

Perencanaan Pondasi pada Pembangunan Gedung Dekanat Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu

Wahiduddin Basry

Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu
Jl. Hangtuah No. 29 Telp 0451-426504 Palu 94118, e-mail wahiduddinbasry01@gmail.com

Hajatni Hasan

Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Tadulako
Jl. Soekarno Hatta km. 9 Telp 0451-454014 Palu 94118

Jamaludin

Program Sarjana Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu
Jl. Hangtuah No. 29 Telp 0451-426504 Palu 94118

ABSTRAK

Perencanaan Gedung Dekanat Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu dibangun 3 lantai menggunakan pondasi dangkal. Dari penyelidikan tanah dengan uji sondir diperoleh kedalaman tanah keras $\pm 2,80$ m, sehingga alternatif pondasi yang digunakan pada gedung tersebut yaitu pondasi telapak. Tujuan penelitian ini adalah untuk merencanakan pondasi telapak dengan beberapa metode perhitungan, sehingga diperoleh dimensi yang memenuhi syarat keamanan (FS). Data yang digunakan adalah data pengujian dengan alat sondir (CPT) dan parameter tanah, berat isi tanah (γ), kohesi (c), sudut gesek tanah (ϕ). Untuk menganalisis data sondir digunakan Metode Schmertmann dan Metode Meyerhoff. Untuk data parameter tanah yaitu Metode Terzaghi dan Metode Meyerhoff. Dari hasil perhitungan, dimensi untuk perencanaan pondasi telapak yaitu $B = 1,65$ m, $L = 1,65$ m, dan tebal pondasi, $h = 0,35$ m dengan nilai kapasitas daya dukung (σ_{ijin}) yaitu $590,03$ kN/m² (Schmertmann), $424,29$ kN/m² (Meyerhoff), $447,38$ kN/m² (Terzaghi), $507,22$ kN/m² (Meyerhoff) pada kedalaman $1,80$ m, lebih besar dari daya dukung rencana yang bekerja pada pondasi sebesar (σ_{maks}) = $369,04$ kN/m². Berdasarkan hasil perhitungan, penulangan lentur arah x dan y digunakan tulangan tarik $\phi 16-150$, dan tekan $\phi 12-150$. Hasil perhitungan harga satuan pekerjaan galian, timbunan dan beton bertulang pondasi telapak 1 buah pada kedalaman $1,80$ m adalah Rp. 3.232.000,0.

Kata Kunci : Pondasi Dangkal, Pondasi Telapak, Kapasitas Daya Dukung, Penulangan Lentur, Harga Satuan

1. Pendahuluan

Tanah mempunyai peranan yang sangat penting pada pekerjaan konstruksi yang berfungsi sebagai pondasi pendukung suatu bangunan. Untuk merencanakan suatu pondasi, baik jalan maupun bangunan harus diketahui kondisi tanah dasar yang akan digunakan, dengan cara mengetahui karakteristik dan sifat-sifat tanah.

Dengan pertumbuhan ilmu pengetahuan dan teknologi, perancangan dan pelaksanaan struktur yang lebih baik dan lebih ekonomis menjadi sangat diperlukan. Suatu perencanaan pondasi dikatakan benar apabila beban yang diteruskan oleh pondasi ke tanah tidak melampaui kekuatan tanah yang bersangkutan. Apabila kekuatan tanah dilampaui maka akan terjadi penurunan yang berlebihan atau keruntuhan dari tanah akan terjadi.

Sebagai komponen yang penting khususnya pada pembangunan gedung dan untuk bangunan sipil pada umumnya, maka pemilihan bentuk pondasi pun harus dipertimbangkan. Beberapa faktor yang dapat menjadi bahan pertimbangan dalam pemilihan bentuk pondasi diantaranya yaitu fungsi bangunan dan besarnya beban

yang akan dipikul, kondisi fisik dan geoteknik tanah pendukung serta biaya pelaksanaan konstruksi. Selain itu faktor kemudahan pelaksanaan juga dapat dipertimbangkan namun tanpa harus mengurangi kualitas yang dihasilkan.

Kerusakan struktur bisa terjadi akibat penurunan tanah terutama pada jenis tanah yang memiliki potensi penurunan yang besar seperti lempung lunak. Tanah dasar yang baik dan stabil merupakan syarat bagi kemampuan konstruksi dalam memikul beban di atasnya.

Secara umum, pondasi dapat diklasifikasikan dalam dua bentuk yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Untuk konstruksi beban ringan dan kondisi lapisan permukaan yang cukup baik, biasanya jenis pondasi dangkal sudah cukup memadai. Tetapi untuk konstruksi beban berat dan lapisan tanah keras terletak sangat dalam maka jenis pondasi dalam merupakan pilihan yang tepat untuk digunakan. Masalah yang akan ditinjau dalam penyusunan tulisan ini ialah bagaimana mendimensi pondasi berdasarkan data sondir (CPT) dan data parameter tanah (γ , c dan ϕ) pada lokasi pembangunan

Basry dkk

gedung kantor Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu, serta penurunan yang terjadi pada tanah akibat beban bangunan di atasnya.

Untuk memperjelas ruang lingkup pembahasan dalam penelitian ini maka diberikan batasan-batasan masalah sebagai berikut : 1) Desain pondasi berupa pondasi dangkal (pondasi telapak); 2) Data-data yang digunakan untuk menganalisis daya dukung ialah nilai parameter tanah sudut gesek tanah (ϕ), kohesi tanah (c), dan berat isi tanah (γ) serta data pengujian sondir (CPT); 3) Beban struktur yang dipakai dalam perencanaan adalah beban maksimum; 4) Melakukan perhitungan biaya konstruksi, khusus pada pondasi.

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk merencanakan pondasi telapak dengan beberapa metode perhitungan, sehingga diperoleh dimensi yang memenuhi syarat keamanan bagi perencanaan Gedung Dekanat Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu. Hasil dari penelitian ini diharapkan dapat memberikan manfaat dalam pengembangan ilmu pengetahuan dibidang Teknik Sipil.

2. Metode Perencanaan

2.1. Gambaran Umum Lokasi Penelitian

Lokasi Pembangunan Gedung Kantor Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu terletak di Jalan Hang Tua, Kelurahan Talise, Kecamatan Mantikulore, Kota Palu Propinsi Sulawesi Tengah, sebagaimana terlihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Peta lokasi Gedung Universitas Muhammadiyah Palu
(Sumber: Google Earth, 2014)

2.2. Data Perencanaan

2.2.1. Data Tanah (Hasil Uji Penetrasi Konus Statik / Sondir)

Data perencanaan yang digunakan berupa data tanah dari hasil penyelidikan tanah untuk keperluan perencanaan pondasi. Dari hasil uji sondir di lokasi diperoleh kedalaman tanah keras berada pada kedalaman lebih dari 2 meter dari bawah permukaan tanah. Untuk lebih jelas dapat di lihat pada Tabel 1.

Tabel 1. Hasil Uji Sondir

No. Titik Sondir	depth (m)	Cw (kg/cm ²)	Tw (kg/cm ²)	qc (kg/cm ²)	fs (kg/cm ²)	Tf (kg/cm)	Rf (%)
1	2.40	190	235	190.95	4.08	271.81	2.14
2	2.80	200	225	201.00	2.27	293.55	1.13

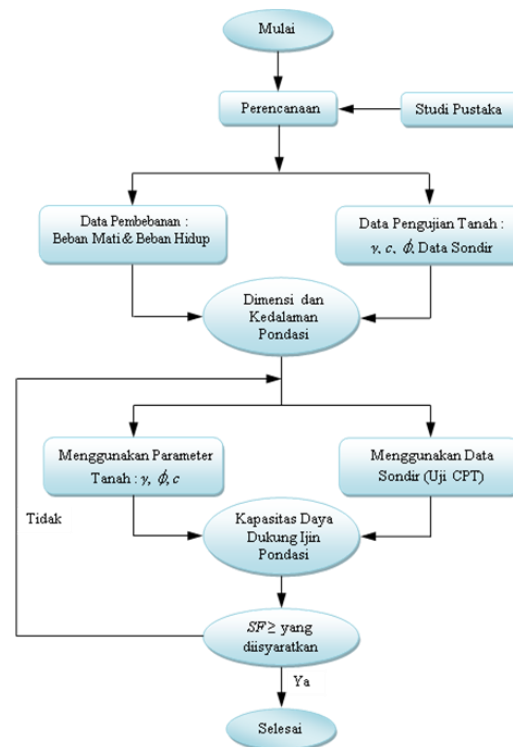
2.2.2. Denah Pondasi

Denah dan tampak perencanaan gedung Dekanat Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu. Sebagaimana diperlihatkan pada Gambar 2.

