

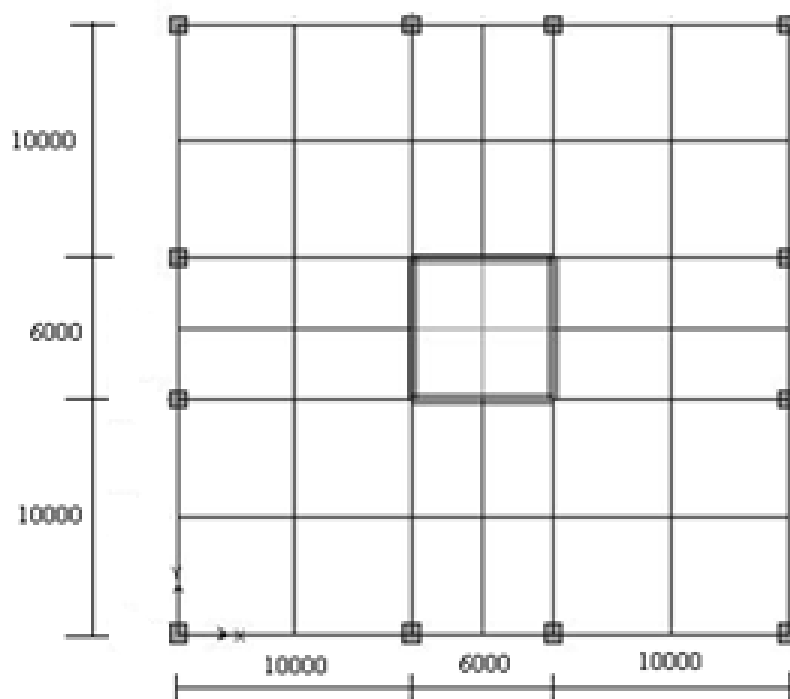
3. INFORMASI PERENCANAAN DAN ANALISIS STRUKTUR

3.1. Informasi Perencanaan

Model struktur yang digunakan di dalam penelitian ini adalah bangunan 30 tingkat yang berada pada wilayah 2 Peta Gempa Indonesia dengan kondisi tanah lunak sesuai dengan SNI 03-1726-2002. Denah bangunan simetris menggunakan sistem struktur *shearwall frame* dengan *belt truss* dan material beton bertulang. Bangunan mempunyai 30 tingkat dengan tinggi masing-masing tingkat adalah 3,5 meter, perletakan dari kolom-kolom dasar bangunan diidealisasikan terjepit. Keseluruhan bangunan menggunakan mutu beton $f_c' = 30$ MPa. Sedangkan untuk tulangan longitudinal (lentur) digunakan mutu baja $f_y = 400$ MPa dan untuk tulangan transversal (geser) digunakan mutu baja $f_y = 240$ MPa. Dimensi elemen struktur untuk bangunan 30 tingkat dapat dilihat pada Tabel 3.1, sedangkan denah bangunan ditampilkan pada Gambar 3.1 berikut :

Tabel 3.1. Dimensi Elemen Struktur

Elemen	Keterangan
Luas Bangunan	26 x 26 m ²
Tinggi Bangunan	30 tingkat, 105 m
Tinggi Antar Tingkat	3,5 m
Balok Induk (bentang 10 m)	0,45 x 0,70 m ²
Balok Induk (bentang 6 m)	0,35 x 0,50 m ²
Balok Anak (bentang 10 m)	0,45 x 0,70 m ²
Balok Anak (bentang 6 m)	0,35 x 0,50 m ²
<i>Belt Truss</i>	0,60 x 1,20 m ²
Kolom lantai 1-10	1,20 x 1,20 m ²
Kolom lantai 11-20	1,00 x 1,00 m ²
Kolom lantai 21-30	0,80 x 0,80 m ²
Pelat Lantai	Tebal = 0,12 m
Mutu Beton (f_c')	30 MPa
Tulangan Longitudinal (f_y)	400 MPa
Tulangan Sengkang (f_y)	240 MPa
<i>Shearwall</i>	0,30 x 6,00 m ²



Gambar 3.1. Denah Bangunan

Telah disebutkan sebelumnya bahwa penelitian ini bertujuan untuk menentukan tingkat daktilitas dari struktur bangunan *shearwall frame* dengan *belt truss* sebagai *virtual outrigger*, sehingga tingkat daktilitas yang digunakan merupakan suatu perkiraan awal. Faktor reduksi gempa (R) yang disyaratkan oleh peraturan gempa Indonesia untuk struktur *shearwall-frame* beton bertulang nilainya berkisar antara 5,5 sampai dengan 6,5. Faktor R untuk dinding geser beton bertulang berangkai daktil disyaratkan sebesar 6,5, sedangkan untuk dinding geser beton bertulang kantilever sebesar 5,5 hingga 6. Oleh karena itu penelitian ini memperkirakan nilai faktor reduksi gempa (R) = 6.

3.2. Analisis Struktur dengan ETABS v 9.07

Dalam melakukan analisis struktur dengan program ETABS v9.07, ada beberapa hal yang perlu diperhatikan, antara lain:

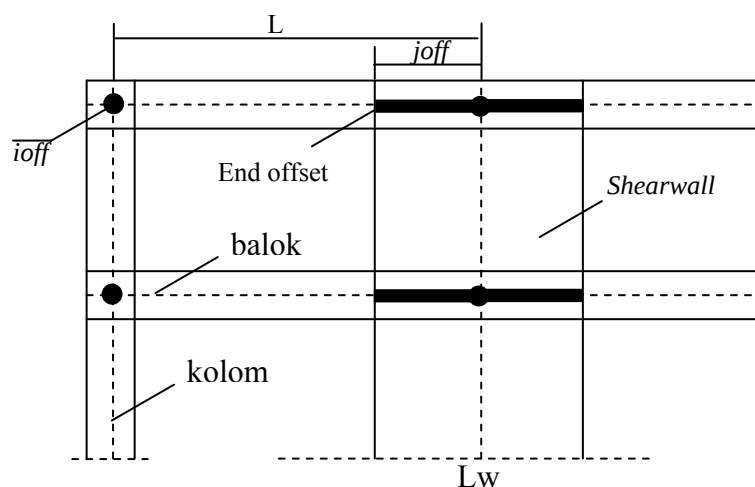
3.2.1. Diaphragm Constraint

Constraint ini menyebabkan semua *joint* pada satu lantai yang diberi batasan *constraint* bergerak secara bersamaan sebagai sebuah diafragma *planar* yang bersifat *rigid* terhadap semua deformasi yang mungkin terjadi. Asumsi *diaphragm constraint* sangat tepat untuk fenomena terbentuknya *rigid floor* di mana lantai struktur bergerak bersamaan ketika suatu struktur mengalami lateral.

3.2.2. Rigid End Offset

Elemen-elemen portal diidealisasikan sebagai garis-garis yang berhubungan pada *joint*. Dalam kenyataannya, elemen struktur seperti balok dan kolom memiliki dimensi yang saling berpotongan dan pengaruhnya terkadang cukup berarti terhadap tingkat taraf penjepitan dan besarnya momen tumpuan dari balok. Dalam program ETABS v9.07, keadaan perpotongan balok-kolom ini dapat diidealisasikan dengan memberikan dua *end offset* untuk tiap elemen menggunakan parameter *ioff* dan *joff* yang terkait dengan ujung i dan j dari semua elemen portal.

End offset elemen balok pada koneksi dengan elemen *shearwall* untuk nilai $ioff = 0$ dan $joff =$ setengah dari panjang *shearwall* (L_w). Nilai *end offset* untuk $joff$ ini harus disertai dengan pemberian *rigid zone factor* sebesar 1. Untuk lebih jelasnya, idealisasi tentang *rigid end offset* ini dapat dilihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2. Rigid End Offset pada Shearwall

3.2.3. Pemeriksaan Kinerja Struktur Gedung

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan terhadap kinerja batas layan dan kinerja batas *ultimate*. Berikut ini ditunjukkan hasil kinerja struktur gedung terhadap beban gempa rencana pada tahapan analisis elastis :

1. Kinerja batas layan (SNI 1726-02 pasal 8.1)

Simpangan antar tingkat (*inter-story drift*) struktur gedung akibat pengaruh beban gempa rencana tidak boleh melampaui $0,03/R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan dan 30 mm, bergantung yang nilainya terkecil. Jadi, batasan simpangan antar tingkat = $0,03 / 6 \times 3500 \text{ mm} = 17,5 \text{ mm} (<30 \text{ mm})$. Tabel 3.2. menunjukkan Kinerja batas layan untuk gedung :

Tabel 3.2. Kinerja Batas Layan Gedung

Tingkat	Drift	Kondisi Batas Layan		Memenuhi Syarat ?
		0,03/R	30/H	
30	0,00071	0,0050	0,0086	OK
29	0,00073	0,0050	0,0086	OK
28	0,00075	0,0050	0,0086	OK
27	0,00077	0,0050	0,0086	OK
26	0,00078	0,0050	0,0086	OK
25	0,00078	0,0050	0,0086	OK
24	0,00077	0,0050	0,0086	OK
23	0,00075	0,0050	0,0086	OK
22	0,00072	0,0050	0,0086	OK
21	0,00065	0,0050	0,0086	OK
20	0,00034	0,0050	0,0086	OK
19	0,00035	0,0050	0,0086	OK
18	0,00072	0,0050	0,0086	OK
17	0,00088	0,0050	0,0086	OK
16	0,00097	0,0050	0,0086	OK
15	0,00105	0,0050	0,0086	OK
14	0,00111	0,0050	0,0086	OK
13	0,00116	0,0050	0,0086	OK
12	0,00119	0,0050	0,0086	OK
11	0,00121	0,0050	0,0086	OK
10	0,00120	0,0050	0,0086	OK
9	0,00119	0,0050	0,0086	OK
8	0,00116	0,0050	0,0086	OK
7	0,00110	0,0050	0,0086	OK
6	0,00103	0,0050	0,0086	OK

Tabel 3.2. Kinerja Batas Layan Gedung (lanjutan)

Tingkat	Drift	Kondisi Batas Layan		Memenuhi Syarat ?
		0,03/R	30/H	
5	0,00093	0,0050	0,0086	OK
4	0,00081	0,0050	0,0086	OK
3	0,00066	0,0050	0,0086	OK
2	0,00047	0,0050	0,0086	OK
1	0,00022	0,0050	0,0086	OK

Dari Tabel 3.2 dapat dikatakan struktur gedung telah memenuhi kinerja batas layan.

2. Kinerja batas *ultimate* (SNI 1726-02 pasal 8.2)

Simpangan antar tingkat (*drift*) struktur gedung akibat beban gempa rencana, setelah dikalikan dengan suatu faktor pengali (ξ) tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan. Untuk struktur gedung tidak beraturan, besarnya faktor pengali (ξ) = $0,7R$ / faktor skala. Akan tetapi, menurut Pasal A.8.2.1 SNI 1726-02, faktor skala harus dihapuskan pengaruhnya, karena simpangan yang sesungguhnya memang tidak terpengaruh olehnya. Oleh sebab itu, faktor skala diambil sebesar 1. Tabel 3.3 menunjukkan Kinerja Batas *Ultimate* gedung :

Tabel 3.3. Kinerja Batas *Ultimate* Gedung

Story	Displacement (Beban Statik)	ξ	Disp, x ξ	Drift ultimate	0,02xH	Memenuhi ?
30	0,08336	4,20000	0,35012	0,00259	0,07000	OK
29	0,08120	4,20000	0,34105	0,00266	0,07000	OK
28	0,07899	4,20000	0,33175	0,00270	0,07000	OK
27	0,07674	4,20000	0,32232	0,00273	0,07000	OK
26	0,07447	4,20000	0,31276	0,00276	0,07000	OK
25	0,07217	4,20000	0,30311	0,00276	0,07000	OK
24	0,06987	4,20000	0,29344	0,00275	0,07000	OK
23	0,06758	4,20000	0,28382	0,00270	0,07000	OK
22	0,06533	4,20000	0,27437	0,00264	0,07000	OK
21	0,06313	4,20000	0,26515	0,00242	0,07000	OK
20	0,06112	4,20000	0,25669	0,00130	0,07000	OK
19	0,06003	4,20000	0,25213	0,00136	0,07000	OK

Tabel 3.3. Kinerja Batas *Ultimate* Gedung (lanjutan)

Story	Displacement (Beban Statik)	ξ	Disp, x ξ	Drift ultimate	0,02xH	Memenuhi ?
18	0,05890	4,20000	0,24736	0,00287	0,07000	OK
17	0,05650	4,20000	0,23731	0,00357	0,07000	OK
16	0,05353	4,20000	0,22482	0,00396	0,07000	OK
15	0,05023	4,20000	0,21096	0,00430	0,07000	OK
14	0,04664	4,20000	0,19589	0,00458	0,07000	OK
13	0,04282	4,20000	0,17986	0,00479	0,07000	OK
12	0,03883	4,20000	0,16309	0,00494	0,07000	OK
11	0,03472	4,20000	0,14582	0,00503	0,07000	OK
10	0,03053	4,20000	0,12822	0,00501	0,07000	OK
9	0,02635	4,20000	0,11069	0,00496	0,07000	OK
8	0,02222	4,20000	0,09333	0,00482	0,07000	OK
7	0,01820	4,20000	0,07644	0,00461	0,07000	OK
6	0,01436	4,20000	0,06031	0,00430	0,07000	OK
5	0,01077	4,20000	0,04525	0,00390	0,07000	OK
4	0,00752	4,20000	0,03160	0,00339	0,07000	OK
3	0,00470	4,20000	0,01974	0,00275	0,07000	OK
2	0,00241	4,20000	0,01011	0,00198	0,07000	OK
1	0,00076	4,20000	0,00318	0,00091	0,07000	OK

Dari Tabel 3.3 dapat dikatakan struktur gedung telah memenuhi kinerja batas *ultimate*.

Penting untuk diketahui bahwa meskipun kinerja struktur gedung telah memenuhi kriteria kinerja batas *ultimate*, namun tidak serta-merta ini dapat merepresentasikan kinerja struktur gedung pasca-elastis ketika dibebani gempa. Pemeriksaan kinerja batas *ultimate* ini, dimaksudkan hanya untuk memperkirakan kinerja struktur gedung pasca-elastis pada tahapan analisis elastis, oleh karenanya evaluasi kinerja struktur gedung pasca-elastis secara tepat hanya dapat dilakukan melalui analisis *nonlinear* (inelastis).

3.3. Perencanaan Struktur Bangunan 30 Tingkat

3.3.1. Contoh Perencanaan Balok Portal

3.3.1.1. Perhitungan Tulangan Longitudinal Balok Portal

Data-data balok :

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Ukuran balok arah X dan Y = 45/70

Digunakan tulangan utama : D19, $f_y = 400 \text{ MPa}$

Senggang : $\phi 12$, $f_y = 240 \text{ MPa}$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \rightarrow \text{SNI-2847 Pasal 10.4.3 hal 79}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0,0325$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_{bal} = 0,0244$$

$$\rho_{min} = \text{nilai terkecil dari } \frac{1,4}{f_y} \text{ dan } \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} \rightarrow \text{SNI-2847 Pasal 12.5.1}$$

$$= 0,0035$$

Dari program analisa struktur dapat diperoleh nilai momen (*Dead, Life, Quake*) pada balok induk. Kemudian dari nilai – nilai momen tersebut dicari nilai kombinasi momen, dengan perumusan kombinasi pembebanan yang ada pada SNI:

$$Mub1 = 1,4 \text{ MD}$$

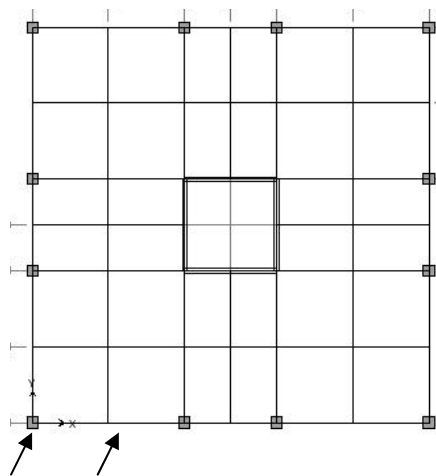
$$Mub2 = 1,2 \text{ MD} + 1,6 \text{ ML}$$

$$Mub3 = 1,2 \text{ MD} + 0,5 \text{ ML} + 1,0 \text{ ME}$$

$$Mub4 = 1,2 \text{ MD} + 0,5 \text{ ML} - 1,0 \text{ ME}$$

$$Mub5 = 0,9 \text{ MD} + 1,0 \text{ ME}$$

$$Mub6 = 0,9 \text{ MD} - 1,0 \text{ ME}$$



Gambar 3.3. Posisi Balok dan Kolom yang Ditinjau

Elemen yang digunakan dalam contoh adalah balok B1 pada lantai atap dan kolom *corner* C1 lantai atap (lantai 30).

