belum leleh)} \\ f_s &= \varepsilon_s' \cdot E_s = -0,00017 \cdot 2100000 \\ &= -358,78 \text{ kg/cm}^2 \\ M_n &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_s \cdot (h-d') \\ &= 0,85 \cdot 306 \cdot 5,0262 \cdot 100 \cdot \left(93,75 - \frac{5,0262}{2} \right) + 29,4524 \cdot -358,78 \cdot (93,75-6,25) \\ &= 11003050,12 \text{ kgcm} = 110,0305 \text{ tm}\end{aligned}$$

Hasil desain tulangan lentur ini kemudian dilakukan iterasi untuk melihat dimensi balok yang digunakan, yang dapat dilihat pada tabel berikut:

Demikianlah diagram $M_n P_n$ dibuat, dengan cara mencoba – coba nilai C untuk patah desak maupun patah tarik, akan didapat didapat diagram $M_n P_n$ pada Gambar 5.36 berikut.



Gambar 5.36 Diagram $M_n P_n$

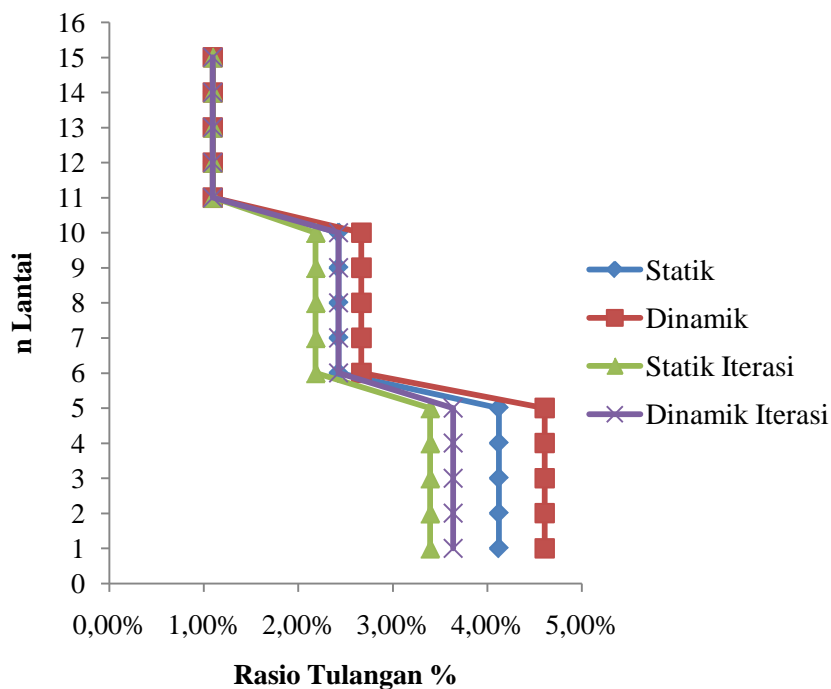
Setelah menggambar diagram $M_n P_n$ tahapan selanjutnya adalah memplotkan nilai dari hasil perhitungan M_{uk} dan N_{uk} pada diagram $M_n P_n$, dengan membagi 0,8 hasil M_{uk} dan membagi 0,6 hasil N_{uk} kemudian akan didapat ukuran kolom dan jumlah tulangan kolom. Hasil desain kolom ini kemudian dilakukan iterasi kembali untuk melihat dimensi kolom yang digunakan, yang dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 5.9 Dimensi kolom Preliminary, Desain dan Iterasi

Preliminary			Desain			Iterasi		
Kolom	B (cm)	H (cm)	Kolom	B (cm)	H (cm)	Kolom	B (cm)	H (cm)
K1	100	100	K1	90	90	K1	90	90

Dari Tabel 5.9 dapat dilihat bahwa dimensi kolom dari tahapan preliminary berbeda dimensinya pada tahapan desain. Dimensi kolom mengalami penurunan dimensi sebesar 10%. Dimensi balok yang didapat pada tahapan desain selanjutnya di iterasi kembali sehingga mendapatkan dimensi kolom yang baru. Pada tahapan iterasi ini dimensi kolom cenderung sama dengan dimensi kolom hasil desain.

Berikut akan ditampilkan rasio tulangan kolom hasil desain kolom K1 90/90 pada Gambar 5.37, perhitungan dalam bentuk tabel akan di tunjukkan dalam lampiran E-3.