2.3. Metode Perencanaan

2.3.1. Bagan Alir

Bagan alir penelitian sebagaimana diperlihatkan pada Gambar 3.



Gambar 3. Bagan Alir Penelitian

2.3.2. Observasi Lapangan dan Pengumpulan Data

Observasi lapangan merupakan tahap awal dari langkah-langkah perencanaan yang dilakukan dengan mensurvey langsung lokasi perencanaan gedung Dekanat Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu, dalam melakukan observasi lapangan dilakukan kegiatan yaitu :

- Tinjauan teoritis untuk menyajikan data mengenai karakteristik teknik lapisan tanah dan untuk mengevaluasi kapasitas dukung tanah dalam rangka perencanaan pondasi gedung kuliah yang akan dibangun.
- Mengambil data sekunder tanah untuk memperoleh data dan informasi yang dibutuhkan dalam penelitian.
- Gambar perencanaan pembangunan Gedung Dekanat.



Gambar 2. Denah Lantai dan Tampak Perspektif Perencanaan Gedung Dekanat Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu

2.3.3. Analisis Data

Setelah melalui tahap observasi dan pengumpulan data perencanaan maka langkah selanjutnya ialah pengolahan data yang meliputi :

Pembebanan

Menggunakan data pembebanan yang ada dari hasil perhitungan beban gedung yang akan direncanakan (Pedoman Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983).

Data Tanah

Nilai-nilai dari pengujian sondir (Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan Alat Sondir, SNI-2827-2008) dan parameter tanah (γ , ϕ dan c) yang diperoleh dari data sekunder yang telah diuji di Laboratorium.

Perhitungan

Setelah semua data-data yang dibutuhkan lengkap maka selanjutnya ke proses perhitungan pondasi telapak persegi yang direncanakan sesuai dengan dimensi yang nantinya dapat menahan beban yang terjadi. Adapun langkah-langkah yang dilakukan dalam menghitung pondasi telapak persegi adalah sebagai berikut :

- 1) Tentukan tegangan izin tanah.
- 2) Tentukan gaya yang bekerja pada dasar kolom yang berasal dari struktur di atas pondasi yaitu beban tak berfaktor. Tentukan kombinasi yang menentukan.
- 3) Tentukan luas pondasi dari beban kerja sesuai metode elastis.
- 4) Tentukan gaya beban nominal dari beban berfaktor dan faktor reduksi kekuatan ϕ serta intensitas beban rencana.
- 5) Tentukan tebal pondasi dengan cara *trial and error* berdasarkan check geser dari syarat pondasi. Kuat geser pondasi telapak diambil nilai terkecil dari V_c

yang diperoleh dari **Persamaan 1**.

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6};$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{12}; \quad \text{Pers. 1}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{3}$$

Kontrol kuat geser (**Persamaan 2**).

$$\phi V_c \geq V_u \quad \text{Pers. 2}$$

- 6) Tentukan luas tulangan berdasarkan gaya dalam momen nominal dan menentukan luas tulangan minimum. Tulangan direncanakan setelah memperhitungkan beban yang akan diterima. Dalam perhitungan tulangan digunakan rasio ruangan sebagaimana **Persamaan 3**.

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_n}{0,85 f'_c b d^2}}\right); \quad \text{Pers. 3}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}; \rho_{maks} = 0,75 \left(\frac{0,85 \beta_1 f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}\right)$$

- 7) Tentukan distribusi tulangan dalam kedua arah dengan menggunakan **Persamaan 4**.

$$A_s = \rho b d; s_x = s_y = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s}; \quad \text{Pers. 4}$$

$$A_{s_x} = A_{s_y} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{s}$$

- 8) Tentukan panjang penyaluran dan penjangkaran

ruangan sesuai **Persamaan 5**.

$$l_{db} = \frac{d_b f_y}{4 \sqrt{f'_c}} \quad \text{Pers. 5}$$

9) Tentukan kekuatan daya dukung kolom dan fondasi sesuai **Persamaan 6**.

$$P_u \leq \phi \times 0,85 \times f'_c \times A1 \quad \text{Pers. 6}$$

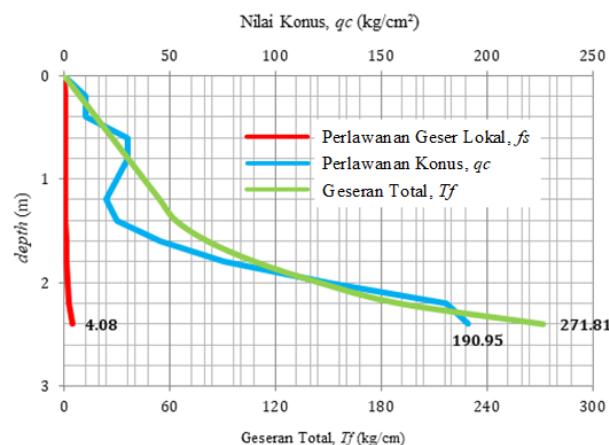
3. Hasil dan Pembahasan

3.1. Profilisasi Lapisan Tanah

Data hasil pengujian sondir (CPT) akan dipilih dari 2 (dua) titik di lokasi secara acak dan yang dijadikan sebagai acuan dalam perencanaan adalah data yang paling maksimum yaitu pada titik s-1 dan s-2 dengan hasil uji diperlihatkan pada **Tabel 2** dan **3** serta **Gambar 4** dan **5**.

Tabel 2. Hasil Percobaan Sondir Titik 1 (s-1)

No.	depth (m)	Cw (kg/cm ²)	Tw (kg/cm ²)	qc (kg/cm ²)	fs (kg/cm ²)	Tf (kg/cm)	Rf (%)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.20	10	15	10.05	0.45	9.06	4.51
3	0.40	10	15	10.05	0.45	18.12	4.51
4	0.60	30	35	30.15	0.45	27.18	1.50
5	0.80	30	35	30.15	0.45	36.24	1.50
6	1.00	25	30	25.13	0.45	45.30	1.80
7	1.20	20	25	20.10	0.45	54.36	2.25
8	1.40	25	30	25.13	0.45	63.42	1.80
9	1.60	45	55	45.23	0.91	81.54	2.00
10	1.80	75	90	75.38	1.36	108.72	1.80
11	2.00	125	145	125.63	1.81	144.96	1.44
12	2.20	180	205	180.90	2.27	190.27	1.25
13	2.40	190	235	190.95	4.08	271.81	2.14

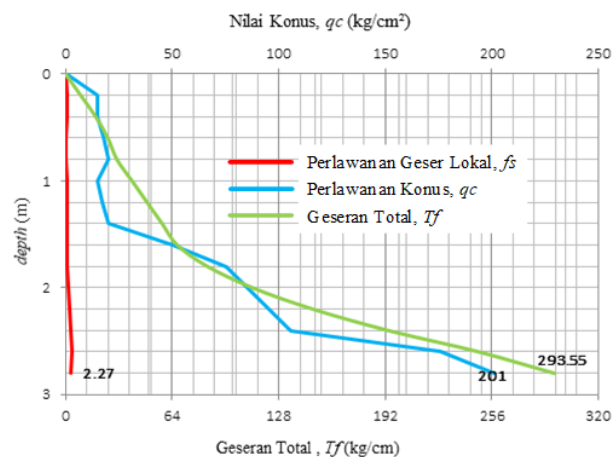


Gambar 4. Interpretasi Hasil Uji Sondir Titik 1 (s-1)

Berdasarkan grafik pada Gambar 4 ditetapkan lapisan tanah pada lokasi tinjauan titik sondir 1 untuk kedalaman 1 m adalah *sandy silts and silts*, kedalaman 2 m adalah *sand* (SW, SP) dan untuk kedalaman 2,40 m adalah *silty sand* (SM, SC). Berdasarkan grafik pada Gambar 5 ditetapkan lapisan tanah pada lokasi tinjauan titik sondir 2 untuk kedalaman 1 m adalah *silty clay clayey silt*, kedalaman 2 m adalah *silty sand* (SM, SC) dan untuk kedalaman 2,80 m adalah *sand* (SW, SP).

