

BAB V

ANALISA DAN PERHITUNGAN

5.1. Data Perencanaan

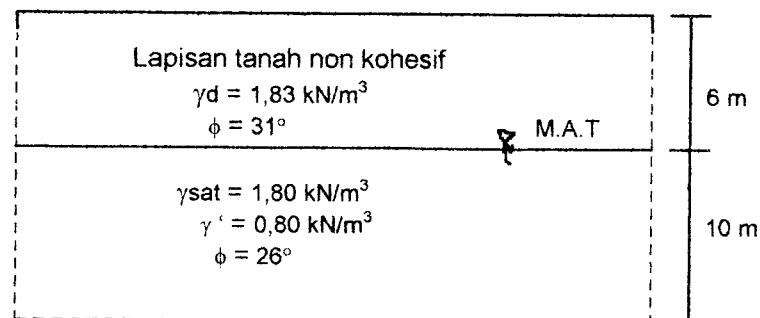
5.1.1. Gaya-gaya yang Terjadi

Gaya-gaya yang terjadi pada pondasi pada dasarnya merupakan gaya-gaya yang disalurkan oleh kolom dasar suatu bangunan yang diperoleh dari hasil perhitungan mekanika terhadap struktur bangunan tersebut. Pada perencanaan ini gaya-gaya yang bekerja pada pondasi direncanakan sebagai berikut :

1. Beban aksial (V) = 1500 KN
2. Momen yang terjadi = 150 kNm
3. Gaya geser/lateral (H) = 50 KN

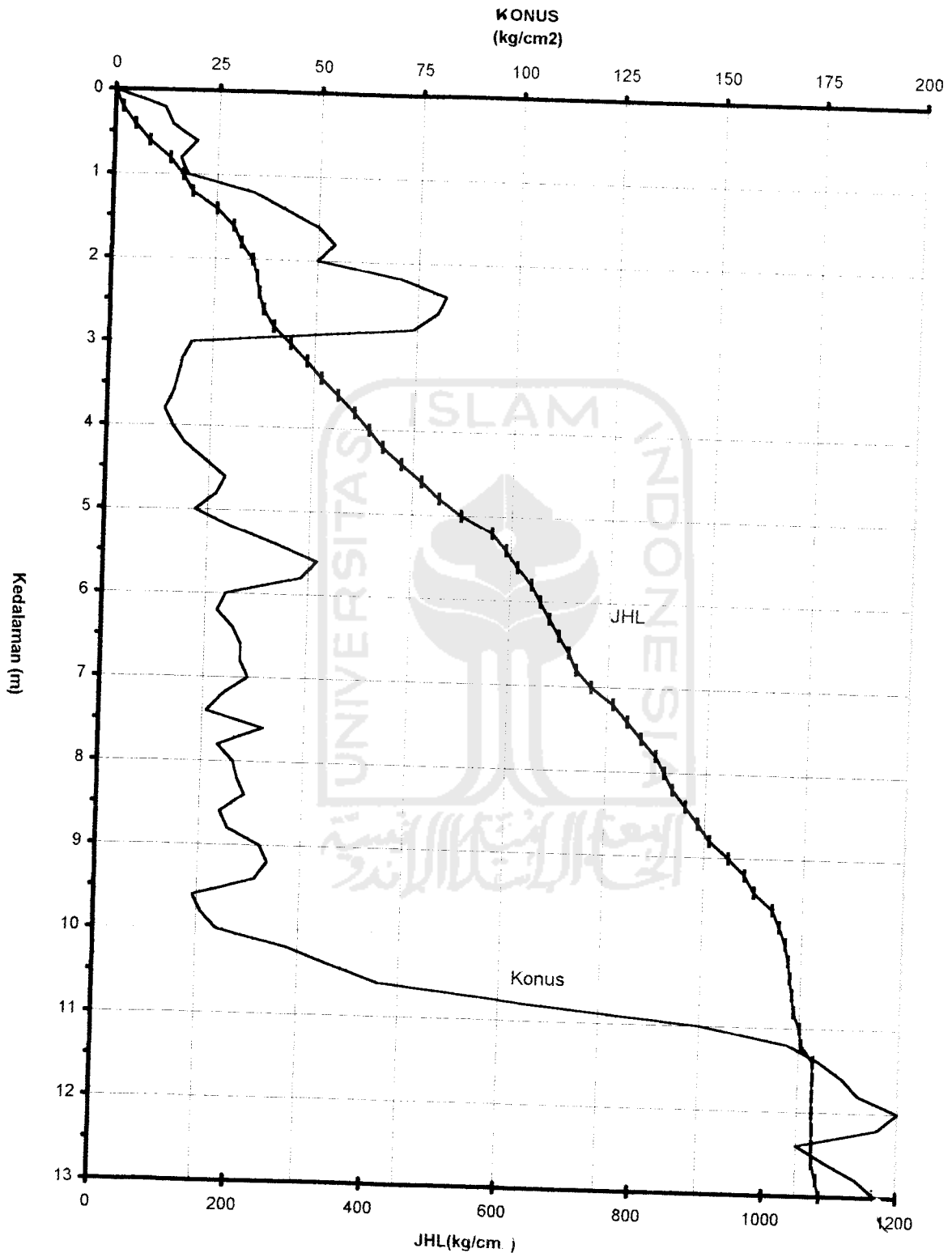
5.1.2. Data Karakteristik Tanah

Pada titik pemancangan pondasi tiang pancang, diketahui data karakteristik lapisan tanah pendukung sebagai berikut :



Gambar 5.1. Data karakteristik lapisan tanah pendukung pondasi

DATA SONDIR



Gambar 5.2. Data Sondir

5.2. Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Berdasarkan Kapasitas Dukung Tanah

5.2.1. Menentukan Efisiensi Panjang Tiang Berdasarkan Data Sondir

Untuk menentukan panjang tiang pancang dilakukan suatu pendekatan dengan membuat suatu perbandingan antara pertambahan panjang tiang pancang (ΔL) dengan pertambahan kuat dukung tanah (ΔP) dengan dimensi penampang yang sama. Perbandingan tersebut menunjukkan tingkat efisiensi akibat adanya penambahan panjang tiang pancang. Nilai yang terbesar dari perbandingan tersebut dapat dipakai untuk menentukan panjang tiang pancang.