Tabel 3.4. Momen Tumpuan dan Kombinasi Momen Balok

Lantai	Balok	Daerah	MD	ML	ME	Mu1	Mu2
atap	b1	T-kiri	-195,43	-103,96	73,28	-273,60	-400,85
		T-kanan	-175,87	-91,12	70,01	-246,22	-356,84

Mu3	Mu4	Mu5	Mu6	MuMax-	MuMax+
-213,22	-359,77	-102,61	-249,16	-400,85	-102,61
-186,60	-326,62	-88,27	-228,29	-356,84	-88,27

Tulangan Tumpuan Negatif *Ultimate* :

$$M^- = -400,85 \text{ kNm} \quad d = 700 - 40 - 12 - 19/2 = 638,5 \text{ mm}$$

$$M^+ = 102,61 \text{ kNm} \quad d' = 40 + 12 + 19/2 = 61,5 \text{ mm}$$

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{M^+}{M^-} = \frac{102,61}{400,85} = 0,26 \quad (\rho'/\rho \geq 0,5) \quad \longrightarrow \quad \rho'/\rho \text{ terpakai} = 0,5$$

$$R_n = \frac{400,85}{0,8 \times 0,45 \times 0,6385^2} = 2731,24 \rightarrow \text{dari tabel diperoleh nilai } \rho = 0,0072$$

Digunakan tulangan D19, $f_y = 400 \text{ MPa}$

$$A_{s_{atas}} = 0,0072 \times 450 \times 638,5 = 2074,39 \text{ mm}^2 \text{ (8 D 19)}$$

$$A_{s_{bawah}} = 0,5 \times A_{s_{atas}} = 1037,19 \text{ mm}^2 \text{ (4 D 19)}$$

Tulangan Tumpuan Positif *Ultimate* :

$$M^- = -400,85 \text{ kNm}$$

$$M^+ = 102,61 \text{ kNm}$$

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{M^-}{M^+} = \frac{400,85}{102,61} = 3,91 \quad \longrightarrow \quad \rho'/\rho \text{ terpakai} = 1$$

$$R_n = \frac{102,61}{0,8 \times 0,45 \times 0,6385^2} = 699,12 \rightarrow \rho < \rho_{min}$$

Digunakan tulangan D19, $f_y = 400 \text{ MPa}$

$$A_{s_{atas}} = 0,0035 \times 450 \times 638,5 = 1005,64 \text{ mm}^2 \text{ (4 D 19)}$$

$$A_{s_{bawah}} = 1 \times A_{s_{atas}} = 1005,64 \text{ mm}^2 \text{ (4 D 19)}$$

Tulangan Terpasang Tumpuan :

$$A_{s_{atas}} = 2074,39 \text{ mm}^2 \text{ (8 D 19)}$$

$$A_{s_{bawah}} = 1037,19 \text{ mm}^2 \text{ (4 D 19)}$$

Tulangan Torsi :

$$P_h = \text{keliling sengkang tertutup terluar} = 1760 \text{ mm}$$

$$A_{cp} = \text{luas gross penampang beton} = 450 \times 700 = 315000 \text{ mm}^2$$

$$T_u = \text{ gaya torsi maksimum pada balok} = 57,33 \text{ KNm (lihat tabel 3.4 di bawah)}$$

$$A_o = 0,85 \times (450 - 2 \times 61,5 - 12) \times (700 - 2 \times 61,5 - 12) = 151278,8 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2 \times 0,75 \times A_o \times f_y \times \cot \phi} = \frac{57330000}{2 \times 0,75 \times 151278,8 \times 240 \times 1} = 1,05$$

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \cot^2 \theta = 1,05 \times 1760 \times \left(\frac{240}{400} \right) \cot^2 45 = 1111,57 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_t}{s} > \frac{b_w}{6 f_{yv}} \rightarrow 1,05 > \frac{450}{6 \times 240} \rightarrow 1,05 > 0,31 \text{ (YES)}$$

$$A_{lmin} = \frac{5 \sqrt{f_c'} A_{cp}}{12 f_{yl}} - \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} = \frac{5 \times \sqrt{30} \times 315000}{12 \times 400} - 1,05 \times 1760 \times \frac{240}{400}$$

$$= 685,65 \text{ mm}^2$$

$$A_l \text{ pakai} = \text{maks} (A_l, A_{lmin}) = 1111,57 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ torsi} = \frac{A_{pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} = 4$$

Jadi dipakai tulangan torsi 4 D19

3.3.1.2. Perhitungan Tulangan Geser dan Torsi Balok Portal

Tabel 3.5. Geser Tumpuan dan Kombinasi Geser Balok

Lantai	Balok	Daerah	VD	VL	VE
atap	b1	T-kiri	-99,93	-50,29	14,74
		T-kanan	94,66	47,65	14,12

Vu1	Vu2	Vu3	Vu4	Vu5	Vu6	VuMax
139,90	200,38	151,54	159,80	99,31	104,68	200,38

Perhitungan Kuat Lentur Maksimum Balok (Mpr)

$$CC = T$$

$$0,85 \times 30 \times a \times 450 = 4/4 \times \pi \times 19^2 \times 1,25 \times 400$$

$$a = 49,44$$

$$Mpr^+ = 4/4 \times \pi \times 19^2 \times 1,25 \times 400 \times (638,5 - 49,44/2) = 348,19 \text{ KNm}$$

$$CC = T$$

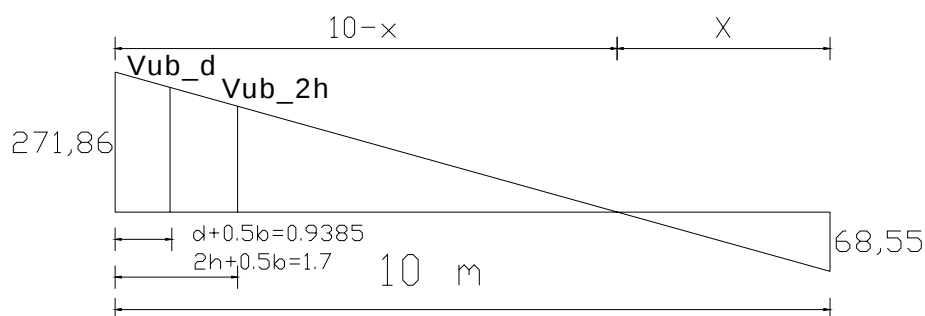
$$0,85 \times 30 \times a \times 450 = 8/4 \times \pi \times 19^2 \times 1,25 \times 400$$

$$a = 98,87$$

$$Mpr^- = 8/4 \times \pi \times 19^2 \times 1,25 \times 400 \times (638,5 - 98,87/2) = 668,33 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned} Vub1 &= ((Mpr^+ + Mpr^-) / L) + 1,2VD + VL \\ &= ((348,19 + 668,33) / 10) + 1,2 \times 99,93 + 50,29 \\ &= 271,86 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vub2 &= ((Mpr^+ + Mpr^-) / L) - 1,2VD - VL \\ &= ((348,19 + 668,33) / 10) - 1,2 \times 99,93 - 50,29 \\ &= -68,55 \text{ KN} \end{aligned}$$



Gambar 3.4. Geser Rencana Balok Portal

$$Vub_d = 239,91 \text{ KN}$$

$$Vub_2h = 213,99 \text{ KN}$$

Syarat Smax, diambil nilai terkecil dari :

- $d/4 = 638,5 / 4 = 159,625 \text{ mm}$
- $8db = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
- $24ds = 24 \times 12 = 288 \text{ mm}$
- 300 mm

Check Torsi :

Tabel 3.6. Torsi dan Kombinasi Torsi Balok

Lantai	Balok	TD	TL	TE
atap	b1	23,553	18,164	1,826

Tu1	Tu2	Tu3	Tu4	Tu5	Tu6	TuMax+
32,97	57,33	39,17	35,52	23,02	19,37	57,33

$$Tu \leq \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$Tu \leq \frac{0,55 \sqrt{30}}{12} \times \left(\frac{(450 \times 700)^2}{2(450 + 700)} \right)$$

$$Tu \leq 10,83 \text{ KNm}$$

$$Tu_{b1} = 57,33 \text{ KNm (perlu hitung terhadap torsi)}$$

Sengkang pada sendi plastis (0 – 2h) dari tumpuan

$$V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_{ub} - d}{\phi} - V_c = \frac{239,91}{0,55} = 436,20 \text{ KN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y x d} = \frac{436200}{240 \times 638,5} = 2,85$$

$$A_o = 0,85 \times (450 - 2 \times 61,5 - 12) \times (700 - 2 \times 61,5 - 12) = 151278,8 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2 \times 0,75 \times A_o \times f_y \times \cot \phi} = \frac{57330000}{2 \times 0,75 \times 151278,8 \times 240 \times 1} = 1,05$$

$$\frac{A_{vgab}}{s} = \frac{A_v}{s} + n \frac{A_t}{s}$$

$$s = \frac{A_{vgab}}{\frac{A_v}{s} + n \frac{A_t}{s}} = \frac{3 \times 0,25 \times \pi \times 12^2}{2,85 + 3 \times 1,05} = 56,53 \sim 50 \text{ mm}$$

∴ Dipakai sengkang $\phi 12 - 50$ (3 kaki)

Sengkang diluar sendi plastis (>2h) dari tumpuan

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 1/6 \times \sqrt{30} \times 450 \times 638,5 = 262,29 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{V_{ub} - 2h}{\phi} - V_c = \frac{213,99}{0,55} - 262,29 = 126,78 \text{ KN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{126780}{240 \times 638,5} = 0,83$$

$$A_o = 0,85 \times (450 - 2 \times 61,5 - 12) \times (700 - 2 \times 61,5 - 12) = 151278,8 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2 \times 0,75 \times A_o \times f_y \times \cot \phi} = \frac{57330000}{2 \times 0,75 \times 151278,8 \times 240 \times 1} = 1,05$$

$$\frac{A_{vgab}}{s} = \frac{A_v}{s} + n \frac{A_t}{s}$$

$$s = \frac{A_{vgab}}{\frac{A_v}{s} + n \frac{A_t}{s}} = \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 12^2}{0,83 + 2 \times 1,05} = 77,16 \sim 70 \text{ mm}$$

∴ Dipakai sengkang $\phi 12 - 70$ (2 kaki)

3.3.2. Contoh Perencanaan Kolom Portal

3.3.2.1. Perhitungan Tulangan Longitudinal Kolom Portal

Momen rencana kolom

Contoh perhitungan pada kolom *corner* C1 lantai 30.

$$h = 3,50 \text{ m}$$

$$\text{Dimensi kolom} = 800 \times 800 \text{ mm}^2$$

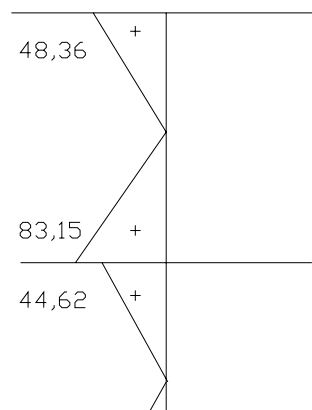
$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Karena bentuk bangunan yang simetris, maka pendesainan tulangan longitudinal untuk setiap kolom *corner* adalah sama. Demikian pula dengan pendesainan untuk tiap kolom eksterior yang dibuat sama.

Faktor distribusi momen :

Dari hasil perhitungan ETABS diperoleh gambar bidang Momen akibat gempa arah X dan Y, sebagai berikut :



M akibat Ex dan Ey

Gambar 3.5. Momen pada Kolom Portal akibat Beban Gempa

Arah x = arah y :

$$\alpha_{ax} = \alpha_{ay} = \frac{M_{E,kx \text{ Lt } i \text{ atas}}}{M_{E,kx \text{ Lt } i \text{ atas}} + M_{E,kx \text{ Lt } i+1 \text{ bawah}}}$$

$$= \frac{48,36}{48,36 + 0} = 1$$

$$\alpha_{bx} = \alpha_{by} = \frac{M_{E,kx \text{ Lt } i \text{ bawah}}}{M_{E,kx \text{ Lt } i \text{ bawah}} + M_{E,kx \text{ Lt } i-1 \text{ atas}}}$$

$$= \frac{83,15}{83,15 + 44,62} = 0,65$$

Momen nominal kolom

Tabel 3.7. Momen Nominal Kolom Portal

Lantai	α_x		α_y		Mg kiri Balok Arah X	
	atas	bawah	atas	bawah	a	Mg
30	1,00	0,65	1,00	0,65	79,10	543,64

Mg kiri Balok Arah Y		Mex		Mey	
a	Mg	Meax	Mebx	Meay	Meby
79,10	543,64	848,08	551,92	848,08	551,92

pada kolom *corner* lantai 30 ini balok arah x sama dengan balok arah y

Momen nominal balok :

$$C_c = T$$

$$0,85 \times f_c' \times a \times b = A_s \times f_y$$

$$0,85 \times 30 \times a \times 450 = (8 \times 0,25 \times \pi \times 19^2) \times 400$$

$$a = 79,10 \text{ mm}$$

$$M_g = C_c (d - \frac{1}{2}a)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 79,10 \times 450 \times (638,5 - \frac{1}{2} \times 79,10)$$

$$= 543,64 \text{ KNm}$$

$$M_{e_{ax}} = \frac{6}{5} [\alpha_{ax} (M_{g_{kix}} + M_{g_{kax}}) + 0,3 \alpha_{ay} (M_{g_{kiy}} + M_{g_{kay}})]$$

$$= \frac{6}{5} [1 (543,64 + 0) + 0,3 \times 1 \times (543,64 + 0)]$$

$$= 848,08 \text{ KNm}$$

$$M_{e_{ay}} = \frac{6}{5} [\alpha_{ax} (M_{g_{kiy}} + M_{g_{kay}}) + 0,3 \alpha_{ay} (M_{g_{kix}} + M_{g_{kax}})]$$

$$= \frac{6}{5} [1 (543,64 + 0) + 0,3 \times 1 \times (543,64 + 0)]$$

$$= 848,08 \text{ KNm}$$

$$M_{e_{bx}} = \frac{6}{5} [\alpha_{bx} (M_{g_{kix}} + M_{g_{kax}}) + 0,3 \alpha_{by} (M_{g_{kiy}} + M_{g_{kay}})]$$

$$= \frac{6}{5} [0,65 (543,64 + 0) + 0,3 \times 0,65 \times (543,64 + 0)]$$

$$= 551,92 \text{ KNm}$$

$$M_{e_{by}} = \frac{6}{5} [\alpha_{bx} (M_{g_{kiy}} + M_{g_{kay}}) + 0,3 \alpha_{by} (M_{g_{kix}} + M_{g_{kax}})]$$

$$= \frac{6}{5} [0,65 (543,64 + 0) + 0,3 \times 0,65 \times (543,64 + 0)]$$

$$= 551,92 \text{ KNm}$$

Momen terfaktor (Muk)

Dari hasil perhitungan ETABS diperoleh nilai momen akibat beban (*Dead, Live, Quake X, Quake Y*). Kemudian dicari nilai Muk dengan kombinasi pembebanan :

$$Muk1 = 1,4 (MDx+MDy)$$

$$Muk2 = 1,2 (MDx+MDy) + 1,6 (MLx+MLy)$$

$$Muk3 = 1,2 (MDx+MDy) + 0,5 (MLx+MLy) + 1,0 MEx + 0,3 MEy$$

$$Muk4 = 1,2 (MDx+MDy) + 0,5 (MLx+MLy) - 1,0 MEx - 0,3 MEy$$

$$Muk5 = 0,9 (MDx+MDy) + 1,0 MEx + 0,3 MEy$$

$$Muk6 = 0,9 (MDx+MDy) - 1,0 MEx - 0,3 MEy$$

Nilai Muk diperhitungkan akibat gempa X maupun gempa Y pada bagian atas dan bawah kolom, dan hasil perhitungannya adalah sebagai berikut :

Tabel 3.8. Momen Terfaktor Kolom Portal

Lantai	Lokasi	MD	ML	Mex	Mey
30	atas	-333,59	-126,02	48,36	48,36
	bawah	437,67	244,25	83,15	83,15

MUK1	MUK2	MUK3	MUK4	MUK5	MUK6
-467,02	-601,94	-400,45	-526,19	-237,36	-363,10
612,74	916,00	755,42	539,23	501,99	285,81

Gaya normal terfaktor (Nuk)

Dari hasil perhitungan ETABS diperoleh nilai gaya normal akibat beban (*Dead, Live, Quake X, Quake Y*). Kemudian dicari nilai Nuk dengan kombinasi pembebanan :

$$Nuk1 = 1,4 \text{ ND}$$

$$Nuk2 = 1,2 \text{ ND} + 1,6 \text{ NL}$$

$$Nuk3 = 1,2 \text{ ND} + 0,5 \text{ NL} + 1,0 \text{ NEx} + 0,3 \text{ NEy}$$

$$Nuk4 = 1,2 \text{ ND} + 0,5 \text{ NL} - 1,0 \text{ NEx} - 0,3 \text{ NEy}$$

$$Nuk5 = 0,9 \text{ ND} + 1,0 \text{ NEx} + 0,3 \text{ NEy}$$

$$Nuk6 = 0,9 \text{ ND} - 1,0 \text{ NEx} - 0,3 \text{ NEy}$$

Nilai Nuk diperhitungkan akibat gempa X maupun gempa Y pada bagian atas dan bawah, kemudian dicari nilai maksimum dan minimumnya. Hasil perhitungannya adalah sebagai berikut :

Tabel 3.9. Gaya Normal Terfaktor Kolom Portal

Lantai	Lokasi	ND	NL	Nex	Ney	NU1	NU2
30	atas	-252,63	-100,59	15,50	15,50	-353,68	-464,10
	bawah	-199,85	-100,59	15,50	15,50	-279,79	-400,76

NU3	NU4	NU5	NU6	Numax	Numin
-333,30	-373,60	-207,22	-247,52	-207,22	-464,10
-269,97	-310,27	-159,72	-200,02	-159,72	-400,76

Desain penulangan lentur kolom

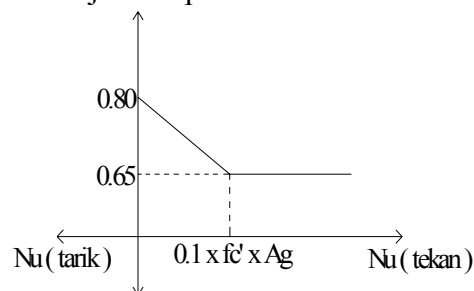
Ukuran kolom = $800 \times 800 \text{ mm}^2$

$f_c' = 30 \text{ MPa}$

Desain penulangan lentur kolom diambil dari nilai interaksi dari 20 kombinasi yang ada, yaitu :

- Kombinasi 1 : $\emptyset$ Meax dengan Numax
- Kombinasi 2 : $\emptyset$ Meax dengan Numin
- Kombinasi 3 : $\emptyset$ Mebx dengan Numax
- Kombinasi 4 : $\emptyset$ Mebx dengan Numin
- Kombinasi 5 : $\emptyset$ Meay dengan Numax
- Kombinasi 6 : $\emptyset$ Meay dengan Numin
- Kombinasi 7 : $\emptyset$ Meby dengan Numax
- Kombinasi 8 : $\emptyset$ Meby dengan Numin
- Kombinasi 9 : Muk1 atas dengan Nu1 atas
- Kombinasi 10 : Muk2 atas dengan Nu2 atas
- Kombinasi 11 : Muk3 atas dengan Nu3 atas
- Kombinasi 12 : Muk4 atas dengan Nu4 atas
- Kombinasi 13 : Muk5 atas dengan Nu5 atas
- Kombinasi 14 : Muk6 atas dengan Nu6 atas
- Kombinasi 15 : Muk1 bawah dengan Nu1 bawah
- Kombinasi 16 : Muk2 bawah dengan Nu2 bawah
- Kombinasi 17 : Muk3 bawah dengan Nu3 bawah
- Kombinasi 18 : Muk4 bawah dengan Nu4 bawah
- Kombinasi 19 : Muk5 bawah dengan Nu5 bawah
- Kombinasi 20 : Muk6 bawah dengan Nu6 bawah

Besarnya Φ ditunjukkan pada Gambar 3.6 berikut ini.