Tabel 3. Hasil Percobaan Sondir Titik 2 (s-2)

No	depth (m)	Cw (kg/cm ²)	Tw (kg/cm ²)	qc (kg/cm ²)	fs (kg/cm ²)	Tf (kg/cm)	Rf (%)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.20	15	20	15.08	0.45	9.06	3.01
3	0.40	15	20	15.08	0.45	18.12	3.01
4	0.60	18	22	18.09	0.36	25.37	2.00
5	0.80	20	23	20.10	0.27	30.80	1.35
6	1.00	15	20	15.08	0.45	39.87	3.01
7	1.20	17	22	17.09	0.45	48.93	2.65
8	1.40	20	25	20.10	0.45	57.99	2.25
9	1.60	50	55	50.25	0.45	67.05	0.90
10	1.80	75	85	75.38	0.91	85.17	1.20
11	2.00	85	100	85.43	1.36	112.35	1.59
12	2.20	95	115	95.48	1.81	148.59	1.90
13	2.40	105	130	105.53	2.27	193.89	2.15
14	2.60	175	205	175.88	2.72	248.25	1.55
15	2.80	200	225	201.00	2.27	293.55	1.13



Gambar 5. Interpretasi Hasil Uji Sondir Titik 2 (s-2)

3.2. Kapasitas Daya Dukung Tanah

3.2.1. Metode Schmertmann dengan Menggunakan Data CPT

Schmertmann (1978) mengusulkan akan hubungan kapasitas dukung batas tanah (σ_u) dengan nilai perlawanan penetrasi konus (qc) dari uji CPT (sondir) sebagai berikut :

a) Untuk tanah berbutir kasar (ϕ - soils), kedalaman 2,40 m menggunakan **Persamaan 7**. ($qc = 190,95 \text{ kg/cm}^2$)

$$\sigma_u = 48 - 0,009(300 - qc)^{1,5} \quad \text{Pers. 7}$$

b) Untuk tanah berbutir halus (c - soils), kedalaman 1,0 m menggunakan **Persamaan 8**. ($qc = 15,08 \text{ kg/cm}^2$)

$$\sigma_u = 5 + (0,34qc) \quad \text{Pers. 8}$$

Hasil perhitungan diperlihatkan pada **Tabel 4** dan **5**.

Tabel 4. Kapasitas Dukung Batas Tanah (Schmertmann) pada Sondir Titik 1 (s-1)

Lapisan Tanah	Df (m)	B (m)	Visual	qc (kg/cm ²)	σ_u (kg/cm ²)	σ_{ijin} (kg/cm ²)
1	1.00	1.80	<i>silty</i>	25.13	6.98	2.33
2	2.00	1.80	<i>sand</i>	125.63	27.28	9.09
3	2.40	1.80	<i>silty</i>	190.95	37.75	12.58

Tabel 5. Kapasitas Dukung Batas Tanah (Schmertmann) pada Sondir Titik 2 (s-2)

Lapisan Tanah	Df (m)	B (m)	Visual	qc (kg/cm ²)	σ _u (kg/cm ²)	σ _{ijin} (Kg/cm ²)
1	1.00	1.80	clay	15.08	10.13	3.38
2	2.00	1.80	silty	85.43	19.71	6.57
3	2.80	1.80	silty	201.00	39.13	13.04

3.2.2. Metode Meyerhoff dengan Menggunakan Data CPT

Meyerhoff (1956) berdasarkan kurva Terzaghi dan Peck (1943) menyarankan persamaan sederhana untuk menentukan kapasitas dukung ijin (σ_{ijin}) untuk pondasi telapak persegi menggunakan **Persamaan 9** dan **10**, di mana dimensi pondasi telapak rencana, B = 1,65 m, L = 1,65 m, kedalaman pondasi rencana, Df = 2 m, nilai perlawanan penetrasi konus, qc = 125,63 kg/cm². Hasil perhitungan diperlihatkan pada **Tabel 6** dan **7**.

$$\sigma_{ijin} = \frac{qc \times Kd}{33} \times \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2 \quad \text{Pers. 9}$$

$$Kd = 1 + \left(\frac{0,33Df}{B} \right) \leq 1,33 \quad \text{Pers. 10}$$

Tabel 6. Kapasitas Dukung Batas Tanah (Meyerhoff) pada Sondir Titik 1 (s-1)

Lapisan Tanah	Df (m)	B (m)	Visual	qc (kg/cm ²)	Kd	σ _{ijin} (kg/cm ²)
1	1.00	1.65	silty	25.13	1.20	1.28
2	2.00	1.65	sand	125.63	1.33	7.07
3	2.40	1.65	silty	190.95	1.33	10.75

Tabel 7. Kapasitas Dukung Batas Tanah (Meyerhoff) pada Sondir Titik 2 (s-2)

Lapisan Tanah	Df (m)	B (m)	Visual	qc (kg/cm ²)	Kd	σ _{ijin} (kg/cm ²)
1	1.00	1.65	clay	15.08	1.20	0.77
2	2.00	1.65	silty	85.43	1.33	4.81
3	2.80	1.65	silty	201.00	1.33	11.31

3.2.3. Metode Terzaghi dengan Menggunakan Data γ, c, dan φ

Kapasitas dukung ultimit tanah menurut Terzaghi dan Peck (1943) untuk pondasi bujur sangkar dihitung dengan menggunakan **Persamaan 11, 12, 13, dan 14**. Kondisi tanah dengan data kohesi tanah, c = 0, kedalaman pondasi yang tertanam di dalam tanah, Df = 1,80 m, berat volume tanah, γ = 17,20 kN/m³, dan sudut gesek dalam, φ = 33°. Dimensi pondasi telapak rencana, B = 1,65 m, L = 1,65 m. Hasil perhitungan diperlihatkan pada **Tabel 8**.

$$\sigma_u = 1,3 \times c \times Nc + P_0 \times Nq + 0,4 \times \gamma \times B \times N\gamma \quad \text{Pers. 11}$$

$$P_0 = \gamma Df \quad \text{Pers. 12}$$

$$a = e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\pi}{2} \right) \tan \phi}; \quad \text{Pers. 13}$$

$$Kp_\gamma = 3 \times \tan^2 \left\{ 45 + \frac{1}{2}(\phi + 33) \right\}$$

$$Nc = \cot \phi \left\{ \frac{a^2}{2 \times \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right\}; \quad \text{Pers. 14}$$

$$Nq = \frac{a^2}{2 \times \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}; N\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \times \left(\frac{Kp_\gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

3.2.4. Metode Meyerhoff dengan Menggunakan Data γ, c, dan φ

Kapasitas dukung ultimit tanah menurut Meyerhoff dihitung dengan menggunakan **Persamaan 15, 16, dan 17**, dengan parameter Nc, Nq, dan Ny diperoleh dari perhitungan Tabel 8. Kondisi tanah dengan data kohesi tanah, c = 0, kedalaman pondasi yang tertanam di dalam tanah, Df = 1,80 m, berat volume tanah, γ = 17,20 kN/m³, dan sudut gesek dalam, φ = 33°. Dimensi pondasi telapak rencana, B = 1,65 m, L = 1,65 m. Hasil perhitungan diperlihatkan pada **Tabel 9**.

