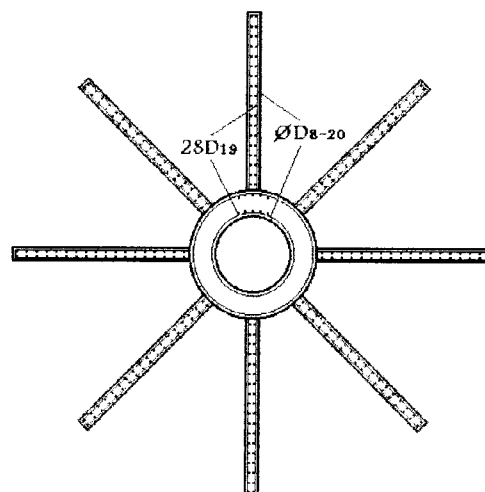


BAB V

ANALISA DAN PEMBAHASAN

5.1 Data

- $f_c = 14.5 \text{ Mpa}$
 - $f_y = 240.0 \text{ Mpa}$
 - $E_c = 1.79125 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$
 - $E_y = 2.00000 \cdot 10^8 \text{ KN/m}^2$
- Sesuai dengan data pada gambar 1.2,
- ketinggian menara 30.0 m
 - ketinggian perkuatan samping (*lateral support*) 12.5 m
 - ketebalan menara bagian bawah 0.50 m
 - ketebalan menara bagian atas 0.20 m
 - tulangan memanjang dipakai $\frac{3}{4}'' \approx D19 = 283.5 \text{ mm}^2$



Gambar 5.1 Tampak atas



- j. tulangan sengkang dipakai $\frac{5}{16}'' \approx D8 = 50.3 \text{ mm}^2$
- k. tulangan vertikal total 56 D19

5.2 Perhitungan Pada Badan Menara (dipandang sebagai satuan shell)

Dari data yang diperlihatkan gambar-gambar pada Bab IV di muka, diketahui gaya maksimum dan minimum, serta momen maksimum dan minimum yang selanjutnya data tersebut diaplikasikan pada perhitungan analisa kekuatan bahan. Gaya dan momen dimaksud diakibatkan oleh kondisi pembebanan (*load combo*) 3 yang terjadi pada elemen shell 1080, pada joint 28 dengan gaya sebesar $-1.8911\text{E}+01$ dan momen $-2.3856\text{E}+00$.

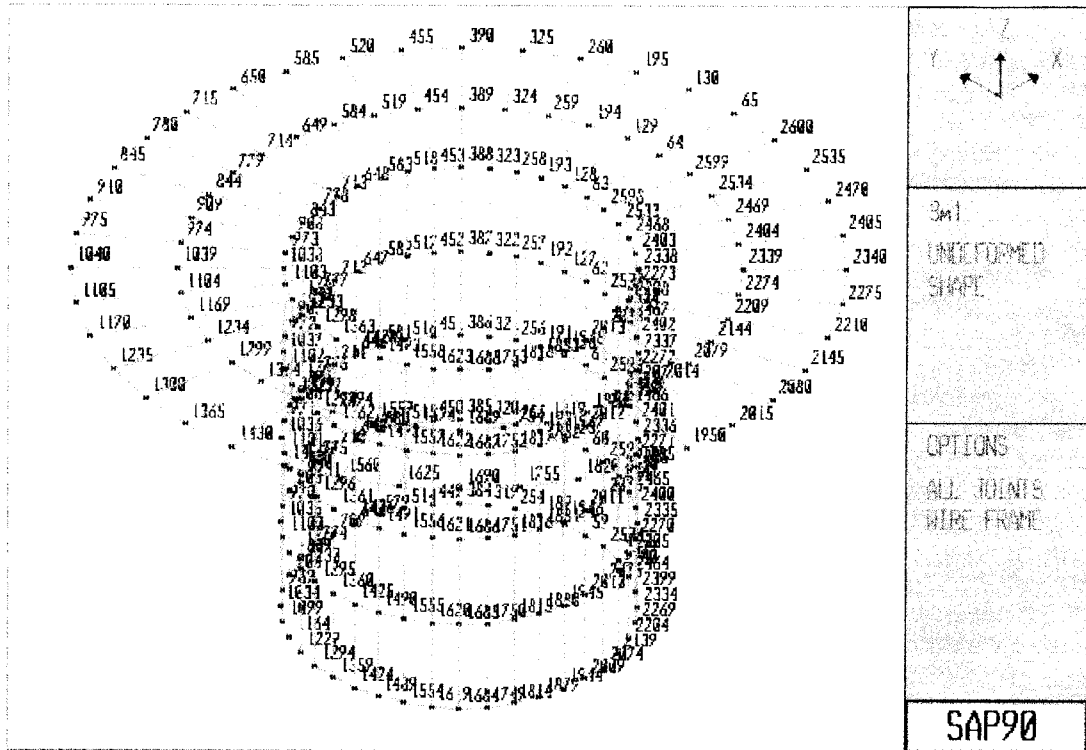
```

ELEMENT ID 1080 -----
LOAD COMBO      3 -----
JOINT          F11          F22          F12
28  -2.6999E+02  -1.8911E+01  -1.6210E+01
29  -2.6813E+02  -9.0690E+00  -9.2199E+01
93  -2.3912E+02  -1.1273E+01  -2.3121E+01
94  -2.3725E+02  -4.5115E+00  -1.2764E+01
JOINT          M11          M22          M12
28  -5.4151E+00  -2.3856E+00  -4.8255E-01
29  -3.5008E-01  -3.2018E-02  -1.3375E-01
93  -3.3410E+00  -3.9902E-01  -3.9885E-01
94  -1.4723E+00  -1.3467E-00  -1.8513E-01

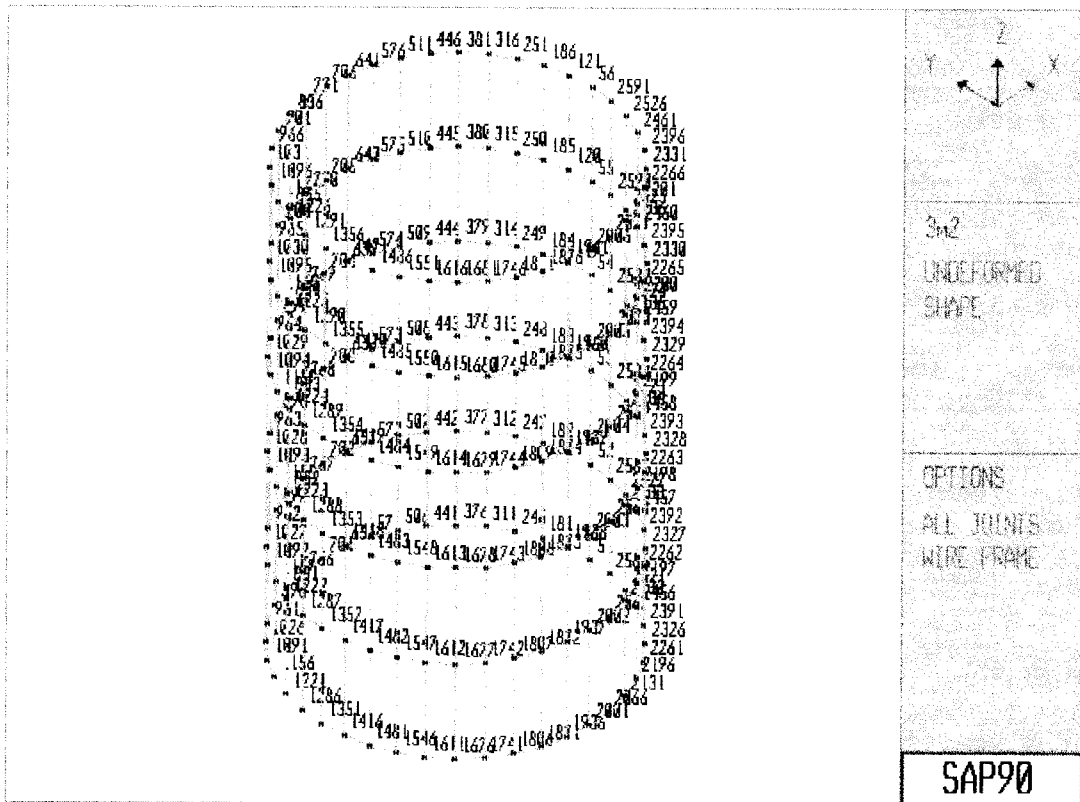
```

Sebagai gambaran agar lebih jelas, posisi joint yang memuat gaya dan momen terbesar tersebut dapat dilihat pada gambar berikut ini.