Gambar 3.6. Grafik untuk Mencari Besarnya Φ

Dari ke 20 kombinasi tersebut diambil nilai As total yang terbesar, sehingga diperoleh tulangan untuk kolom *corner* adalah 24 D19.

3.3.2.2. Perhitungan Tulangan Transversal Kolom

Kuat Lentur Maksimum (Mpr) dari balok

$$\begin{aligned} \text{Mprx atas} &= 6/5 [\alpha_{ax} (\text{Mpr}^+_x + \text{Mpr}^-_x) + 0,3 \alpha_{ay} (\text{Mpr}^+_y + \text{Mpr}^-_y)] \\ &= 6/5 [1 (0+668,33) + 0,3 \times 1 \times (0+668,33)] \\ &= 1042,60 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mpry atas} &= 6/5 [\alpha_{ax} (\text{Mpr}^+_y + \text{Mpr}^-_y) + 0,3 \alpha_{ay} (\text{Mpr}^+_x + \text{Mpr}^-_x)] \\ &= 6/5 [1 (0+668,33) + 0,3 \times 1 \times (0+668,33)] \\ &= 1042,60 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mprx bwh} &= 6/5 [\alpha_{bx} (\text{Mpr}^+_x + \text{Mpr}^-_x) + 0,3 \alpha_{by} (\text{Mpr}^+_y + \text{Mpr}^-_y)] \\ &= 6/5 [0,65 (0+668,33) + 0,3 \times 0,65 \times (0+668,33)] \\ &= 678,73 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mpry bwh} &= 6/5 [\alpha_{bx} (\text{Mpr}^+_y + \text{Mpr}^-_y) + 0,3 \alpha_{by} (\text{Mpr}^+_x + \text{Mpr}^-_x)] \\ &= 6/5 [0,65 (0+668,33) + 0,3 \times 0,65 \times (0+668,33)] \\ &= 678,73 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Kemudian dipilih yang lebih menentukan, yaitu :

$$\text{Mpr1} = 1042,60 \text{ KNm (atas)}$$

$$\text{Mpr2} = 678,51 \text{ KNm (bawah)}$$

Kuat Lentur Maksimum (Mpr) dari Mbal kolom

Dari hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa tulangan lentur kolom *corner* lantai 30 ini adalah 24D19.

$$\frac{c}{d-c} = \frac{0,003}{0,0025}$$

$$\frac{c}{c-d'} = \frac{0,003}{\xi_s'}$$

$$\frac{c}{738,5-c} = \frac{0,003}{0,0025}$$

$$\frac{402,82}{402,82-61,5} = \frac{0,003}{\xi_s'}$$

$$c = 402,82 \text{ mm}$$

$$\xi_s' = 0,002542 \rightarrow \xi_s' > \xi_y \rightarrow f_s' = 1,25f_y$$

$$a = 0,85 \times c = 0,85 \times 402,82 = 342,40 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \times f_c' \times a \times b = 0,85 \times 30 \times 342,40 \times 800 = 6984,87 \text{ KN}$$

Tabel 3.10. Perhitungan Cs, Ts dan Mbal Kolom pada Kondisi *Balance*

Layer	ξ_s	f_s	Cs atau Ts	Lengan ke Tgh	Mbal tulangan
1	0,00254	500,00	992,75	338,50	336045,88
2	0,00184	368,63	209,12	244,67	51164,35
3	0,00114	228,86	129,83	150,83	19582,95
4	0,00045	89,10	50,54	57,00	2881,06
5	0,00110	220,47	125,07	150,83	18864,60
6	0,00180	360,23	204,36	244,67	49999,10
7	0,00250	500,00	992,75	338,50	336045,88

$$\begin{aligned}
 M_{n\text{ bal}} &= C_c \times \text{lengan ke tgh} + \sum C_s \times \text{lengan ke tgh} + \sum T_s \times \text{lengan ke tgh} \\
 &= C_c (0,5b - 0,5a) + C_{s1} (0,5b - (b-d)) + \dots + T_{s7} (0,5b - (b-d)) \\
 &= 2412,74 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan Mpr dari balok dan dari Mbal kolom di atas, diambil nilai minimum untuk menjadi nilai Mpr dari kolom *corner* ini :

$$M_{pra} = \min (M_{pr1}, M_{pr} \text{ dari Mbal kolom})$$

$$= \min (1042,60, 2412,74)$$

$$= 1042,60 \text{ kNm}$$

$$M_{prb} = \min (M_{pr2}, M_{pr} \text{ dari Mbal kolom})$$

$$= \min (678,51, 2412,74)$$

$$= 678,51 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{1042,60 + 678,51}{3,5 - 2 \times 1 / 2 \times 0,7} = 614,68 \text{ KN}$$

Vuk dari kombinasi beban

Dari hasil perhitungan ETABS diperoleh nilai gaya geser akibat beban (*Dead, Live, Quake X, Quake Y*). Kemudian dicari nilai Vuk dengan kombinasi pembebanan :

$$V_{uk1} = 1,4 \text{ VD}$$

$$V_{uk2} = 1,2 \text{ VD} + 1,6 \text{ VL}$$

$$V_{uk3} = 1,2 \text{ VD} + 0,5 \text{ VL} + 1,0 \text{ Vex} + 0,3 \text{ Vey}$$

$$V_{uk4} = 1,2 \text{ VD} + 0,5 \text{ VL} - 1,0 \text{ Vex} - 0,3 \text{ Vey}$$

$$V_{uk5} = 0,9 \text{ VD} + 1,0 \text{ Vex} + 0,3 \text{ Vey}$$

$$V_{uk6} = 0,9 \text{ VD} - 1,0 \text{ Vex} - 0,3 \text{ Vey}$$

Nilai V_{uk} diperhitungkan akibat gempa X maupun gempa Y pada bagian atas dan bawah, kemudian dicari nilai maksimum dari semua kombinasi baik bagian atas maupun bawah. Hasil perhitungannya adalah sebagai berikut :

Tabel 3.11. Gaya Geser Terfaktor Kolom Portal

Lantai	Lokasi	VD	VL	Vex	Vey	Vu1
30	atas	-110,18	-52,90	37,57	37,57	-154,25
	bawah	-110,18	-52,90	37,57	37,57	-154,25

Vu2	Vu3	Vu4	Vu5	Vu6	Vumax	Vumin
-216,86	-109,83	-207,51	-50,32	-148,00	-50,32	-216,86
-216,86	-109,83	-207,51	-50,32	-148,00	-50,32	-216,86

Dari hasil perhitungan V_{ex} , V_{ey} dan V_{uk} kemudian diambil nilai yang terbesar (V_u pakai) yang digunakan sebagai dasar perhitungan sengkang kolom. Hasil perhitungannya seperti di bawah ini :

Tabel 3.12. V_u desain Kolom Portal

Lantai	V_e	V_{uk}	V_u pakai
30	614,68	216,86	614,68

Besarnya nilai l_o , diambil nilai terkecil dari :

- $h_k = 800 \text{ mm}$
- $1/6 h_n = 1/6 \times (3500-350) = 466,67 \text{ mm}$
- 500 mm

Jadi diambil nilai $l_o = 466,67 \text{ mm}$

Untuk daerah yang mengalami sendi plastis :

Kontribusi beton dalam memikul geser (V_c) harus dianggap nol ($V_c = 0$), bila :

- $N_u (\text{tekan}) < A_g \times f_c' / 20$
 $159720 \text{ N} < 800 \times 800 \times 30 / 20 \text{ N}$
 $159720 \text{ N} < 960000 \text{ N} \rightarrow (\text{OK})$

$$2. \left(\frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{h_n} \right) > 0,5 \times V_{u_{\text{kombinasi}}}$$

$$\frac{1042,60 + 1042,60}{3,5 - 2 \times 1/2 \times 0,7} > 0,5 \times 216,86$$

$$744,72 \text{ kN} > 108,3 \text{ kN} \rightarrow (\text{OK})$$

Jadi diambil nilai $V_c = 0$

Spasi sengkang pada daerah 0 - lo :

$$\frac{V_u}{\phi} = 1117,61 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 1117,61 - 0 = 1117,61 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v x f_y x d}{V_s} = \frac{4 \times 0,25 \times \pi \times 12^2 \times 738,5}{1117610} = 53,83 \text{ mm}$$

$\rightarrow \emptyset 12 - 50$ (3 kaki)

Syarat spasi maximum sengkang kolom, diambil nilai terkecil dari :

- a) $\frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$
- b) $6 \times 19 = 114 \text{ mm}$
- c) $100 + (350 - 200) / 3 = 150 \text{ mm}$
- d) 150 mm

Jadi $S_{\text{max}} = 114 \text{ mm} = 110 \text{ mm}$

Spasi sengkang pada daerah $> lo$:

$$N_u > 0,1 \times f_c' \times A_g$$

$$159,72 > 0,1 \times 30 \times 800 \times 800$$

$$159,72 > 1920 \text{ (NO)}$$

$$V_s > \frac{1}{3} \times f_c' \times b_w \times d$$

$$1117,61 > \frac{1}{3} \times 30 \times 800 \times 783,5$$

$$1117,61 > 626,80 \text{ (YES)}$$

$S_{\text{pasang}} = S$ di daerah sendi plastis = 50 mm

$\rightarrow \emptyset 12 - 50$ (3 kaki)

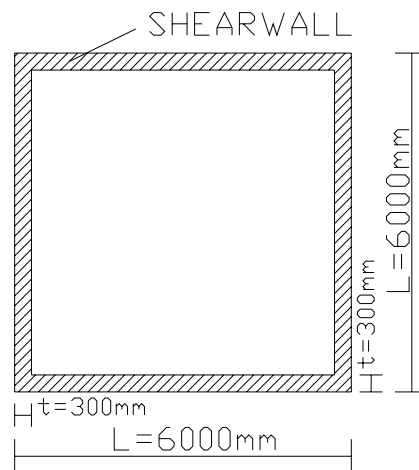
3.3.3. Contoh Perencanaan Dinding Geser (*Shearwall*)

3.3.3.1. Perhitungan Tulangan Longitudinal Dinding Geser (*Shearwall*)

Data-data *shearwall* :

$f'_c = 30 \text{ MPa}$ Panjang = 6 m

$f_y = 400 \text{ MPa}$ Tebal = 0,3 m



Gambar 3.7. Dimensi Core

Digunakan tulangan utama : D19, $f_y = 400 \text{ MPa}$

Sengkang : $\phi 12$, $f_y = 240 \text{ MPa}$

$\rho_{min} = 0,25\% A_{gr}$ → SNI-2847 Pasal 23.6.2.1

Shearwall didesain sebagai *individual column* yang sama untuk tiap sisinya. Elemen yang digunakan sebagai contoh adalah *shearwall* pada lantai dasar.

Dari program ETABS dapat diperoleh nilai momen (*Dead, Live, Quake X, Quake Y*) pada *shearwall*. Kemudian dari nilai – nilai momen tersebut dicari nilai kombinasi momen, dengan perumusan kombinasi pembebanan :

$$Mu1 = 1,4 (MDx + MDy)$$

$$Mu2 = 1,2 (MDx + MDy) + 1,6 (MLx + MLy)$$

$$Mu3 = 1,2 (MDx + MDy) + 0,5 (MLx + MLy) + 1,0 MEx + 0,3 MEy$$

$$Mu4 = 1,2 (MDx + MDy) + 0,5 (MLx + MLy) - 1,0 MEx - 0,3 MEy$$

$$Mu5 = 0,9 (MDx + MDy) + 1,0 MEx + 0,3 MEy$$

$$Mu6 = 0,9 (MDx + MDy) - 1,0 MEx - 0,3 MEy$$

Tabel 3.13. Momen Terfaktor *Shearwall*

Story	M Dead		M Live		M arah X		M arah Y	
	Y	X	Y	X	M2-2(Ey)	M3-3(Ex)	M2-2(Ex)	M3-3(Ey)
STORY1	30,59	0,00	11,35	0,00	65,22	11632,74	0,00	0,02
STORY1	-62,17	0,00	-23,06	0,00	7,72	7124,18	0,00	0,01

Mu1	Mu2	Mu3	Mu4	Mu5	Mu6	Mu max
42,83	54,87	11694,69	-11609,92	11679,84	-11624,77	11694,69
-87,03	-111,49	7040,37	-7212,62	7070,55	-7182,44	7212,62

Dari program ETABS dapat diperoleh nilai normal (*Dead, Live, Quake X, Quake Y*) pada *shearwall*. Kemudian dari nilai – nilai normal tersebut dicari nilai kombinasi normal, dengan perumusan kombinasi pembebanan :

$$Nu1 = 1,4 ND$$

$$Nu2 = 1,2 ND + 1,6 NL$$

$$Nu3 = 1,2 ND + 0,5 NL + 1,0 NEx + 0,3 NEy$$

$$Nu4 = 1,2 ND + 0,5 NL - 1,0 NEx - 0,3 NEy$$

$$Nu5 = 0,9 ND + 1,0 NEx + 0,3 NEy$$

$$Nu6 = 0,9 ND - 1,0 NEx - 0,3 NEy$$

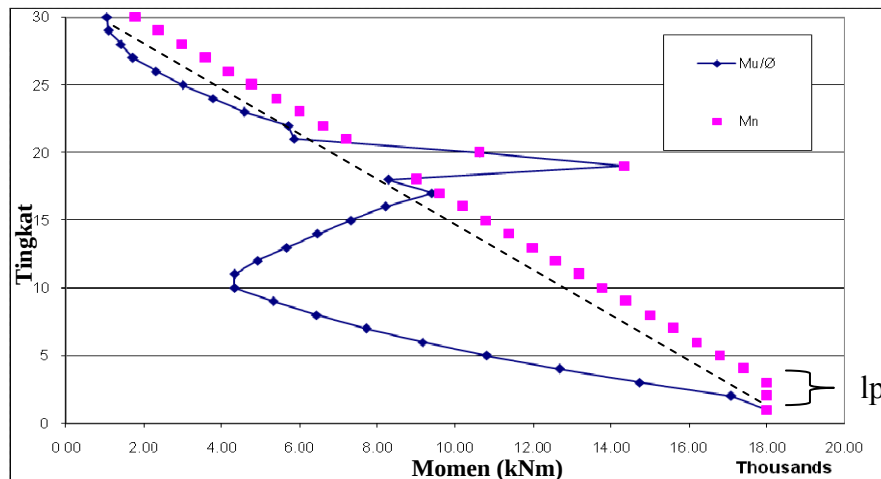
Tabel 3.14. Gaya Normal Terfaktor *Shearwall*

Story	N Dead	N Live	N Quake-X	N Quake-Y
STORY1	-17458,76	-4314,88	0,00	9185,15

Nu1	Nu2	Nu3	Nu4	Nu5	Nu6
-24442,26	-27854,32	-20352,41	-25863,50	-6527,73	-24898,03

Nilai Mu dan Nu di atas kemudian dibagi dengan $\phi = 0,65$, karena perilaku *shearwall* pada penelitian ini adalah elemen struktur tekan tertentur.

Perencanaan momen untuk pendesainan tulangan lentur *shearwall* harus dimodifikasi, sehingga *shearwall* tetap berperilaku elastik pada semua penampangnya, kecuali pada penampang kritis tempat terjadinya sendi plastis pada dasar *shearwall* dan pada level yang dipasang *belt truss* (Moehle, 2007). Oleh karena itu, nilai Mn max di atas perlu dimodifikasi menjadi Mn desain.