Berdasarkan data sondir, dicoba untuk menentukan kedalaman awal yang menjadi acuan dalam mencari hasil perbandingan tersebut. Dalam hal ini kedalaman awal tiang pancang diambil 5 m. Langkah berikutnya adalah menentukan kuat dukung tanah (P) berdasarkan rumus (2.3). Hal yang sama juga dilakukan untuk setiap penambahan panjang tiang pancang.

Misalnya dipakai diameter tiang pancang 500 mm, maka :

- Luas penampang tiang

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 500^2 = 196349,54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Keliling tiang

$$\begin{aligned} K &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 500 = 1570,796 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Rumus kapasitas dukung tiang berdasar data sondir

$$P = \frac{A_p \cdot q_c}{SF_1} + \frac{K \cdot q_f}{SF_2}$$

diambil $SF_1 = 3$ dan $SF_2 = 5$.

Untuk selanjutnya, perhitungan kapasitas dukung tanah dilakukan dengan cara menambah panjang tiang dengan interval sebesar 1 m sampai pada kedalaman yang diinginkan. dengan cara seperti yang telah dijelaskan di atas, maka hasil perbandingan dihitung dalam bentuk tabel (5.1) sebagai berikut.

Tabel 5.1. Nilai efisiensi akibat pertambahan kapasitas dukung tanah dan pertambahan panjang tiang

L(m)	qc(kg/cm ²)	qf(kg/cm)	P (N)	ΔL	ΔL(%)	ΔP	ΔP(%)	Ef. (%P)/(%L)
5	22	524	308609.08	-	-	-	-	1
6	30	646	399296.38	1	20	175447.44	7.84E+01	3.9189
7	36	725	463384.87	2	40	239535.93	1.07E+02	2.6752
8	33	837	478935.74	3	60	255086.80	1.14E+02	1.8992
9	40	936	555852.40	4	80	332003.46	1.48E+02	1.8539
10	30	1025	518362.72	5	100	294513.78	1.32E+02	1.3157
11	150	1050	1311614.86	6	120	1087765.92	4.86E+02	4.0495
12	200	1071	1645461.44	7	140	1421612.50	6.35E+02	4.5363
13	195	1085	1617134.74	8	160	1393285.80	6.22E+02	3.8901

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, dapat dilihat bahwa nilai efisiensi yang terbesar terdapat pada tiang pancang dengan panjang 12 m. Hal tersebut menunjukkan bahwa dengan panjang tiang 12 m maka didapatkan nilai kapasitas dukung tanah yang terbesar.

5.2.2. Menghitung Kapasitas Dukung Tiang Terhadap Gaya Lateral

1. Jenis Tiang

$$L / D = 12000 / 500 = 24.$$

$L / D > 12$, maka termasuk tiang panjang.

2. Tiang terjepit poer dan rata dengan muka tanah ($e = 0$).

3. Jenis tanah termasuk non kohesif, maka untuk menentukan besarnya kapasitas dukung terhadap gaya lateral digunakan rumus sebagai berikut.

$$H_a = \frac{2.M}{e + 0,55 \sqrt{D.K_p.\gamma}}$$

$$e = 0$$

$$\phi = \frac{\phi_1.L_1 + \phi_2.L_2}{L_1 + L_2} = \frac{31,6 + 26.10}{6 + 10} = 27,875^\circ$$

$$\gamma = \frac{\gamma_1.L_1 + \gamma_2.L_2}{L_1 + L_2} = \frac{1,83.6 + 0,8.10}{6 + 10}$$

$$= 1,18625 \text{ t/m}^3 = 11,8625 \text{ kN/m}^3$$

$$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$= \text{tg}^2(45^\circ + 27,875/2) = 2,7562$$

maka :

$$H_a = \frac{2 \cdot 150}{0 + 0,55 \sqrt{11,8625 \cdot 0,5 \cdot 2,7562}}$$

$$H_a = 228,45 \text{ kN}$$

jika diambil SF = 3, maka kapasitas dukung terhadap gaya lateral :

$$H_a' = 228,45 / 3 = 76,15 \text{ kN} > H = 50 \text{ kN} \quad (\text{aman}).$$



5.3. Gaya yang Terjadi Pada Saat Pengangkatan dan Layan

5.3.1. Rasio kelangsingan tiang

$$r = 0,25.D$$

$$= 0,25.500$$

$$= 125 \text{ mm}$$

$$\frac{k.L}{r} = \frac{0,7.12000}{125} = 67,2$$

Rasio tiang pancang lebih besar dari 22, maka tiang tersebut termasuk struktur tekan langsing, sehingga dalam analisisnya harus memperhitungkan adanya efek tekuk. Perencanaan tersebut juga menggunakan cara perkiraan momen yang diperbesar karena rasio kelangsingannya lebih kecil dari 100.

5.3.2. Momen Akibat Pengangkatan

$$\text{Berat sendiri tiang} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 23 = 4,516 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kelonggaran akibat tumbukan (50\%)} = 0,5 \cdot 4,516 = \underline{2,258 \text{ kN/m}} +$$

$$q_{bs} = 6,774 \text{ kN/m}$$

Jika tiang diangkat pada dua titik, maka momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} M_{bs} &= 1/2 \cdot q_{bs} \cdot a^2 \\ &= 1/2 \cdot q_{bs} \cdot (0,207 \cdot L)^2 \\ &= 1/2 \cdot 6,774 \cdot (0,207 \cdot 12)^2 \\ &= 20,8988 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.3.3. Beban Aksial dan Momen Pada Saat Layan

1. Beban aksial yang diterima saat layan.

$$\text{Beban aksial (V)} = 1500 \text{ kN}$$

$$\text{Berat sendiri tiang pancang} = 1,2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 12 \cdot 23\right) = 65,03 \text{ kN}$$

$$P = 1565,03 \text{ kN} \quad +$$

Jadi total beban terfaktor yang diterima tiang pancang saat layan adalah 1565,03 kN, masih lebih kecil dari kapasitas dukung tiang menurut data sondir (1645,461 kN).