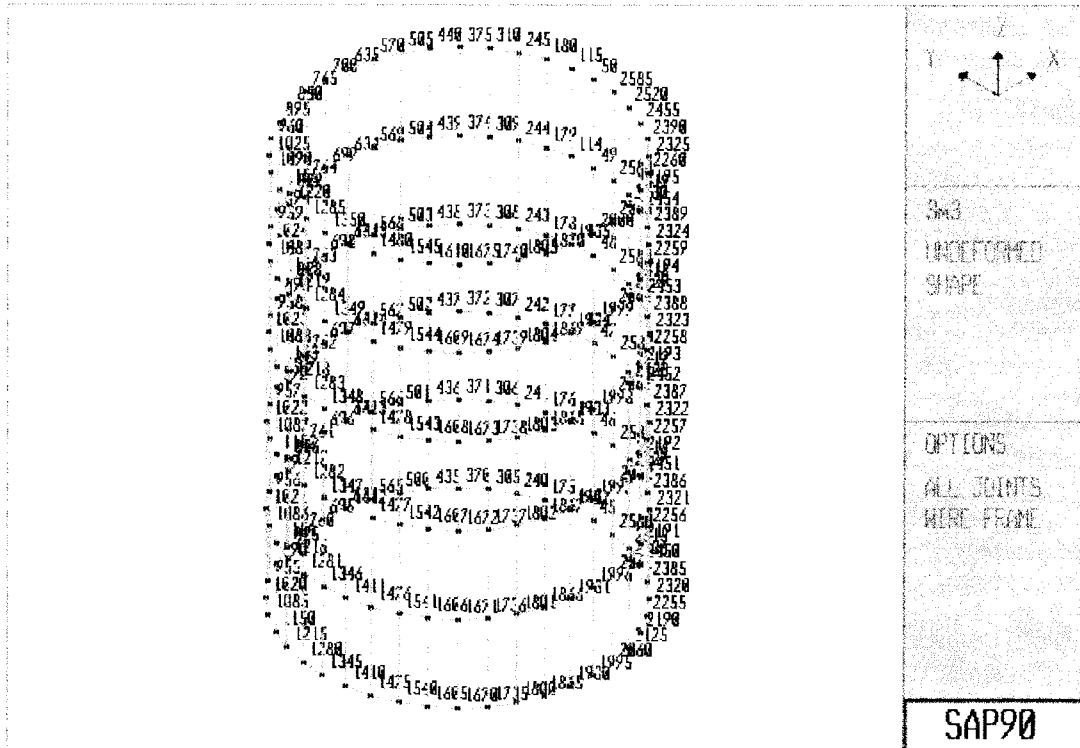
Gambar 5.2



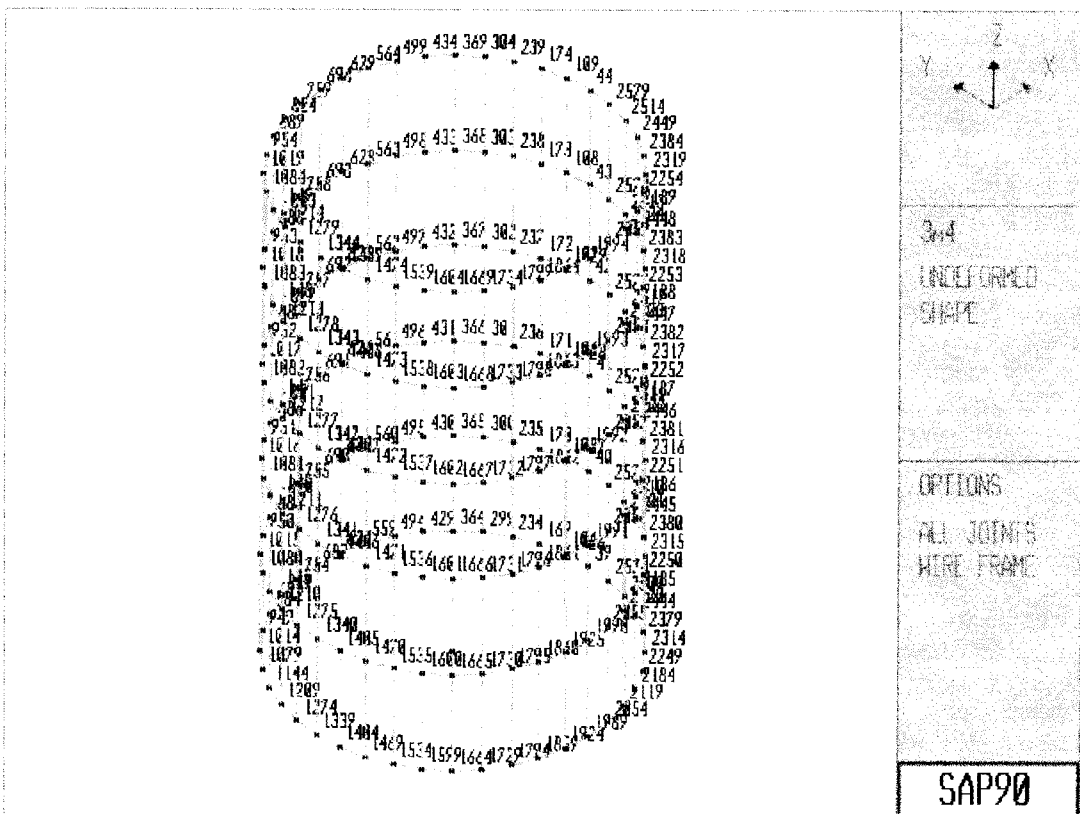
Gambar 5.2 Detail posisi joint pada badan menara



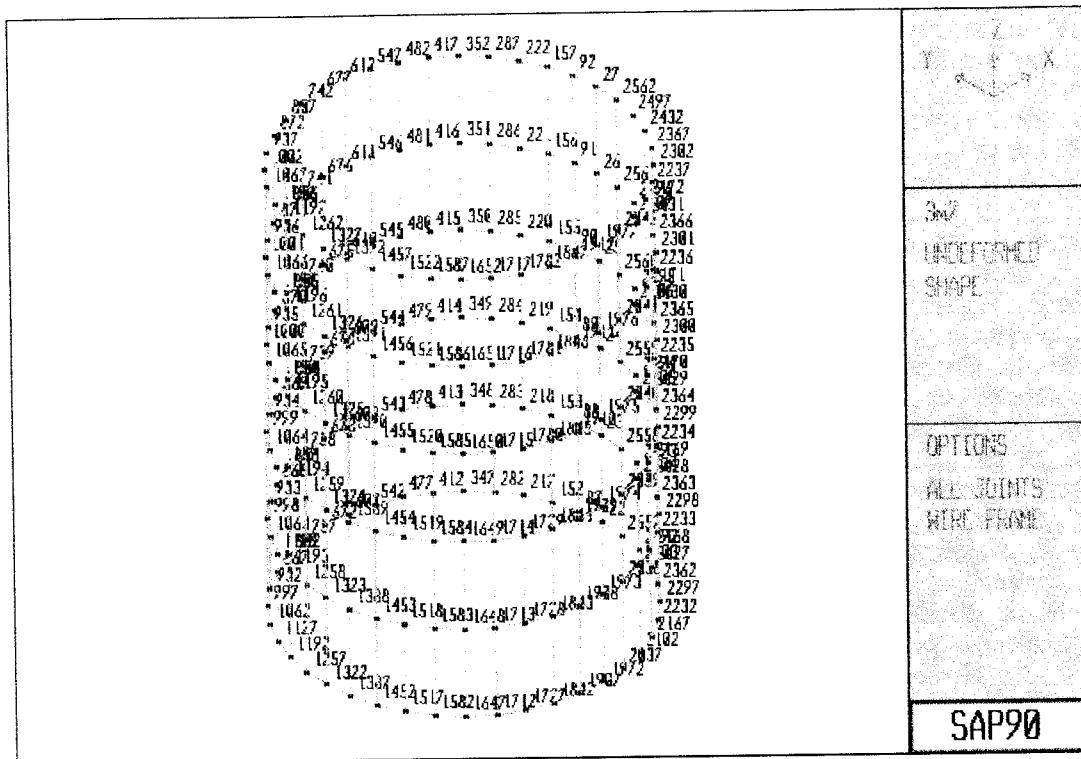
Gambar 5.3 Detail posisi joint pada badan menara