$$\sigma_u = sc \cdot dc \cdot ic \cdot c \cdot Nc + sq \cdot dq \cdot iq \cdot P_0 \cdot Nq + s\gamma \cdot d\gamma \cdot i\gamma \cdot 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma \quad \text{Pers. 15}$$

$$sq = s\gamma = 1 + \left\{ 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right\};$$

$$dq = d\gamma = 1 + \left\{ 0,1 \frac{Df}{B} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right\}; \quad \text{Pers. 16}$$

$$sc = dc = 1 + \left\{ 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right\}$$

$$ic = iq = \left(1 - \frac{\beta}{90} \right)^2; i\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2 \quad \text{Pers. 17}$$

3.3. Perhitungan Pembebanan

Untuk menganalisis gaya-gaya dalam: gaya aksial (Nu), gaya horisontal (Hu), dan momen lentur (Mu) yang bekerja pada pondasi telapak menggunakan *software* SAP2000 v.14 (**Gambar 6 dan 7**) sebagaimana yang tercantum pada **Tabel 10 dan 11**. Dari hasil analisis ini akan didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja, dan selanjutnya akan digunakan untuk merencanakan detail pondasi yang akan digunakan. Kombinasi pembebanan yang digunakan Komb-1 = 1,40 DL (*Dead Load*) dan Komb-2 = 1,20 DL (*Dead Load*) + 1,60 LL (*Live Load*). Dalam analisis pondasi gaya aksial yang akan digunakan adalah superposisi dari arah x dan arah y atau Nu = Nu (sumbu x-x) + Nu (sumbu y-y).

Tabel 11. Joint Reactions Portal arah Y

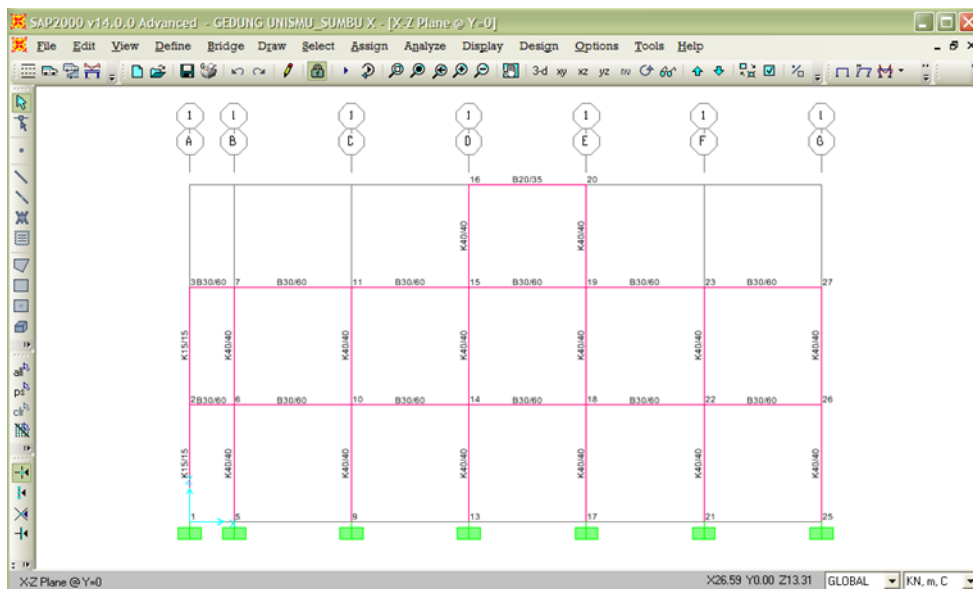
Joint (Text)	Output (Text)	Case (Text)	F-1 (kN)	F-2 (kN)	F-3 (kN)	M-1 (kN.m)	M-2 (kN.m)	M-3 (kN.m)
1	Komb-1	Comb.	5.33	0	223.02	0	7.30	0
1	Komb-2	Comb.	5.86	0	232.06	0	8.12	0
5	Komb-1	Comb.	1.90	0	488.62	0	2.75	0
5	Komb-2	Comb.	2.78	0	548.51	0	4.04	0
9	Komb-1	Comb.	-7.23	0	274.00	0	-9.28	0
9	Komb-2	Comb.	-8.64	0	306.87	0	-11.02	0

Tabel 8. Kapasitas Dukung Tanah Menurut Terzaghi

Lapisan Tanah	D_f (m)	B (m)	ϕ (Rad)	a	K_{P_1}	N_c	N_q	N_γ	c (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	P_0 (kN/m ²)	σ_u (kN/m ²)	σ_{ijin} (kN/m ²)
1	1.00	1.50	0.576	3.831	66.40	48.09	32.23	30.33	0.0	17.20	17.20	898.64	299.55
2	1.80	1.50	0.576	3.831	66.40	48.09	32.23	30.33	0.0	17.20	30.96	1342.13	447.38
3	2.00	1.50	0.576	3.831	66.40	48.09	32.23	30.33	0.0	17.20	34.40	1453.00	484.33

Tabel 9. Kapasitas Dukung Tanah Menurut Meyerhoff

Lapisan Tanah	D_f (m)	B (m)	L (m)	$sc = dc$	$sq = sy$	$dq = dy$	$ic = iq$	iy	c (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	P_0 (kN/m ²)	σ_u (kN/m ²)	σ_{ijin} (kN/m ²)
1	1.00	1.65	1.65	1.68	1.34	1.21	1.00	1.00	0.0	17.20	17.20	759.38	253.13
2	1.80	1.65	1.65	1.68	1.34	1.37	1.00	1.00	0.0	17.20	30.96	1521.66	507.22
3	2.00	1.65	1.65	1.68	1.34	1.41	1.00	1.00	0.0	17.20	34.40	1736.94	578.98



Gambar 6. Portal Arah X

Tabel 10. Joint Reactions Portal arah X

Joint (Text)	Output (Text)	Case (Text)	F-1 (kN)	F-2 (kN)	F-3 (kN)	M-1 (kN.m)	M-2 (kN.m)	M-3 (kN.m)
1	Komb-1	Comb.	0.03	0	13.62	0	0.05	0
1	Komb-2	Comb.	0.04	0	12.22	0	0.06	0
5	Komb-1	Comb.	2.59	0	186.13	0	3.66	0
5	Komb-2	Comb.	3.17	0	211.06	0	4.46	0
9	Komb-1	Comb.	0.28	0	263.85	0	0.63	0
9	Komb-2	Comb.	0.28	0	315.50	0	0.65	0
13	Komb-1	Comb.	0.02	0	312.12	0	0.27	0
13	Komb-2	Comb.	-0.12	0	350.35	0	0.11	0
17	Komb-1	Comb.	0.50	0	311.86	0	0.88	0
17	Komb-2	Comb.	0.67	0	350.01	0	1.12	0
21	Komb-1	Comb.	0.44	0	267.85	0	0.79	0
21	Komb-2	Comb.	0.47	0	320.27	0	0.84	0
25	Komb-1	Comb.	-3.86	0	138.03	0	-4.88	0
25	Komb-2	Comb.	-4.52	0	156.82	0	-5.74	0