2. Momen yang terjadi saat layan

Momen yang diterima didasarkan pada eksentrisitas minimum sebesar $(15 + 0,03 \cdot D)$ mm, dan dikalikan dengan faktor pembesaran momen (δ).

$$\begin{aligned} e_{\min} &= 15 + 0,03 \cdot D \\ &= 15 + (0,03 \cdot 500) \\ &= 30 \text{ mm} = 0,03 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= P \cdot e_{\min} \\ &= 1565,03 \cdot 0,03 \\ &= 46,9509 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_m &= 0,6 + 0,4 \cdot (M_1/M_2) \\ &= 0,6 + 0,4 \cdot 1 = 1 \end{aligned}$$

Digunakan $f'_c = 35 \text{ Mpa}$, maka modulus elastisitas beton

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \sqrt{35} \\ &= 27805,57 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cr} &= \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot I}{(k \cdot L)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 \cdot 27805,57 \cdot 3067961576}{(0,7 \cdot 12000)^2} \\
 &= 11932,267 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta &= \frac{C_m}{1 - (P / \phi \cdot P_{cr})} \\
 &= \frac{1}{1 - (1565,03 / 0,7 \cdot 11932,267)} \\
 &= 1,2306
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_c &= \delta \cdot M \\
 &= 1,2306 \cdot 46,9509 \\
 &= 57,777 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Jadi momen yang terjadi pada tiang pancang pada saat layan :

$$\begin{aligned}
 M &= 57,777 \text{ kNm} + 150 \text{ kNm} \\
 &= 207,777 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 e &= M / P \\
 &= 207,777 / 1565,03 = 132,762 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.4. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Beton Konvensional

5.4.1. Data Struktur

Kuat tekan beton (f'_c) = 35 Mpa

Tegangan Leleh Baja (f_y) = 400 Mpa

$$\begin{aligned}
 \text{Modulus elastisitas beton : } E_c &= 4700\sqrt{f'_c} \\
 &= 4700\sqrt{35} \\
 &= 27805,57 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja (} E_s \text{)} = 2 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5}{27805,57} = 7,193$$

$$\text{Diameter penampang} = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang (} A_g \text{)} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 500^2 \\
 &= 196349,54 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

5.4.2. Perencanaan Tulangan

Untuk perencanaan tulangan diasumsikan $\rho_g = 0.02$.

Luas tulangan baja yang diperlukan adalah

$$\begin{aligned}
 A_{st} \text{ perlu} &= \rho_g \cdot A_g \\
 &= 0,02 \cdot 196349,54 \\
 &= 3926,9908 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jika dipakai 7 tulangan diameter 29 mm, maka luas tulangan :

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= 7 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 29^2 \\
 &= 4623,639 \text{ mm}^2.
 \end{aligned}$$

Cek rasio tulangan :

$$\begin{aligned}\rho_g &= \frac{A_{st}}{A_g} \\ &= \frac{4623,639}{196349,54} \\ &= 0,0235\end{aligned}$$

$0,01 < \rho_g < 0,08$ (OK)

5.4.3. Menentukan Kapasitas Beban Aksial dan Momen

1. Kapasitas Beban Aksial

Dengan menggunakan teori Whitney, penampang bundar ditransformasikan menjadi penampang persegi ekuivalen untuk menentukan eksentrisitas pada keadaan "balanced".

a) Tebal penampang ekuivalen

$$h = 0,8.D = 0,8.500 = 400 \text{ mm.}$$

b) Lebar penampang ekuivalen

$$b = A_g / 0,8.D = 196349,54 / 400 = 490,87 \text{ mm.}$$

c) Luas tulangan total A_{st} didistribusikan pada 2 lapis

$$A_s = A_s' = \frac{1}{2}.A_{st} = \frac{1}{2}. 4623,639 = 2311,819 \text{ mm}^2.$$

d) Diameter inti (D_s) = 410 mm.

e) Jarak antara lapis tulangan = $2/3. D_s = 2/3. 410 = 273,333$ mm.

f) Jarak tulangan (tekan/tarik) terhadap tepi terluar beton

$$d' = d_s = \frac{1}{2}.(500 - 273,333) = 113,333 \text{ mm}$$

g) Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar daerah tekan

$$d = 0,8.D - d' = 400 - 113,333 = 286,667 \text{ mm}$$

Cek apakah eksentrisitas rencana yang diberikan lebih besar atau lebih kecil dari eksentrisitas "balanced" (e_b).

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 286,667}{600 + 400} = 172$$

$f'_c = 35 \text{ Mpa} > 30 \text{ Mpa}$, maka :

$$\rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30) = 0,81$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b$$

$$= 0,81 \cdot 172$$

$$= 139,002 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} f'_s &= 600 \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) \\ &= 600 \left(\frac{172 - 113,333}{172} \right) \\ &= 204,651 \text{ MPa} \leq f_y \end{aligned}$$

Kapasitas beban nominal pada saat "balanced" :

$$\begin{aligned} P_{nb} &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A_s' \cdot f'_s - A_s \cdot f_y \\ &= 0,85 \cdot 35 \cdot 490,87 \cdot 139,32 + 2311,819 \cdot 204,651 - 2311,819 \cdot 400 \\ &= 1582,948 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen tahanan nominal pada saat 'balanced' :

$$\begin{aligned} M_{nb} &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \cdot (0,8.D/2 - a_b/2) + (A_s' \cdot f'_s + A_s \cdot f_y) \cdot (1/2 \cdot (2/3 \cdot D_s)) \\ &= 0,85 \cdot 35 \cdot 490,87 \cdot 133,002 \cdot (0,8 \cdot 500/2 - 139,32/2) + (2311,819 \cdot 204,651 + \\ &\quad 2311,819 \cdot 400) \cdot (1/2 \cdot 273,333) \\ &= 481,655 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{481,655}{1582,948} = 304,277 \text{ mm}$$

$e_b > e$, maka terjadi keruntuhan tekan.