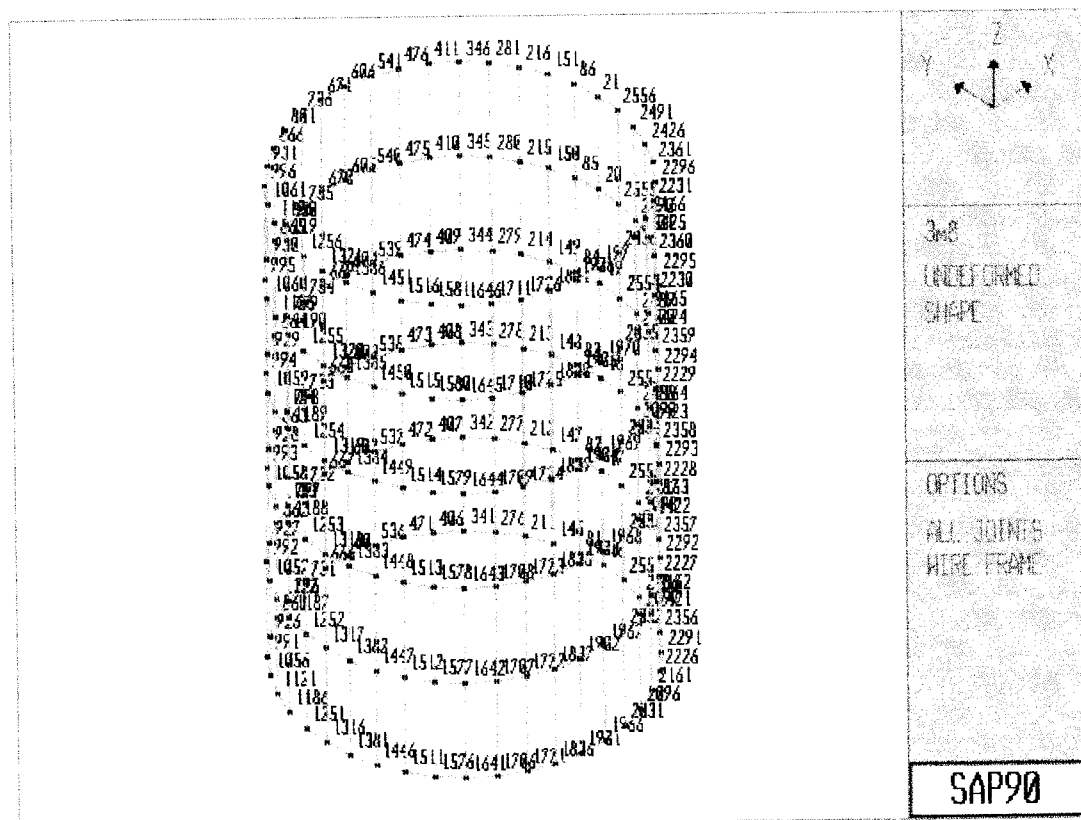
Gambar 5.4 Detail posisi joint pada badan menara



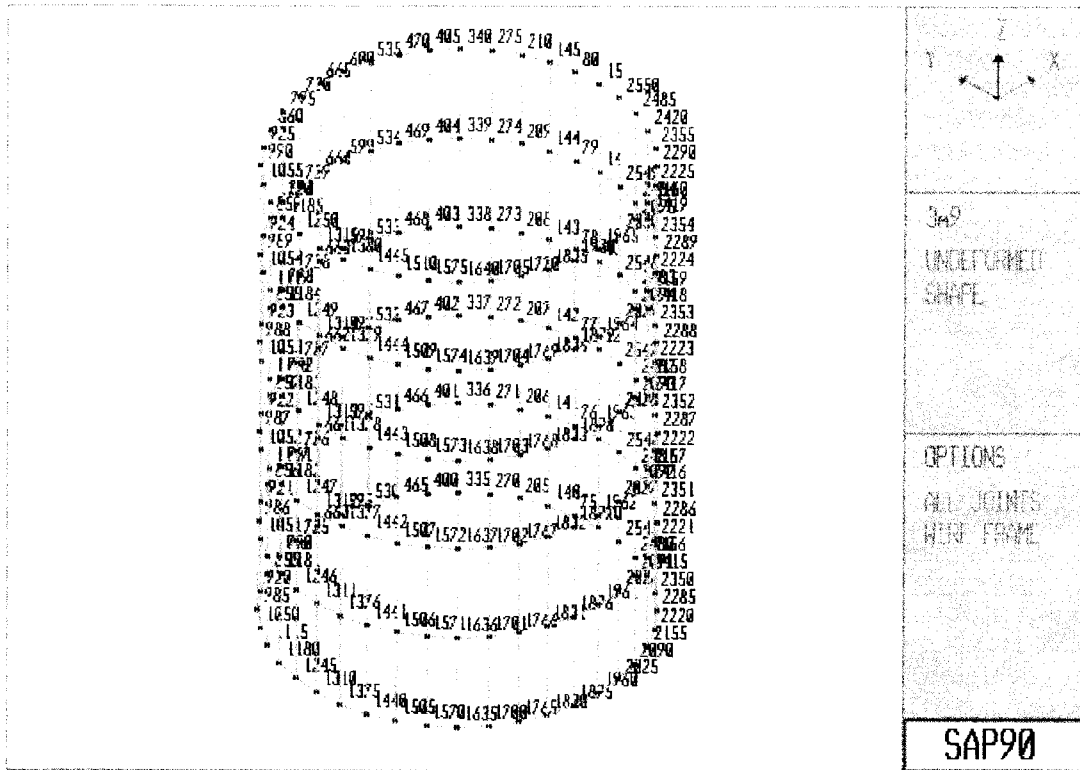
Gambar 5.5 Detail posisi joint pada badan menara



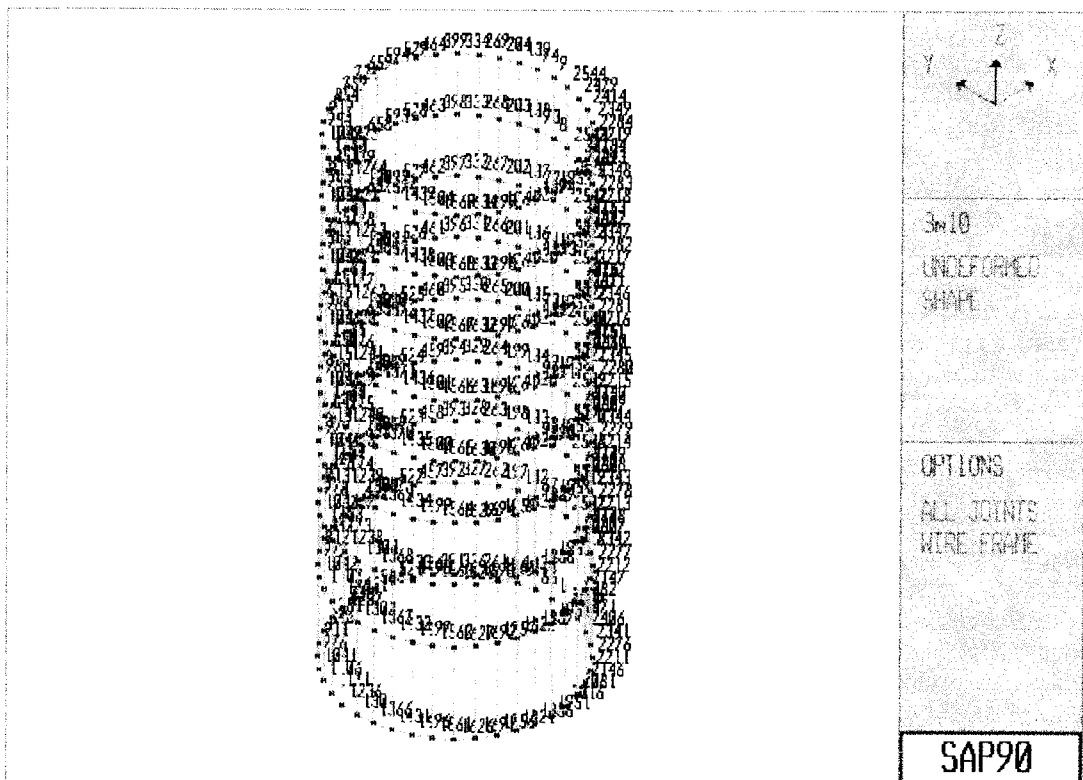
Gambar 5.8 Detail posisi joint pada badan menara