Gambar 3.8. Model Mn untuk Perencanaan *Shearwall*

Panjang penampang kritis (terbesar dari) :

$$\left. \begin{aligned} l_p &= 0,08 \times H + 0,022 \times d_b \times f_y = 8,5672 \text{ m} \\ l_p &= L_w = 6 \text{ m} \\ l_p &= 0,2 \times L_w + 0,044 \times H = 5,82 \text{ m} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &l_p \text{ pakai} = 8,5672 \text{ m} \\ &\rightarrow 3 \text{ lantai terbawah} \\ &(0 - 10,5 \text{ m}) \end{aligned}$$

Desain penulangan lentur dan aksial *shearwall* diambil dari nilai interaksi dari 10 kombinasi yang ada yaitu :

- Kombinasi 1 : Mu1 dengan Nu1
- Kombinasi 2 : Mu2 dengan Nu2
- Kombinasi 3 : Mu3 dengan Nu3
- Kombinasi 4 : Mu4 dengan Nu4
- Kombinasi 5 : Mu5 dengan Nu5
- Kombinasi 6 : Mu6 dengan Nu6
- Kombinasi 7 : Mn desain dengan Nu max

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \rho \times A_{gr} = 0,25\% \times (6000 \times 300) \\ &= 0,25\% \times 1800000 \\ &= 4500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Banyak tulangan perlu} = \frac{A_{perlu}}{A_{D19}} = \frac{4500}{283,53} = 15,86 \approx 16$$

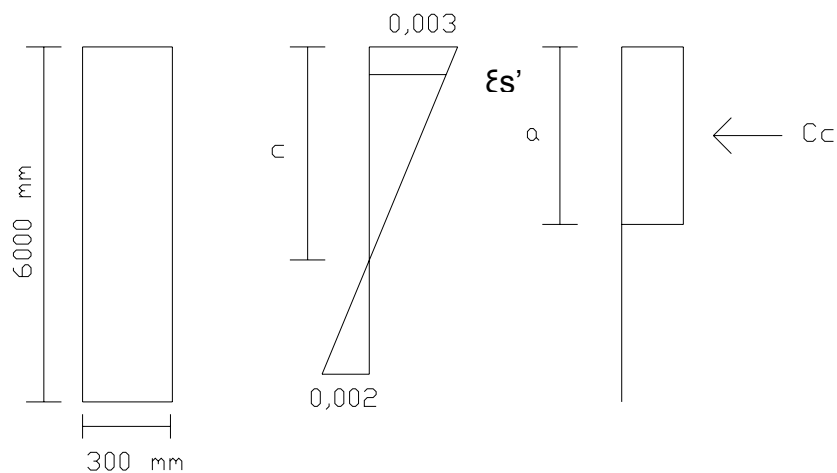
Desain dilakukan beberapa kali dengan jumlah tulangan yang berbeda, didapat tulangan untuk *shearwall* lantai dasar 74 D19.

M-N Diagram *Shearwall*

Membuat M-N Diagram *Shearwall* dengan tulangan 74 D19

$$\begin{aligned}
 d &= \text{panjang dinding} - \text{tebal selimut} - \emptyset \text{ sengkang} - 0,5 \emptyset \text{ tul. Utama} \\
 &= 6000 - 40 - 12 - 0,5 \times 19 \\
 &= 5938,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

a) Kondisi *balance*



Gambar 3.9. Skematis *Stress Diagram Shearwall*

$$\frac{c}{d - c} = \frac{0,003}{0,002}$$

$$\frac{c}{5938,5 - c} = \frac{0,003}{0,002}$$

$$c = 3563,1 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{c - d'} = \frac{0,003}{\xi_s'}$$

$$\frac{3563,1}{3563,1 - 61,5} = \frac{0,003}{\xi_s'}$$

$$\xi_s' = 0,00295$$

$$\xi_s' > \xi_y \rightarrow f_s' = f_y$$

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times a \times t$$

$$= 0,85 \times 30 \times (0,85 \times 3563,1) \times 300 / 1000$$

$$= 23169,06 \text{ KN}$$

Tabel 3.15. Perhitungan Cs, Ts dan Mbal *Shearwall* pada Kondisi *Balance*

Layer	ξ_s	f_s	Cs atau Ts	Lengan ke Tgh	Mbal tulangan
1	0,00295	400,00	226,91	2938,50	666787,63
2	0,00283	400,00	226,91	2794,25	634055,24
3	0,00271	400,00	226,91	2650,00	601322,86
4	0,00258	400,00	226,91	2505,75	568590,47
5	0,00246	400,00	226,91	2361,50	535858,09
6	0,00234	400,00	226,91	2217,25	503125,70
7	0,00222	400,00	226,91	2073,00	470393,31
8	0,00210	400,00	226,91	1928,75	437660,93
9	0,00198	395,32	224,26	1784,50	400189,55
10	0,00186	371,03	210,48	1640,25	345238,02
11	0,00173	346,74	196,70	1496,00	294261,96
12	0,00161	322,45	182,92	1351,75	247261,34
13	0,00149	298,16	169,14	1207,50	204236,18
14	0,00137	273,87	155,36	1063,25	165186,48
15	0,00125	249,57	141,58	919,00	130112,23
16	0,00113	225,28	127,80	774,75	99013,43
17	0,00100	200,99	114,02	630,50	71890,08
18	0,00088	176,70	100,24	486,25	48742,19
19	0,00076	152,41	86,46	342,00	29569,76
20	0,00064	128,12	72,68	197,75	14372,77
21	0,00052	103,83	58,90	53,50	3151,25
22	0,00040	79,54	45,12	774,75	34958,32
23	0,00028	55,25	31,34	919,00	28803,60
24	0,00015	30,96	17,56	1063,25	18673,43
25	0,00003	6,67	3,78	1207,50	4567,80
26	0,00066	132,80	75,34	1351,75	101837,04
27	0,00079	157,09	89,12	1496,00	133318,92
28	0,00091	181,38	102,90	1640,25	168776,24
29	0,00103	205,67	116,68	1784,50	208209,03
30	0,00115	229,97	130,46	1928,75	251617,26
31	0,00127	254,26	144,24	2073,00	299000,95
32	0,00139	278,55	158,02	2217,25	350360,10
33	0,00151	302,84	171,80	2361,50	405694,70
34	0,00164	327,13	185,58	2505,75	465004,75
35	0,00176	351,42	199,35	2650,00	528290,25
36	0,00188	375,71	213,13	2794,25	595551,21
37	0,00200	400,00	226,91	2938,50	666787,63

$$\begin{aligned}
 N_{bal} &= C_c + C_{s1} + C_{s2} + \dots + C_{s24} - T_{s25} - T_{s26} - \dots - T_{s37} \\
 &= 25109,22 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Mbal diambil pada pusat penampang (0,5 H)

$$\begin{aligned}
 M_{bal} &= C_c ((L - 0,85 c)/2) + M_{bal} \text{ tulangan 1 sd 37} \\
 &= C_c ((L - 0,85 c)/2) + C_{s1} \times \text{lengan} + C_{s2} \times \text{lengan} + \dots \\
 &\quad + T_{s37} \times \text{lengan} \\
 &= 45154,33 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

b) Kondisi Momen = 0 (hanya ada normal tekan dan tarik)

$$\begin{aligned}
 N_{tekan} &= 0,85 \times f_c' \times (A_{concrete} - A_{tulangan}) + A_s \times f_y \\
 &= 0,85 \times 30 \times (1800000 - 74 \times 0,25 \times \pi \times 19^2) \\
 &\quad + (74 \times 0,25 \times \pi \times 19^2) \times 400 \\
 &= 53760,59 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002, sec. 12.3.5, untuk komponen struktur non prategang dengan tulangan sengkang pengikat, maka :

$$N_{nmax} = 0,8 \times N_n$$

Jadi nilai Ntekan diatas dikali dengan 0,8 :

$$\begin{aligned}
 N_{tekan \text{ max}} &= 0,8 \times 53760,59 \\
 &= 43008,48 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{tarik} &= A_s \times f_y \\
 &= (74 \times 0,25 \times \pi \times 19^2) \times 400 \\
 &= 8395,83 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

c) *Compression dan Tension Controls*

$c > c_{bal}$ (*compression condition*)

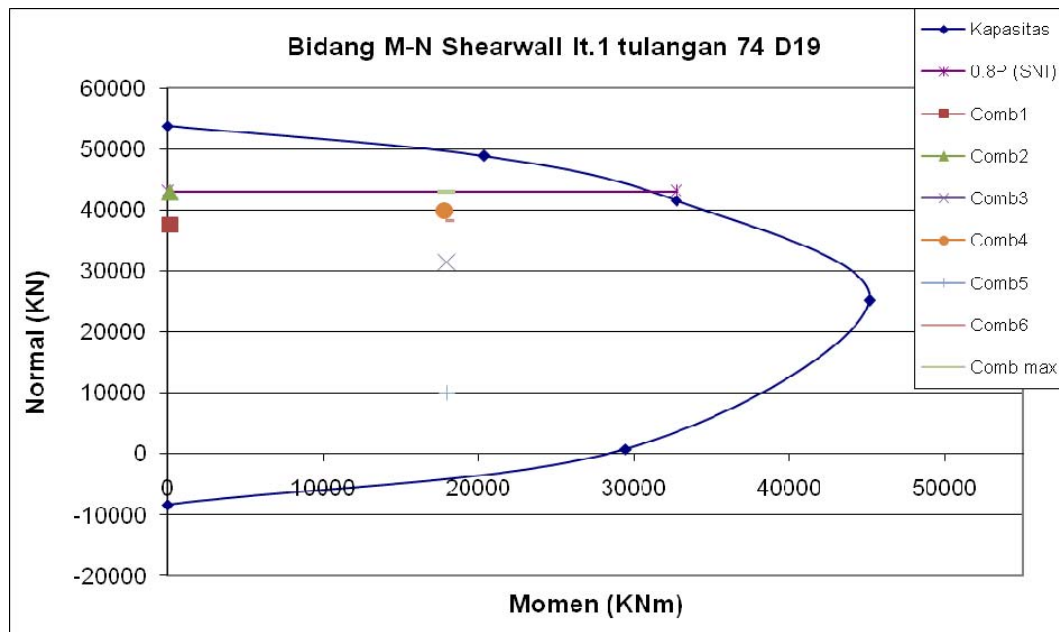
Dicoba 2 titik yaitu pada $c = 6500$ dan 5500 mm.

Cara perhitungan seperti pada kondisi *balance* namun nilai c nya diganti untuk tiap nilai c .

$c < c_{bal}$ (*tension condition*)

Dicoba pada $c = 1000$ mm.

Cara perhitungan seperti pada kondisi *balance* dan *compression controls* namun nilai c nya diganti menjadi 1000 mm.

Gambar 3.10. M-N Diagram *Shearwall*

3.3.3.2. Perhitungan Tulangan Transversal Dinding Geser (*Shearwall*)

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Sengkang} : \phi 12, f_y = 240 \text{ MPa}$$

Sampel yang digunakan adalah *shearwall* pada lantai 4

Dari program ETABS dapat diperoleh nilai geser (*Dead, Life, Quake*) pada *shearwall*. Kemudian dari nilai – nilai geser tersebut dicari nilai kombinasi geser, dengan perumusan kombinasi pembebanan :

$$V_u = 1,2 V_D + 0,5 V_L + 1,0 V_{Ex} + 0,3 V_{Ey}$$

Tabel 3.16. Gaya Geser Terfaktor *Shearwall*

Story	V Dead	V Live	V arah X	
	Y	Y	V3-3 (Ey)	V2-2 (Ex)
STORY4	44,48	15,96	39,79	1550,61

V arah Y		V _u		V _u rencana
V3-3 (Ex)	V2-2 (Ey)	Y	X	
0	0	101,15	1611,97	1611,966

Nilai $V_u = 1611,97 \text{ KN}$

$N_u = 8638,06 \text{ KN}$

$d = \text{panjang dinding} - \text{tebal selimut} - \varnothing \text{ sengkang} - 0,5 \varnothing \text{ tul. Utama}$
 $= 6000 - 40 - 12 - 0,5 \times 19 = 5938,5 \text{ mm}$

Kuat geser nominal tidak diperkenankan lebih daripada :

1. $\frac{V_u}{\phi} < A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_n \times f_y]$
 $2930,85 < (4 \times 6000 \times 300) \times [0,25 \times \sqrt{30} + (28 \times 283,64 / (300 \times 5938,5)) \times 400]$
 $2930,85 \text{ KN} < 22697,8 \text{ KN}$
2. $\frac{V_u}{\phi} < \frac{5}{6} A_{cp} \sqrt{f_c'}$
 $2930,85 < \frac{5}{6} (6000 \times 300) \sqrt{30}$
 $2930,85 \text{ KN} < 8215,84 \text{ KN}$

Pada kaki *shearwall* yang diperbolehkan terjadi sendi plastis, kontribusi beton dalam memikul beban geser diabaikan ($V_c = 0$), sedangkan *shearwall* pada lantai lain kuat geser yang disumbangkan oleh beton :

$$V_c = \frac{1}{4} \sqrt{f_c'} b d + \frac{N_u x d}{4 l_w}$$

$$= \frac{1}{4} \sqrt{30} \times 300 \times 5938,5 + \frac{8638,06 \times 5938,5}{4 \times 6000}$$

$$= 2441,63 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c \text{ (YES)} \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 2930,85 - 2441,63 = 489,22 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_{vx} f_y x d}{V_s} = \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 12^2 \times 5938,5}{489220} = 569,23 \text{ mm}$$

Syarat sengkang maksimum, diambil nilai terkecil dari :

- a) $\frac{h}{5} = 1200 \text{ mm}$
- b) $3 \times b = 900 \text{ mm}$
- c) 450 mm

Jadi dipasang $\varnothing 12 - 400$ (2 kaki)

3.3.4. Contoh Perencanaan *Belt Truss*

3.3.4.1. Perhitungan Tulangan Longitudinal *Belt Truss*

Data-data *Belt Truss* :

$$f_c' = 30 \text{ MPa} \qquad b = 0,6 \text{ m}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \qquad h = 1,2 \text{ m}$$

Digunakan tulangan utama : D22, $f_y = 400 \text{ MPa}$

Sengkang : $\phi 12$, $f_y = 240 \text{ MPa}$

$\rho_{min} = 1\% A_{gr}$

Dari program ETABS dapat diperoleh nilai momen (*Dead, Life, Quake*) pada *belt truss*. Kemudian dari nilai – nilai momen tersebut dicari nilai kombinasi momen, dengan perumusan kombinasi pembebanan :

$$\text{Mu1} = 1,4 (\text{MDx} + \text{MDy})$$

$$\text{Mu2} = 1,2 (\text{MDx} + \text{MDy}) + 1,6 (\text{MLx} + \text{MLy})$$

$$\text{Mu3} = 1,2 (\text{MDx} + \text{MDy}) + 0,5 (\text{MLx} + \text{MLy}) + 1,0 \text{ MEx} + 0,3 \text{ MEy}$$

$$\text{Mu4} = 1,2 (\text{MDx} + \text{MDy}) + 0,5 (\text{MLx} + \text{MLy}) - 1,0 \text{ MEx} - 0,3 \text{ MEy}$$

$$\text{Mu5} = 0,9 (\text{MDx} + \text{MDy}) + 1,0 \text{ MEx} + 0,3 \text{ MEy}$$

$$\text{Mu6} = 0,9 (\text{MDx} + \text{MDy}) - 1,0 \text{ MEx} - 0,3 \text{ MEy}$$

Dari program ETABS dapat diperoleh nilai normal (*Dead, Life, Quake*) pada *belt truss*. Kemudian dari nilai – nilai normal tersebut dicari nilai kombinasi normal, dengan perumusan kombinasi pembebanan :

$$\text{Nu1} = 1,4 \text{ ND}$$

$$\text{Nu2} = 1,2 \text{ ND} + 1,6 \text{ NL}$$

$$\text{Nu3} = 1,2 \text{ ND} + 0,5 \text{ NL} + 1,0 \text{ NEx} + 0,3 \text{ NEy}$$

$$\text{Nu4} = 1,2 \text{ ND} + 0,5 \text{ NL} - 1,0 \text{ NEx} - 0,3 \text{ NEy}$$

$$\text{Nu5} = 0,9 \text{ ND} + 1,0 \text{ NEx} + 0,3 \text{ NEy}$$

$$\text{Nu6} = 0,9 \text{ ND} - 1,0 \text{ NEx} - 0,3 \text{ NEy}$$

Belt truss didesain untuk mampu berperilaku elastis penuh dengan memperbesar beban yang terjadi (momen dan normal) sebesar faktor reduksi gempa yang dipakai pada penelitian ini, yaitu sebesar 6. Nilai Mu dan Nu untuk tekan dibagi dengan $\phi = 0,65$, sedangkan untuk tarik dibagi dengan $\phi = 0,8$.

Desain penulangan lentur *belt truss* diambil dari nilai interaksi dari 6 kombinasi yang ada yaitu :

Kombinasi 1 : Mu1 dengan Nu1

Kombinasi 2 : Mu2 dengan Nu2

Kombinasi 3 : Mu3 dengan Nu3

Kombinasi 4 : Mu4 dengan Nu4

Kombinasi 5 : Mu5 dengan Nu5

Kombinasi 6 : Mu6 dengan Nu6

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \rho \times A_{gr} = 1\% \times (600 \times 1200) \\ &= 1\% \times 720000 \\ &= 7200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Banyak tulangan perlu} = \frac{A_{perlu}}{A_{D22}} = \frac{7200}{380,29} \approx 19 \text{ (4 sisi)}$$

Desain dilakukan beberapa kali dengan jumlah tulangan yang berbeda, didapat tulangan untuk *Belt Truss* 64 D22.