Gambar 5.37 Kebutuhan tulangan K1 90/90

Dari gambar diatas dapat dilihat bahwa perbedaan beban gempa mengakibatkan perubahan yang terjadi pada kebutuhan tulangan kolom pada lantai dasar dengan dimensi kolom dan diameter tulangan yang sama. Pada tingkat bawah rasio tulangan akibat beban gempa dinamik meningkat sebesar 0,49%. Rasio tulangan hasil desain iterasi akibat beban gempa statik ekuivalen menurun

sebesar 0,73% dan akibat beban gempa dinamik respons spektrum menurun sebesar 0,97%.

5.5.4 Perencanaan Tulangan Geser Kolom

Perhitungan tulangan kolom dilakukan terhadap gempa yang menghasilkan hasil yang kritis terhadap arah bangunan yang akan digunakan dalam perencanaan tulangan geser kolom.

1. Daerah L_o

$$H_{\text{lantai}} = 4 \text{ m}$$

$$H_n = 3,3 \text{ m}$$

$$b_{\text{kolom}} = 100 \text{ cm}$$

$$h_{\text{kolom}} = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm}$$

$$V_d = 5,3754 \text{ t}$$

$$V_l = 2,7544 \text{ t}$$

$$V_e = 32,4187 \text{ t}$$

$$N_{u,k} = 851,0918 \text{ t} = 851091,8 \text{ kg}$$

$$M_{uk,a} = 215,5089 \text{ tm}$$

$$M_{uk,b} = 215,5089 \text{ tm}$$

$$V_{u,k} = \frac{M_{uk,a} + M_{uk,b}}{H_n} = \frac{215,5089 + 215,5089}{3,3} = 130,6114 \text{ t}$$

$$V_{uk,maks} = 1,05 \cdot \left(V_d + V_l + \frac{4}{k} \cdot V_e \right)$$

$$= 1,05 \cdot \left(5,3754 + 2,7544 + \frac{4}{1} \cdot 32,4187 \right)$$

$$= 144,6948 \text{ t Pakai } V_{u,k} \text{ terkecil}$$

$$\frac{V_{u,k}}{0,6} = 144,6948 / 0,6 = 217,6857 \text{ t} = 217685,7 \text{ kg}$$

$$V_c = \left\{ 1 + \frac{N_{u,k}}{14 \cdot A_g} \right\} \cdot \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b \cdot h$$

$$= \left\{ 1 + \frac{851091,8}{14 \cdot 90 \cdot 90} \right\} \cdot \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \cdot 90 \cdot 83,55$$

$$= 1191828 \text{ N}$$

$$= 121491,1 \text{ kg}$$

$$V_{sn} = \frac{V_{u,k}}{0,6} - V_c = 217685,7 - 121491,1 = 96194,6 \text{ kg}$$

Dipakai sengkang 2 kaki **P12**

$$s = \frac{As \cdot f_y \cdot h}{V_{sn}} = \frac{2.0,942.4978.93,75}{96194,6} = 7,811 \text{ cm}$$

SNI $s \leq 10 \text{ cm}$, karna keperluan tugas akhir untuk melihat hasil perhitungan maka dalam tugas akhir ini digunakan jarak berdasarkan hasil perhitungan jadi $s = 7,811 \text{ cm}$ atau **2P₁₂₋₇₀**.

$$L_o = 1,5.90 = 135 \text{ cm}$$

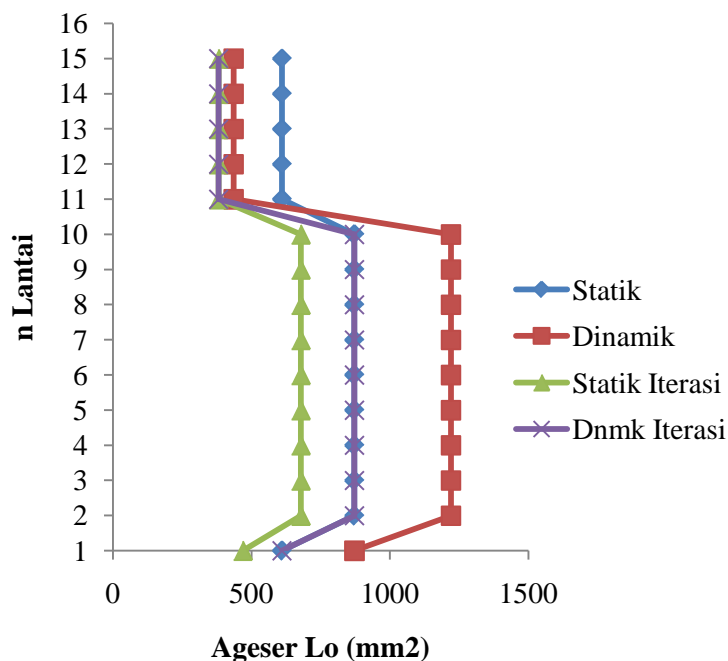
2. Luar daerah L_o

$$s < h/2 = 83,55 / 2 = 41,775 \text{ cm}$$

$$s < 60 \text{ cm}$$

dipakai **2P₁₂₋₂₅₀**.

