

ANALISIS PENENTUAN TULANGAN PELAT, BALOK, DAN KOLOM PADA PROYEK PENGEMBANGAN INSTITUT SENI INDONESIA YOGYAKARTA

Iwan Wikana¹⁾, Wijayanto, E²⁾

¹⁾Jurusan Teknik Sipil Universitas Kristen Immanuel Yogyakarta

e-mail : christanti_lkp@yahoo.co.id

²⁾Alumni S1 Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Kristen Immanuel Yogyakarta

ABSTRACT

The bar on the building construction is one of the parameters that influence the structural behavior, thus in determining the needed amount and diameter the constructor needs a plan being in line with the prescribed rule. One of the Indonesian regions which suffer from earthquake is Yogyakarta; the biggest earthquake within the last 15 years was happened in May 27th, 2006, which caused the lost of many inhabitants and the collapse of many buildings, especially in Kabupaten Bantul. In this area there are lots of university buildings and one of them is Institut Seni Rupa Indonesia (ISI) Yogyakarta. When the earthquake occurred, this building did not have any significant damage. In this thesis, the researcher is recounting the plat, block and column baring on the construction based on the data obtained from practical report (Praktek Kerja Lapangan) of Erani in 1997 on the construction of Institut Seni Rupa Indonesia Yogyakarta building. In addition, within the report there is no method and calculation being used in determining the barring.

In this thesis, the researcher compares the existing result within the report by using calculation method based on SK SNI 03-2847-2002 "Tata Cara Perencanaan Struktur untuk Bangunan Gedung", SK SNI 03-1726-2002 "Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Struktur Bangunan Gedung", and with the assistance of SAP 2000 version 10 program. The counted block dimension is B1 350 mm x 400 mm, B2 300 mm x 400 mm; while the column dimension is K1 350 mm x 350 mm, K2 350 mm x 350 mm, and K3 350 mm x 450 mm; meanwhile, the plate thickness is 130 mm.

From the calculation result it is obtained that the plate barring: center $\Phi p12-125$; $A_s = 905 \text{ mm}^2$, the field barring $\Phi p12-75$; $A_s = 1508 \text{ mm}^2$, the divider barring $\Phi p10-300$; $A_s = 262 \text{ mm}^2$, the obtained block barring is B1 3000 mm x 450 mm; the focus barring is 4D22, and the field barring is 4 D22, meanwhile the obtained column barring is main barring 6D22, K2's main barring is 5D22, K3's main barring is 5D22, and the crossbar is using P10-350. Therefore it can be concluded that the result of calculation by using SK SNI 03-2847-2002 "Tata Cara Perencanaan Struktur untuk Bangunan Gedung", SK SNI 03-1726-2002 "Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Struktur Bangunan Gedung" and calculation by using the assistance of SAP 2000 version 10 is not significantly different from the existing result.

Keywords : Bar, Column, Plate

I. PENDAHULUAN

Indonesia adalah sebagian besar wilayahnya rawan gempa sehingga dalam perencanaan konstruksi bangunan perlu memperhatikan batas-batas atau aturan yang berlaku. Hal ini dimaksudkan agar resiko saat terjadi gempa dapat diperkecil, sehingga struktur bangunan dapat bertahan dan melindungi penghuninya dari resiko bahaya gempa. Salah salah wilayah yang sering terjadi gempa diantaranya adalah provinsi D.I Yogyakarta. Dalam waktu 15 tahun terakhir ini, gempa terbesar terjadi pada 26 Juli 2006, banyak bangunan roboh dan ribuan jiwa menjadi korban khususnya di kabupaten Bantul. Di kabupaten tersebut banyak berdiri beberapa kampus, salah satunya Institut Seni Indonesia (ISI) Yogyakarta. Di kampus tersebut termasuk bangunan yang tidak mengalami kerusakan yang berat.

Oleh karena itu, penulis menghitung ulang penulangan pelat, balok, dan kolom pada konstruksi tersebut berdasarkan data yang diperoleh dari lapangan berdasarkan SK SNI 03-2847-2002 “ Tata Cara Perencanaan Struktur untuk Bangunan Gedung”, SK SNI 03-1726-2002 “ Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Struktur Bangunan Gedung”, dan dengan alat bantu program SAP 2000 versi 10.0 dan hasilnya dibandingkan dengan penulangan yang sudah dilaksanakan. Dengan demikian tujuan tulisan ini adalah untuk mengetahui stabilitas balok, kolom, dan pelat terhadap beban yang direncanakan, dan kemungkinan gaya-gaya yang terjadi sehingga dapat memperoleh hasil analisis yang aman dan proporsional. Tulisan ini dibatasi hanya pada perhitungan pelat, balok, B1 300 mm x 450 mm, B2 300 mm x 400 mm, dan kolom K1 350 mm x550 mm, K2 350 mm x 350 mm, K3 350 mm x 350 mm dan tinjauan stabilitas struktur akibat gaya-gaya yang berkerja pada konstruksi tersebut.

II. TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

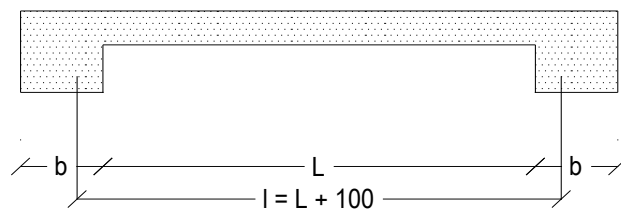
2.1. Perencanaan Pelat

Pelat direncanakan berdasarkan persyaratan ketebalan minimum dengan bantuan tebal minimum h dan ditambah dengan hasil dari faktor pengali bila memakai beton yang lain dari $f_y = 400$ MPa (Vis-Kusuma,1993), yaitu sesuai dengan persamaan berikut.

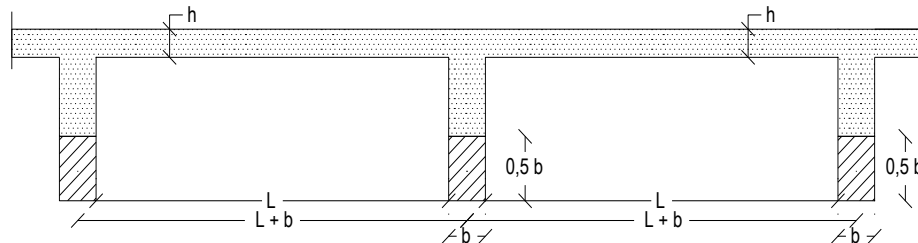
$$0,4 + \frac{f_y}{700} \dots\dots\dots (2.1)$$

Dalam perhitungan perencanaan pelat beton bertulang digunakan pengertian bentang teoritis yang dinyatakan dengan l . Nilai ini dianggap sama dengan bentang bersih L antara kedua bidang permukaan tumpuan ditambah dengan setengah panjang perletakaan a pada setiap ujung. Bila lebar balok lebih dari dua kali tebal keseluruhan pelat, dianggap $l = L + 100$ (seperti Gambar 1). jika perletakaan pelat beton bertulang dibuat dari bahan yang lain dengan beton bertulang, sesuai ketentuan untuk bentang $l = l + h$. dengan L adalah bentang bersih dan h tebal total pelat. Apabila $(L+h)$ lebih besar dari jarak pusat ke pusat tumpuan, maka l boleh diambil jarak ke pusat tersebut seperti tampak pada Gambar (2.1).

$$l = L + (2 \times \frac{1}{2} b) \dots\dots\dots (2.2)$$



Gambar 2.1. Bentang teoritis monolit (Vis-Kusuma,1993)



Gambar 2. Bentang teoritis tidak monolit (Vis-Kusuma,1993)

Dengan memperkirakan batang tulangan yang akan dipakai sebagai tulangan tarik pokok dan selimut beton berdasarkan tebal minimum penutup beton pada tulangan terluar dalam mm (Vis-Kusuma,1993), maka nilai d dapat ditentukan sebagai berikut.

$$d = h - p - \frac{1}{2} \phi p \dots\dots\dots (2.3)$$

Perencanaan menggunakan $M_u = M_R$ sebagai limit (batas) dengan $M_R = \phi b d^2 k$, maka :

$$k_{perlu} = \frac{M_u}{\phi b d^2} \dots\dots\dots (2.4)$$

Dengan menggunakan persamaan tersebut dapat dihitung rasio baja ρ yang diperlukan, dan dengan demikian dapat dihitung pula A_s yang diperlukan yaitu :

$$A_s = \rho_{min} b d . 10^6 \dots\dots\dots (2.5)$$

2.2. Perencanaan tulangan balok persegi

2.2.1. Momen

Perhitungan momen dan gaya aksial pada balok dan kolom diselesaikan menggunakan *software* SAP 2000 versi 10.

2.2.2. Luas tulangan (A_s)

- Mengubah beban atau momen yang bekerja menjadi beban rencana (W_u) atau momen rencana (M_u), termasuk berat sendiri.
- Berdasarkan h yang diketahui, diperkirakan d dengan menggunakan hubungan $d=h-80$ mm, dan kemudian hitunglah k yang diperlukan memakai persamaan berikut.

$$k = \frac{M_u}{\phi b d^2} \dots\dots\dots (2.6)$$

- Menentukan rasio penulangan berdasarkan tabel luas penampang tulangan baja.
- Menghitung A_s yang diperlukan dengan persamaan,

$$A_s = \rho b d \dots\dots\dots (2.7)$$

2.2.3. Merencanakan dimensi penampang dan A_s

- Memilih rasio penulangan yang diperlukan berdasarkan tabel, kecuali bila dimensi balok terlalu kecil atau memang dikehendaki pengurangan penulangan.