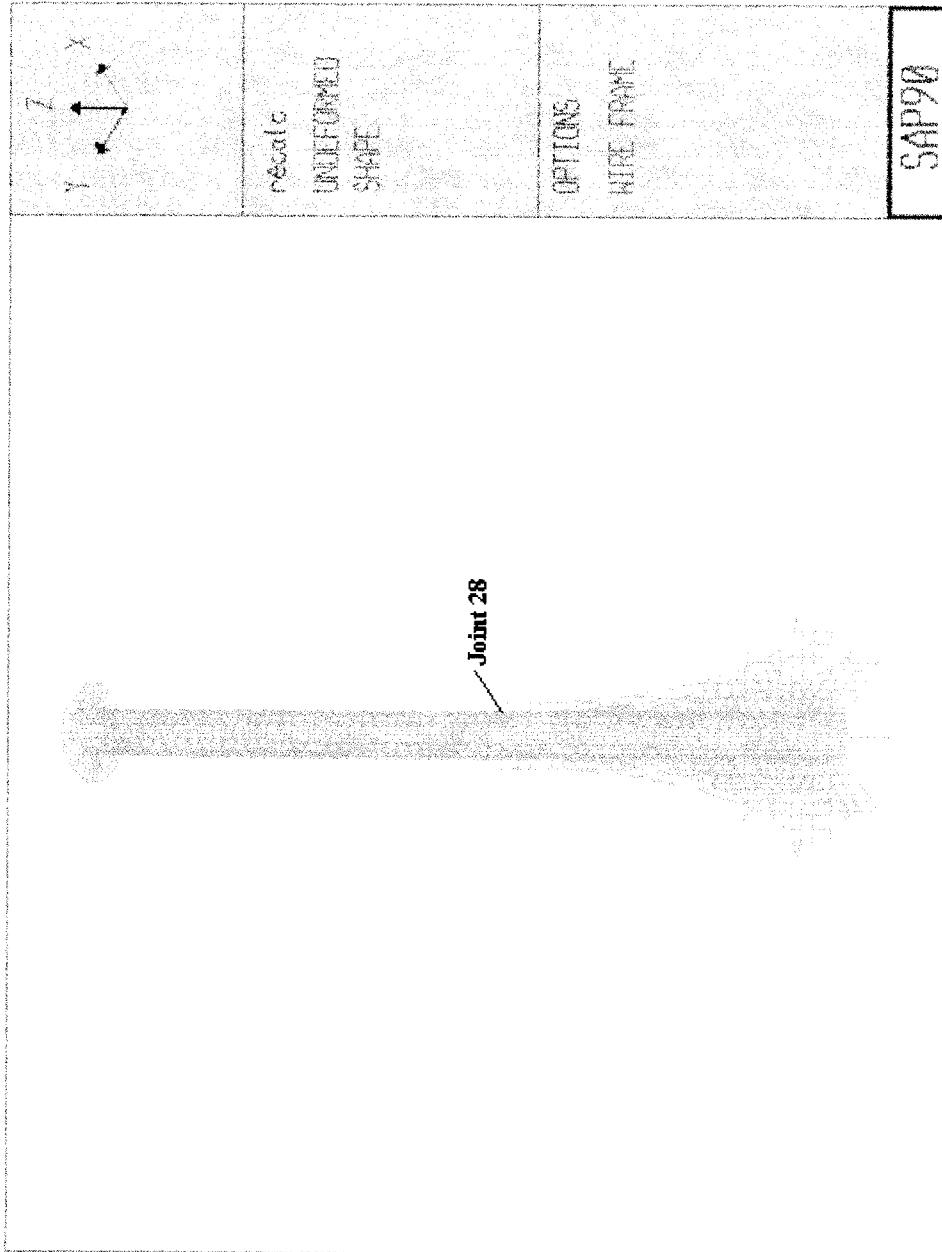
Gambar 5.9 Detail posisi joint pada badan menara



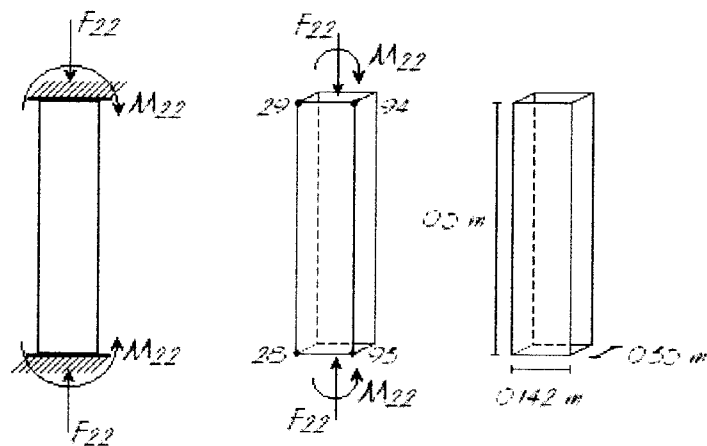
Gambar 5.10 Detail posisi joint pada badan menara



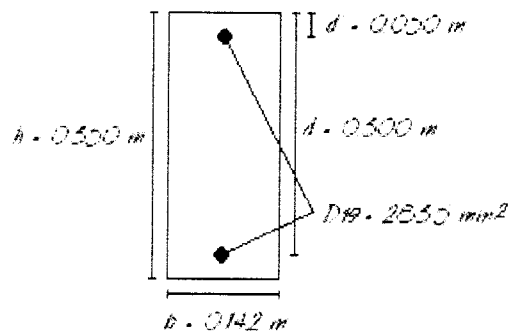
Gambar 5.11 Detail posisi joint pada badan menara



Gambar 5.12 Posisi joint 28 pada badan menara



Gambar 5.13 Kolom pada Badan Menara dan Beban Vertikal



Gambar 5.14 Potongan Kolom pada Badan Menara

$$F_{22} = -1,8911 \text{ E } +01 \text{ kN}$$

$$M_{22} = -2,3856 \text{ E } +00 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_{22}}{F_{22}} = \frac{2,3856 \text{ E } +00}{1,8911 \text{ E } +01} = 0,126 \text{ m} = 126 \text{ mm}$$

dengan $k = 0,5$ dan $l_u = 0,5$ maka

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 142 \times 350^3 = 507354166 \text{ mm}^4$$

$$A = b \times h = 142 \times 350 = 50050 \text{ mm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{507354166}{50050}} = 100,6824$$

$$\frac{k l u}{r} = \frac{0,5 \times 500}{100,6824} = 2,48 < 22$$

Dengan demikian kolom dapat diklasifikasikan kedalam kolom pendek dan karena mempunyai eksentrisitas, maka didefinisikan sebagai kolom pendek dengan eksentrisitas, sehingga rumus yang digunakan adalah

$$P_n = 0,85 \times f'c \times b \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 \times A_s \times f_y (d - d')}{0,85 \times f'c \times b}} \right]$$

$$d = 300 \text{ mm} \quad d' = 50 \text{ mm} \quad b = 142 \text{ mm}$$

$$e = 126 \text{ mm} \quad h = 350 \text{ mm} \quad f'c = 14,5 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 240 \text{ Mpa} \quad E_c = 1,79125E+04 \text{ Mpa}$$

$$E_y = 2E+05 \text{ Mpa} \quad A_s = 283,5 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 0,85 \times 14,5 \times 142 \left[\left(\frac{350}{2} - 126 \right) + \sqrt{\left(\frac{350}{2} - 126 \right)^2 + \frac{2 \times 283,5 \times 240 (300 - 50)}{0,85 \times 14,5 \times 142}} \right]$$

$$P_n = 344397 \text{ N} = 344,4 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,7 \times 344,4 = 241,08 \text{ kN} > F_{22} = 18,911 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times e = 241,08 \times 0,126 = 30,37608 \text{ kNm} > M_{22}$$