M-N Diagram Belt Truss

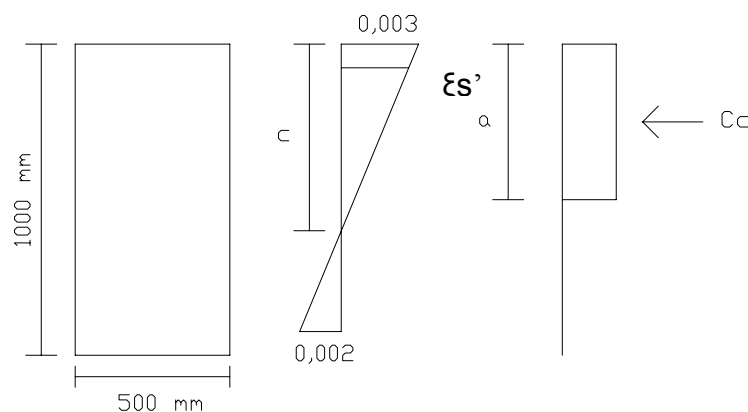
Membuat M-N Diagram *belt truss* dengan tulangan 64 D 22

d = tinggi *belt truss* – tebal selimut – $\emptyset$ sengkang – $0,5 \emptyset$ tul. Utama

$$= 1200 - 40 - 12 - 0,5 \times 22$$

$$= 1137 \text{ mm}$$

a) Kondisi *balance*



Gambar 3.11. Skematis *Stress Diagram Belt Truss*

$$\frac{c}{d-c} = \frac{0,003}{0,002}$$

$$\frac{c}{1137-c} = \frac{0,003}{0,002}$$

$$c = 682,2 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{c-d'} = \frac{0,003}{\xi s'}$$

$$\frac{682,2}{682,2-61,5} = \frac{0,003}{\xi s'}$$

$$\xi s' = 0,00272 \rightarrow \xi s' > \xi_y \rightarrow f_s' = f_y$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times f_c' \times (0,85 \times c) \times b \\
 &= 0,85 \times 30 \times (0,85 \times 682,2) \times 600 / 1000 \\
 &= 8872,01 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Tabel 3.17. Perhitungan Cs, Ts dan Mbal *Belt Truss* pada Kondisi *Balance*

Layer	ξ_s	f_s	Cs atau Ts	Lengan ke Tgh	Mbal tulangan
1	0,00272	400,00	1673,26	537,00	898539,09
2	0,00261	400,00	304,23	510,18	155211,89
3	0,00249	400,00	304,23	483,36	147053,03
4	0,00237	400,00	304,23	456,55	138894,17
5	0,00225	400,00	304,23	429,73	130735,31
6	0,00213	400,00	304,23	402,91	122576,46
7	0,00202	400,00	304,23	376,09	114417,60
8	0,00190	379,48	288,62	349,27	100808,60
9	0,00178	355,90	270,68	322,45	87283,56
10	0,00166	332,31	252,75	295,64	74720,74
11	0,00154	308,72	234,81	268,82	63120,12
12	0,00143	285,14	216,87	242,00	52481,70
13	0,00131	261,55	198,93	215,18	42805,50
14	0,00119	237,96	180,99	188,36	34091,49
15	0,00107	214,38	163,05	161,55	26339,70
16	0,00095	190,79	145,11	134,73	19550,11
17	0,00084	167,20	127,17	107,91	13722,73
18	0,00072	143,62	109,23	81,09	8857,55
19	0,00060	120,03	91,29	54,27	4954,58
20	0,00048	96,44	73,35	27,45	2013,82
21	0,00036	72,86	55,41	0,64	35,26
22	0,00025	49,27	37,47	510,18	19117,61
23	0,00200	400,00	1673,26	537,00	898539,09

$$\begin{aligned}
 N_{bal} &= C_c + C_{s1} + \dots + C_{s22} - T_{s23} \\
 &= 13143,11 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Mbal diambil pada pusat penampang (0,5 H)

$$\begin{aligned}
 M_{bal} &= C_c ((h-0,85c)/2) + M_{bal} \text{ tulangan 1 sd 23} \\
 &= C_c ((h - 0,85c)/2) + C_{s1} \times \text{lengan} + C_{s2} \times \text{lengan} + \dots + T_{s23} \times \text{lengan} \\
 &= 5906,77 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

b) Kondisi Momen = 0 (hanya ada normal tekan dan tarik)

$$\begin{aligned}
 N_{tekan} &= 0,85 \times f_c' \times (A_{concrete} - A_{tulangan}) + A_s \times f_y \\
 &= 0,85 \times 30 \times (720000 - 64 \times 0,25 \times \pi \times 22^2)
 \end{aligned}$$

$$+ (64 \times 0,25 \times \pi \times 22^2) \times 400$$

$$= 27474,69 \text{ KN}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002, sec. 12.3.5, untuk komponen struktur non prategang dengan tulangan sengkang pengikat, maka :

$$N_{nmax} = 0,8 \times N_n$$

Jadi nilai Ntekan diatas dikali dengan 0,8 :

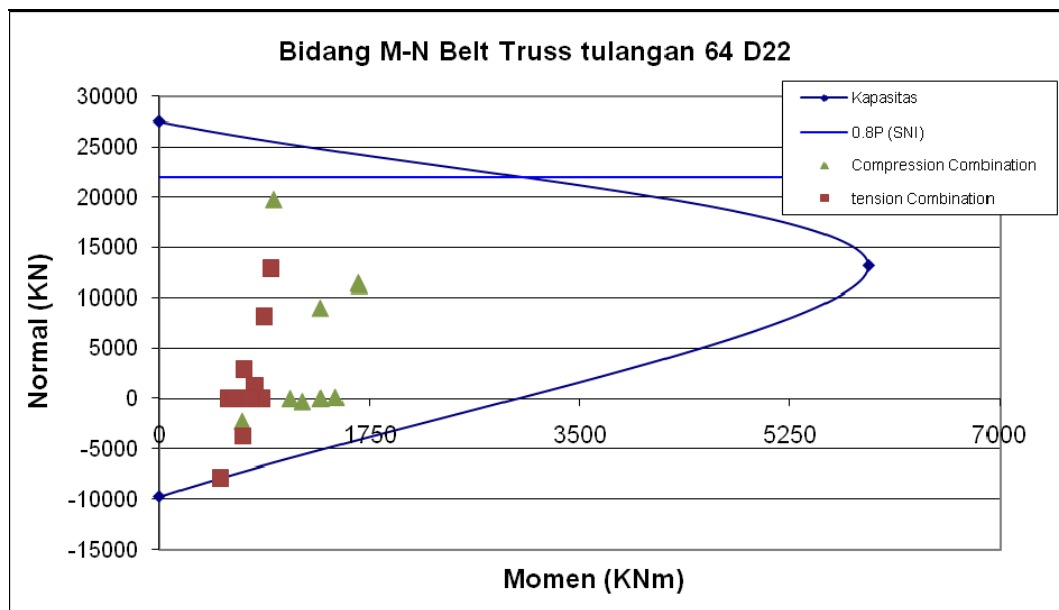
$$N_{tekan \text{ max}} = 0,8 \times 27474,69$$

$$= 21979,75 \text{ kN}$$

$$N_{tarik} = A_s \times f_y$$

$$= (64 \times 0,25 \times \pi \times 22^2) \times 400$$

$$= 9735,3 \text{ kN}$$



Gambar 3.12. M-N Diagram *Belt Truss*

3.3.4.2. Perhitungan Tulangan Transversal *Belt Truss*

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Sengkang} : \phi 12, f_y = 240 \text{ MPa}$$

Dari program ETABS dapat diperoleh nilai geser (*Dead, Life, Quake*) pada *belt truss*. Kemudian dari nilai – nilai geser tersebut dicari nilai kombinasi geser, dengan perumusan kombinasi pembebanan :

$$V_u = 1,2 V_D + 0,5 V_L + 1,0 V_{Ex} + 0,3 V_{Ey}$$

$$\begin{aligned}
 d &= \text{panjang dinding} - \text{tebal selimut} - \varnothing \text{ sengkang} - 0,5 \varnothing \text{ tul. Utama} \\
 &= 1200 - 40 - 12 - 0,5 \times 22 \\
 &= 1137 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c \text{ tekan} &= \frac{(1 + \frac{Nu}{14Agr})}{6} \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \\
 &= \frac{(1 + \frac{0 \times 1000}{14 \times 600 \times 1200})}{6000} \sqrt{30} \times 600 \times 1137 \\
 &= 710,99 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c \text{ tarik} &= \frac{(1 - \frac{0,3Nu}{14Agr})}{6} \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \\
 &= \frac{(1 - \frac{0,3 \times 1040,5 \times 1000}{14 \times 600 \times 1200})}{6000} \sqrt{30} \times 600 \times 1137 \\
 &= 603,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\frac{Vu}{\phi} > V_c \text{ (YES)}$$

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = 3519,28 - 603,48 = 2915,81 \text{ KN}$$

$$S = \frac{Avx f_y x d}{V_s} = \frac{5 \times 0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1137}{2915810} = 52,94 \text{ mm}$$

Syarat sengkang maksimum, diambil nilai terkecil dari :

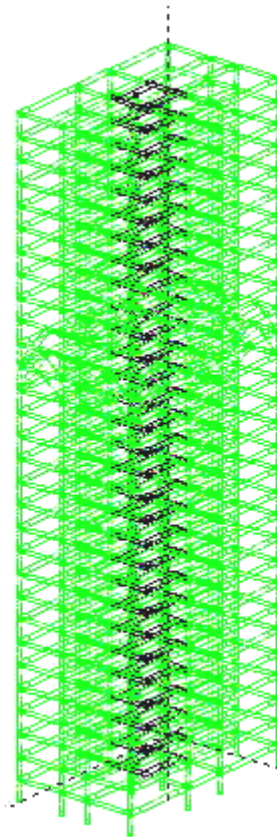
- a) $\frac{d}{4} = 284,25 \text{ mm}$
- b) $8 \times db = 176 \text{ mm}$
- c) $24 \times ds = 288 \text{ mm}$
- d) 300 mm

Jadi dipasang $\varnothing 12 - 50$ (5 kaki)

3.4. Analisis Dinamis Non-Linier Riwayat Waktu dengan Program Komputer Ruaumoko 3D

3.4.1. Idealisasi Struktur

Idealisasi struktur yang akan dianalisis sama dengan idealisasi struktur yang digunakan pada tahap perencanaan. Pada idealisasi ini elemen pelat diekuivalenkan menjadi beban trapesium, sedangkan elemen balok anak diekuivalenkan menjadi beban terpusat. Keduanya bekerja sebagai beban pada balok portal.



Gambar 3.13. Tampak 3-D Struktur Bangunan 30 Tingkat yang akan Diteliti dengan Program RUAUMOKO 3D

3.4.2. Input Program

Ruaumoko 3D (Carr, 2001) adalah program yang dibuat untuk dapat melakukan analisis dinamis riwayat waktu struktur bangunan secara tiga dimensi, baik secara linier maupun non-linier. Analisis ini dapat dilakukan dengan menggunakan berbagai macam percepatan tanah atau percepatan gempa yang dapat di-*input*-kan.

Dalam penggunaan program ini, perlu dilakukan pendekatan dan penyederhanaan yang paling sesuai untuk struktur bangunan yang akan dianalisis. Beberapa contohnya adalah bentuk matriks massa yang akan digunakan, jenis *member*, model *damping*, *hysteresis rule*, dan berbagai fasilitas lainnya.

a) Matriks Massa

Bentuk matriks massa yang digunakan adalah “*Lumped Mass Matrix*”, yang didefinisikan pada *master node* tiap lantai.

b) Model *Damping*

Model *Damping* yang digunakan adalah “*Linier variation of damping with elastic natural frequencies*”. Besaran *damping* yang digunakan adalah sebesar 5% dari redaman kritis dan bernilai konstan.

c) Pergerakan Gempa dan Transformasi Komponen Gempa

Pergerakan gempa yang akan digunakan hanya gempa arah X.

d) *P-Delta Effect*

Pada penelitian ini, faktor ini diaktifkan sebagai model yang digunakan. Menurut peraturan ketahanan gempa Indonesia (SNI 03-1726-2002), untuk struktur bangunan dengan ketinggian 10 tingkat atau lebih, *P-Delta Effect* harus ditinjau.

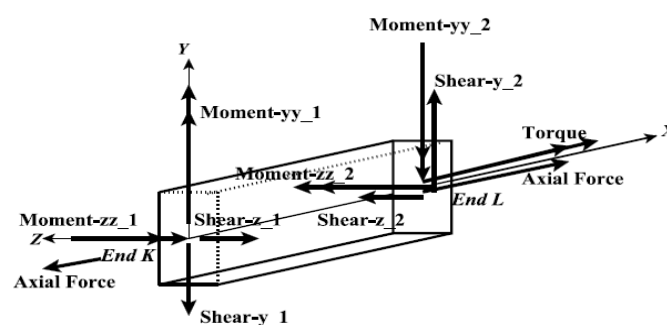
e) *Master Node*

Untuk penggunaan *rigid floor diaphragm*, *master node* pada tiap-tiap tingkat harus diletakkan pada pusat massa lantai tersebut untuk menghindari adanya deformasi aksial.

f) Idealisasi Elemen balok

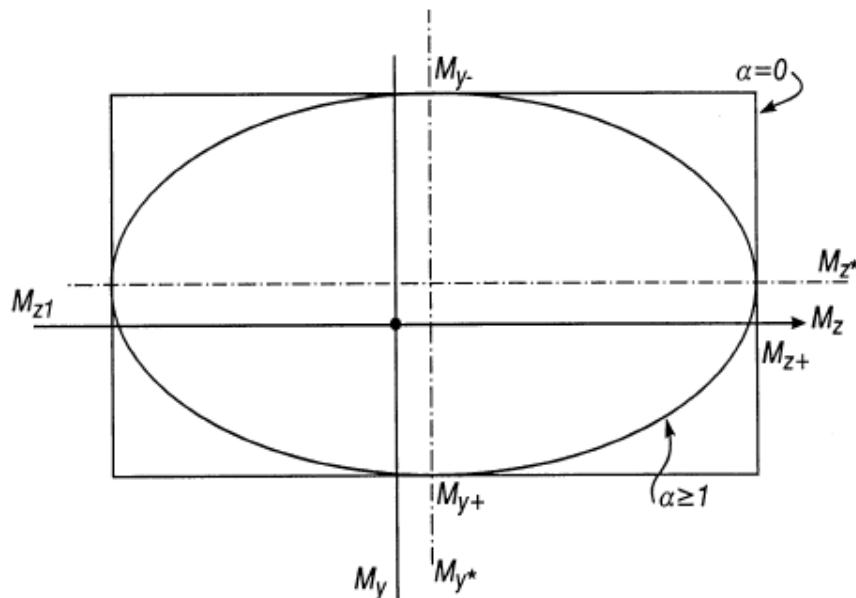
Semua elemen balok diidealisasikan sebagai “*Beam Member*”.

Pada elemen balok, sumbu-sumbu lokal dapat dilihat pada Gambar 3.14.



Gambar 3.14. Posisi Sumbu Lokal dari Balok Struktur (Carr, 2001)

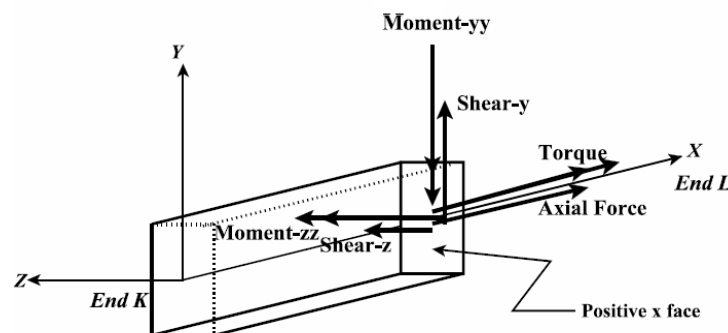
Interaksi antara momen lentur sumbu lokal y dan momen lentur sumbu lokal z pada struktur balok dapat dilihat pada Gambar 3.15. Dimana faktor interaksi antar momen lentur sumbu lokal y dan z berdasarkan RUAOMOKO 3D, berada pada interval 1 sampai dengan 2. Sehingga pada penelitian ini diambil nilai tengahnya yaitu 1,5.



Gambar 3.15. Diagram Interaksi Momen Lentur Arah Sumbu Lokal y dan z pada Elemen Balok (Carr, 2001)

f) Idealisasi Elemen kolom

Kolom diidealisasikan sebagai “*Concrete Beam-Column Member*”, dimana interaksi antara gaya aksial dengan momen sumbu lokal y dan momen sumbu lokal z juga turut diperhitungkan. Posisi sumbu-sumbu lokal dapat dilihat pada Gambar 3.16.



Gambar 3.16. Posisi Sumbu Lokal dari Kolom Struktur (Carr, 2001)

f) Idealisasi Elemen *Shearwall* dan *Belt Truss*

Elemen *Shearwall* dan *Belt Truss* diidealisasikan sama seperti elemen kolom, yaitu sebagai “*Concrete Beam-Column Member*”, dimana interaksi antara gaya aksial dengan momen sumbu lokal y dan momen sumbu lokal z juga turut diperhitungkan.

g) *Damage Index*

Tingkat kerusakan yang terjadi dapat ditentukan dari nilai *damage index*. Untuk nilai *damage index* lebih dari satu, berarti daktilitas yang terjadi melebihi daktilitas yang tersedia dalam suatu struktur. Oleh karena itu, dikatakan bahwa struktur mengalami kehancuran pada *damage index* lebih dari satu.