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \dots\dots\dots (2.8)$$

- Memperkirakan b dan kemudian menghitung d yang diperlukan menggunakan persamaan :

$$d_{\text{perlu}} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b k}} \dots\dots\dots (2.9)$$

1.2.4. Perencanaan tulangan geser

Untuk komponen-komponen struktur yang menahan geser dan lentur, persamaan 13.3-1 SK SNI 03-2847-2002 memberikan kapasitas kemampuan beton untuk menahan gaya geser adalah V_c .

$$V_C = \left(\sqrt{\frac{f_u}{6}} \right) b_w d \dots\dots\dots (2.10)$$

$$V_S = \frac{V_u}{\phi} \dots\dots\dots (2.11)$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.3.3 koefisien reduksi (ϕ) = 0,75. dengan M_u adalah momen terfaktor yang terjadi bersamaan dengan gaya geser terfaktor maksimum V_u pada penampang kritis, sedangkan batas atas faktor pengali dan V_c adalah sebagai berikut:

$$\frac{V_u}{M_u} \leq 1,0 \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

$$V_c \leq (0,30\sqrt{f'_c})b_w d \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

untuk sengkang yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur, maka :

$$A_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

2.3. Perencanaan Kolom

Dalam menentukan tulangan pada kolom di mana ukuran penampang serta beban aksial dan momen yang berkerja telah diketahui, lebih disarankan dengan menggunakan grafik-grafik. Pembagian tulangan pada kolom berpenampang persegi dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu pertama tulangan dipasang simetris pada dua sisi penampang, tegak lurus terhadap arah lentur dan $A_s = A'_s = 0,5 A_{st}$, sedangkan cara kedua tulangan dibagi sama rata pada sisi penampang dengan $A_s = A'_s = A_{st} = 0,25 A_{st}$. Penggunaan grafik terutama disarankan untuk penulangan pada seluruh sisi kolom dengan eksentrisitas yang pendek, berarti beban aksial relatif besar dan momen relatif kecil.

Pada sumbu vertikal dinyatakan nilai :

$$\frac{P_u}{\phi A_{gr} \cdot 0,85 \cdot f_c} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

Pada sumbu horisotal dinyatakan nilai :

$$\frac{P_u}{\phi A_{gr} \cdot 0,85 \cdot f_c} \left(\frac{e_t}{h} \right) \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

Dalam e_t telah diperhitungkan eksentrisitas $e = \frac{M_u}{h}$

Besaran pada kedua sumbu dapat dihitung dan ditentukan, kemudian suatu nilai r dapat dibaca. Penulangan yang diperlukan adalah $\beta \cdot r$, dengan β bergantung pada mutu beton. Untuk kolom diperkenankan menganggap faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,65$ untuk harga $P_u < 0,10 A_{gr} f'_c$.

Untuk kolom dengan pengikat sengkang :

$$\phi = 0,80 - \frac{0,20\phi P_n}{0,1 f'_c A_g} = 0,65 \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

$$P_n = \frac{A_s f_y}{\frac{e}{(d - d')} + 0,5} + \frac{b h f_c}{\frac{3 h e}{d^2} + 1,18} \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

2.4. Perencanaan sengkang kolom

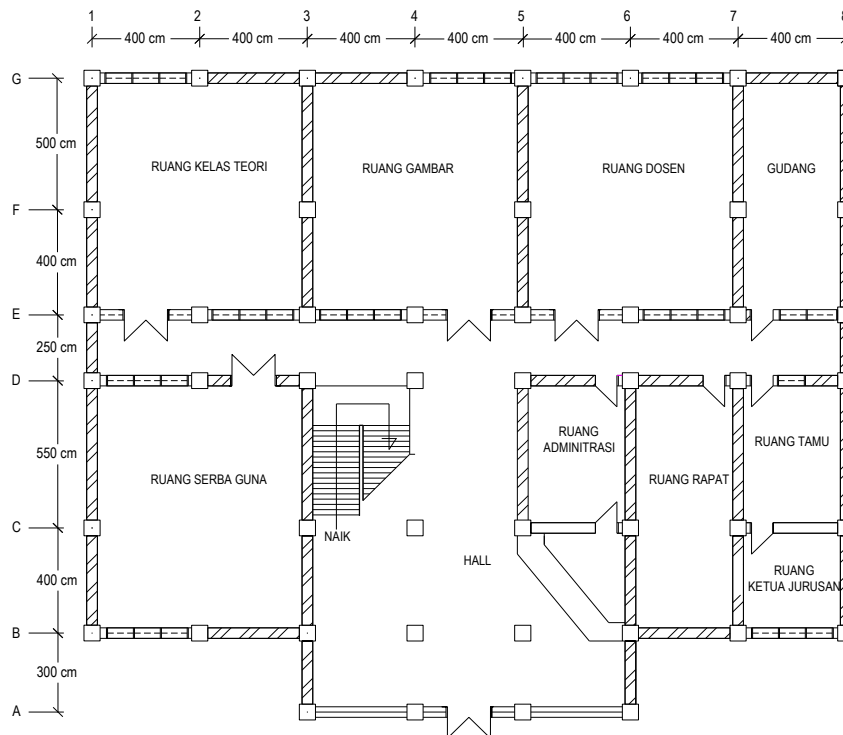
Dengan menggunakan batang tulangan yang sudah ditentukan, jarak spasi sengkang ditentukan nilai terkecil dari ketentuan-ketentuan berikut ini:

- a. 16 kali diameter tulangan pokok memanjang
- b. 48 kali diameter tulangan sengkang
- c. Dimensi terkecil kolom

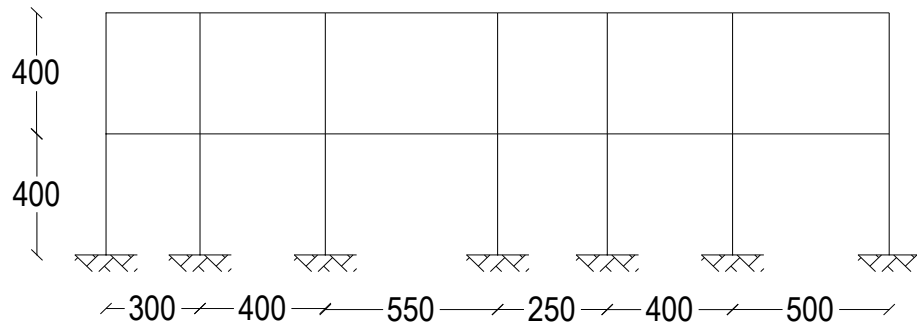
III. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1. Klasifikasi Bangunan

Sesuai dengan keperluan klasifikasi perencanaan gedung ini dapat diuraikan sebagai berikut :



Gambar 3.1. Denah Lantai



Gambar 3.2. Portal Y(3)

3.2. Perhitungan Pelat

a. Tulangan Tumpuan

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{15,743}{1,0 \cdot 0,103^2} = 1484 \text{ kN/m}^2$$

Menurut tabel mutu beton dengan tulangan tekan $\phi = 0,8$ (Vis-Kusuma,1993)

$$\text{Perhitungan interpolasi : } \rho = \left[\frac{(0,0083 - 0,0077)(1484 - 1400)}{1500 - 1400} \right] + 0,0077 = 0,0082$$

$$\text{Didapat nilai } A_s = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = 0,0082 \cdot 1,0 \cdot 0,103 \cdot 10^6 = 845,012 \text{ mm}^2$$

→ dipilih $\phi p \ 12 - 125 = 905 \text{ mm}^2$

b. Tulangan lapangan (bentang)

$$M_u = \frac{1}{11} W_u l^2 = \frac{1}{11} (8,03) (5,6)^2 = 22,899 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{22,899}{1,0 \cdot 0,103^2} = 2158 \text{ kN/m}^2$$

Menurut tabel mutu beton dengan tulangan tekan $\phi = 0,8$ (Vis-Kusuma,1993)

$$\text{Perhitungan interpolasi } \rho = \left[\frac{(0,0126 - 0,0119)(2200 - 2158)}{2200 - 2100} \right] + 0,0119 = 0,0122$$

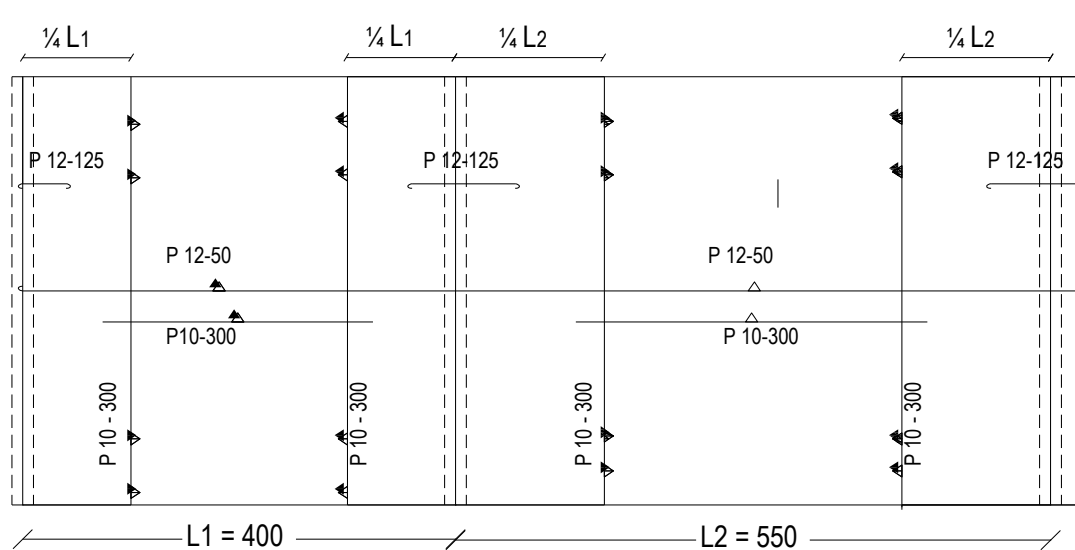
$$\text{Didapat nilai } A_s = \rho b d 10^6 = 0,0122 \cdot 1,0 \cdot 0,103 \cdot 10^6 = 1255,982 \text{ mm}^2$$