Berikut akan ditunjukkan luas tulangan geser akibat pengaruh beban gempa statik ekuivalen dan dinamik respons spektrum pada Gambar 5.38.



Gambar 5.38 Perbandingan luas tulangan geser $A_{geser} L_o$ (mm^2)

Perubahan nilai gaya – gaya dalam menyebabkan kenaikan maupun penurunan luas tulangan geser yang dibutuhkan pada kolom. Pada daerah sendi plastis lantai dasar kenaikan luas tulangan geser akibat beban gempa dinamik respons spektrum sebesar 42,85%. Sedangkan pada tingkat bawah luar sendi plastis luas tulangan geser yang dibutuhkan kolom meningkat sebesar 40%, pada

tingkat atas luas tulangan geser menurun sebesar 40%. Perhitungan Geser kolom dapat dilihat pada lampiran E-4.

Perubahan nilai gaya – gaya dalam desain iterasi menyebabkan kenaikan maupun penurunan luas tulangan geser yang dibutuhkan pada kolom. Pada daerah sendi plastis luas tulangan geser mengalami penurunan sebesar 30%. Sedangkan pada tingkat bawah luar sendi plastis luas tulangan geser yang dibutuhkan kolom menurun sebesar 28,57%, pada tingkat atas luas tulangan geser dibandingkan luas tulangan desain cenderung sama. Perhitungan Geser kolom dapat dilihat pada lampiran E-4.

5.5.5 Perhitungan *Beam Column Joint*

Sebagaimana diketahui bahwa *joints* adalah salah satu elemen penting didalam sistem struktur. Secara geometrik, *joint* merupakan bagian dari kolom maupun balok. Prinsip – prinsip mekanika akan dipakai dalam menguraikan gaya – gaya yang bekerja pada *joint* diatur sedemikian dalam SKSNI 1991.

Balok bentang kiri

$$M_{kap}^- = 137,3177 \text{ tm} \quad a = 14,7024 \text{ cm}$$

$$M_{kap}^+ = 95,9170 \text{ tm} \quad a = 10,1998 \text{ cm}$$

$$L_{bi} = 8 \text{ m}$$

$$L_{bi}' = 7,1 \text{ m}$$

Balok bentang kanan

$$M_{kap}^- = 137,3177 \text{ tm} \quad a = 14,7024 \text{ cm}$$

$$M_{kap}^+ = 95,9170 \text{ tm} \quad a = 10,1998 \text{ cm}$$

$$L_{ba} = 8 \text{ m}$$

$$L_{ba}' = 7,15 \text{ m}$$

$$N_{uk} = 851,0917 \text{ t}$$

Gempa dari kiri

$$\begin{aligned} V_{col} &= \frac{0,7 \cdot \left\{ \frac{l_{b,i}}{l_{b,i}'} \cdot M_{kap,i} + \frac{l_{b,a}}{l_{b,a}'} \cdot M_{kap,a} \right\}}{1/2 \cdot (h_a + h_b)} \\ &= \frac{0,7 \cdot \left\{ \frac{8}{7,1} \cdot 137,3177 + \frac{8}{7,1} \cdot 95,9170 \right\}}{\frac{1}{2} \cdot (4+4)} \\ &= 45,9899 \text{ t} \end{aligned}$$

Gempa dari kanan

$$\begin{aligned}
 V_{col} &= \frac{0,7 \cdot \left\{ \frac{lb_i}{lb_i'} \cdot M_{kap,i} + \frac{lb_a}{lb_a'} \cdot M_{kap,a} \right\}}{1/2 \cdot (ha + hb)} \\
 &= \frac{0,7 \cdot \left\{ \frac{8}{7,15} \cdot 137,3177 + \frac{8}{7,15} \cdot 95,9170 \right\}}{\frac{1}{2} \cdot (4+4)} \\
 &= 45,9899 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Karena V_{col} bertanda negatif maka agar nilai V_{jh} nilainya besar, maka yang menentukan hitungan adalah apabila V_{col} terkecil, yaitu 45,9899 ton.