Dengan demikian kapasitas beban aksial yang dapat ditahan oleh penampang adalah:

$$\begin{aligned} P_n &= \frac{A_{st} \cdot f_y}{\frac{3 \cdot e}{D_s} + 1} + \frac{A_g \cdot f'_c}{\frac{9,6 \cdot D \cdot e}{(0,8 \cdot D + 0,67 \cdot D_s)^2} + 1,18} \\ &= \frac{4623,639 \cdot 400}{\frac{3 \cdot 132,762}{410} + 1} + \frac{125663,71 \cdot 35}{\frac{9,6 \cdot 500 \cdot 132,762}{(0,8 \cdot 500 + 0,67 \cdot 410)^2} + 1,18} \\ &= 3601,901 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besarnya beban aksial yang diijinkan adalah:

$$\begin{aligned} P' &= \phi \cdot P_n \\ &= 0,7 \cdot 3601,901 \\ &= 2521,3308 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban aksial yang diijinkan lebih besar dari beban aksial yang terjadi ($P = 1565,03 \text{ kN}$), maka penampang tersebut aman digunakan.

2. Kapasitas momen pada saat layan

$$\begin{aligned} M_n &= P_n \cdot e \\ &= 3601,901 \cdot 0,01327 \\ &= 478,196 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M' &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,7 \cdot 478,196 = 334,737 \text{ kNm} > M = 207,777 \text{ kNm (aman)}. \end{aligned}$$

3. Kapasitas momen akibat pengangkatan

Momen yang terjadi pada saat pengangkatan (M_{bs}) = 20,8988 kNm.

Kapasitas momen retak (M_{cr}) = $(f_r \cdot I_g) / C$

Tegangan retak beton

$$f_r = 0,7 \cdot \sqrt{f_c} = 0,7 \cdot \sqrt{35} = 4,141 \text{ Mpa}$$

Momen inersia penampang

$$\begin{aligned} I_g &= (1/64) \cdot \pi \cdot D^4 \\ &= (1/64) \cdot \pi \cdot 500^4 = 3067961576 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Jarak dari garis netral penampang ke serat tepi terluar

$$C = D/2 = 500/2 = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{4,141 \cdot 3067961576}{250} \\ &= 50,8209 \text{ kNm} > M_{bs} \text{ (aman)} \end{aligned}$$

5.5. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Beton Prategang

5.5.1. Data Struktur

Kuat tekan beton (f_c) = 35 MPa

Tegangan leleh baja (f_{py}) = 1600 MPa

Tegangan ultimit baja (f_{pu}) = 1800 MPa

Modulus elastisitas baja (E_s) = $2 \cdot 10^5$ MPa

Modulus elastisitas beton : $E_c = 4700 \sqrt{f_c}$

$$= 4700 \sqrt{35}$$

$$= 27805,575 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5}{27805,57} = 7,193$$

Diameter penampang = 500 mm

$$\text{Luas penampang } (A_g) = \left(\frac{1}{4}\right) \cdot \pi \cdot 500^2 = 196349,54 \text{ mm}^2$$

5.5.2. Tegangan - tegangan Ijin

Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 maka tegangan-tegangan yang diijinkan adalah sebagai berikut.

1. Tegangan tekan ijin (f_{ccu}) = $0,45 \cdot f_c = 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ Mpa}$

2. Tegangan tarik ijin

a. Saat pengangkatan

$$\begin{aligned} f_{ctu}' &= 0,5 \cdot \sqrt{f_c} \\ &= 0,5 \cdot \sqrt{35} = 2,958 \text{ MPa} \end{aligned}$$

b. Saat layan,

$$\begin{aligned} f_{ctu} &= \sqrt{f_c} \\ &= \sqrt{35} = 5,916 \text{ MPa} \end{aligned}$$

3. Tegangan Prategang efektif

a. Nilai prategang efektif (f_{pe}) minimum untuk tiang pancang dengan panjang 12 m - 52 m antara 4,9 sampai 8,4 MPa.

b. Tegangan prategang efektif pada baja (f_{pse}) maksimum adalah:

$$\begin{aligned} f_{pse \ 1} &= 0,82 \cdot f_{py} \\ &= 0,82 \cdot 1600 = 1312 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{pse2} &= 0,74 f_{pu} \\
 &= 0,74 \cdot 1800 = 1332 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Tegangan prategang yang diijinkan dipilih yang terkecil, maka $f_{pse}=1312 \text{ MPa}$.

5.5.3. Perencanaan Tulangan Prategang

Luas tulangan baja prategang minimum

$$\begin{aligned}
 A_{ps \text{ min}} &= 0,005 \cdot A_g \\
 &= 0,005 \cdot 196349,54 \\
 &= 981,7477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ps \text{ perlu}} &= \frac{P_e \text{ min}}{f_{pse}} = \frac{f_{pe \text{ min}} \cdot A_g}{f_{pse}} \\
 &= \frac{4,9 \cdot 196349,54}{1312} \\
 &= 733,3176 \text{ mm}^2 < A_{ps \text{ min}} = 981,7477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jadi luas tulangan baja prategang yang diperlukan adalah $981,7477 \text{ mm}^2$.