Pada penelitian ini, nilai *ultimate ductility* hanya di-input-kan pada *flexural deformation*, dianggap keruntuhan yang terjadi diakibatkan oleh momen lentur.

h) Gaya - Simpangan

Untuk mengetahui hubungan gaya dan simpangan yang terjadi, digunakan model *Bi-Linear Histeresis Rule*, Faktor *Bi-Linear* (r) yang dipakai merupakan hasil dari analisis penampang yang dilakukan dengan bantuan program *Educational section Desain Program* atau lebih dikenal dengan program ESDAP (Lidyawati dan Pono, 2003).

Contoh input program ESDAP

Untuk mencari faktor *Bi-Linear*, diperlukan data-data berupa hubungan *yield moment*, *yield curvature*, dan *ultimate curvature*.

Langkah-langkah input data program ESDAP adalah sebagai berikut:

- a) Pada Tampilan awal program ESDAP dipilih *Analysis Project*, kemudian akan muncul tiga *windows* baru, yaitu pilihan awal, *reinforcement properties*, dan *cross-section analysis*.
- b) Pada *windows reinforcement properties* diinputkan data tulangan sesuai dengan desain struktur yang telah dilakukan.

Di bawah ini akan diberikan contoh input tulangan untuk balok jenis 1 (lihat Lampiran 1), sedangkan pada Gambar 3.17 dapat dilihat input data yang dilakukan.

Longitudinal Reinforcement:

Number of Bars : 16

Average Bar Diameter : 19 mm

Selanjutnya program akan menghitung secara otomatis nilai *longitudinal steel area* dan *average bar distance*,

Ratio of Steel Areas:

Compression : Tension : Side = 8 : 4 : 4

Confinement:

Number of Tie Legs : 3

Tie Diameter : 12 mm

Average Tie Spacing : 50 mm

Tie Strength : 240 MPa

Reinforcement Properties

Longitudinal Reinforcement :

Number of Bars: 16

Average Bar Diameter: 19 mm

Longitudinal Steel Area: 4536.46 mm²

Average Bar Distance: 119.00 mm

Ratio of Steel Areas :

Compression : Tension : Side

8 : 4 : 4

Confinement :

Number of Tie Legs: 3

Tie Diameter: 12 mm

Average Tie Spacing: 50 mm

Tie Strength: 240 MPa

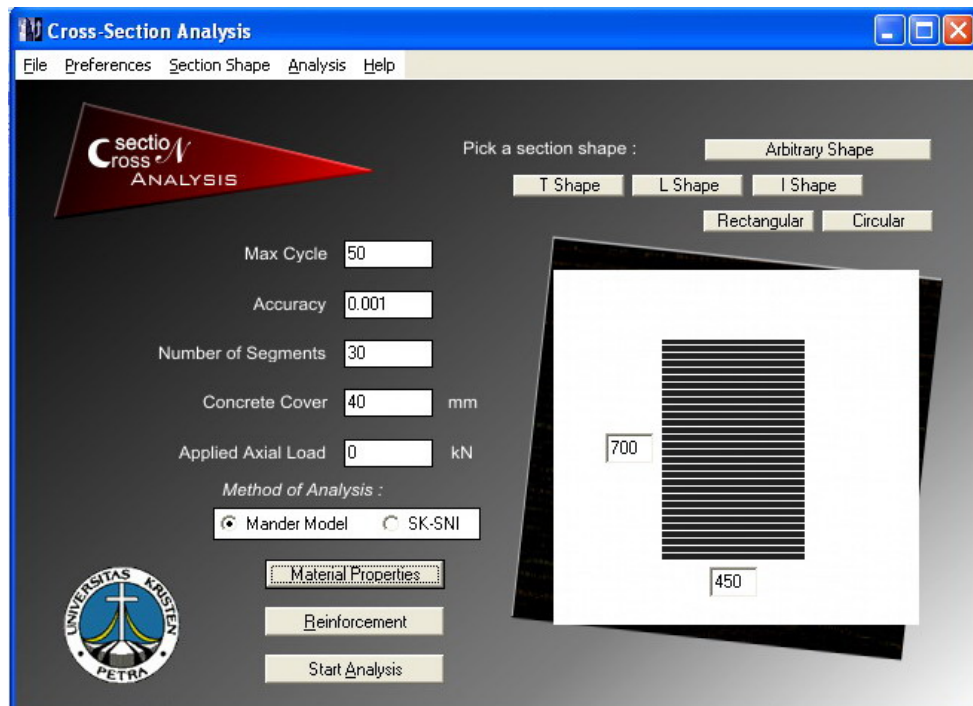
☐ Spiral ☒ Hoops

☒ Mild Steel ☐ High Strength Steel

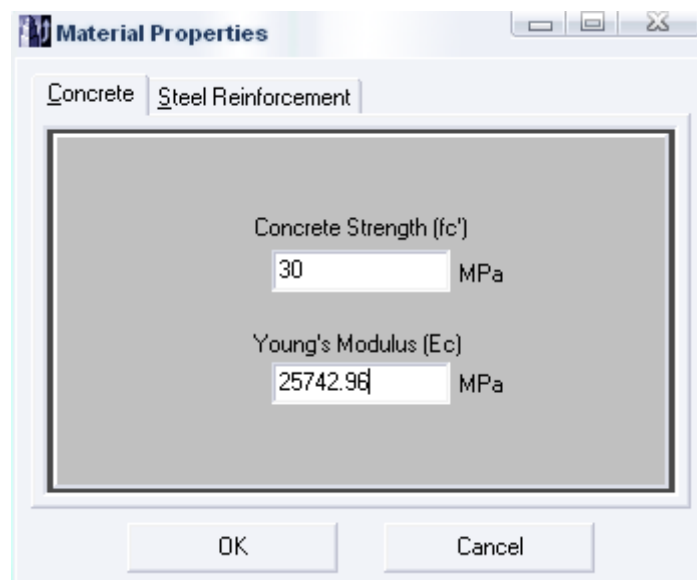
☒ Strain Hardening

Gambar 3.17. Input Data Tulangan pada Program ESDAP

- c) Pada *windows cross-section analysis* diinputkan dimensi penampang dan *material properties* yang digunakan, seperti terlihat pada Gambar 3.18 dan Gambar 3.19.

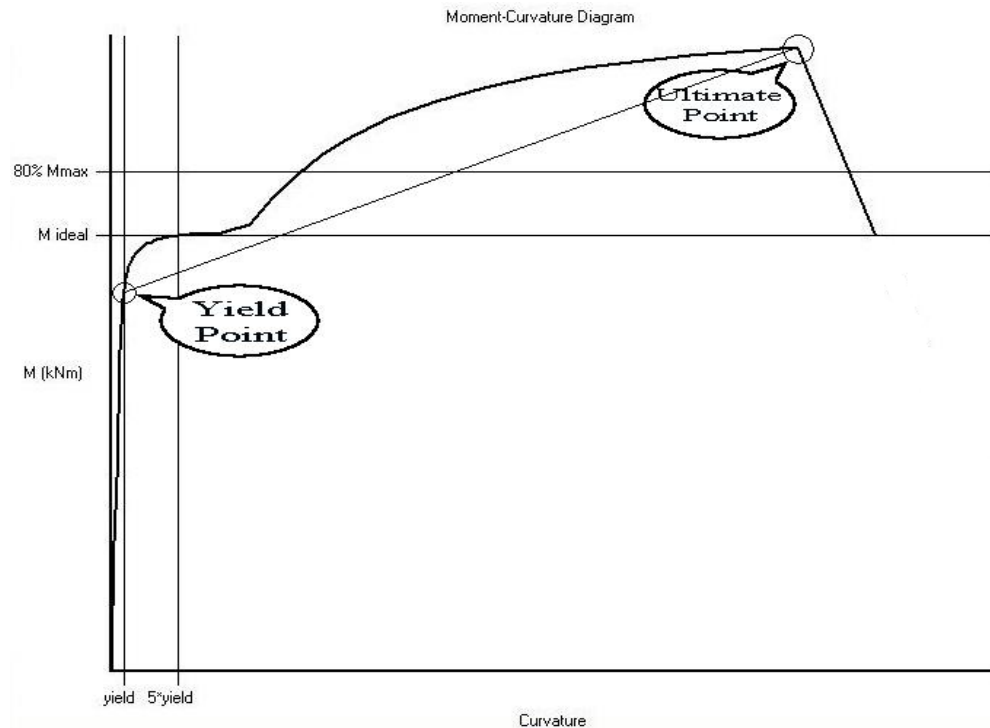


Gambar 3.18. Input Data *Windows Cross-Section Analysis* pada Program ESDAP



Gambar 3.19. Input Data *Windows Material Properties* pada Program ESDAP

- d) Setelah semua data selesai diinputkan, maka dapat dilakukan analisis. Contoh grafik hubungan *moment – curvature* sebagai output program ESDAP seperti terlihat pada Gambar 3.20.



Gambar 3.20. Hasil Output pada Program ESDAP dalam Bentuk Grafik

Hubungan momen dan *curvature* dicari pada masing-masing kondisi, yaitu kondisi *yield* dan kondisi *ultimate*, sehingga nilai *Bi-Linear factor* dapat dicari.

Contoh hasil analisis *moment-curvature* dari ESDAP :

$$\phi_y^+ = 0,00488 \text{ rad/m}; \quad \phi_u^+ = 0,24615 \text{ rad/m}$$

$$M_y^+ = 370,18 \text{ kNm}; \quad M_u^+ = 602,13 \text{ kNm}$$

$$\text{Slope}_1 = \frac{M_y}{\phi_y} = \frac{370,18}{0,00488} = 75895,95$$

$$\text{Slope}_2 = \frac{M_u - M_y}{\phi_u - \phi_y} = \frac{602,13 - 370,18}{0,24615 - 0,00488} = 961,38$$

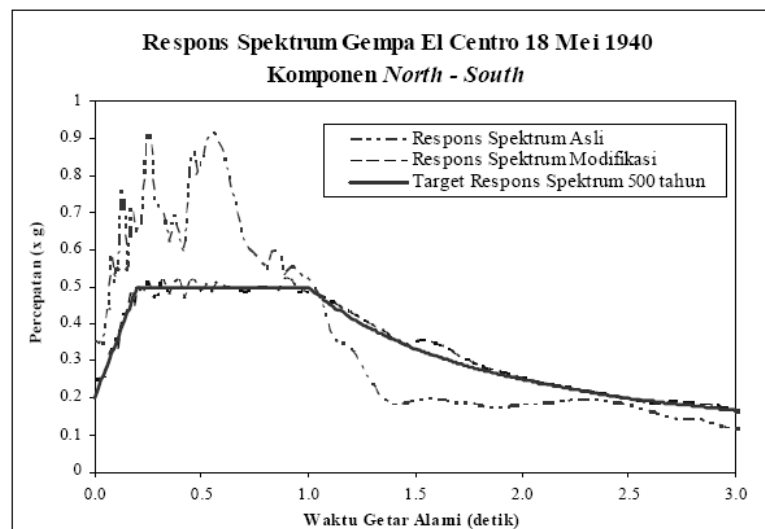
$$r = \frac{\text{Slope}_2}{\text{Slope}_1} = \frac{961,38}{75895,95} = 0,01267$$

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0,24615}{0,00488} = 50,46625$$

3.4.3. Beban Gempa yang Digunakan

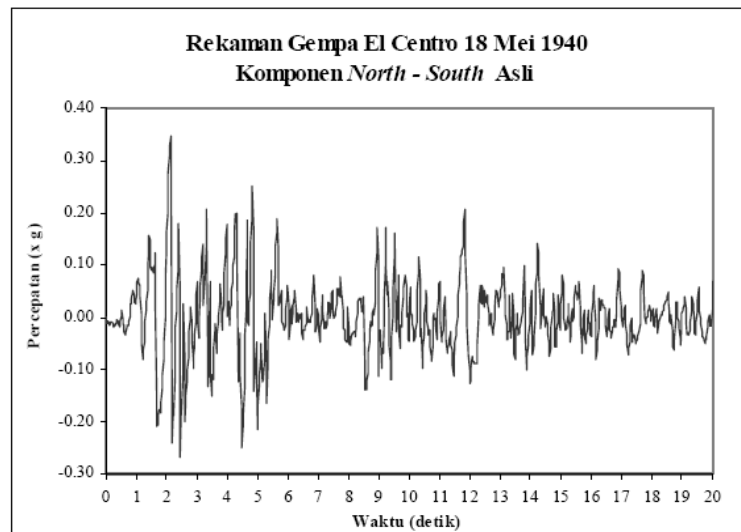
Beban gempa yang digunakan adalah gempa satu arah (arah X) dengan rekaman gempa adalah gempa El Centro 18 Mei 1940 komponen *North-South*. Rekaman gempa tersebut dimodifikasi terhadap periode ulang 500 tahun dengan program RESMAT (Lumantarna, 1997), berdasarkan SNI 03-1726-2002 (Badan Standardisasi Nasional, 2002). Target respons spektrum 500 tahun yang digunakan adalah target respons spektrum untuk wilayah 2 Peta Gempa Indonesia (SNI 03-1726-2002) untuk jenis tanah lunak.

Respons spektrum dari gempa El Centro 1940 *North-South*, baik dari rekaman gempa asli maupun dari rekaman gempa yang dimodifikasi terhadap periode ulang 500 tahun, ditunjukkan pada Gambar 3.21.

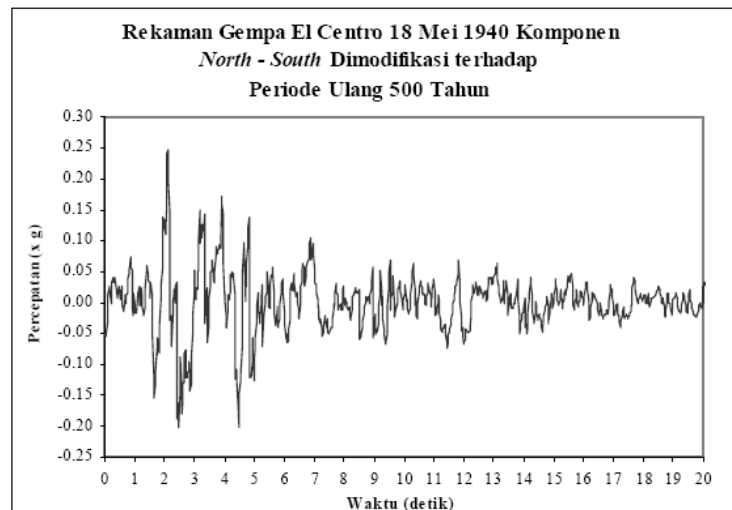


Gambar 3.21. Respons Spektrum Gempa El Centro 18 Mei 1940 *North-South*

Untuk rekaman percepatan gempa El Centro 1940 *North-South* asli maupun yang telah dimodifikasi untuk periode ulang 500 tahun, dapat dilihat pada Gambar 3.22 dan gambar 3.23.



Gambar 3.22. Rekaman Gempa El Centro 18 Mei 1940 *North-South* Asli

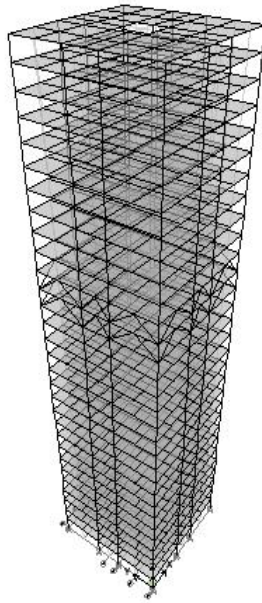


Gambar 3.23. Rekaman Gempa El Centro 18 Mei 1940 *North-South* yang Dimodifikasi terhadap Periode Ulang 500 Tahun Sesuai Wilayah 2 Peta Gempa Indonesia (SNI 03-1726-2002)

3.5. Analisis *Nonlinear Static Pushover* dengan Program ETABS v9.07

3.5.1. Pemodelan Struktur

Pemodelan Struktur untuk analisis *nonlinear static pushover* sesuai dengan pemodelan yang digunakan untuk analisis struktur, termasuk asumsi pemodelan yang digunakan, serta beban-beban yang bekerja pada struktur gedung tersebut. Model struktur gedung 30 lantai ini ditunjukkan pada Gambar 3.24



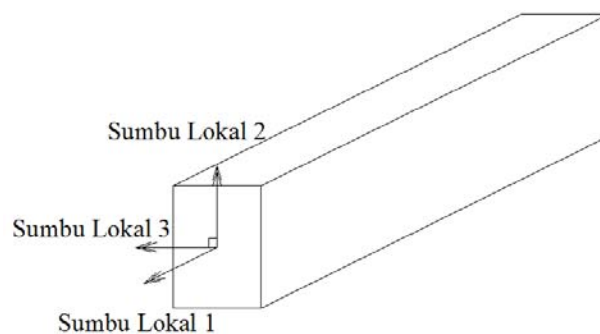
Gambar 3.24. Model Struktur Gedung 30 Lantai pada ETABS v9.07

3.5.2. Input Program

Setelah model struktur dibuat dan beban-beban gravitasi serta beban gempa yang bekerja pada struktur sudah diberikan, tahapan selanjutnya untuk melakukan analisis *pushover* pada program ETABS v9.07 adalah sebagai berikut :

- Pendefinisian *Hinge Properties* Balok :

Data *hinge properties* di-input-kan pada penampang balok daerah tumpuan, yaitu di lokasi dimana sendi plastis diharapkan terjadi. *Hinge properties* ini dimasukkan hanya untuk M3 saja karena pada struktur balok yang menentukan adalah kegagalan lentur. Posisi sumbu lokal 3 dapat dilihat pada Gambar 3.25. berikut ini.