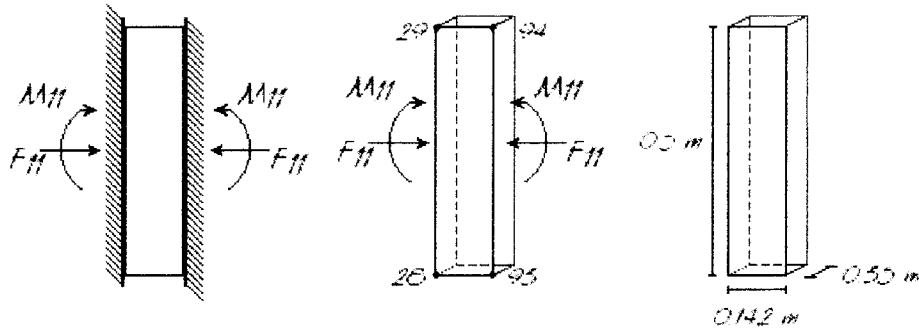
Periksa tulangan tekan

$$a = \frac{344,4 \times 10^3}{0,85 \times 14,5 \times 142} = 197 \text{ mm}$$

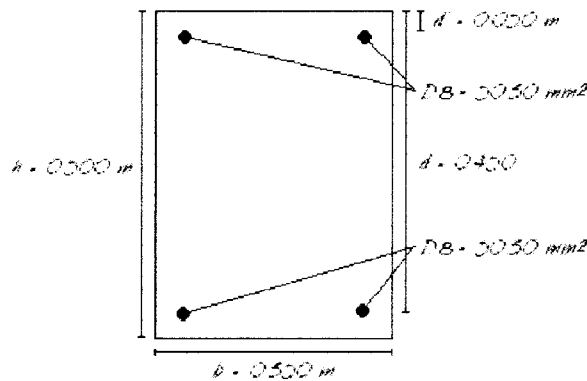
$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{197}{0,85} = 232 \text{ mm}$$

$$f' s = \frac{0,003(2 \times 10^5)(232 - 50)}{232} = 470 \text{ Mpa} > f_y = 240 \text{ Mpa}$$

Kolom mampu menahan beban.



Gambar 5.15 Kolom pada Badan dan Beban Lateral



Gambar 5.16 Potongan Kolom pada Badan Menara

$$e = \frac{M_{11}}{F_{11}} = \frac{5,4151 E + 00}{2,6999 E + 02} = 0,0201 \text{ m} = 20,1 \text{ mm}$$

dengan $k = 0,5$ dan $lu = 0,142$ maka

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 0,35 \times 0,5^2 = 3,6458 E - 03$$

$$A = b \times h = 0,35 \times 0,5 = 0,175$$

$$r = \sqrt{\frac{3,6458 E - 03}{0,175}} = 0,144$$

$$\frac{klr}{r} = \frac{0,5 \times 0,142}{0,144} = 0,49 < 22$$

Kolom diklasifikasikan dalam kolom pendek dengan eksentrisitas.

$$P_n = 0,85 \times f'_c \times b \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 \times A_s \times f_y (d - d')}{0,85 \times f'_c \times b}} \right]$$

$$d = 450 \text{ mm} \quad d' = 50 \text{ mm} \quad b = 350 \text{ mm}$$

$$e = 20,1 \text{ mm} \quad h = 500 \text{ mm} \quad f'_c = 14,5 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 240 \text{ Mpa} \quad E_c = 1,79125 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$E_y = 2 \times 10^5 \text{ Mpa} \quad A_s = 283,5 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 0,85 \times 14,5 \times 350 \left[\left(\frac{500}{2} - 20,1 \right) + \sqrt{\left(\frac{500}{2} - 20,1 \right)^2 + \frac{2 \times 50,3 \times 240 (450 - 50)}{0,85 \times 14,5 \times 350}} \right]$$

$$P_n = 2027019 \text{ N} = 2027,019 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,7 \times 2027,019 = 1418,9133 \text{ kN} > F_{11} = 269,999 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times e = 1418,9133 \times 0,0201 = 28,520 \text{ kNm} > M_{11} = 5,4151 \text{ kNm}$$

Periksa tulangan tekan

$$a = \frac{2027,019 \times 10^3}{0,85 \times 14,5 \times 350} = 469,89 \approx 470 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{470}{0,85} = 552 \text{ mm}$$

$$f'_s = \frac{0,003(2 \times 10^5)(552 - 50)}{552} = 545,6 \text{ Mpa} > f_y = 240 \text{ Mpa}$$

Dengan melihat hasil yang ada, maka anggapan pertama bahwa tulangan baja telah mengalami luluh adalah benar. Dari analisa di atas ternyata badan menara mampu untuk menahan beban gempa maupun beban tetap yang dipikul badan menara.

5.3 Perhitungan Pada Sayap Menara (*lateral support*) (dipandang sebagai satuan shell)

Untuk mengetahui kemampuan sayap dalam menerima beban, seperti halnya pada analisa badan menara, dipakai sebagai analisa perhitungan adalah gaya momen atau gaya tekan yang menimbulkan resiko terbesar yang terjadi. Dimana dari hasil *output* SAP 90 didapatkan kondisi maksimum terjadi pada elemen shell 2615, pada joint 2674 dengan gaya sebesar $-1.6323E+02$ dan momen $-1.2458E-01$.

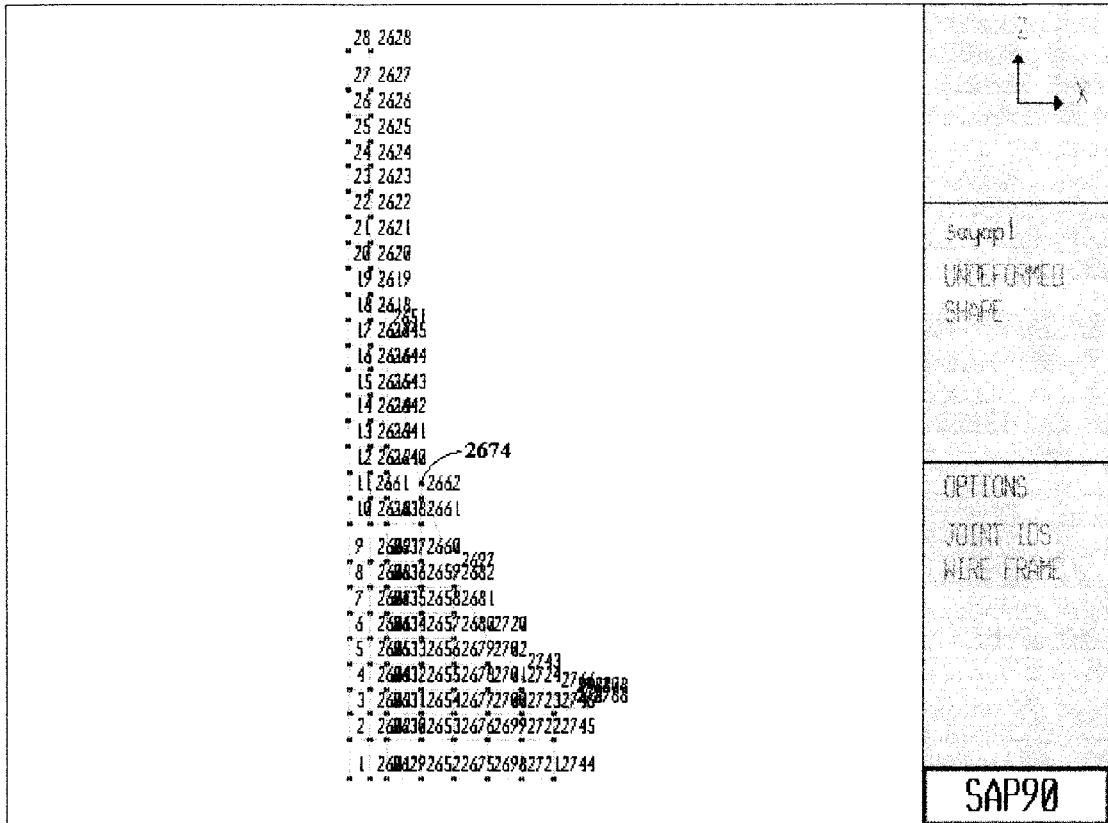
```

ELEMENT ID  2615 -----
LOAD COMBO      3 -----
JOINT        F11          F22          F12
2639 -1.4071E+02 -1.9693E+01 -6.3066E-01
2662  2.4323E+01  1.4085E+01  2.4005E+00
2651 -1.7110E+02 -5.1505E+00  4.6074E+00
2674 -3.2813E+02 -1.6323E+02 -4.1005E+02
JOINT        M11          M22          M12
2639 -1.8714E-01 -8.7670E-03 -7.5496E-02
2662 -2.3199E-01 -1.8591E-02 -4.5778E-02
2651 -2.8312E-01 -8.6108E-02 -8.4648E-02
2674 -2.7536E-01 -1.2458E-01 -3.4701E-01