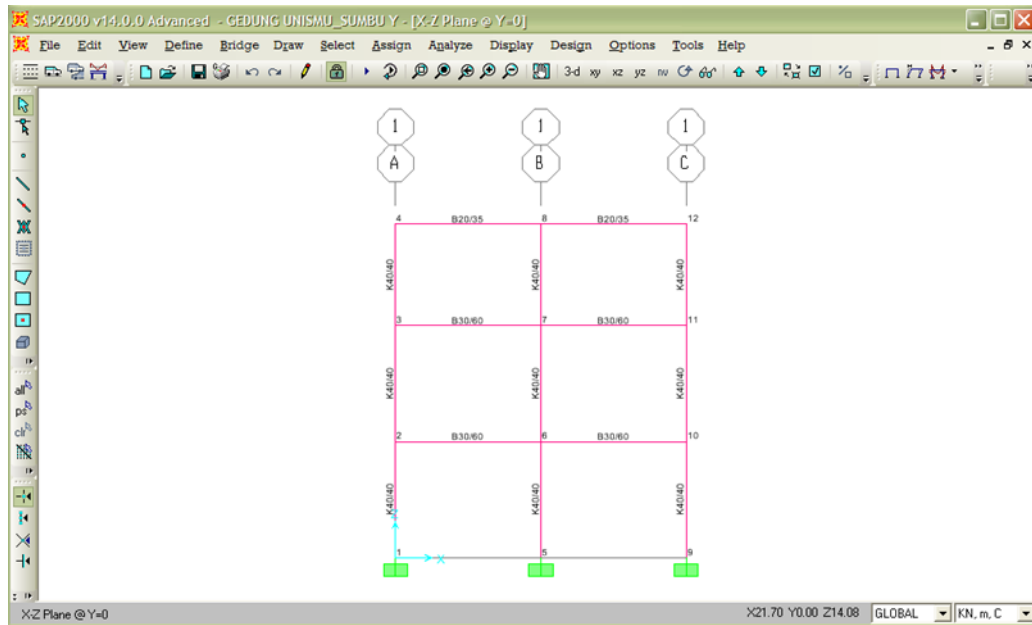
dua arah sumbu yang pada umumnya saling tegak lurus, dihubungkan dengan balok-balok pengikat. Apabila momen yang terjadi pada kolom disalurkan kepada struktur pondasi, maka balok-balok pengikat harus direncanakan terhadap gaya aksial (P_u), gaya geser (V_u), dan momen lentur (M_u) yang didapat dari analisis struktur portal, di mana tinjauan bekerjanya beban gravitasi dan beban lateral gempa dilakukan untuk dua arah sumbu utama bangunan secara bersamaan. Apabila analisis struktur dinamis tidak dilakukan untuk bagian bawah permukaan tanah bangunan gedung, balok-balok pengikat tersebut dapat direncanakan berdasarkan gaya longitudinal tarik atau tekan sebesar 10 % dari beban vertikal kolom yang bekerja pada pertemuan balok-balok pengikat.

3.4. Perancangan Pondasi Telapak

Pondasi beton bertulang pada umumnya berupa pondasi telapak (*spread footing*). Dalam rangka membentuk satu kesatuan struktur, dalam pelaksanaan pondasi telapak setempat harus saling berhubungan dalam

3.4.1. Kontrol Tegangan Tanah

Data-data perencanaan adalah dimensi pondasi telapak rencana, $B_x = B = 1,65$ m, $B_y = L = 1,65$ m, tebal pondasi telapak rencana, $h = 0,35$ m. Kedalaman rencana



Gambar 7. Portal Arah Y

pondasi, $Df = 1,80$ m. Diameter tulangan pokok yang direncanakan $\varnothing 16$ dengan tebal selimut beton, $ds = 75$ mm. Dimensi kolom, $b_x = 0,40$ m, $b_y = 0,40$ m. Kuat tekan beton rencana, $f'_c = 25$ MPa, dan kuat leleh baja tulangan, $f_y = 320$ MPa. Berat beton bertulang, $\gamma_c = 24,0$ kN/m³. Koefisien $\alpha_s = 40$ untuk kolom dalam. Langkah perhitungan mengikuti Persamaan 18, 19, 20, 21, dan 22, dimana W adalah tahanan momen, z adalah tinggi tanah di atas pondasi, q adalah tekanan akibat berat pondasi dan tanah, e adalah eksentrisitas pondasi, σ adalah tegangan yang terjadi di dasar pondasi. Hasil perhitungan diperlihatkan pada Tabel 12, 13, dan 14.

$$W_x = W_y = \frac{B_y \times B_x^2}{6} \quad \text{Pers. 18}$$

$$z = Df - h \quad \text{Pers. 19}$$

$$q = (h \times \gamma_c) + (z \times \gamma) \quad \text{Pers. 20}$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} \leq \frac{B_x}{6}; e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} \leq \frac{B_y}{6} \quad \text{Pers. 21}$$

$$\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{ux}}{W_x} + \frac{M_{uy}}{W_y}; \quad \text{Pers. 22}$$

$$\sigma_{min} = \frac{P_u}{A} - \frac{M_{ux}}{W_x} - \frac{M_{uy}}{W_y}$$

Tabel 12. Tekanan Akibat Berat Pondasi dan Tanah

Lapisan Tanah	Df (m)	B (m)	L (m)	A (m ²)	W _x (m ³)	W _y (m ³)	h (m)	z (m)	q (kN/m ²)
1	1.00	1.65	1.65	2.72	0.75	0.75	0.35	0.65	19.58
2	1.80	1.65	1.65	2.72	0.75	0.75	0.35	1.45	33.34
3	2.00	1.65	1.65	2.72	0.75	0.75	0.35	1.65	36.78

Tabel 13. Kontrol Eksentrisitas Pondasi Telapak

Lapisan Tanah	Df (m)	M _{ux} (kN.m)	M _{uy} (kN.m)	P _u (kN)	e _x (m)	B _x /6 (m)	e _y (m)	B _y /6 (m)	Kontrol
1	1.00	0.107	4.042	898.86	0.0001	0.28	0.004	0.28	OK
2	1.80	0.107	4.042	898.86	0.0001	0.28	0.004	0.28	OK
3	2.00	0.107	4.042	898.86	0.0001	0.28	0.004	0.28	OK

Tabel 14. Kontrol Tegangan Tanah yang Terjadi pada Pondasi Telapak

Lapisan Tanah	Df (m)	M _{ux} (kN.m)	M _{uy} (kN.m)	P _u (kN)	σ _{max} (kN/m ²)	σ _{min} (kN/m ²)	σ _{ijin} (kN/m ²)	Kontrol
1	1.00	0.11	4.04	898.86	355.28	344.20	299.55	NOT OK
2	1.80	0.11	4.04	898.86	369.04	357.96	447.38	OK
3	2.00	0.11	4.04	898.86	372.48	361.40	484.33	OK

3.4.2. Tinjauan Geser 1 (Satu) Arah (One Way Shear)

Untuk meninjau geser satu arah mengikuti Persamaan 23, 24, 25, 26, dan 27, dimana d adalah tebal efektif pondasi, a_x adalah jarak bidang kritis terhadap sisi luar pondasi telapak, σ_x adalah tegangan tanah pada bidang kritis geser arah x, V_{ux} adalah gaya geser arah x, dan V_c adalah kuat geser pondasi. Skema gaya-gaya bekerja sebagaimana diperlihatkan pada Gambar 8. Hasil perhitungan diperlihatkan pada Tabel 15, 16, dan 17.

$$d = h - ds \quad \text{Pers. 23}$$

$$a_x = \frac{1}{2}(B_x - b_x - d) \quad \text{Pers. 24}$$

$$\sigma_x = \sigma_{min} + \frac{B_x - a_x}{B_x}(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \quad \text{Pers. 25}$$

$$V_{ux} = \left(\sigma_x + \frac{\sigma_{max} - \sigma_x}{2} - q \right) a_x B_y \quad \text{Pers. 26}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} b_0 d}{6} \quad \text{Pers. 27}$$

Tabel 16. Kontrol Kuat Geser Pondasi yang Terjadi dalam Arah x

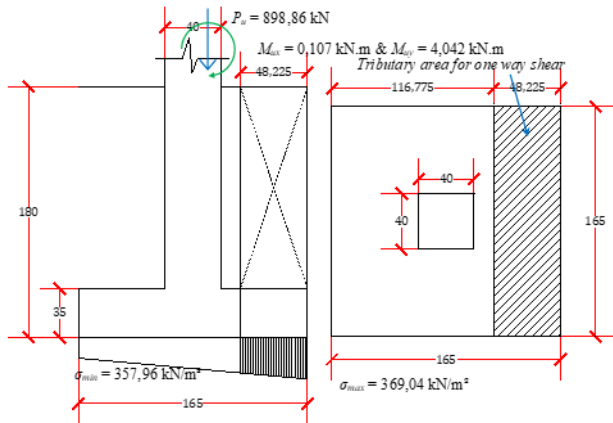
Lapisan Tanah	Df (m)	V _{ux} (kN)	f' _c (MPa)	b ₀ (mm)	d (mm)	V _c (kN)	φ	φV _c (kN)	Kontrol
1	1.00	268.71	25	1650	275	378.13	0.75	283.59	OK
2	1.80	268.71	25	1650	275	378.13	0.75	283.59	OK
3	2.00	268.71	25	1650	275	378.13	0.75	283.59	OK