$$T_{s,I} = \frac{0,7 \cdot M_{kap,1}}{Z_i} = \frac{0,7 \cdot 95,9170}{0,6125 - 0,5 \cdot 0,1019} = 119,5758 \text{ t}$$

$$T_{s,a} = \frac{0,7 \cdot M_{kap,1}}{Z_i} = \frac{0,7 \cdot 137,3177}{0,6125 - 0,5 \cdot 0,1470} = 178,3387 \text{ t}$$

$$\begin{aligned}
 V_{jh} &= T_{s,I} + T_{s,a} - V_{col} \\
 &= 119,5758 + 178,3387 - 45,9899 \\
 &= 251,9246 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$\tau_{jh} = \frac{V_{jh}}{h_{tv} \cdot h_b} = \frac{251924,65}{85,650} = 49,4600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{jh, \text{maks}} = 1,5 \cdot \sqrt{f'_c} = 1,5 \cdot \sqrt{30} = 8,2158 \text{ mPa} = 83,8015 \text{ kg/cm}^2$$

Ukuran joint tidak perlu diperbesar

Gaya geser yang ditahan oleh beton

Karena *joint* tetap elastik atau tidak rusak, maka beton masih utuh. Sehingga beton dapat mengerahkan kekuatan gesernya.

$$\frac{N_{u,k}}{A_g} > 0,1 \cdot f'_c$$

$$N_{u,k} = 851,0917 \text{ t} = 851091,8 \text{ kg}$$

$$\frac{N_{u,k}}{A_g} = \frac{851091,8}{90,90} = 105,0730 \text{ kg/cm}^2 = 10,3012 \text{ mPa}$$

$$\begin{aligned}
 V_{ch} &= \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g} - 0,1 \cdot f'_c \right)} \cdot 750 \cdot 850 \\
 &= \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\left(\frac{851091,8 \cdot 9,81}{90,90} - 0,1 \cdot 30 \right)} \cdot 900 \cdot 9000 \\
 &= 1459765,64 \text{ N} = 148955,678 \text{ kg} = 148,9556 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Gaya geser yang ditahan oleh sengkang V_s

$$\begin{aligned}
 V_s &= V_{jh} - V_{ch} \\
 &= 251,9246 - 148,9556 \\
 &= 102,9689 \text{ t} = 102968,97 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$A_{sh} = \frac{v_s}{f_y} = \frac{102968,97}{3978} = 25,8846 \text{ cm}^2$$

Digunakan sengkang P10, $A_d = 1,128 \text{ cm}^2$

Dipakai sengkang 2 kaki,

$$A_v = 2 \cdot 1,128 = 2,2536 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{A_{sh}}{A_v} = \frac{25,8846}{2,2536} = 11,48 \text{ buah} \approx 17\mathbf{P12}$$

$$S = \frac{\left(\frac{70+70}{2}\right) - (4+1,2+2,5+2,5+2,5) - (4+1,2+2,5)}{17-1}$$

$$= 3,12 \text{ cm}$$

Sengkang Vertikal

$$V_{jv} = \frac{\left(\frac{ht.bi+ht.ba}{2}\right)}{hc} \cdot Vjh = \frac{\left(\frac{70+70}{2}\right)}{90} \cdot 251,9246 \text{ t} = 195,9414 \text{ t}$$

Gaya geser yang dapat dikerahkan oleh beton

$$\begin{aligned} V_{cv} &= \frac{As'k}{Ask} \cdot V_{jh} \cdot \left\{ 0,6 + \frac{N_{uk}}{ag \cdot f'_c} \right\} \\ &= 1.251,9246 \cdot \left\{ 0,6 + \frac{851091,8}{90 \cdot 90 \cdot 306} \right\} \\ &= 237,6597 \text{ t} \end{aligned}$$