→ dipilih $\phi p \ 12 - 75 = 1508 \text{ mm}^2$

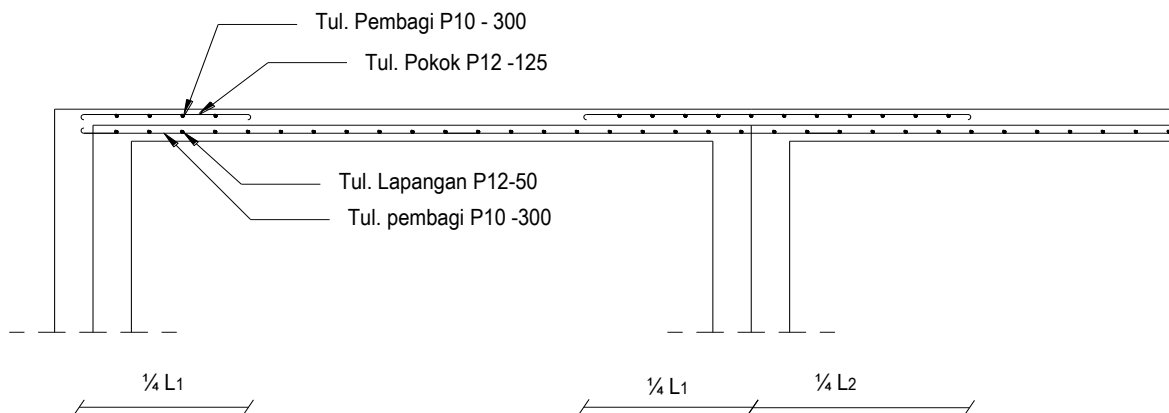
Tulangan pembagi :

$$A_s = \frac{0,18 b h}{100} = \frac{0,18 \cdot 1000 \cdot 130}{100} = 234 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipilih } \Phi_p \text{ 10 - 300} = 262 \text{ mm}^2$$

Hitungan di atas digambarkan dalam Gambar 3.3 dan 3.4 berikut.



Gambar 3.3. Perencanaan Tulangan Pelat



Gambar 3.4. Detail Tulangan Pelat

3.3. Perhitungan Tulangan Balok

3.3.1. Perhitungan tulangan tumpuan balok

Direncanakan dimensi balok 300 mm x 450 mm = 30 x 45 cm, mutu beton (f_c) = 2,5 MPa, mutu baja (f_c 320 Mpa, M_u negatif = 122,311 kNm, selimut beton (d) = 40 mm, tinggi balok efektif (d) = ($h-80$) = (450-80) = 370 mm.

a. Analisis tulangan Tumpuan

$$M_R = M_u = \phi b d^2 k$$

$$k = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{126316000}{0,8 \cdot 300 \cdot 370^2} = 3,845 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f_c}} \right) = 0,0136$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \left[\frac{0,85 f_c \cdot \beta}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \right] = 0,75 \left[\frac{0,85 \cdot 320 \cdot 0,85}{320} \frac{600}{600 + 320} \right] = 0,0248$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0136 \cdot 300 \cdot 370 = 1504077 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan tabel luas penampang tulangan baja (Vis-Kusuma,1993) digunakan 4D22 dengan $A_s = 1521 \text{ mm}^2$

Cek kapasitas momen \rightarrow Asumsi $f_y = f_s$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \cdot b} = \frac{1521 \cdot 320}{0,85 \cdot 22,5 \cdot 300} = 84,831 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{84,831}{0,85} = 99,802 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 = \frac{370 - 99,802}{99,802} \cdot 0,003 = 0,0081$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{200000} = 0,0016$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_y$ asumsi yang digunakan benar

$$M_n = 0,8(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b(d - \frac{1}{2}a)) = 1275534697 \text{ mm} \rightarrow M_n > M_u \text{ (aman)}$$

b. Analisis tulangan Lapangan

$$k = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{113,576000}{0,8 \cdot 300 \cdot 370^2} = 3,457 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f_c}} \right) = \frac{0,85 \cdot 22,5}{320} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3,457}{0,85 \cdot 22,5}} \right) = 0,012$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \left[\frac{0,85 f_c \cdot \beta}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \right] = 0,0248$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,012 \cdot 300 \cdot 370 = 133,993 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan tabel luas penampang tulangan baja (Vis-Kusuma,1993) digunakan 4D22 dengan $A_s = 1521 \text{ mm}^2$