Tabel 17. Kontrol Kuat Geser Pondasi yang Terjadi dalam Arah y

Lapisan Tanah	Df (m)	V _{uy} (kN)	f' _c (MPa)	b ₀ (mm)	d (mm)	V _c (kN)	φ	φV _c (kN)	Kontrol
1	1.00	271.45	25	1650	265	364.38	0.75	273.28	OK
2	1.80	271.45	25	1650	265	364.38	0.75	273.28	OK
3	2.00	271.45	25	1650	265	364.38	0.75	273.28	OK

Tabel 15. Gaya Geser Pondasi

Lapisan Tanah	Df (m)	ds (m)	h (m)	d (m)	B _x (m)	b _x (m)	a _x (m)	σ _x (kN/m ²)	V _{ux} (kN)	B _y (m)	b _y (m)	a _y (m)	σ _y (kN/m ²)	V _{uy} (kN)
1	1.00	0.075	0.35	0.275	1.65	0.40	0.4875	352.01	268.71	1.65	0.40	0.4925	351.97	271.45
2	1.80	0.075	0.35	0.275	1.65	0.40	0.4875	365.77	268.71	1.65	0.40	0.4925	365.73	271.45
3	2.00	0.075	0.35	0.275	1.65	0.40	0.4875	369.21	268.71	1.65	0.40	0.4925	369.17	271.45



Gambar 8. Tinjauan Pondasi Telapak Terhadap Geser 1 (satu) Arah

3.4.3. Tinjauan Geser Dua Arah (Two Way Shear)

Untuk meninjau geser satu arah mengikuti Persamaan 28, 29, 30, 31, dan 32, dimana c adalah lebar bidang geser pons, V_{up} adalah gaya geser pons yang terjadi, A_p adalah luas bidang geser pons, B_p adalah lebar bidang geser pons, β_c adalah rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, V_c adalah kuat geser pons (diambil yang terkecil dari Persamaan 1). Skema gaya-gaya bekerja sebagaimana diperlihatkan pada Gambar 9. Hasil perhitungan diperlihatkan pada Tabel 18 dan 19.

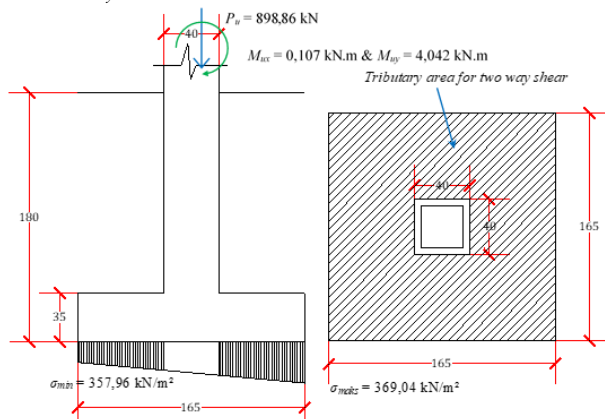
$$c_x = b_x + \left(2 \times \frac{1}{2} \times d\right); c_y = b_y + \left(2 \times \frac{1}{2} \times d\right) \quad \text{Pers. 28}$$

$$V_{up} = (B_x B_y - c_x c_y) \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} - q\right) \quad \text{Pers. 29}$$

$$A_p = 2(c_x + c_y)d \quad \text{Pers. 30}$$

$$B_p = b_0 = 2(c_x + c_y) \quad \text{Pers. 31}$$

$$\beta_c = \frac{b_x}{b_y} \quad \text{Pers. 32}$$



Gambar 9. Tinjauan Geser 2 Arah (Pons) Pondasi Telapak

Tabel 18. Gaya Geser Pons yang Terjadi

Lapisan Tanah	Df (m)	d (m)	b _x (m)	b _y (m)	c _x (m)	c _y (m)	B _p (m)	A _p (m ²)	V _{up} (kN)
1	1.00	0.275	0.40	0.40	0.675	0.675	2.70	0.7425	748.43
2	1.80	0.275	0.40	0.40	0.675	0.675	2.70	0.7425	748.43
3	2.00	0.275	0.40	0.40	0.675	0.675	2.70	0.7425	748.43

Tabel 19. Kuat Geser Pons yang Terjadi

Lapisan Tanah	Df (m)	V _{up} (kN)	Kuat Geser Pons (kN)			V _c (kN)	φ	φV _c (kN)	Kontrol
			V _{c1}	V _{c2}	V _{c3}				
1	1.00	748.43	1856.25	1879.17	1237.50	1237.50	0.75	928.13	OK
2	1.80	748.43	1856.25	1879.17	1237.50	1237.50	0.75	928.13	OK
3	2.00	748.43	1856.25	1879.17	1237.50	1237.50	0.75	928.13	OK

3.4.4. Tulangan Lentur Pondasi Telapak

Untuk menghitung tulangan mengikuti Persamaan 33, 34, 35, dan 36, dimana a adalah jarak tepi kolom terhadap tepi luar pondasi, M_u adalah momen yang terjadi pada pondasi telapak akibat tegangan tanah, a adalah tinggi blok tegangan, dan φM_n adalah momen nominal aktual. Perhitungan tulangan mengikuti Persamaan 3, dan 4. Skema gaya-gaya bekerja sebagaimana diperlihatkan pada Gambar 10. Hasil perhitungan diperlihatkan pada Tabel 20, 21 dan 22.

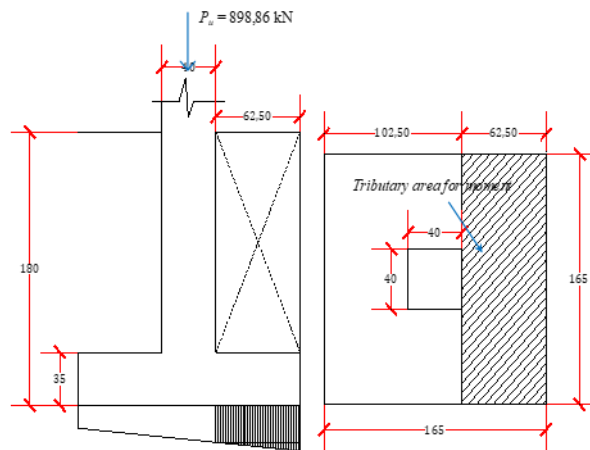
$$a_x = \frac{1}{2}(B_x - b_x); a_y = \frac{1}{2}(B_y - b_y) \quad \text{Pers. 33}$$

$$M_{ux} = \frac{1}{2} a_x^2 \left\{ \sigma_x + \frac{2}{3}(\sigma_{max} - \sigma_x) - q \right\} B_y; \quad \text{Pers. 34}$$

$$M_{uy} = \frac{1}{2} a_y^2 \left\{ \sigma_y + \frac{2}{3}(\sigma_{max} - \sigma_y) - q \right\} B_x$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Pers. 35}$$

$$\phi M_n = 0.8 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Pers. 36}$$



Gambar 10. Tinjauan Pondasi Telapak Terhadap Penulangan Lentur

Tabel 20. Koefisien Tahanan Pondasi Telapak

Lapisan Tanah	Df (m)	$a_{x,y}$ (m)	$\sigma_{x,y}$ (kN/m ²)	b (mm)	d_x (mm)	$M_{ax,y}$ (kN.m)	M_n (kN.m)	Rn_x (MPa)	d_y (mm)	Rn_y (MPa)
1	1.00	0.625	351.08	1650	275	107.73	134.67	1.079	265	1.162
2	1.80	0.625	364.84	1650	275	107.73	134.67	1.079	265	1.162
3	2.00	0.625	368.28	1650	275	107.73	134.67	1.079	265	1.162