Gaya geser yang harus ditahan oleh sengkang vertikal

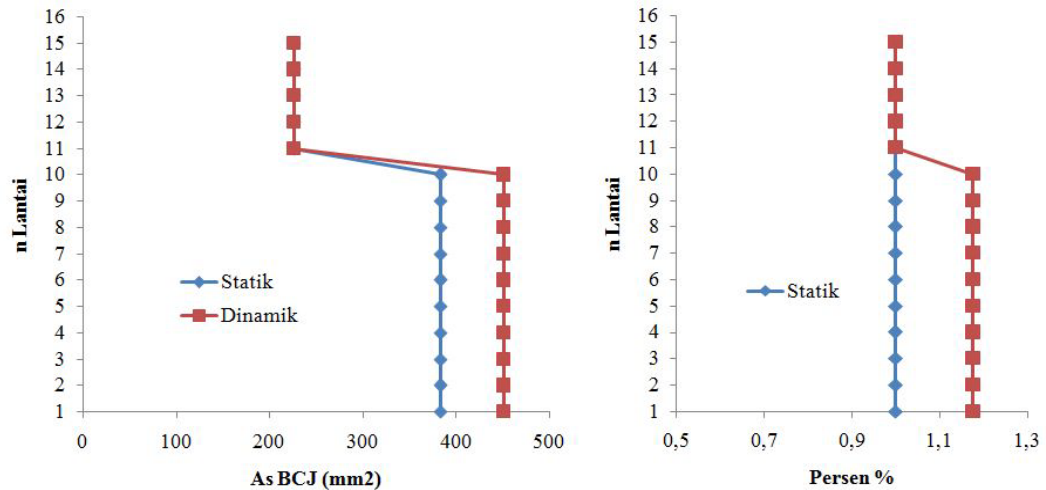
$$\begin{aligned} V_{sv} &= V_{jv} - V_{cv} \\ &= 195,9414 - 237,6597 \\ &= -41,7138 \text{ t} \\ A_{sv} &= \frac{V_{sv}}{f_y} = \frac{-41,7138}{3978} = -10,4872 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Sengkang vertikal dari desain kolom = **34D25**

$$\begin{aligned} A_{sd} &= 34 \cdot 4,9087 = 166,8125 \\ A_s &= 166,8125 \text{ cm}^2 > A_{sv} = -10,4872 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Karena $A_s > A_{sv}$ maka tidak di perlukan sengkang *Beam Column Joint* arah vertikal, namun dalam hal ini tulangan pokok kolom yang menjadi sengkang vertikal.

Berikut akan ditunjukkan pada Gambar 5.39 perbandingan luas tulangan *Beam Column Joint* akibat beban gempa statik ekuivalen dan dinamik respons spektrum dengan dimensi joint dan diameter tulangan yang sama.



Gambar 5.39 Perbandingan luas tulangan BCJ (mm^2)

Perubahan nilai gaya – gaya dalam menyebabkan kenaikan maupun penurunan luas tulangan BCJ yang dibutuhkan pada joint. Pada sengkang horisontal tingkat bawah kenaikan luas tulangan horisontal akibat beban gempa dinamik respons spektrum sebesar 17,65%. Sedangkan pada tingkat atas luas tulangan horisontal cenderung sama dengan beban gempa statik. Perhitungan BCJ dapat dilihat pada lampiran E-5.

5.6 PERENCANAAN PONDASI

Perencanaan pondasi harus dilakukan secara seksama agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan tanah yang berlebihan sehingga mengakibatkan penurunan yang besar dan dapat mengakibatkan keruntuhan pada pada struktur (Bowles, 1986). Berikut ini merupakan contoh perhitungan perencanaan pondasi tiang pancang pada kolom K 90/90, dimana gaya – gaya internal pondasi maksimum yang bekerja pada kolom, data tanah didapat dari hasil sondir pembangunan gedung di Yogyakarta.

Tabel 5.10 Gaya dalam pondasi pada kolom K 90/90

Beban	P (ton)		Mx(tm)		My (tm)	
	Tengah	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah	Tepi
Gravitasi 1D + 1L	810,563	572,724	0,900	8,955	0,6756	12,129
Gravitasi Terfaktor 1,2D +1,6L	1103,29	785,265	1,186	11,7931	0,9026	16,197
Gempa Terfaktor 1,2D+1L+1E	914,09	799,909	172,43	172,333	137,11	136,851zz

0		
1,75		N = 18
3,5		N = 24
6		N = 37
10		N = 42
12		N = 25
14		N = 38
16		N = 30
18		N = 28
22		N = 30

Gambar 5.40 Data hasil penyelidikan tanah berdasarkan nilai SPT

5.6.1 Daya Dukung Fondasi Tiang Tunggal dan Group

Berdasarkan Gambar 5.39 maka tiang pancang akan direncanakan sampai kedalaman 22 m dengan diameter tiang rencana (D) adalah 45 cm, maka luas penampang dasar tiang (A_p) = 0,1590 m² dan luas selimut tiang (A_s) = 31,1018 m².