Gambar 3.25. Posisi Sumbu Lokal Balok pada ETABS v 9.07

Untuk *input hinge properties* penampang balok dengan posisi dan jumlah tulangan tertentu diperlukan data-data berupa hubungan antara *moment-rotation* ($M-\theta$), nilai *yield moment* (M_y), *yield rotation* (θ_y), *ultimate moment* (M_u) dan *ultimate rotation* (θ_u). Perlu diingat bahwa hasil program ESDAP adalah grafik *moment-curvature bilinear*, sedangkan input yang dibutuhkan pada program ETABS v 9.07 adalah grafik *moment-rotation bilinear*. Berikut ini dijelaskan hubungan antara *rotation* dengan *curvature* :

$$\phi = \frac{M}{EI} \dots\dots\dots(3.1)$$

$$\theta = \int_a^b \frac{M}{EI} dx \dots\dots\dots(3.2)$$

$$\theta = \frac{M}{EI} l_p \dots\dots\dots(3.3)$$

dimana :

ϕ = *curvature*

θ = *rotation*

M = *moment*

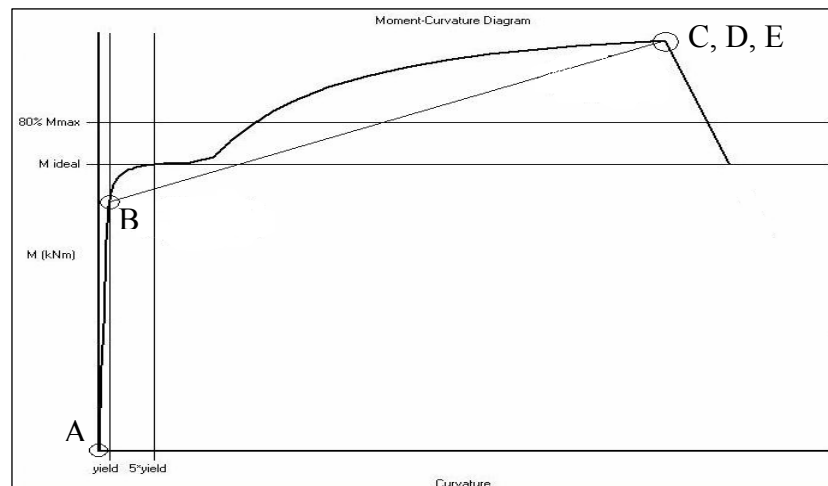
EI = *stiffness lentur*

l_p = *plastic hinge length*

Pada Persamaan 3.2 tampak bahwa *rotation* merupakan hasil integrasi M/EI pada daerah sepanjang sendi plastis. Dengan mengasumsi bahwa momen di sepanjang sendi plastis adalah konstan, maka diperoleh Persamaan 3.3. Sehingga *rotation* merupakan hasil perkalian antara *curvature* dengan *plastic hinge length*. Berdasarkan ATC 40 panjang sendi plastis untuk struktur balok adalah sebesar 0,5 h. Sehingga pada penelitian ini, panjang sendi plastis untuk balok diambil sebesar sebesar 0,5 h. Berikut ditampilkan contoh *input data hinge properties* untuk balok jenis 1 pada bangunan 30 lantai :

Panjang sendi plastis = 0,5 h = 0,5 x 700 = 350 mm.

Penentuan letak titik A, B, C, D, E pada kurva *moment-curvature* dapat dilihat pada Gambar 3.26.



Gambar 3.26. Penentuan Letak Titik A,B,C,D,E pada Kurva *Moment- Curvature*

- Titik A → Titik dimana penampang belum menerima pembebanan.
A = (0;0)
- Titik B → Titik dimana penampang mengalami leleh pertama kali.
B = (*yield moment* ; *yield rotation*)

ESDAP tidak memberikan nilai *yield moment* sehingga untuk menghitung *yield moment* perlu dilakukan interpolasi dari *output yield curvature*.

$$\text{Yield Curvature} + = 0,00488 \text{ rad/m}$$

$$\text{Yield Curvature} - = 0,00513 \text{ rad/m}$$

Dari interpolasi didapat bahwa :

$$\text{Yield Moment} + = 370,18 \text{ kNm}$$

$$\text{Yield Moment} - = 618,97 \text{ kNm}$$

Sedangkan *yield rotation* didapat dengan mengalikan *yield curvature* dengan panjang sendi plastis.

$$\text{Yield Rotation} + = 0,00488 \times 0,35 = 0,00171 \text{ rad}$$

$$\text{Yield Rotation} - = 0,00513 \times 0,35 = 0,00179 \text{ rad}$$

Nilai *yield moment* dan *yield rotation* ini menjadi faktor skala (MSF dan RSF) untuk *input data hinge property* sehingga semua nilai yang ada dalam grafik merupakan hasil pembagian dari nilai sesungguhnya dengan faktor skala.

Dalam ETABS v 9.07, nilai deformasi elastis diabaikan sehingga titik B mempunyai koordinat (1;0).

- Titik C → Titik dimana penampang berada pada kondisi *ultimate*.

$$C = (\text{ultimate moment} ; \text{ultimate rotation})$$

<i>Ultimate Moment</i> +	= 602,127 kNm	} <i>Output</i> ESDAP
<i>Ultimate Moment</i> -	= 953,693 kNm	
<i>Ultimate Curvature</i> +	= 0,24615 rad/m	
<i>Ultimate Curvature</i> -	= 0,23445 rad/m	
C	= 602,127 / 370,18 = 1,6266	} <i>Input</i> ETABS – M/MSF
C-	= -(953,693 / 618,97) = -1,5408	
C	= 0,24615 / 0,00488 = 50,4663	} <i>Input</i> ETABS – R/RSF
C-	= -(0,23445 / 0,00513) = -45,735	

- Titik D → Titik yang berada pada setelah kondisi *ultimate* penampang.
Diambil dari ekstrapolasi nilai C sebesar 1,01 baik untuk *moment* maupun *rotation*.
- Titik E → Titik yang berada pada setelah kondisi *ultimate* penampang.
Diambil dari ekstrapolasi nilai C sebesar 1,02 baik untuk *moment* maupun *rotation*.
- Titik IO → Titik dimana *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 10 % kondisi setelah penampang mengalami leleh pertama kali (dari titik B).

$$IO \text{ Positive} = \frac{0,00488 + 0,1 \times (0,24615 - 0,00488)}{0,00488} = 5,94663$$

$$IO \text{ Negative} = - \left(\frac{0,00513 + 0,1 \times (0,23445 - 0,00513)}{0,00513} \right) = - 5,4735$$

- Titik LS → Titik dimana *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 25 % kondisi setelah penampang mengalami leleh pertama kali (dari titik B).

$$LS \text{ Positive} = \frac{0,00488 + 0,25 \times (0,24615 - 0,00488)}{0,00488} = 13,3666$$

$$LS \text{ Negative} = - \left(\frac{0,00513 + 0,25 \times (0,23445 - 0,00513)}{0,00513} \right) = -12,184$$

- Titik CP → Titik dimana *plastic rotation* mempunyai nilai sebesar 40 % kondisi setelah penampang mengalami leleh pertama kali (dari titik B).

$$CP \text{ Positive} = \frac{0,00488 + 0,4 \times (0,24615 - 0,00488)}{0,00488} = 20,7865$$

$$CP \text{ Negative} = - \left(\frac{0,00513 + 0,4 \times (0,23445 - 0,00513)}{0,00513} \right) = -18,894$$

Penentuan titik IO, LS, dan CP ini disesuaikan dengan kriteria *damage index* berdasarkan ACMC dimana untuk level *Serviceability Limit State*, *damage index* mempunyai nilai antara 0,1-0,25. Untuk level *Damage Control State*, *damage index* mempunyai nilai antara 0,25-0,4. Dan untuk level *Safety Limit State*, *damage index* mempunyai nilai antara 0,4-1,0.

Setelah koordinat semua titik diperoleh, maka langkah selanjutnya adalah proses *input data* pada *hinge properties* balok pada program ETABS v9.07. Gambar 3.27 menunjukkan *input data hinge properties* pada balok jenis 1 pada bangunan 30 lantai. Sumbu positif mewakili nilai momen positif, sedangkan sumbu negatif mewakili nilai momen negatif.

Frame Hinge Property Data for 1BAAB - M3

Edit

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-1.5716	-46.6499
D-	-1.5562	-46.1926
C-	-1.5408	-45.7352
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.6266	50.4663
D	1.6429	50.9709
E	1.6591	51.4756

☒ Hinge is Rigid Plastic
☐ Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
☐ Use Yield Moment	Moment SF 370.1763	618.9732
☐ Use Yield Rotation	Rotation SF 1.710E-03	1.790E-03

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	5.9466	-5.4735
Life Safety	13.3666	-12.1838
Collapse Prevention	20.7865	-18.8941

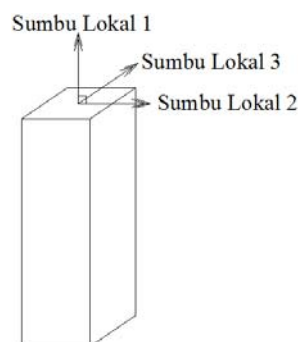
OK
Cancel

Gambar 3.27. Input Hinge Properties pada Program ETABS v9.07 Balok Jenis 1, Bangunan 30 Lantai

- Pendefinisian *Hinge Properties* Kolom :

Data *hinge properties* untuk elemen kolom adalah model P-M2-M3, yang mempunyai arti bahwa terjadinya sendi plastis ditentukan oleh interaksi gaya aksial (N) dan momen (M) sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3. Posisi sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3 pada kolom dapat dilihat pada Gambar 3.28.

Dalam penelitian ini, setiap kolom pada bangunan yang ditinjau memiliki kapasitas momen sumbu lokal 2 yang sama dengan kapasitas momen sumbu lokal 3. Hal ini disebabkan karena dimensi kolom berbentuk persegi dan tulangan kolom yang ada tersebar merata pada keempat sisinya.



Gambar 3.28. Posisi Sumbu Lokal Kolom pada ETABS v 9.07

Seperti *hinge properties* balok, *input hinge properties* penampang kolom memerlukan data-data berupa hubungan antara *moment-rotation* ($M-\theta$), *yield rotation* (θ_y), *ultimate moment* (M_u) dan *ultimate rotation* (θ_u). Perbedaannya dengan balok, yaitu pada kolom, kita tidak perlu memasukan nilai *yield moment*. Hal ini dikarenakan program ETABS v 9.07 dapat menghitung sendiri besarnya *yield moment* ini berdasarkan grafik *P-M-M interaction surface*. Grafik *P-M-M interaction surface* ini tidak perlu kita input secara manual karena program ETABS v 9.07 dapat menggambarkan grafik ini berdasarkan tulangan yang telah kita tentukan pada penampang kolom (pada *option define, frame sections*). Untuk mengaktifkan fungsi tersebut, kita perlu memilih *option frame hinge interaction surface* → *concrete, ACI 318-95 with phi=1* pada *input hinge properties* kolom, pada *option show / define interaction*.

Prosedur perhitungan dan penentuan koordinat titik A, B, C, D, E, IO, LS, CP untuk *input hinge properties* kolom sama dengan pada balok. Berdasarkan ATC-40, untuk kolom panjang sendi plastis diambil sebesar 0,5 h. Pada Tabel 3.18. dan Tabel 3.19. diberikan contoh hasil perhitungan koordinat titik-titik untuk kolom yang didesain berdasarkan SNI 2847-02.

$$\text{Panjang sendi plastis} = 0,5 h = 0,5 \times 1200 = 600 \text{ mm}$$

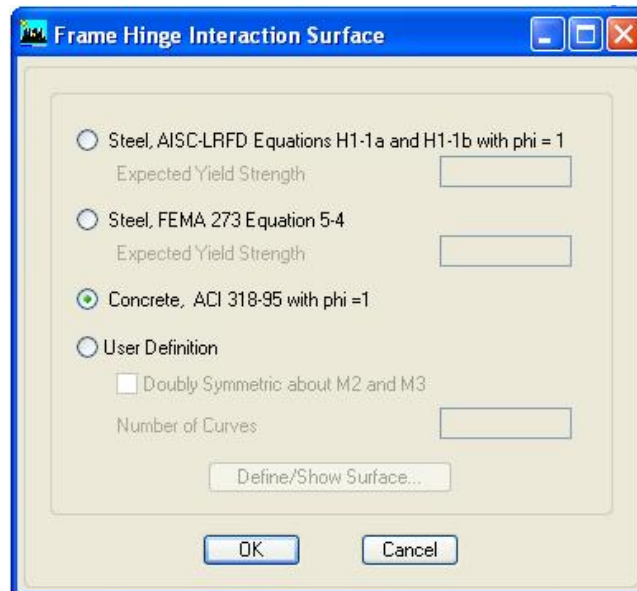
Tabel 3.18. Koordinat Titik A, B, C, D dan E

Titik	M/MSF	R/RSF
A	0	0
B	1	0
C	1,01807	7,84203
D	1,02825	7,92045
E	1,03843	7,99887

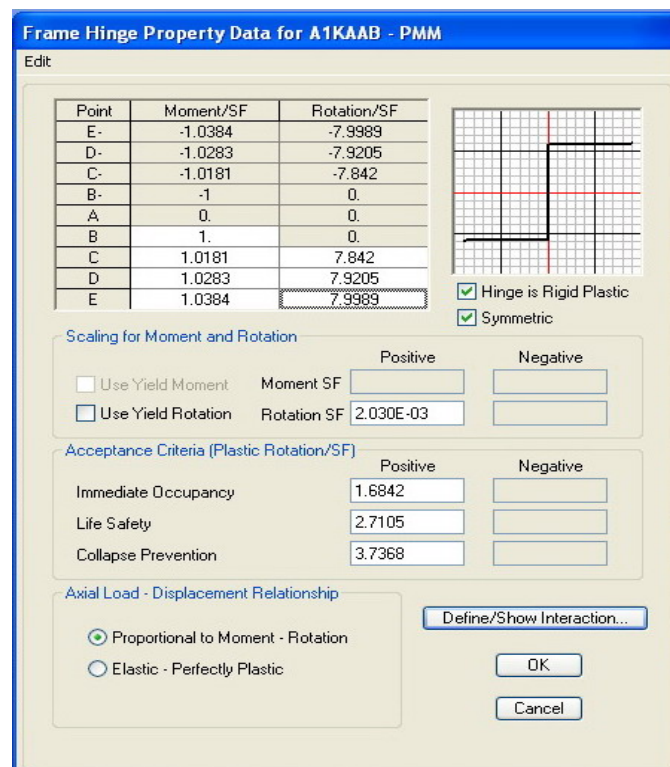
Tabel 3.19. Koordinat Titik IO, LS dan CP

IO	1,6842
LS	2,71051
CP	3,73681

Option untuk menentukan P-M-M interaction surface secara otomatis pada program ETABS v9.07 dapat dilihat pada Gambar 3.29, sedangkan input hinge property kolom pada program ETABS v9.07 dapat dilihat pada Gambar 3.30.



Gambar 3.29. Option untuk Menentukan *Frame Hinge P-M-M Interaction Surface* Secara Otomatis



Gambar 3.30. Input Hinge Properties pada Program ETABS v9.07 Kolom Jenis 1, Bangunan 30 Lantai

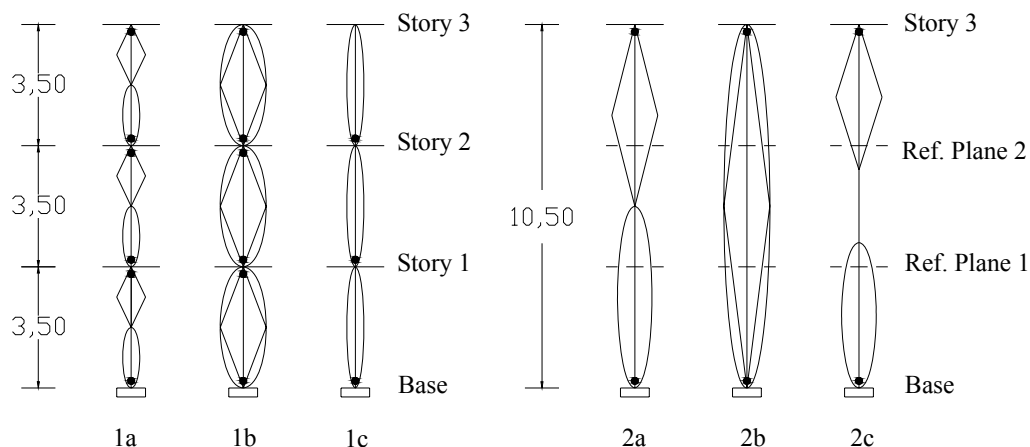
- Pendefinisian *Hinge Properties Shearwall* :

Data *hinge properties* untuk elemen *shearwall* secara keseluruhan sama dengan pendefinisian *hinge properties* untuk elemen kolom. Hal ini disebabkan pemodelan *shearwall* untuk ETABS disamakan sebagai elemen kolom, dan juga dikarenakan pemodelan elemen *shearwall* pada analisis *Time History* dimodelkan sebagai elemen kolom sehingga hasil dari kedua analisis dapat dibandingkan.