Cek kapasitas momen \rightarrow Asumsi $f_y = f_s$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \cdot b} = \frac{1521 \cdot 320}{0,85 \cdot 22,5 \cdot 300} = 84,831 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{84,831}{0,85} = 99,802 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 = \frac{370-99,802}{99,802} \cdot 0,003 = 0,0081$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{200000} = 0,0016$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_y$ asumsi yang digunakan benar

$$M_n = 0,8(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b(d - \frac{1}{2}a)) = 1275534697 \text{ mm} \rightarrow M_n > M_u \text{ (aman)}$$

c. Analisis tulangan geser

$$W_u = 1,2W_{DL} + 1,6W_{LL} = 1,2(33,98) + 1,6(2,17) = 44,248 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{1}{2}W_u L = \frac{1}{2} \cdot 44,248 \cdot 5,5 = 121,682 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c b_w d} = \frac{1}{6} \sqrt{22,5 \cdot 300 \cdot 450 \cdot 10^{-3}} = 106,727 \text{ N}$$

Menurut pembagian zona wilayah gempa Yogyakarta termasuk di wilayah 3, maka penentuan tulangan geser sebagai berikut:

$$V_c = \frac{V_u}{\phi} = \frac{121,682}{0,75} = 162,243 \text{ kN}$$

Dengan memakai tulangan geser 2 kaki $\phi 10$ ($A_v = 157 \text{ mm}^2$), diperoleh s sebagai sebesar :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \cdot 320 \cdot 450}{162,243 \cdot 10^3} = 139,346 \text{ mm}$$

$$\text{kontrol kuat geser : } V_{s \text{ max}} = \frac{2}{3} b_w d \sqrt{f_c} > V_s \Leftrightarrow 427120938 \text{ kN} > V_s$$

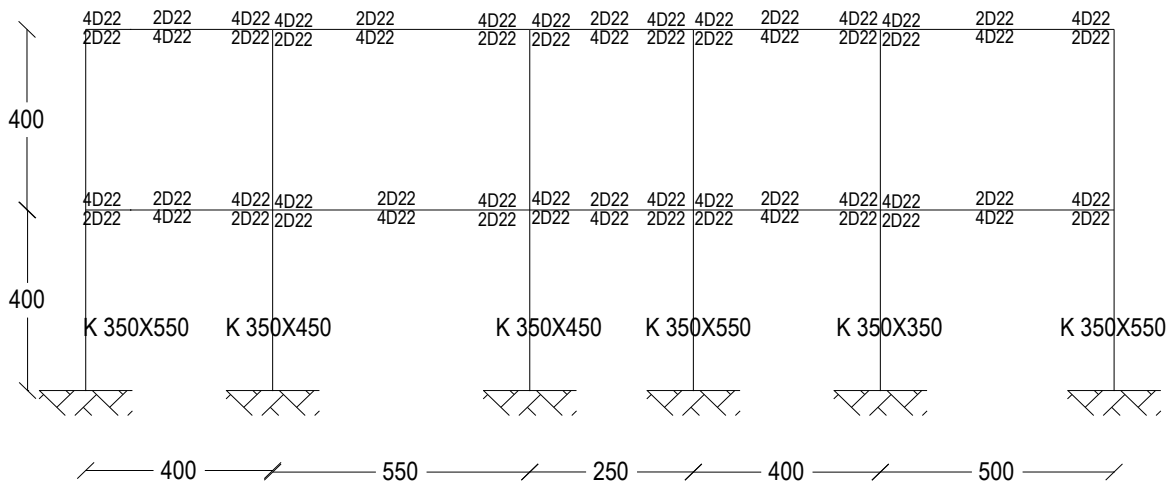
Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.3(1): diperlukan *Hoop* (senggang tertutup) disepanjang jarak $2h = 2 \times 450 = 900 \text{ mm}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{121,682}{0,75} - \frac{\sqrt{22,5}}{6} \cdot 300 \cdot 450 \cdot 10^{-3} = 55,516 \text{ kN}$$

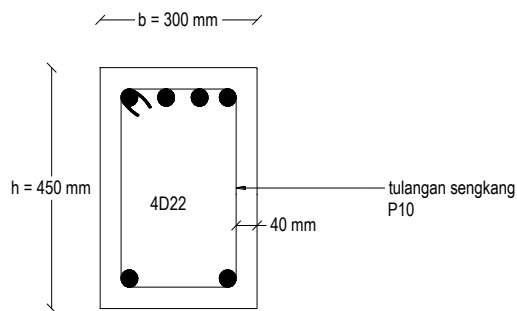
Bersarkan SNI-03-2847-2002 pasal 23.3.3.(2) *hoops* pertama dipasang pada jarak 50 mm dari muka kolom terdekat, dan yang berikut dipasang dengan spasi terkecil di antara :