$$N = \frac{18+24+37+42+25+38+30+28+30}{9} = 30,2222$$

Daya dukung ultimit satu tiang tunggal:

$$Q_{ult} = 40.N_b.A_p + 0,2.N.A_s = 378,8450 \text{ t}$$

Daya dukung ijin satu tiang tunggal:

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{378,8450}{3} = 126,2820 \text{ t}$$

Selanjutnya jumlah tiang ditentukan dengan cara *trial and error* untuk mendapatkan hasil konfigurasi kelompok tiang yang baik, untuk pendekatan jumlah tiang yang diperlukan sebesar $\frac{Q_g}{Q_{all}} = \frac{810,564}{126,2820} = 6,418 \approx 9$ buah tiang dan dipakai jumlah tiang sebanyak 9 buah dengan konfigurasi $m \times n = 3 \times 3$. Jarak antar tiang arah X (s) sebesar $3D = 3.0,4 = 120$ cm, arah Y $3D = 120$ cm dan jarak tiang terluar dengan tepi *pile cap* sebesar $1,5D = 1,5.0,4 = 60$ cm (lihat gambar 5.39).

$$L_g = (m - 1).s = (3-1).1,2 = 2,4 \text{ m}$$

$$B_g = (n - 1).s = (3-1).1,2 = 2,4 \text{ m}$$

Panjang dan lebar *pile cap*

$$L = L_g + 2(\text{jarak tiang ke tepi pile cap}) = 2,4 + 2.(0,6) = 3,6 \text{ m}$$

$$B = B_g + 2(\text{jarak tiang ke tepi pile cap}) = 2,4 + 2.(0,6) = 3,6 \text{ m}$$

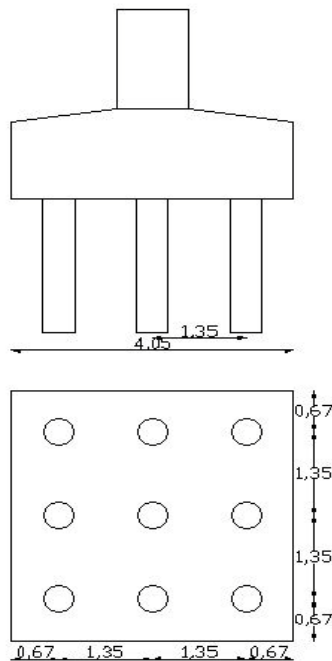
Jumlah kapasitas dukung perindividual tiang

$$\sum Q_{ult,i} = (m.n).Q_{ult} = (3.3).378,8450 = 3409,6 \text{ t}$$

Kapasitas kelompok tiang

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \tan^{-1}\left(\frac{D}{s}\right) \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}\right) \\ &= 1 - \tan^{-1}\left(\frac{0,4}{1,2}\right) \left(\frac{(3-1)4 + (3-1)3}{90.3.3}\right) = 0,7777 \end{aligned}$$

$$Q_{ult} = E_g.P_{all,g} = 0,7777.3409,6 = 2225,31 \text{ t} > 1103,3 \text{ t OKE}$$



Gambar 5.41 Konfigurasi kelompok tiang

5.6.1 Gaya Aksial Fondasi Tiang

Ada beberapa kondisi yang perlu ditinjau untuk mengontrol beban aksial maksimum kelompok tiang yang bekerja seperti yang terlihat pada Gambar 5.41 dengan berat *pile cap* sebesar $\frac{(1100+1200)}{2}.4,05.4,05.2,4 = 47,2392 \text{ t}$. Dari Gambar 5.41 diperoleh nilai X_{maks} dan $Y_{maks} = 135 \text{ cm}$ dan $\sum X^2 = 2.(135)^2 = 3,64 \text{ m}^2$, $\sum Y^2 = 3,64 \text{ m}^2$.

- a. Akibat beban kerja (group).

Gaya aksial tiang kelompok $P_{all,g}$

$$\begin{aligned} P_{all,g} &= Q_{all} \cdot Eg \\ &= 126.2820,7777 = 98,3948 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{maks} &= \frac{P+P_{pile}}{n} + \frac{M_Y \cdot X_{maks}}{m \cdot \Sigma X^2} \\ &= \frac{810,564+47,2392}{9} + \frac{0,6756 \cdot 1,2}{3,2,88} \\ &= 95,3948 \text{ t} < 98,3948 \text{ OKE} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{min} &= \frac{P+P_{pile}}{n} - \frac{M_Y \cdot X_{maks}}{m \cdot \Sigma X^2} \\ &= \frac{810,564+47,2392}{9} - \frac{0,6756 \cdot 1,2}{3,2,88} \\ &= 95,2280 \text{ t} > 0 \text{ t OKE} \end{aligned}$$

- b. Akibat beban kerja terfaktor (group).