Jika digunakan baja prategang jenis "Prestressing bars deformed", dengan diameter 12 mm , maka jumlah tulangan yang dibutuhkan adalah :

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{ps \text{ perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} \\
 &= \frac{981,7477}{113,097} = 8,68 \approx 9 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jadi luas tulangan yang digunakan adalah

$$A_{ps} = 9 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 1017,976 \text{ mm}^2$$

5.5.4. Menentukan Kapasitas Beban Aksial dan Momen

1. Menentukan nilai prategang efektif

$$\begin{aligned} f_{pe} &= \frac{P_e}{A_g} = \frac{f_{pse} \cdot A_{ps}}{A_g} \\ &= \frac{1312 \cdot 1017,876}{196349,54} \\ &= 6,8014 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2. Menentukan kapasitas beban aksial dan momen pada saat layan

Beban aksial yang terjadi (P) = 1565,03 kN

Luas penampang transformasi

$$\begin{aligned} A_t &= A_g + (n - 1) \cdot A_{ps} \\ &= 196349,54 + (7,193 - 1) \cdot 1017,876 \\ &= 202653,0457 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Momen inersia penampang transformasi

$$\begin{aligned} I_t &= (1/64) \cdot \pi \cdot D^4 + (n - 1) A_{ps} \cdot y^2 \\ &= (1/64) \cdot \pi \cdot 500^4 + (7,193 - 1) \cdot 1017,876 \cdot 185,5^2 \\ &= 3305 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Beban aksial yang diijinkan:

$$|f_{ccu}| = \left| -f_{pe} - \frac{P'}{A_t} - \frac{M_c \cdot C}{I_t} \right|$$

$$|-15,75| = \left| -6,8014 - \frac{P'}{202653,0457} - \frac{57,777 \cdot 10^6 \cdot 250}{3305 \cdot 10^6} \right|$$

$$P' = 4570,1147 \text{ kN} > P = 1565,03 \text{ kN (aman)}$$

Kapasitas momen pada saat layan :

$$\begin{aligned}
 M' &= (f_{ctu} + f_{pe} + P/A_t) \cdot I_t / C \\
 &= (5,916 + 6,8014 + \frac{1565,03 \cdot 10^3}{202653,0457}) \cdot \frac{3305 \cdot 10^6}{250} \\
 &= 400,248 \text{ kNm} > M \text{ yang terjadi} = 207,777 \text{ kNm (aman)}
 \end{aligned}$$

3. Kapasitas momen pada saat pengangkatan (kapasitas momen retak)

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= (f_{ctu}' + f_{pe}) \cdot I_t / C \\
 &= (2,958 + 6,8014) \cdot 3305 \cdot 10^6 / 250 \\
 &= 129,0277 \text{ kNm} > M_{bs} \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$



Tabel 5.2. Perhitungan Gaya-gaya yang Terjadi dengan $f_c = 35$ MPa

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
L (mm)	D (mm)	$kL/r < 100$	A_g (mm ²)	V (kN)	H_a (kN)	M_y (kN.m)	f_c	$n = E_s/E_c$	Q_{bs} (kN/m)	Mbs (kN.m)	ϕ
12000	400	84.00	125663.71	1500	50	150	35	7.19280	2.89027	13.37526	27.875
12000	425	79.06	141862.54	1500	50	150	35	7.19280	3.26284	15.09941	27.875
12000	450	74.67	159043.13	1500	50	150	35	7.19280	3.65799	16.92806	27.875
12000	475	70.74	177205.46	1500	50	150	35	7.19280	4.07573	18.86120	27.875
12000	500	67.20	196349.54	1500	50	150	35	7.19280	4.51604	20.89884	27.875
12000	525	64.00	216475.37	1500	50	150	35	7.19280	4.97893	23.04097	27.875
12000	550	61.09	237582.94	1500	50	150	35	7.19280	5.46441	25.28760	27.875
12000	575	58.43	259672.27	1500	50	150	35	7.19280	5.97246	27.63872	27.875
12000	600	56.00	282743.34	1500	50	150	35	7.19280	6.50310	30.09433	27.875

13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
γ	K_p	H_a' (kN)	P (kN)	e min (mm)	M (kN.m) P.e	I_g (mm ⁴)	P_{cr} (kN)	δ	M_c (kN.m)
11.8625	2.7562	52.43	1541.620	27	41.62374	1256637062	4887.4566	1.8202	75.7629
11.8625	3.7562	59.31	1546.985	27.75	42.92883	1601495118	6228.718	1.5499	66.5362
11.8625	4.7562	65.40	1552.675	28.5	44.25124	2012889590	7828.7605	1.3953	61.7455
11.8625	5.7562	70.97	1558.690	29.25	45.59170	2498873879	9718.9062	1.2972	59.1417
11.8625	6.7562	76.15	1565.031	30	46.95093	3067961576	11932.267	1.2306	57.7766
11.8625	7.7562	81.04	1571.697	30.75	48.32967	3729126471	14503.745	1.1832	57.1818
11.8625	8.7562	85.70	1578.687	31.5	49.72866	4491802544	17470.032	1.1482	57.0999
11.8625	9.7562	90.18	1586.003	32.25	51.14861	5365883971	20869.61	1.1218	57.3779
11.8625	10.7562	94.49	1593.645	33	52.59027	6361725124	24742.749	1.1013	57.9196

Tabel 5.3. Perhitungan Gaya-gaya yang Terjadi dengan $f_c = 40$ MPa

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
L (mm)	D (mm)	$kL/r < 100$	Ag (mm ²)	V (kN)	Ha (kN)	My (kN.m)	f_c	$n = E_s/E_c$	Qbs (kN/m)	Mbs (kN.m)	ϕ
12000	400	84.00	125663.71	1500	50	150	40	6.7283	2.8903	13.3753	27.875
12000	425	79.06	141862.54	1500	50	150	40	6.7283	3.2628	15.0994	27.875
12000	450	74.67	159043.13	1500	50	150	40	6.7283	3.6580	16.9281	27.875
12000	475	70.74	177205.46	1500	50	150	40	6.7283	4.0757	18.8612	27.875
12000	500	67.20	196349.54	1500	50	150	40	6.7283	4.5160	20.8988	27.875
12000	525	64.00	216475.37	1500	50	150	40	6.7283	4.9789	23.0410	27.875
12000	550	61.09	237582.94	1500	50	150	40	6.7283	5.4644	25.2876	27.875
12000	575	58.43	259672.27	1500	50	150	40	6.7283	5.9725	27.6387	27.875
12000	600	56.00	282743.34	1500	50	150	40	6.7283	6.5031	30.0943	27.875