```

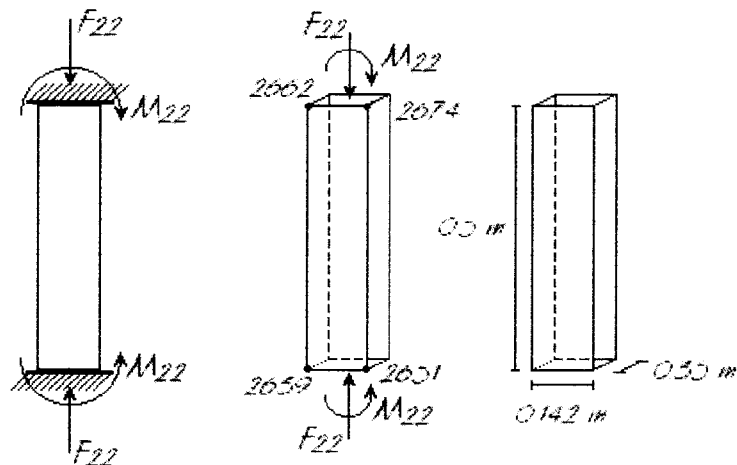
Sebagai gambaran agar lebih jelas, posisi joint yang memuat gaya dan momen terbesar tersebut dapat dilihat pada gambar berikut ini.

Gambar 5.17

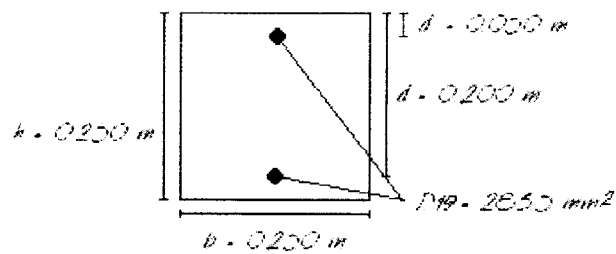


Gambar 5.17 Posisi joint 2674 pada lateral support 1

Berpijak pada dasar teori di muka tentang deskritisasi, maka gaya dan momen yang terjadi pada joint 2674 digunakan sebagai analisa kekuatan bahan.



Gambar 5.18 Kolom pada Sayap Menara dan Beban Vertikal



Gambar 5.19 Potongan Melintang Kolom pada Sayap Menara

$$e = \frac{M_{22}}{F_{22}} = \frac{1,2458E - 01}{1,6323E + 02} = 0,0076 \text{ m} = 0,76 \text{ mm} \approx 0 \text{ (sentris)}$$

dengan $k = 0,5$ dan $lu = 0,5$ maka

$$I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} 250 \times 250^3 = 325520833 \text{ mm}^4$$

$$A = b \times h = 250 \times 250 = 62500 \text{ mm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{325520833}{62500}} = 72,1688$$

$$\frac{k lu}{r} = \frac{0,5 \times 500}{72,1688} = 3,464 < 22$$

Dengan demikian berarti kolom dapat dikategorikan kolom pendek dan karena eksentrisitasnya sangat kecil/hampir sama dengan nol (0) maka kolom adalah kolom pendek dengan beban sentris.

$$P_{n(\max)} = 0,80 \{ 0,85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \}$$

$$d = 200 \text{ mm} \quad d' = 50 \text{ mm} \quad b = 250 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm} \quad f'_c = 14,5 \text{ Mpa} \quad E_y = 2E+05 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 283,5 \text{ mm}^2 \quad F_y = 240 \text{ Mpa} \quad E_c = 1,79125E+04 \text{ Mpa}$$

$$A_g = b \times h = 250 \times 250 = 62500 \text{ mm}^2$$

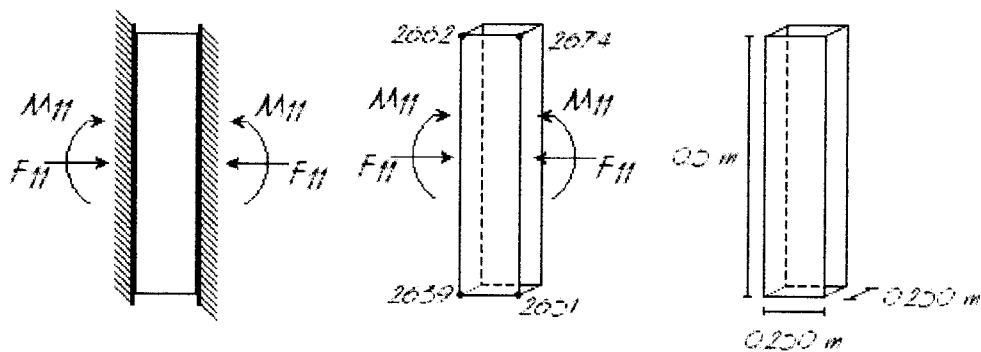
$$A_{st} = 2 \times A_s = 2 \times 283,5 = 567 \text{ mm}^2$$

$$P_{n(\max)} = 0,80\{0,85 \times 14,5(62500-567) + 240 \times 567\}$$

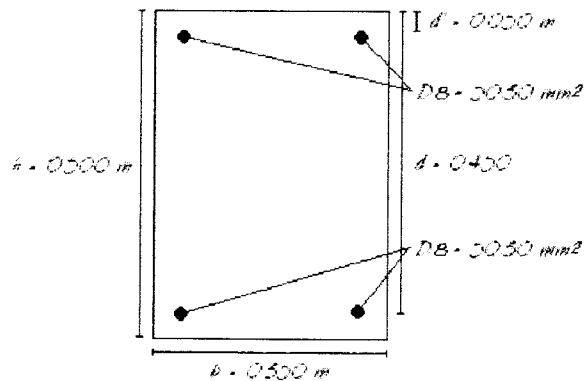
$$P_{n(\max)} = 719523,4 \text{ N} = 719,5234 \text{ kN} > F_{22} = 163,23 \text{ kN}$$

$$P_{o(\max)} = 0,7 \times 719,5234 = 503,6664 \text{ kN} > F_{22} = 163,23 \text{ kN}$$

Perhitungan kekuatan kolom karena beban F_{11}



Gambar 5.20 Kolom pada Sayap Menara dan Beban Lateral



Gambar 5.21 Potongan Melintang Kolom pada Sayap Menara

$$e = \frac{M_{11}}{F_{11}} = \frac{2,7836 \text{ E} - 01}{3,2813 \text{ E} + 02} = 0,085 \text{ m} = 0,85 \text{ mm} \approx 0 \text{ (sentris)}$$

dengan $k = 0,5$ dan $l_u = 0,25$ maka

$$I = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}250 \times 500^3 = 2604166667 \text{ mm}^4$$

$$A = b \times h = 250 \times 500 = 125000 \text{ mm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2604166667}{125000}} = 144,3375$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{0,5 \times 250}{144,3375} = 0,86 < 22$$

Kolom adalah kolom pendek dengan beban sentris.