- 1) $1 * d/4 = 112,5 \text{ mm}$
- 2) $8 \times \text{diameter tulangan longitudinal} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$
- 3) $24 \times \text{diameter tul. Hoops} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
- 4) Dimensi balok terkecil = 300 mm

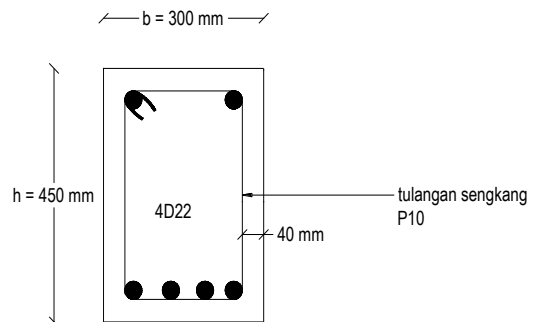
Jadi dipasang begel $2 \Phi 10 - 100$ dan hasil hitungan di atas dapat dilihat seperti Gambar 3.5 , 3.6, dan 3.7



Gambar 3.5. Tulangan Portal Y-3



Gambar 3.6. Potongan Balok Tumpuan



Gambar 3.7. Balok Lapangan

3.4. Perhitungan Kolom

$$P_u = 737,479 \text{ kN}$$

$$M_u = 126,316 \text{ kNm}$$

$$M_{1b} = 94,306 \text{ kNm}$$

$$M_{2b} = 87,412 \text{ kNm}$$

$$\text{Selimut beton (d)} = 40 \text{ mm} \quad e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{126,316 \cdot 10^3}{737,479} = 171,281 \text{ mm}$$

3.4.1. Syarat yang harus dipenuhi oleh kolom desain

Gaya aksial terfaktor maksimum yang berkerja pada kolom harus melebihi $A_g \cdot f_c / 10$
 $\rightarrow A_g \cdot f_c / 10 = ((350 \times 550) \cdot 22,5) / 10 = 433125 \text{ N} = 433,125 \text{ kN} < P_u \rightarrow \text{OK}$

a. Sisi terpendek penampang kolom $(d) > 300 \text{ mm}$

Sisi terpendek kolom $(d) = 350 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$

b. Rasio dimensi penampang $> 0,4$

Rasio antara b dan $h = 550/350 = 1,571 > 0,4 \rightarrow \text{OK}$

Dimensi kolom $350 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$ dan pemeriksaan batas syarat penulangan $0,01 \leq \rho_g \leq 0,08$. Ditetapkan $\rho_g = 0,01$.

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b h} = 0,01$$

$$A_s = A'_s = 0,01 \cdot 350 \cdot 550 = 1926 \text{ mm}^2$$

Dicoba 6D22 = 2281 mm² (Vis-Kusuma, 1993)

Pemeriksaan kekuatan penampang : $d' = h + d + \frac{1}{2} \phi_{\text{tul.pokok}}$

$$d' = 500 + 40 + \frac{1}{2} \cdot 22 = 499 \text{ mm} \quad \text{dan} \quad c = \frac{600 \cdot d'}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 499}{600 + 320} = 325 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI nilai β_1 diambil 0,85 untuk $f_c' \leq 30 \text{ MPa}$, berkurang 0,008 untuk tiap kenaikan 1 MPa kuat beton, dan nilai tersebut tidak boleh kurang dari 0,65.

$$d_a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 325 = 276,620 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{320}{200000} = 0,0016 \quad ; \quad \varepsilon'_s = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 = \frac{429 - 325}{325} \cdot 0,003 = 0,0016 \leq \varepsilon_s$$

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = 200000 \cdot 0,0016 = 320 \text{ MPa}$$

$$P_n = \frac{A_s f_y}{\frac{e}{(d - d')} + 0,5} + \frac{b h f_c}{\frac{3 h e}{d^2} + 1,18} = 530378052 \text{ N} = 5303781 \text{ kN}$$

nilai $\phi = 0,65 \rightarrow$ untuk sengkang

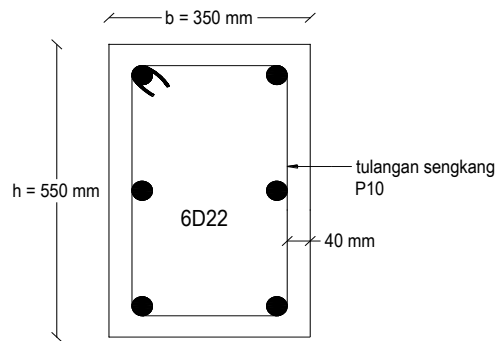
$$\phi P_n = 0,65 \cdot 5303741 = 3447,457 \text{ kN} \rightarrow \phi P_n > P_u = 737,479 \text{ kN}$$