13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
γ	Kp	Ha' (kN)	P (kN)	e (mm)	M (kN.m) P.e	Ig (mm ⁴)	Pcr (kN)	δ	Mc (kN.m)
11.8625	2.7562	52.43	1541.62	27	41.6237	1256637062	5224.9109	1.7286	71.9515
11.8625	3.7562	59.31	1546.98	27.75	42.9288	1601495118	6658.7797	1.4968	64.2541
11.8625	4.7562	65.40	1552.68	28.5	44.2512	2012889590	8369.297	1.3606	60.2082
11.8625	5.7562	70.97	1558.69	29.25	45.5917	2498873879	10389.948	1.2728	58.0278
11.8625	6.7562	76.15	1565.03	30	46.9509	3067961576	12756.13	1.2125	56.9288
11.8625	7.7562	81.04	1571.70	30.75	48.3297	3729126471	15505.156	1.1693	56.5133
11.8625	8.7562	85.70	1578.69	31.5	49.7287	4491802544	18676.25	1.1373	56.5584
11.8625	9.7562	90.18	1586.00	32.25	51.1486	5365883971	22310.551	1.1130	56.9301
11.8625	10.7562	94.49	1593.64	33	52.5903	6361725124	26451.112	1.0942	57.5430

Tabel 5.4 Hasil Perhitungan Tiang Pancang Beton Konvensional dengan $f_c = 35 \text{ MPa}$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Panjang Tiang (mm)	Diameter tiang (mm)	Ag (mm ²)	V (kN)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_r (MPa)	n Es/Ec	ρ_g	P (kN)	Mc (kN.m)
12000	400	125663.7062	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1541.6198	75.7629
12000	425	141862.5433	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1546.9849	66.5362
12000	450	159043.1281	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1552.6751	61.7455
12000	475	177205.4606	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1558.6904	59.1417
12000	500	196349.5409	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1565.0310	57.7766
12000	525	216475.3688	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1571.6966	57.1818
12000	550	237582.9445	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1578.6875	57.0999
12000	575	259672.2678	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1586.0035	57.3779
12000	600	282743.3389	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1593.6446	57.9196

12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Mbs (kN.m)	Ast perlu (mm ²)	Diameter tulangan (mm)	Jumlah	Ast (mm ²)	$0,01 < \rho < 0,08$ Ast/Ag	h_{ek} (mm) 0,8D	b_{ek} (mm) Ag/0,8D	As=As' Ast/2	Ds (mm)	2/3.Ds
13.3753	2513.2741	29	6	3963.1191	0.0315	320	392.6991	1981.5596	310	206.667
15.0994	2837.2509	29	6	3963.1191	0.0279	340	417.2428	1981.5596	335	223.333
16.9281	3180.8626	29	7	4623.6390	0.0291	360	441.7865	2311.8195	360	240.000
18.8612	3544.1092	29	7	4623.6390	0.0261	380	466.3302	2311.8195	385	256.667
20.8988	3926.9908	29	7	4623.6390	0.0235	400	490.8739	2311.8195	410	273.333
23.0410	4329.5074	29	7	4623.6390	0.0214	420	515.4175	2311.8195	435	290.000
25.2876	4751.6589	29	8	5284.1588	0.0222	440	539.9612	2642.0794	460	306.667
27.6387	5193.4454	29	8	5284.1588	0.0203	460	564.5049	2642.0794	485	323.333
30.0943	5654.8668	29	9	5944.6787	0.0210	480	589.0486	2972.3393	510	340.000

23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
ds=d' (mm)	d (mm) h ek-d'	cb (mm)	β_1	ab $\beta_1 \cdot z\beta$	fs'<fy (MPa)	Pnb (kN)	Mnb (kN.m)	eb (mm) Mnb/Pnb	e (mm)	Pn (kN)
96.6667	223.333	134	0.81	108.54	167.1642	806.6728	262.8847	325.8877	146.4453	2030.5011
100.8333	239.167	143.5	0.81	116.235	178.3972	1003.7027	304.7409	303.6166	139.9730	2373.8510
105.0000	255.000	153	0.81	123.93	188.2353	1139.2685	373.7706	328.0795	136.3746	2846.6517
109.1667	270.833	162.5	0.81	131.625	196.9231	1356.5989	425.5577	313.6946	134.1778	3215.4650
113.3333	286.667	172	0.81	139.32	204.6512	1582.9480	481.6552	304.2773	132.7620	3601.9011
117.5000	302.500	181.5	0.81	147.015	211.5702	1818.6642	542.2865	298.1785	131.8205	4008.4354
121.6667	318.333	191	0.81	154.71	217.8010	2003.8536	638.9616	318.8664	131.1849	4579.0273
125.8333	334.167	200.5	0.81	162.405	223.4414	2260.9512	711.3364	314.6182	130.7550	5033.6692
130.0000	350.000	210	0.81	170.1	228.5714	2471.3219	824.2138	333.5113	130.4680	5661.0903

34	35	36	37	38	39	40	41	42
P' (kN) 0.7.Pn	Ket. P' > P	Ig (mm ⁴)	C (mm)	Mcr (kNm)	Ket. Mcr > Mbs	M (kNm)	M' (kNm)	Ket. M' > M
1421.3508	tidak aman	1256637062	200	26.0203	aman	225.7629	208.1501	tidak aman
1661.6957	aman	1601495118	212.5	31.2104	aman	216.5362	232.5926	aman
1992.6562	aman	2012889590	225	37.0484	aman	211.7455	271.7477	aman
2250.8255	aman	2498873879	237.5	43.5725	aman	209.1417	302.0108	aman
2521.3308	aman	3067961576	250	50.8209	aman	207.7766	334.7368	aman
2805.9048	aman	3729126471	262.5	58.8315	aman	207.1818	369.8757	aman
3205.3191	aman	4491802544	275	67.6426	aman	207.0999	420.4893	aman
3523.5685	aman	5365883971	287.5	77.2922	aman	207.3779	460.7242	aman
3962.7632	aman	6361725124	300	87.8184	aman	207.9196	517.0137	aman