$$P_{n(\max)} = 0,80 \{ 0,85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \}$$

$$d = 450 \text{ mm} \quad d' = 50 \text{ mm} \quad b = 250 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm} \quad f'_c = 14,5 \text{ Mpa} \quad E_y = 2E+05 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 240 \text{ Mpa} \quad A_s = 100,6 \text{ mm}^2 \quad E_c = 1,79125E+04 \text{ Mpa}$$

$$A_g = b \times h = 250 \times 500 = 125000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 3 \times A_s = 3 \times 100,6 = 301,8 \text{ mm}^2$$

$$P_{n(\max)} = 0,80 \{ 0,85 \times 14,5 \times (125000 - 301,8) + 240 \times 301,8 \}$$

$$P_{n(\max)} = 1287469,8 \text{ N} = 1287,4698 \text{ kN} > F_{11} = 328,13 \text{ kN}$$

$$P_{o(\max)} = 0,7 \times 1287,4698 = 901,2289 \text{ kN} > F_{11} = 328,13 \text{ kN}$$

5.3.1 Kontrol terhadap tulangan minimum badan menara (arah axial)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

tulangan pada kolom tersebut adalah,

$$\rho = \frac{A_s}{(b \times d)} = \frac{283,5}{(142 \times 300)} = 0,0067 > \rho_{\min}$$

Dengan demikian kolom memenuhi syarat tulangan minimum, kondisi ini dilihat dari perbedaan jumlah tulangan pada kolom dengan tulangan minimum sedikit, se-

dangkan kemampuan kolom dalam menahan beban jauh lebih besar dari beban yang direncanakan untuk memenuhi jumlah tulangan minimum.

5.3.2 Kontrol terhadap tulangan minimum badan menara (arah mendatar)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

tulangan pada kolom tersebut adalah

$$\rho = \frac{A_s}{(b \times d)} = \frac{100,6}{(350 \times 450)} = 0,00063 > \rho_{\min}$$

Dalam arah ini tidak diperhitungkan tulangan minimum karena penulangan dalam arah ini hanya ditahan oleh sengkang, dan sesuai perhitungan sudah lebih dari cukup. Karena beban yang diterima dalam arah ini hanya menimbulkan tegangan tarik yang kecil.

5.3.3 Kontrol terhadap tulangan minimum sayap (arah axial)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

tulangan pada kolom tersebut adalah,

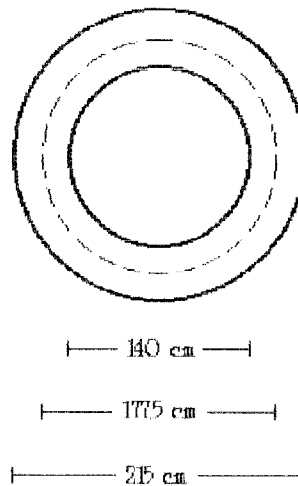
$$\rho = \frac{A_s}{(b \times d)} = \frac{283,5}{(142 \times 300)} = 0,0067 > \rho_{\min}$$

Dengan demikian kolom memenuhi syarat tulangan minimum.

5.4 Perhitungan Pada Badan Menara (dipandang sebagai kesatuan shell)

Dari hasil perhitungan SAP didapatkan momen dan gaya desak maksimum terjadi pada joint 28, yang besarnya sebagai berikut ini.

$$F_{22} = -1,8911E+00 = -18,911 \text{ kN} \text{ dan } M_{22} = -2,3856 \text{ kNm}$$



Gambar 5.22 Potongan Melintang Badan Menara

$$\begin{aligned} \text{Panjang keliling lingkaran} &= \pi \cdot D = \pi \cdot 177,5 \\ &= 557,6 \text{ cm} = 5,576 \text{ m} \end{aligned}$$

sehingga gaya total yang terjadi pada menara adalah

$$F_{22} = -18,911 \cdot 5,576 = 105,4478 \text{ kN}$$

$$M_{22} = -2,3856 \cdot 5,576 = 13,3021 \text{ kNm}$$

dari hasil tersebut dapat diketahui eksentrisitas yang terjadi, yaitu

$$e = \frac{M_{22}}{F_{22}} = 0,126 \text{ m}$$

Pada perhitungan analisis kekuatan berikut, momen maksimum yang terjadi diaplikasikan pada badan menara, dengan mengasumsikan menara sebagai kolom berbentuk pipa vertikal, dan tinjauan yang dilakukan diambil pada tinggi kolom 3 m.

$$\blacklozenge \text{ Luas lingkaran dalam} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,4^2$$

$$A_1 = 1,539 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas lingkaran luar} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2,15^2$$

$$A_2 = 3,631 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas dinding menara} = A_2 - A_1$$

$$A_d = 3,631 - 1,539 = 2,092 \text{ m}^2$$

$$\blacklozenge \text{ Momen inertiya dalam} = \frac{1}{64} \cdot d_1^4 = \frac{1}{64} \cdot 140^4$$

$$I_1 = 18857410 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momen inertiya dalam} = \frac{1}{64} \cdot d_2^4 = \frac{1}{64} \cdot 215^4$$

$$I_2 = 104887501 \text{ cm}^4$$

$$\text{Momen inertiya dinding} = I_2 - I_1$$

$$I_d = 86030091 \text{ cm}^4$$

$$\blacklozenge \text{ Jari-jari inertiya, } r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{86030091}{20920}}$$

$$= 64,13 \text{ cm}$$

$$\text{Kekakuan kolom, } K = 2 \text{ (jepit-jepit)}$$

$$\text{Panjang kolom, } L = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{2 \cdot 300}{64,13} = 9,36 < 22$$

Dari hitungan di atas, kolom dapat diklasifikasikan sebagai kolom pendek. Pada analisa selanjutnya, karena pada kenyataannya badan menara berbentuk lingkaran, maka dilakukan perhitungan dengan cara pendekatan empiris, dalam hal ini kolom diasumsikan sebagai kolom segi empat.

$$d = 50 \text{ mm} \quad f'_c = 240 \text{ Mpa} \quad E_y = 2E+05 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 240 \text{ Mpa} \quad E_c = 1,79125E+04 \text{ Mpa} \quad A_s = A_s' = 3969 \text{ mm}^2$$

$$\blacklozenge \text{ Tebal (tinggi) penampang luar segi empat} = 0,8 \cdot 2150 = 1720 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar penampang luar segi empat} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 2150^2}{1720} = 2111 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi penampang dalam segi empat} = 0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar penampang dalam segi empat} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 1400^2}{1120} = 1375 \text{ mm}$$

$$d-d' = \frac{2}{3} \cdot 2150 = 1367 \text{ mm}$$

$$d' = \frac{1720 - 1367}{2} = \frac{353}{2} = 176,5 \text{ mm}$$

$$d = 1367 + 176,5 = 1543,5 \text{ mm}$$

$$c_b = \frac{600 \cdot 1543,5}{600 + 240} = 1102,5$$

$$a_b = 0,85 \cdot 1102,5 = 937,1 \text{ mm}$$

$$f'_s = \frac{0,003 \cdot 2 \cdot 10 \cdot (1102,5 - 176,5)}{1102,5} = 503,9 \text{ Mpa} > F_y = 240 \text{ (leleh)}$$

$$f_y = \frac{0,003 \cdot 2 \cdot 10 \cdot (1543,5 - 1102,5)}{1102,5} = 240 \text{ Mpa} = F_y = 240 \text{ (leleh)}$$

$$P_{ub} = 0,85 \cdot f'_c \cdot (a_b \cdot L_2 - ((a_b - 300) \cdot L_1)) + A'_s \cdot f'_c + A_s \cdot f_y$$

$$= 0,85 \cdot 14,5 \cdot (937,1 \cdot 2111 - ((937,1 - 300) \cdot 1375)) + 3964 \cdot 240 + 3964 \cdot 240$$

$$= 13582082 \text{ N} = 13582 \text{ kN}$$

$$M_{ub} = 0,85 \cdot f'_c \cdot 300 \cdot L_2 \cdot (e_b - \frac{1}{2} \cdot 300) + 0,85 \cdot f'_c \cdot (L_2 - L_1) \cdot (a_b - 300) \cdot \frac{1}{2} \cdot (a_b - 300)$$