3.4.2. Merencanakan sengkang

Dengan menggunakan batang tulangan P10, jarak spasi sengkang ditentukan nilai terkecil dari ketentuan-ketentuan berikut ini :

- 16 kali diameter tulangan pokok memanjang ($D22$) = 352 mm
- 48 kali diameter tulangan sengkang (P10) = 480 mm
- Dimensi terkecil kolom = 350 mm

Maka digunakan batang tulangan sengkang P10 dengan jarak 350 mm



Gambar 10 Potongan Kolom

IV. KESIMPULAN

4.1. Pelat Lantai

Tebal pelat diperoleh 130 mm = 13 cm, didasarkan dari hasil perhitungan dengan mengambil bentang terpanjang dari balok yaitu 5,5 m = 5500 cm, sehingga diperoleh tulangan pelat sebagai berikut :

- Momen Tumpuan → Dipilih $\Phi_p 12 - 125$; $A_s = 905$ mm²
- Tulangan Lapangan → Dipilih $\Phi_p 12 - 50$; $A_s = 2262$ mm²
- Tulangan Pembagi → Dipilih $\Phi_p 10 - 300$; $A_s = 262$ mm²

Dalam perhitungan pelat lantai penulis tidak bisa membandingkan dengan yang terdapat pada Laporan Praktek Kerja Lapangan (Erani tahun1997), karena didalam gambar kerja tidak dilampirkan.

4.2. Perhitungan Balok

Perhitungan ini, penulis dalam menentukan momen menggunakan alat bantu Program SAP 2000 versi 10, dengan menghitung terlebih dahulu beban yang berkerja yaitu

beban bangunan, beban akibat gempa dengan mengambil portal terpanjang, dan dimensi balok dipilih yang terbesar dengan anggapan portal mempunyai momen yang besar, maka di dapat hasil sebagai berikut.

Tabel. 4.1. Perbandingan hasil analisis dan data lapangan balok

Hasil Analisis			Data Lapangan		
Dimensi Balok	Tul. Tumpuan	Tul. Lapangan	Dimensi Balok	Tul. Tumpuan	Tul. Lapangan
B1 300x450	4D22	4D22	B1 300x450	4D22	4D22
B2 300x400	5D22	4 D22	B2 300x400	5D22	4 D22

4.3. Perhitungan Kolom

Perhitungan momen (M_u) dan gaya aksial (P_u) kolom, dilakukan juga menggunakan SAP 2000 versi 10 dengan memilih dimensi balok yang paling besar, sehingga memperoleh seperti dibawah ini.

Tabel. 4.2. Perbandingan hasil analisis dan data lapangan kolom

Kolom	Tul. Pokok	Senggang	Kolom	Tul. Pokok	Senggang
K1 350x550	6D22	P10 - 350	K1 350x550	4D22 8D22	P8 - 200
K2 350x350	5D22	P10 - 350	K2 350x350	8D22	P10 - 250
K3 350x450	5D22	P10 - 350	K3 350x450	5D22	P10 - 250

Berdasarkan hal diatas, maka dapat disimpulkan bahwa hasil perhitungan dengan menggunakan SK SNI 03-2847-2002 “Tata Cara Perencanaan Struktur untuk Bangunan Gedung”, SK SNI 03-1726-2002 “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Struktur Bangunan Gedung” dan dengan alat bantu program SAP 2000 versi 10 tidak berbeda jauh dengan hasil hitungan yang ada.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional, 2002, “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung (SK SNI 03 – 1726– 2003)”, BSN, Bandung, Indonesia
- Badan Standardisasi Nasional, 2002, “Tata cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SK SNI 03 – 2847 – 2002)”, BSN, Jakarta, Indonesia
- Departemen Pekerjaan Umum “Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung” PPI 1983, Indonesia

- Dipohusodo, Istimawan, 1994, *Struktur Beton Bertulang*, Gramedia Pusaka Utama, Jakarta, Indonesia.
- Erani, 1997, *Laporan Kerja Praktek pada Proyek Pengembangan Institut Seni Indonesia*, Universitas Kristen Immanuel, Yogyakarta
- Imran, I, Hendrik, Fajar, 2010, *Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa*, ITBPress, Bandung ,Indonesia.
- Purwono,Rachmat, 2005,*Perencanaan Struktur Beton BertulangTahan Gempa*, ITSPress, Surabaya, Indonesia
- Vis, W.C & Kusuma, Gideon, 1993, *Dasar-Dasar Perencanaan Beton Bertulang”* Seri Beton 1, Erlangga, Jakarta, Indonesia
- Vis, W.C & Kusuma, Gideon, 1993, *Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang”*, Seri Beton 4 Erlangga, Jakarta, Indonesia