Tabel 5.5 Hasil Perhitungan Tiang Pancang Beton Konvensional untuk $f'_c = 40$ MPa

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Panjang Tiang (mm)	Diameter tiang (mm)	Ag (mm ²)	V (kN)	f _c (MPa)	f _y (MPa)	f _r (MPa)	n	ρ _g	P (kN)	Mc (kN.m)
12000	400	125663.7062	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1541.6198	71.9515
12000	425	141862.5433	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1546.9849	64.2541
12000	450	159043.1281	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1552.6751	60.2082
12000	475	177205.4606	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1558.6904	58.0278
12000	500	196349.5409	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1565.0310	56.9288
12000	525	216475.3688	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1571.6966	56.5133
12000	550	237582.9445	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1578.6875	56.5584
12000	575	259672.2678	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1586.0035	56.9301
12000	600	282743.3389	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1593.6446	57.5430

12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Mbs (kN.m)	Ast perlu (mm ²)	Diameter tulangan (mm)	Jumlah	Ast (mm ²)	0,01 < p < 0,08 Ast/Ag	h _{ek} (mm) 0,8D	b _{ek} (mm) Ag/0,8D	As=As' Ast/2	Ds (mm)	2/3.Ds
13.3753	2513.2741	29	6	3963.1191	0.0315	320	392.6991	1981.5596	310	206.7
15.0994	2637.2509	29	6	3963.1191	0.0279	340	417.2428	1981.5596	335	223.3
16.9281	3180.8626	29	7	4623.6390	0.0291	360	441.7865	2311.8195	360	240.0
18.8612	3544.1092	29	7	4623.6390	0.0261	380	466.3302	2311.8195	385	256.7
20.8988	3926.9908	29	7	4623.6390	0.0235	400	490.8739	2311.8195	410	273.3
23.0410	4329.5074	29	7	4623.6390	0.0214	420	515.4175	2311.8195	435	290.0
25.2876	4751.6589	29	8	5284.1588	0.0222	440	539.9612	2642.0794	460	306.7
27.6387	5193.4454	29	8	5284.1588	0.0203	460	564.5049	2642.0794	485	323.3
30.0943	5654.8668	29	9	5944.6787	0.0210	480	589.0486	2972.3393	510	340.0

23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
ds=d' (mm)	d (mm) h ek-d'	cb (mm)	β_1	ab $\beta_1 \cdot cb$	fs'<fy (MPa)	Pnb (kN)	Mnb (kN.m)	eb (mm) Mnb/Pnb	e (mm)	Pn (kN)
96.67	223.333	134	0.77	103.18	167.1642	916.2575	279.2590	304.7823	143.9729	2250.362
100.83	239.167	143.5	0.77	110.495	178.3972	1128.3910	324.5149	287.5908	138.4978	2628.836
105.00	255.000	153	0.77	117.81	188.2353	1280.0316	397.3841	310.4487	135.3845	3142.581
109.17	270.833	162.5	0.77	125.125	196.9231	1514.4079	453.4772	299.4419	133.4632	3556.028
113.33	286.667	172	0.77	132.44	204.6512	1758.7741	514.3739	292.4616	132.2203	3991.085
117.50	302.500	181.5	0.77	139.755	211.5702	2013.4785	580.3243	288.2198	131.3951	4450.079
121.67	318.333	191	0.77	147.07	217.8010	2218.6273	682.8652	307.7872	130.8419	5077.088
125.83	334.167	200.5	0.77	154.385	223.4414	2496.6553	761.6791	305.0798	130.4726	5591.716
130.00	350.000	210	0.77	161.7	228.5714	2728.9276	881.5955	323.0557	130.2317	6283.022

34	35	36	37	38	39	40	41	42
P' (kN) 0.7.Pn	Ket. P' > P	Ig (mm ⁴)	C (mm)	Mcr (kNm)	Ket. Mcr > Mbs	M (kNm)	M' (kNm)	Ket. M' > M
1575.254	aman	1256637062	200	27.81685	aman	221.9515	226.7938	aman
1840.185	aman	1601495118	212.5	33.36528	aman	214.2541	254.8617	aman
2199.806	aman	2012889590	225	39.60641	aman	210.2082	297.8197	aman
2489.219	aman	2498873879	237.5	46.58099	aman	208.0278	332.2192	aman
2793.759	aman	3067961576	250	54.32978	aman	206.9288	369.3916	aman
3115.056	aman	3729126471	262.5	62.89351	aman	206.5133	409.3031	aman
3553.962	aman	4491802544	275	72.31294	aman	206.5584	465.0070	aman
3914.201	aman	5365883971	287.5	82.62880	aman	206.9301	510.6962	aman
4398.116	aman	6361725124	300	93.88186	aman	207.5430	572.7739	aman

Tabel 5.6 Tabel Hasil Perhitungan Tiang Pancang Beton Prategang untuk $f_c = 35$ MPa

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Panjang tiang (mm)	Diameter tiang (mm)	Ag (mm ²)	P (kN)	Mbs (kN.m)	Mc (kN.m)	f_c (MPa)	fpu (MPa)	fpy (MPa)
12000	400	125663.7062	1541.6198	13.3753	75.7629	35	1800	1600
12000	425	141862.5433	1546.9849	15.0994	66.5362	35	1800	1600
12000	450	159043.1281	1552.6751	16.9281	61.7455	35	1800	1600
12000	475	177205.4606	1558.6904	18.8612	59.1417	35	1800	1600
12000	500	196349.5409	1565.0310	20.8988	57.7766	35	1800	1600
12000	525	216475.3688	1571.6966	23.0410	57.1818	35	1800	1600
12000	550	237582.9445	1578.6875	25.2876	57.0999	35	1800	1600
12000	575	259672.2678	1586.0035	27.6387	57.3779	35	1800	1600
12000	600	282743.3389	1593.6446	30.0943	57.9196	35	1800	1600