Gaya aksial tiang kelompok $P_{ult,g}$

$$\begin{aligned} P_{ult,g} &= Q_{ult} \cdot Eg \\ &= 378,8450 \cdot 0,7777 = 294,657 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{maks} &= \frac{P+P_{pile}}{n} + \frac{M_Y \cdot X_{maks}}{m \cdot \Sigma X^2} \\ &= \frac{1103,3+47,2392}{9} + \frac{1,0277 \cdot 1,2}{3,2,88} \\ &= 127,949 \text{ t} < 294,657 \text{ t OKE} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{min} &= \frac{P+P_{pile}}{n} - \frac{M_Y \cdot X_{maks}}{m \cdot \Sigma X^2} \\ &= \frac{1103,3+47,2392}{9} - \frac{1,0277 \cdot 1,2}{3,2,88} \\ &= 127,726 \text{ t} > 0 \text{ t OKE} \end{aligned}$$

- c. Akibat beban gempa terfaktor (group).

Gaya aksial tiang kelompok $P_{ult,g}$

$$\begin{aligned} P_{ult,g} &= Q_{ult} \cdot Eg \\ &= 378,8450 \cdot 0,7777 = 294,657 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{maks} &= \frac{P+P_{pile}}{n} + \frac{M_Y \cdot X_{maks}}{m \cdot \Sigma X^2} \\ &= \frac{915,09+47,2392}{9} + \frac{137,11 \cdot 1,2}{3,2,88} \\ &= 123,853 \text{ t} < 294,657 \text{ t OKE} \end{aligned}$$

$$P_{min} = \frac{P+P_{pile}}{n} - \frac{M_Y \cdot X_{maks}}{m \cdot \Sigma X^2}$$

$$= \frac{915,09+47,2392}{9} - \frac{137,11.1,2}{3,2,88}$$

$$= 89,9984 \text{ t} > 0 \text{ t OKE}$$

- d. Gaya aksial saat terjadi sendi plastis pada pertemuan kolom dan *pile cap*

Gaya aksial tiang kelompok $P_{ult,g}$

$$P_{ult,g} = Q_{ult} \cdot Eg$$

$$= 378,8450 \cdot 0,777 = 294,657 \text{ t}$$

$$P_{maks} = \frac{P+P_{pile}}{n} + \frac{M_y \cdot X_{maks}}{m \cdot \sum X^2}$$

$$= \frac{1103,3+47,2392}{9} + \frac{215,509 \cdot 1,2}{3,2,88}$$

$$= 154,444 \text{ t} < 294,657 \text{ t OKE}$$

$$P_{min} = \frac{P+P_{pile}}{n} - \frac{M_y \cdot X_{maks}}{m \cdot \sum X^2}$$

$$= \frac{1103,3+47,2392}{9} - \frac{215,5029 \cdot 1,2}{3,2,88}$$

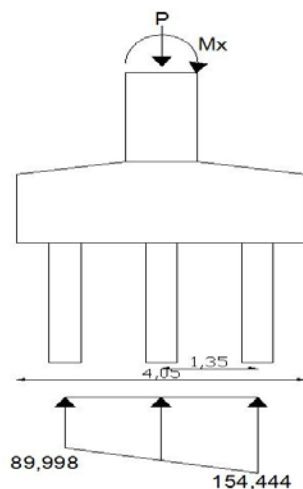
$$= 101,232 \text{ t} > 0 \text{ t OKE}$$

Gaya aksial satu tiang yang dimaksud adalah seperti pada Gambar 5.42.

5.6.3 Perencanaan *Pile Cap*

Pile cap direncanakan dengan tebal 1,3 dan 1,1 m, kuat tekan beton rencana $f'_c = 25 \text{ mPa}$, diameter tulangan pokok (ϕ_{pokok}) = 25 mm, $f_y = 390 \text{ mpa}$, diameter tulangan susut rencana (ϕ_{susut}) = 16 mm, dengan $f_{ys} = 350 \text{ mpa}$, selimut beton = 75 mm. Dari perhitungan beban aksial kelompok tiang didapatkan $P_{maks} = 154,444 \text{ t}$, dan $P_{min} = 89,9984 \text{ t}$.