Tabel 21. Luas Tulangan yang Diperlukan Pondasi Telapak

Lapisan Tanah	Df (m)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	Rasio Penulangan				A_{sx} (mm ²)	A_{sy} (mm ²)
				ρ_{min}	ρ	ρ_{bal}	ρ_{maks}		
1	1.00	25	320	0.0044	0.0035	0.0368	0.0276	1985.16	1912.97
2	1.80	25	320	0.0044	0.0035	0.0368	0.0276	1985.16	1912.97
3	2.00	25	320	0.0044	0.0035	0.0368	0.0276	1985.16	1912.97

Tabel 22. Momen Nominal Aktual Pondasi Telapak

Lapisan Tanah	Df (m)	Dia. (mm)	s_x (mm)	s_y (mm)	s_{max} (mm)	A_s (mm ²)	a (mm)	ϕM_{nx} (kN.m)	ϕM_{ny} (kN.m)	Kontrol
1	1.00	16	167.12	173.42	200	2211.68	20.19	149.99	144.33	OK
2	1.80	16	167.12	173.42	200	2211.68	20.19	149.99	144.33	OK
3	2.00	16	167.12	173.42	200	2211.68	20.19	149.99	144.33	OK

3.4.5. Tentukan Panjang Penyaluran dan Penjangkaran Tulangan

Tegangan tekan yang melampaui tegangan ijin tumpu ini harus dipikul oleh angker/pasak atau tulangan memanjang. Luas tulangan minimum adalah 0,50% A_g , dan paling sedikit ada 4 tulangan yang melintang pertemuan kolom dan pondasi apabila tegangan tumpu tidak terlampaui. A_g adalah luas bruto penampang kolom. Digunakan tulangan angker atau tulangan memanjang (4 Ø19).

$$A_{s_{min}} = 0,005 A_g = 800 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{angker}} = 0,25 \pi D^2 n = 1.134,11 \text{ mm}^2$$

$$l_{db, kolom} = \frac{d_b f_y}{4 \sqrt{f'_c}} = 304 \text{ mm}^2$$

$$l_{db} = 0,04 d_b f_y = 243,2 \text{ mm OK}$$

$$l_{db, pondasi} = \frac{d_b f_y}{4 \sqrt{f'_c}} = 256 \text{ mm}^2$$

$$l_{db} = 0,04 d_b f_y = 204,8 \text{ mm OK}$$

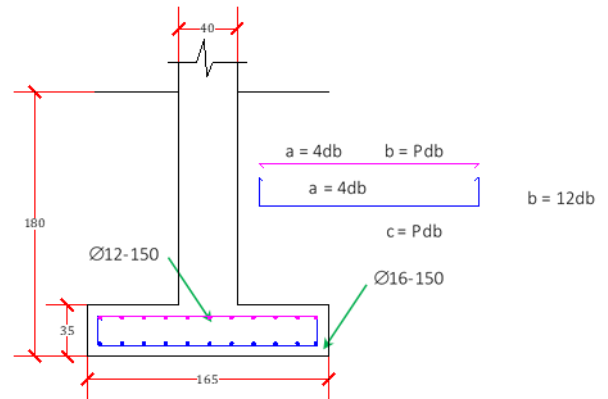
Tegangan tumpu pada beton di bidang kontak antara komponen struktural yang didukung dan yang mendukung tidak boleh melampaui kuat tumpu masing-masing permukaan sebagaimana ditetapkan dalam SK-SNI-2002 Pasal 12.17.

$$P_{u, kolom} \leq P_u$$

$$888,71 \text{ kN} \leq 2.380 \text{ kN}$$

3.5. Rencana Anggaran Biaya Pondasi

Dalam perencanaan suatu gedung perlu adanya perencanaan anggaran dan biaya yang matang. Dalam Pembangunan Gedung Kantor Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Palu, rencana anggaran dan biayanya disusun dan dirancang seefisien mungkin dengan menggunakan analisa-analisa yang dikeluarkan oleh Dinas Pekerjaan Umum, sehingga dalam pelaksanaannya nanti dapat berjalan sesuai dengan perkiraan dan rencana. Desain pondasi telapak diperlihatkan pada **Gambar 11**.



Gambar 11. Detail Penulangan Pondasi Telapak

3.5.1. Analisa Pekerjaan Tanah (SNI 2835:2008)

Jenis Pekerjaan : Menggali 1 m³ tanah biasa sedalam 2 meter

Tenaga :
 Pekerja = 0,900 OH × Rp. 50.000,0 = Rp. 45.000,0
 Mandor = 0,045 OH × Rp. 90.000,0 = Rp. 4.050,0
 Menggali 1 m³ tanah biasa sedalam 2 meter = Rp. 49.050,0

Jenis Pekerjaan : Mengurug kembali 1 m³ galian
 Urugan kembali = 1/3 × Rp. 49.050,0 = Rp. 16.350,0

3.5.2. Analisa Pekerjaan Beton (SNI 7394:2008)

Jenis Pekerjaan : Membuat 1 m³ beton mutu $f'_c = 25$ MPa (K-300)

Tenaga :
 Pekerja = 1,650 OH × Rp. 50.000,0 = Rp. 82.500,0
 Tukang Batu = 0,275 OH × Rp. 70.000,0 = Rp. 19.250,0
 Kepala Tukang = 0,028 OH × Rp. 80.000,0 = Rp. 2.240,0
 Mandor = 0,083 OH × Rp. 90.000,0 = Rp. 7.470,0
 Bahan :
 Portland Cement (PC) = 413 kg × Rp. 1.375,0 = Rp. 567.875,0
 Pasir Beton (PB) = 0,486 m³ × Rp. 115.000,0 = Rp. 55.939,3
 Kerikil (KR) = 0,756 m³ × Rp. 234.050,0 = Rp. 177.011,1
 Air = 215 Ltr × Rp. 75 = Rp. 16.125,0
 Membuat 1 m³ beton K-300 = Rp. 928.410,4

Jenis Pekerjaan : Pembesian 10 kg dengan besi polos atau besi ulir

Tenaga :
 Pekerja = 0,070 OH × Rp. 50.000,0 = Rp. 3.500,0
 Tukang Besi = 0,070 OH × Rp. 70.000,0 = Rp. 4.900,0
 Kepala Tukang = 0,007 OH × Rp. 80.000,0 = Rp. 560,0
 Mandor = 0,004 OH × Rp. 90.000,0 = Rp. 360,0
 Bahan :
 Besi Beton Polos = 10,50 kg × Rp. 9.625,0 = Rp. 101.062,5
 Kawat Beton = 0,15 kg × Rp. 25.000,0 = Rp. 3.750,0
 Pembesian 10 kg besi polos = Rp. 11.413,3

Jenis Pekerjaan : Memasang 1 m² bekisting untuk pondasi

Tenaga :
 Pekerja = 0,520 OH × Rp. 50.000,0 = Rp. 26.000,0
 Tukang Batu = 0,260 OH × Rp. 70.000,0 = Rp. 18.200,0
 Kepala Tukang = 0,026 OH × Rp. 80.000,0 = Rp. 2.080,0
 Mandor = 0,026 OH × Rp. 90.000,0 = Rp. 2.340,0
 Bahan :

Basry dkk

Kayu Kelas III = $0,040 \text{ m}^3 \times \text{Rp. } 1.260.000,0 = \text{Rp. } 50.400,0$

Paku 5 cm – 10 cm = $0,300 \text{ kg} \times \text{Rp. } 16.250,0 = \text{Rp. } 4.875,0$

Minyak Bekisting = $0,100 \text{ Ltr} \times \text{Rp. } 20.000,0 = \text{Rp. } 2.000,0$

Memasang 1 m^2 bekisting = $\text{Rp. } 105.895,0$

3.5.3. Perhitungan Volume Pekerjaan Pondasi Telapak

Volume pondasi telapak (1 Buah) = $P \times L \times T = 0,95 \text{ m}^3$

Volume galian tanah (1 Buah) = $P \times L \times T = 4,90 \text{ m}^3$

3.5.4. Harga Satuan Pondasi Telapak

Tulangan atas (tekan) arah memanjang = arah melintang ($\emptyset 12 - 150$) ($W = 14,17 \text{ kg}$).