10	11	12	13	14	15	16	17	18
n=Es/Ec	fctu' (MPa) $f_c^{0.5/2}$	fccu (MPa) $0.45 f_c$	fctu (MPa) $f_c^{0.5}$	fpse1 (MPa) $0.82 fpy$	fpse2 (MPa) $0.74 fpu$	fpse (MPa)	Aps min $0.005 Ag$ (mm ²)	Aps perlu (mm ²)
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	628.3185	469.3233
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	709.3127	529.8220
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	795.2156	593.9873
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	886.0273	661.8192
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	981.7477	733.3176
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	1082.3768	808.4827
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	1187.9147	887.3144
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	1298.3613	969.8126
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	1413.7167	1055.9774

19	20	21	22	23	24	25	26	27
Diameter tulang (mm)	Jumlah	Aps (mm ²)	It (mm ⁴)	fpe (MPa)	Mcr (kN.m) (fctu'+fpe).It/C	Ket. M' > Mbs	At (mm ²)	P' (kN)
12	6	678.5840	1343776712	7.0848	67.4767	aman	129886.04	2965.4695
12	7	791.6813	1721573908	7.3218	83.2822	aman	146765.27	3386.1395
12	8	904.7787	2172920169	7.4638	100.6483	aman	164646.24	3822.0722
12	8	904.7787	2683453107	6.6988	109.1106	aman	182808.58	4103.8424
12	9	1017.8760	3305200284	6.8014	129.0277	aman	202653.05	4570.1147
12	10	1130.9734	4027788280	6.8545	150.5636	aman	223479.26	5051.6469
12	11	1244.0707	4861307693	6.8701	173.7369	aman	245287.23	5548.4267
12	12	1357.1680	5816309313	6.8571	198.5670	aman	268076.94	6060.4509
12	13	1470.2654	6903804127	6.8224	225.0741	aman	291848.40	6587.7181

28	29	30	31
Ket. P' > P	M (kNm)	M' (kNm)	Ket. M' > M
aman	225.7629	233.1832	aman
aman	216.5362	272.3110	aman
aman	211.7455	315.2588	aman
aman	209.1417	349.9809	aman
aman	207.7766	400.2481	aman
aman	207.1818	454.7547	aman
aman	207.0999	513.6402	aman
aman	207.3779	577.0456	aman
aman	207.9196	645.1127	aman

Tabel 5.7 Hasil Perhitungan Tiang Pancang Beton Prategang untuk $f_c = 40$ MPa

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Panjang tiang (mm)	Diameter tiang (mm)	Ag (mm ²)	P (kN)	Mbs (kN.m)	Mc (kN.m)	f_c (MPa)	fpu (MPa)	fpy (MPa)
12000	400	125663.7062	1541.6198	13.3753	71.9515	40	1800	1600
12000	425	141862.5433	1546.9849	15.0994	64.2541	40	1800	1600
12000	450	159043.1281	1552.6751	16.9281	60.2082	40	1800	1600
12000	475	177205.4606	1558.6904	18.8612	58.0278	40	1800	1600
12000	500	196349.5409	1565.0310	20.8988	56.9288	40	1800	1600
12000	525	216475.3688	1571.6966	23.0410	56.5133	40	1800	1600
12000	550	237582.9445	1578.6875	25.2876	56.5584	40	1800	1600
12000	575	259672.2678	1586.0035	27.6387	56.9301	40	1800	1600
12000	600	282743.3389	1593.6446	30.0943	57.5430	40	1800	1600

10	11	12	13	14	15	16	17	18
n=Es/Ec	fctu' (MPa) $f_c \cdot 0.5/2$	fccu (MPa) $0.45 f_c$	fctu (MPa) $f_c \cdot 0.5$	fpse1 (MPa) $0.82 fpy$	fpse2 (MPa) $0.74 fpu$	fpse (MPa)	Aps min $0.005 Ag$ (mm ²)	Aps perlu (mm ²)
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	628.3185	469.3233
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	709.3127	529.8220
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	795.2156	593.9873
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	886.0273	661.8192
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	981.7477	733.3176
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	1082.3768	808.4827
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	1187.9147	887.3144
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	1298.3613	969.8126
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	1413.7167	1055.9774

19	20	21	22	23	24	25	26	27
Diameter tulangan (mm)	Jumlah	Aps (mm ²)	It (mm ⁴)	fpe (MPa)	Mcr (kN.m) (fctu'+fpe).It/C	Ket. M' > Mbs	At (mm ²)	P' (kN)
12	6	678.5840	1337239949	7.0848	68.5140	aman	129550.805	3249.7603
12	7	791.6813	1712566221	7.3218	84.4924	aman	146397.492	3707.0486
12	8	904.7787	2160915507	7.4638	102.0538	aman	164225.927	4181.8234
12	8	904.7787	2669606933	6.6988	110.8433	aman	182388.259	4504.7804
12	9	1017.8760	3287403869	6.8014	131.0186	aman	202180.190	5014.3566
12	10	1130.9734	4005384224	6.8545	152.8425	aman	222953.867	5541.4167
12	11	1244.0707	4833589337	6.8701	176.3361	aman	244709.293	6085.9497
12	12	1357.1680	5782520746	6.8571	201.5213	aman	267446.466	6647.9522
12	13	1470.2654	6863140178	6.8224	228.4208	aman	291165.387	7227.4230

28	29	30	31
Ket. P' > P	M (kNm)	M' (kNm)	Ket. M' > M
aman	221.9515	247.2860	aman
aman	214.2541	289.2326	aman
aman	210.2082	335.3580	aman
aman	208.0278	373.6869	aman
aman	206.9288	427.9172	aman
aman	206.5133	486.8099	aman
aman	206.5584	550.5262	aman
aman	206.9301	619.2284	aman
aman	207.5430	693.0795	aman