Pada penelitian ini, elemen *shearwall* dicoba dengan 2 tipe asumsi, seperti terlihat pada Gambar 3.31 :

1. Elemen *shearwall* pada kaki bangunan didefinisikan per tinggi 1 tingkat yang mana asumsi panjang sendi plastis dibagi menjadi 3, yaitu :
 - a) panjang sendi plastis dianggap sebesar setengah dari tinggi tingkat = $0,5 \times 3,5 \text{ m} = 1,75 \text{ m}$, pada ujung atas dan bawah elemen.
 - b) panjang sendi plastis dianggap sebesar 1 tinggi tingkat = $3,5 \text{ m}$, pada ujung atas dan bawah elemen.
 - c) panjang sendi plastis dianggap sebesar 1 tinggi tingkat = $3,5 \text{ m}$, hanya pada ujung bawah elemen.
2. Elemen *shearwall* pada kaki bangunan didefinisikan sesuai panjang sendi plastis desain pada kaki *shearwall* yaitu setinggi 3 tingkat yang diidealisasikan sebagai 1 elemen setinggi $10,5 \text{ m}$, yang mana asumsi panjang sendi plastis dibagi menjadi 3, yaitu :
 - a) panjang sendi plastis dianggap sebesar setengah dari tinggi elemen *shearwall* = $0,5 \times 10,5 \text{ m} = 5,25 \text{ m}$, pada ujung atas dan bawah elemen.
 - b) panjang sendi plastis dianggap sebesar tinggi elemen *shearwall* = $10,5 \text{ m}$, pada ujung atas dan bawah elemen.
 - c) panjang sendi plastis dianggap sebesar $0,7$ dari panjang *shearwall* = $0,7 \times 10,5 \text{ m} = 7,35 \text{ m}$, pada ujung atas dan bawah elemen.

Pushover Curve dan *Performance Point* untuk tiap asumsi sendi plastis dapat dilihat pada Lampiran 5. Pada penelitian ini yang dibandingkan dengan hasil analisis *time history* adalah hasil analisis *pushover* dengan pendefinisian *hinge properties shearwall* untuk panjang sendi plastis sebesar $1,75 \text{ m}$.



Gambar 3.31. Tipe - tipe Asumsi Elemen *Shearwall*

- **Penentuan Letak Sendi Plastis :**

Setelah proses *input hinge properties* balok dan kolom selesai, langkah selanjutnya adalah penentuan letak terjadinya sendi plastis yang diinginkan. Untuk balok dan kolom letak sendi plastis yang diharapkan terjadi adalah pada ujung-ujung balok dan kolom.

- **Kondisi Pembebanan *Pushover* :**

Pada *static nonlinear pushover case* dibuat dua macam kondisi pembebanan, dimana yang pertama adalah pembebanan akibat beban gravitasi. Setelah kondisi pertama selesai dijalankan, pembebanan bangunan dilanjutkan dengan kondisi kedua, yakni akibat beban lateral. Pola beban lateral yang mewakili gaya inersia bangunan akibat gempa ini berupa beban terpusat yang menangkap pada pusat massa tiap lantai, yang diperoleh dari analisis respons ragam pertama (*mode 1*). Arah pembebanan beban lateral dilakukan pada arah X dari sumbu global bangunan yang ditinjau.

Pada *static nonlinear pushover case* untuk beban gravitasi, dipilih *push to load level defined by pattern*. Pada tahap pembebanan gravitasi tidak diinginkan terjadinya keruntuhan elemen struktur sehingga opsi *Member Unloading Method* dipilih *Unload Entire Structure* agar dapat diketahui terlebih dahulu apakah terjadi keruntuhan lokal pada elemen struktur. *Load Pattern* (pola pembebanan) yang digunakan yaitu *load case DEAD* (beban mati) dengan *scale factor* sebesar 1,2 dan *load case LIVE* (beban hidup) dengan *scale factor* sebesar 0,5 (sesuai dengan kombinasi pembebanan untuk

peninjauan gempa pada SNI 2847-02, yaitu $1,2 D + 0,5 L \pm 1,0 E$). Efek *P-Delta* juga ikut disertakan pada *Geometric Nonlinearity Effects*. Pada penelitian ini, *pushover case* untuk beban gravitasi diberi nama PUSH1. Contoh *input pushover case* untuk beban gravitasi dapat dilihat pada Gambar 3.31 berikut ini.

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name PUSH1

Options

- ☒ Load to Level Defined by Pattern
- ☐ Push to Disp. Magnitude
- ☐ Use Conjugate Displ. for Control
- Monitor: UX, 64, STORY30
- Start from Previous Case: 1
- ☒ Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps: 1
Maximum Null Steps: 50
Maximum Total Steps: 1
Maximum Iterations/Step: 10
Iteration Tolerance: 1.000E-04
Event Tolerance: 0.01

Member Unloading Method: Unload Entire Structure

Geometric Nonlinearity Effects: P-Delta

Load Pattern

Load	Scale Factor
DEAD	1.2
DEAD	1.2
LIVE	0.5

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

☐ Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

Gambar 3.32. *Input Pushover Case* untuk Beban Gravitasi

Sedangkan untuk beban lateral, digunakan *push to displacement magnitude* yang artinya pola pembebanan tertentu diberikan secara berangsur-angsur hingga mencapai *target displacement* yang diinginkan, dalam hal ini pola pembebanan yang dipakai adalah pembebanan arah X. Untuk *target displacement* yang ingin dicapai digunakan sesuai dengan *default* program ETABS v9.07 yaitu sebesar 0,04 kali tinggi bangunan total. Untuk *Member Unloading Method* dipilih *Unload Entire Structure* yaitu metode untuk menyelesaikan kondisi non-linier dengan cara memindahkan beban yang dipikul sendi sebelumnya dan mendistribusikannya pada elemen struktur didekatnya. Penjelasan selengkapnya dapat dilihat pada Help ETABS v9.07. Penambahan beban lateral statis ini dihentikan sampai struktur tersebut mencapai *displacement* maksimum atau beban tertentu atau ketika struktur mencapai kondisi keruntuhan. Pada penelitian ini *pushover case* untuk beban lateral akibat gempa diberi nama PUSHX.

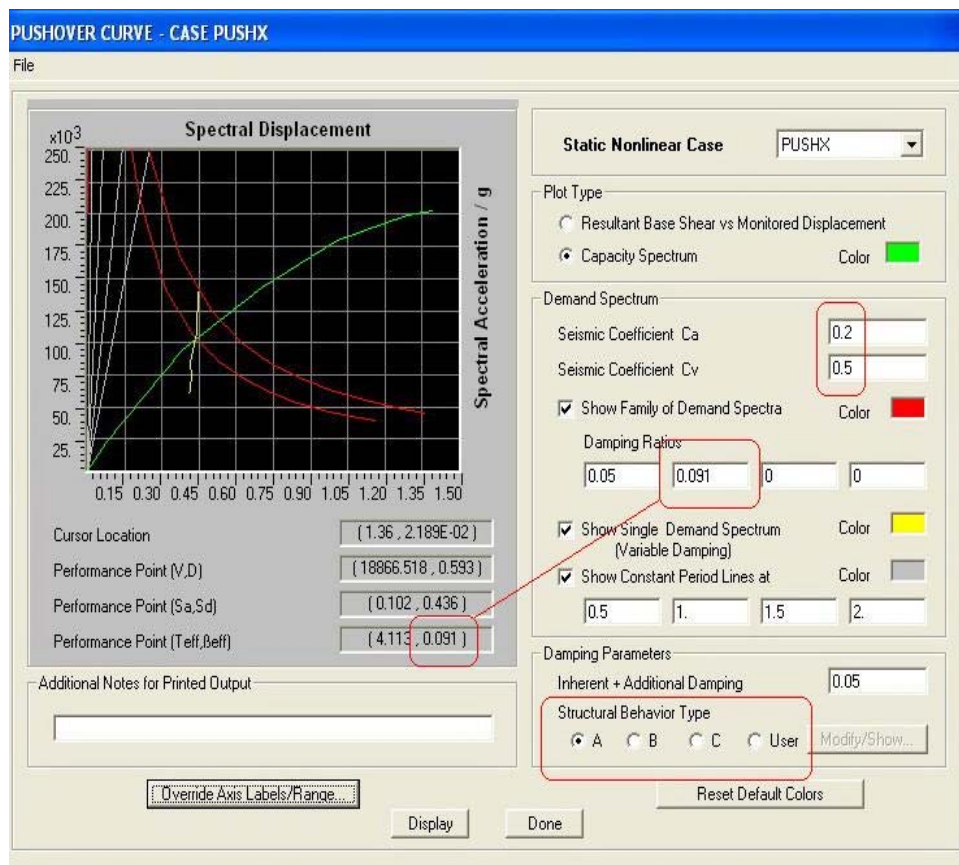
Sedangkan untuk efek non-linier geometri dan material dari struktur diberikan melalui *P- Δ effect* dan hubungan antara *moment-rotation* dari penampang elemen struktur yang telah di-input-kan. Contoh *input pushover case* untuk beban lateral dapat dilihat pada Gambar 3.32 berikut ini.

Gambar 3.33. *Input Pushover Case* Beban Lateral Gempa Arah X

Pembebanan *pushover* PUSHX ini dilakukan setelah PUSH1. Dapat dilihat bahwa di sini dipakai jumlah *step* yang cukup banyak dan skala yang cukup kecil jika dibanding dengan PUSH1. Hal ini dilakukan agar hasil analisis dapat lebih teliti.

- Analisis Kinerja Struktur dari Hasil Analisis Statis *Pushover Non-Linier* :
Program ETABS v 9.07 dapat menampilkan hasil analisis berupa *Static Pushover Curve*. Untuk mengetahui *Performance Point* dari struktur akibat gempa periode ulang 500 dan 200 tahun, maka diperlukan data berupa C_a dan C_v dari masing-masing gempa periode ulang tersebut. Besar nilai C_a didapat dari *Peak Ground Acceleration*. *Peak Ground Acceleration* (PGA) ialah percepatan muka tanah maksimum pada suatu wilayah, untuk gempa rencana periode ulang 500 tahun. PGA untuk tiap wilayah gempa dan jenis tanah telah ditentukan pada SNI 1726-02. Pada wilayah 2 peta gempa Indonesia, untuk

jenis tanah lunak, besarnya $C_a = 0,2$ dan $C_v = 0,5$ (SNI 1726-02). Harga C_a dan C_v ini kemudian di-input-kan ke dalam program ETABS v9.07 sehingga didapatkan *Performance Point*. Pada Gambar 3.33 ditampilkan contoh input pada program ETABS v9.07 untuk mengetahui *Performance Point* akibat gempa periode ulang 500 tahun.



Gambar 3.34. Hasil *Static Pushover Curve* untuk Periode Ulang 500 Tahun

Untuk menentukan tipe bangunan yang sesuai, dapat dilihat batasan-batasan dari tipe keadaan bangunan pada Tabel 3.20 berikut ini.

Tabel 3.20. Tipe Bangunan Berdasarkan ATC-40

<i>Shaking Duration</i>	<i>Essentially New Building</i>	<i>Average Existing Building</i>	<i>Poor Existing Building</i>
<i>Short</i>	Type A	Type B	Type C
<i>Long</i>	Type B	Type C	Type C

Pada penelitian ini, dipakai bangunan baru sehingga tipe bangunan yang dipakai adalah tipe A untuk *short shaking duration*.

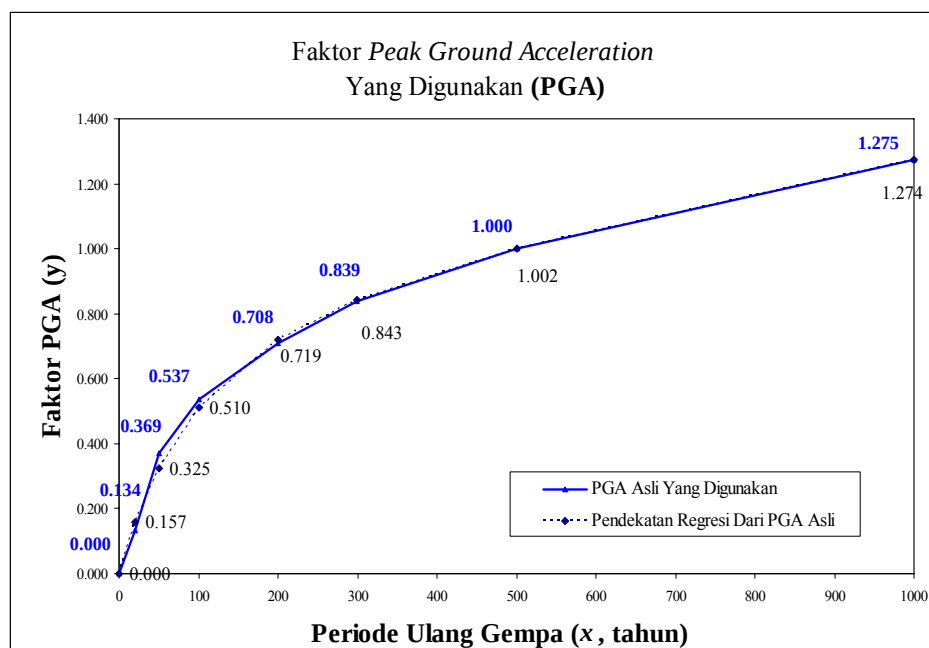
SNI 1726-02 hanya memberikan harga C_a dan C_v untuk gempa dengan periode ulang 500 tahun saja. Oleh karena itu, untuk mengetahui besarnya C_a dan C_v untuk gempa dengan periode ulang 200 tahun, digunakan faktor PGA. Faktor PGA adalah perbandingan PGA untuk gempa dengan suatu periode ulang tertentu terhadap PGA untuk gempa dengan periode ulang 500 tahun. Untuk penelitian ini digunakan faktor PGA untuk wilayah 3 Peta Gempa Indonesia seperti pada Gambar 3.34. Digunakannya faktor PGA untuk wilayah 3 Peta Gempa Indonesia ini karena tidak diketahuinya faktor PGA untuk wilayah 2 Peta Gempa Indonesia. Kurva faktor PGA dapat didekati dengan persamaan regresi :

$$y = x / (110,1304479 + 0,8808431 x - 0,0002063 x^2) \dots \dots \dots (3.4)$$

dimana :

y = nilai faktor PGA

x = periode ulang gempa (tahun)



Gambar 3.35. Faktor *Peak Ground Acceleration* yang Digunakan (Susila, 2000)

Contoh perhitungan nilai faktor PGA untuk periode ulang gempa 200 tahun:

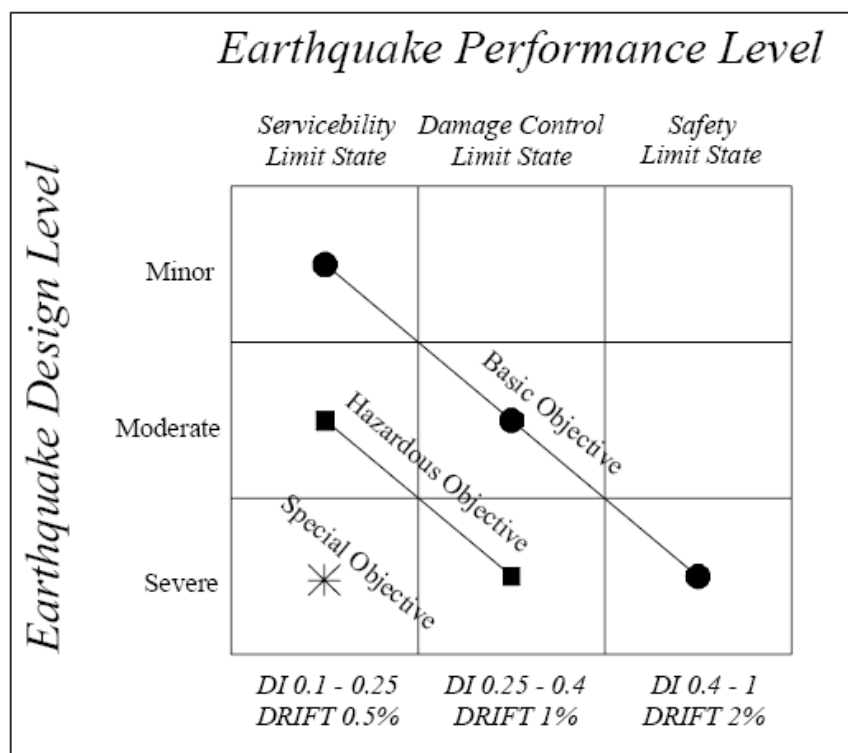
$$y = 200 / (110,1304479 + 0,8808431 x 200 - 0,0002063 x 200^2)$$

$$y = 0,72$$

Sehingga nilai C_a dan C_v untuk gempa dengan periode ulang 200 tahun di wilayah 2 peta gempa Indonesia dengan jenis tanah lunak adalah $0,72 \times 0,2 = 0,144$ (C_a) dan $0,72 \times 0,5 = 0,36$ (C_v).

3.6. Damage Index

Salah satu parameter yang digunakan untuk menganalisa kinerja struktur adalah kerusakan yang terjadi. Kerusakan yang terjadi pada suatu struktur biasanya dinyatakan dalam suatu nilai yang disebut *damage index*. Berdasarkan *Asian Concrete Model Code* (ACMC), ditetapkan tiga kondisi batas untuk memeriksa dan mengevaluasi kinerja seismik struktur bangunan, yaitu *serviceability limit state*, *damage control limit state*, dan *safety limit state*. Untuk *damage index* lebih dari satu, struktur diasumsikan mengalami kehancuran. Tingkatan kinerja struktur berdasarkan ACMC, dapat dilihat pada Gambar 3.35.



Gambar 3.36. Tingkat Kinerja Struktur Berdasarkan ACMC (1999)