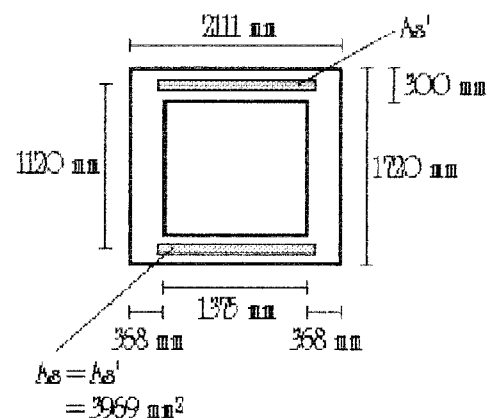
$$+ A'_s \cdot f'_s \cdot (c_b - d') + A_s \cdot f_y \cdot (d - e_b)$$

$$= 0,85 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 2111 \cdot (1102,5 - \frac{1}{2} \cdot 300) + 0,85 \cdot 14,5 \cdot (2111 - 1375)$$

$$\cdot (937,1 - 300) \cdot \frac{1}{2} \cdot (937,1 - 300) + 3969 \cdot 240 \cdot (1102,5 - 176,5)$$

$$+ 3969 \cdot 240 \cdot (1543,5 - 1102,5)$$

$$= 1,058 \cdot 10^{10} = 10578 \text{ kNm}$$



$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} = \frac{1057}{13582} = 0,779 \text{ m} > e = 0,126 \text{ m}$$

Dengan demikian kolom adalah kolom pendek dengan eksentrisitas dan kehancuran ditentukan oleh desak, sehingga analisa menjadi :

$$N_{D1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot 300 \cdot b + 0,85 \cdot f'_c \cdot (a-300) \cdot b$$

untuk $a = 0,85 \cdot e$, maka

$$= 0,85 \cdot f'_c \cdot 300 \cdot L + 0,85 \cdot f'_c (0,85 \cdot e - 300) \cdot b$$

$$= 0,85 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 2111 + 0,85 \cdot 14,5 (0,85 \cdot e - 300) \cdot 2111$$

$$= 7805422,5 + 22115,4 \cdot e - 7805422,5$$

$$= 22115,4 \cdot e$$

$$N_{D2} = f_y \cdot A_s^2 - 0,85 \cdot f'_c \cdot A_s^2 = 240 \cdot 3969 - 0,85 \cdot 14,5 \cdot 3969$$

$$= 903642$$

$$N_T = f_s \cdot A_s = \epsilon_s \cdot E_s \cdot A_s = \frac{600 - (d - c)}{c} \cdot (A_s)$$

$$= \frac{600 - (1543,5 - c)}{c} \cdot (3969) = \frac{3675690900}{c} - (2381400)$$

Keseimbangan gaya Σ (gaya) = 0

$$P_n = N_{D1} + N_{D2} - N_T = 22115,4 \cdot c + 903642 - \left(\frac{3675690900}{c} - 2381400 \right)$$

$$P_n = 2115,4 \cdot c + 3285042 - \frac{3675690900}{c}$$

Keseimbangan momen terhadap N_T , Σ (momen) = 0

$$P_n(809,5) = 7805422,5 \cdot (1543,5 - 150) + (22115,4 \cdot c - 7805422,5) \cdot \frac{1}{2}(a - 300) \\ + A_s^2 \cdot f_y \cdot (1543,5 - 176,5)$$

$$P_n(809,5) = 9399,045 \cdot c^2 - 3648989,6 \cdot c + 117063375$$

Se

$$P_n = 11,611 \cdot c^2 - 4507,708 \cdot c + 144611,952$$

Bila P_n keseimbangan gaya dan P_n keseimbangan momen dibandingkan, maka akan didapatkan,

$$2115,4 \cdot c + 3285042 - \frac{3675690900}{c} = 11,611 \cdot c^2 - 4507,708 \cdot c + 144611,952$$

ter

$$11,611c^2 - 6623,108 \cdot c - 3140430 - \frac{3675690900}{c} = 0$$

bila dikalikan dengan faktor pengali c , maka didapat

$$11,611c^3 - 6623,108 \cdot c^2 - 3140430 \cdot c - 3675690900 = 0$$

dengan rumus persamaan pangkat tiga, didapatkan nilai

$$c = 1087,09438 \text{ mm}$$

5.5

Substitusi nilai c ke dalam persamaan awal keseimbangan momen, akan menghasilkan nilai

ge

$$P_n = 11,611 \cdot c^2 - 4507,708 \cdot c + 144611,952$$

ja

$$= 8965880 \text{ N} = 8965,88 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 8965,88 = 5822,82 \text{ kN}$$

pr

Pemeriksaan terhadap asumsi awal,

REC

$$\epsilon_s' = \frac{0,033 \cdot (1087,094 - 176,5)}{1087,094} = 251 > f_y = 240$$

J C
LOA

dengan demikian dari hasil $\epsilon_s' > f_y$, maka dapat dikatakan asumsi awal terpenuhi.

DIS

$$M_R = \phi P_n \cdot e = 5822,82 \cdot 126 = 733,6753 \text{ kNm}$$

JOI

6

13

19

26

39

45

52

58

71

84

91

104

Kesimpulan akhir dari analisa kekuatan menara adalah,

$$\phi P_n = 5822,82 \text{ kN}$$

$$M_R = 733,6753 \text{ kNm}$$

Sedangkan gaya yang terjadi akibat beban gempa adalah,

$$P = 105,4478 \text{ kN}$$

$$M = 13,3057 \text{ kNm}$$

Sehingga dapat disampaikan di sini, bahwa menara mampu menahan beban yang terjadi akibat gempa.

Kontrol terhadap tulangan minimum,

$$\rho_{\min} = 0,0058.2090920$$

$$= 1212,7336 \text{ mm}^2$$

sedangkan luas tulangan $A_s = 3969 > \rho_{\min} = 1212,7336$ aman !

5.5 Pergeseran (*displacement*) JOINT Ujung Menara

Tujuan yang ingin dicapai selain mengadakan perhitungan ulang menara terhadap gempa adalah mengetahui pergeseran (*displacement*) horizontal maksimum yang terjadi pada ujung menara.

Dari perhitungan yang dilakukan dengan SAP 90, didapatkan *output running program* sebagai berikut :

```

RECALCULATE MENARA KARTINI BATAN YOGYAKARTA

JOINT DISPLACEMENTS
LOAD COMBINATION 2

DISPLACEMENTS "U" joint ujung atas Tower Utama)
JOINT      U(X)      U(Y)      U(Z)
   65      0.005515    0.005491    0.000077
   130      0.005515    0.005492    0.000077
   195      0.005514    0.005492    0.000078
   260      0.005514    0.005492    0.000078
   390      0.005514    0.005493    0.000078
   455      0.005514    0.005493    0.000078
   520      0.005514    0.005493    0.000078
   585      0.005513    0.005493    0.000077
   715      0.005513    0.005493    0.000077
   845      0.005512    0.005493    0.000077
   910      0.005512    0.005493    0.000077
  1040      0.005512    0.005493    0.000078

```




1105	0.005512	0.005493	0.000078
1170	0.005511	0.005493	0.000078
1300	0.005511	0.005492	0.000079
1365	0.005511	0.005492	0.000079
1495	0.005512	0.005492	0.000079
1560	0.005512	0.005491	0.000080
1690	0.005512	0.005491	0.000079
1755	0.005512	0.005491	0.000079
1885	0.005513	0.005490	0.000079
1950	0.005513	0.005490	0.000078
2080	0.005513	0.005490	0.000077
2145	0.005514	0.005490	0.000077
2210	0.005514	0.005490	0.000077
2275	0.005514	0.005490	0.000077
2340	0.005514	0.005490	0.000077
2405	0.005514	0.005490	0.000077
2470	0.005514	0.005491	0.000077
2535	0.005515	0.005491	0.000077
2600	0.005515	0.005491	0.000077

Dari ketiga kondisi pembebanan yang diberikan, kombinasi pembebanan ke dua menunjukkan hasil pergeseran joint terbesar yaitu 0.005515 m yang terjadi pada joint 65, 2535, dan 2600.

Sedangkan dari syarat pergeseran maksimum yang ada yaitu $L/180$, dengan ketinggian menara 30 m akan memberikan hasil 0,1667 m. Dengan demikian pergeseran puncak masih memenuhi syarat keamanan.