1. Perencanaan *pile cap* terhadap momen lentur



Gambar 5.42 Diagram gaya pondasi

$$\begin{aligned}
M_u &= 3.(154,444.1,2)/4,05 = 154,444 \text{ tm} \\
M_n &= M_u / \phi = 154,444/0,8 = 193,055 \text{ tm} \\
h &= tp - tb - 0,5 \cdot \phi_{\text{pokok}} = 110 - 75 - 0,5.2,5 = 101,25 \text{ cm} \\
M_n &= 0,85.f'_c.a.b.\left(h - \frac{a}{2}\right) \\
193,055^5 &= 0,85.255.a.100.\left(101,25 - \frac{a}{2}\right) \\
a &= 9,2162 \text{ cm} \\
c &= \frac{a}{\beta_1} = \frac{9,2162}{0,85} = 10,8427 \text{ cm} \\
C_c=T_s &= 0,85.f'_c.a.b \\
&= 0,85.255.10,8427.100 \\
&= 199763 \text{ kg} \\
A_s &= \frac{T_s}{f_y} = \frac{199763}{3978} = 50,2169 \text{ cm}^2 \\
S &= \frac{Ad.100}{A_s} = \frac{4,9087.100}{50,2169} = 9,7750 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Dipakai **D₂₅₋₉₀**

2. Perencanaan tulangan susut *pile cap*

$$\begin{aligned}
A_{s.sst} &= 0,002.b.h = 0,002.100.101,25 = 20,25 \text{ cm}^2 \\
s &= \frac{Ad.100}{A_s} = \frac{2,0106.100}{20,25} = 9,92 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Dipakai **D₁₆₋₉₀**

3. Kontrol *pile cap* terhadap geser 1 arah

Lokasi bidang kritis sejauh $\frac{h_{kolom}}{1} + h_{pc} = \frac{0,90}{1} + 101,25 = 101,7 \text{ cm}$ dari pusat kolom dan lokasi tiang sejauh 120 cm dari pusat kolom $< 101,7 \text{ cm}$, maka geser *pile cap* satu arah tidak perlu ditinjau.

4. Kontrol *pile cap* terhadap geser dua arah

$$\begin{aligned}
V_u &= n.(P_{maks}) = 3.(154,444) = 463,331 \text{ t} \\
b_o &= n(h_{kolom} + h_{pc}) = 3.(0,9 + 101,25) = 306,45 \text{ cm} \\
\beta_c &= \frac{b_{kolom}}{ht_{kolom}} = \frac{90}{90} = 1 \\
\phi V_{c1} &= \phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c}.b_o.h_{pc}}{6} \\
&= \left[0,75 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \frac{\sqrt{25}.306,45.101,25}{6}\right] 10^{-2} = 1858,04 \text{ t}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_{c2} &= \phi \left(\frac{a \cdot h_{pc}}{\beta_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot h_{pc}}{12} \\ &= \left[0,75 \left(\frac{40 \cdot 101,25}{306,45} + 2 \right) \frac{\sqrt{25} \cdot 306,45 \cdot 111,25}{12} \right] 10^{-2} = 4711,96 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_{c2} &= \phi \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot h_{pc} \\ &= \left(0,75 \cdot \frac{1}{3} \cdot \sqrt{25} \cdot 306,45 \cdot 101,25 \right) 10^{-2} = 1226,31 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\phi V_{cmin} = 1226,31 \text{ t} > 463,331 \text{ t OK}$$

5. Kontrol tegangan geser kolom

$$V_{gempa} = 22,5398 \text{ t}$$

$$\tau = 2 \cdot \sqrt{f'_c} = 2 \cdot \sqrt{25} = 10 \text{ mpa} = 102 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{kolom} = (b_{kolom} \cdot h_{kolom} \cdot \tau) = 90 \cdot 90 \cdot 102 = 826200 \text{ kg} = 826,2 \text{ t} > 22,5398 \text{ t OKE}$$

6. Kontrol tegangan geser pile

$$A_{pile} = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 = 0,25 \cdot \left(\frac{22}{7} \right) \cdot 45^2 = 1590,431 \text{ cm}^2$$

$$V_{pile} = A_{pile} \cdot \tau = 1590,431 \cdot 102 = 162224 \text{ kg} = 162,225 \text{ t} > 22,5398 \text{ t OKE}$$

Kemudian hasil perhitungan pondasi akan disajikan pada lampiran F.