Tulangan bawah (tarik) arah memanjang = arah melintang ($\emptyset 16 - 150$) ($W = 31,76 \text{ kg}$).

Kapasitas tulangan/ m^3 :

$$\frac{\Sigma W}{\Sigma V} = 96,39 \text{ kg/m}^3$$

Kapasitas bekisting/ m^2 :

$$\frac{\Sigma A}{\Sigma V} = 9,7 \text{ m}^2/\text{m}^3$$

Harga satuan pondasi telapak beton bertulang site mix + bekisting papan

Beton mutu $f'_c = 25 \text{ MPa}$ (K-300) = $1,0 \text{ m}^3 \times \text{Rp. } 928.410,4 = \text{Rp. } 928.410,4$

Besi beton polos $f_y = 320 \text{ MPa} = 96,39 \text{ kg} \times \text{Rp. } 11.413,3 = \text{Rp. } 1.100.166,9$

Bekisting pondasi telapak = $9,70 \text{ m}^2 \times \text{Rp. } 105.895,0 = \text{Rp. } 1.026.860,6$

Harga satuan/ $\text{m}^3 = \text{Rp. } 3.055.437,9$

3.5.5. Pekerjaan Tanah dan Beton Pondasi Telapak

Galian tanah = $4,90 \times \text{Rp. } 49.050,0 = \text{Rp. } 240.369,5$

Urugan kembali galian = $4,90 \times \text{Rp. } 16.350,0 = \text{Rp. } 80.123,2$

Pondasi telapak = $0,95 \times \text{Rp. } 3.055.437,9 = \text{Rp. } 2.911.450,4$

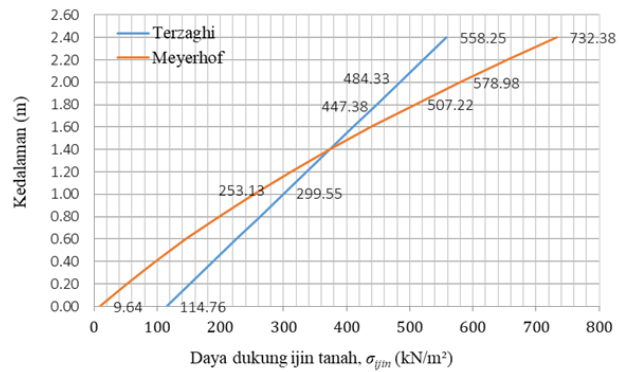
Harga satuan pekerjaan pondasi telapak (1 Buah) pada kedalaman $1,80 \text{ m} = \text{Rp. } 3.231.943,1 = \text{Rp. } 3.232.000,0$ (Dibulatkan)

3.6. Pembahasan

Kapasitas daya dukung pondasi dihitung dengan metode statis berdasarkan data sondir dan data parameter tanah (γ , c dan ϕ). Data tanah yang berupa data sondir hanya diambil sampai kedalaman $\pm 3,00 \text{ m}$ sehingga untuk merencanakan pondasi telapak dilakukan interpretasi data sondir dengan memprofilkan lapisan tanah. Pada **Gambar 12** dan **13** disajikan grafik hubungan antara besarnya daya dukung pondasi telapak dengan beberapa metode berdasarkan data sondir dan parameter tanah.

Dari hasil **Gambar 12** hubungan antara kedalaman (*depth*) Vs. daya dukung ijin tanah (σ_{ijin}) diperoleh :

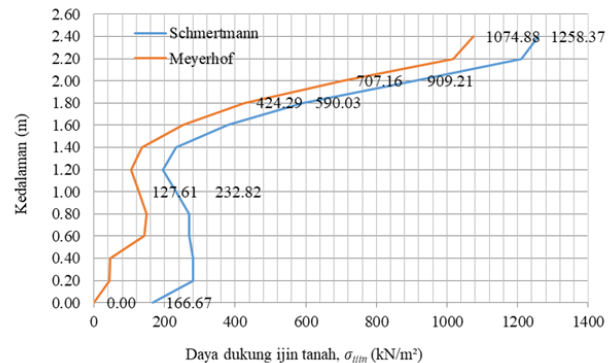
1. Metode Terzaghi, nilai σ_{ijin} minimum adalah $114,76$



Gambar 12. Grafik Hubungan Kedalaman Vs. Daya Dukung Ijin Tanah Berdasarkan Data γ , c dan ϕ

kN/m^2 dan nilai σ_{ijin} maksimum adalah $558,25 \text{ kN/m}^2$, sedangkan dengan metode Meyerhoff, diperoleh nilai σ_{ijin} minimum adalah $9,64 \text{ kN/m}^2$ dan nilai σ_{ijin} maksimum adalah $732,38 \text{ kN/m}^2$.

- Berdasarkan grafik **Gambar 12** diperoleh lebar pondasi yang memenuhi syarat aman terhadap beban yang bekerja pada pondasi ($\sigma_{maks} = 369,04 \text{ kN/m}^2$), yaitu untuk metode Terzaghi ($\sigma_{ijin} = 447,38 \text{ kN/m}^2$) dan metode Meyerhoff ($\sigma_{ijin} = 507,22 \text{ kN/m}^2$) pada kedalaman $1,80 \text{ m}$. Dari kedua metode ini memberikan nilai daya dukung yang berbeda satu sama lain, hal ini disebabkan oleh pengaruh faktor daya dukung dari masing-masing metode yang berbeda.



Gambar 13. Grafik Hubungan Kedalaman Vs. Daya Dukung Ijin Tanah Berdasarkan Data Sondir (CPT)

Dari hasil **Gambar 13** hubungan antara kedalaman (*depth*) Vs. daya dukung ijin tanah (σ_{ijin}) diperoleh :

- Metode Schmertmann, nilai σ_{ijin} minimum adalah $166,67 \text{ kN/m}^2$ dan nilai σ_{ijin} maksimum adalah $1.258,37 \text{ kN/m}^2$, sedangkan dengan metode Meyerhoff, diperoleh nilai σ_{ijin} minimum adalah $0,0 \text{ kN/m}^2$ dan nilai σ_{ijin} maksimum adalah $1.074,88 \text{ kN/m}^2$.
- Berdasarkan grafik di atas diperoleh lebar pondasi yang memenuhi syarat aman terhadap beban yang bekerja pada pondasi ($\sigma_{maks} = 369,04 \text{ kN/m}^2$), yaitu untuk metode Schmertmann ($\sigma_{ijin} = 590,03 \text{ kN/m}^2$) dan metode Meyerhoff ($\sigma_{ijin} = 424,29 \text{ kN/m}^2$) pada kedalaman $1,80 \text{ m}$. Dari kedua metode ini memberikan nilai daya dukung yang berbeda satu sama lain, hal ini disebabkan oleh dalam hal perhitungan daya dukung pada lapisan tanah pasir dan lempung.

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung pondasi yang telah dilakukan, daya dukung rencana (σ_{maks}) lebih kecil dari daya dukung aktual (σ_{ijin}), maka daya dukung pondasi telapak memenuhi syarat-syarat yang diijinkan, dan dilihat pada **Tabel 23**.

Tabel 23. Kontrol Daya Dukung Pondasi Telapak

Lapisan Tanah	Parameter c, γ, ϕ		Data Sondir (CPT)		σ_{ijin} (kN/m ²)	σ_{maks} (kN/m ²)	Kontrol
	Terzaghi (kN/m ²)	Meyerhoff (kN/m ²)	Schmertmann (kN/m ²)	Meyerhoff (kN/m ²)			
0.00	114.76	9.64	166.67	0.00	0.00	338.08	NO OK
0.20	151.72	51.75	280.57	44.24	44.24	341.52	NO OK
0.40	188.68	97.15	280.57	45.94	45.94	344.96	NO OK
0.60	225.63	145.85	270.14	142.92	142.92	348.40	NO OK
0.80	262.59	197.84	270.14	148.02	148.02	351.84	NO OK
1.00	299.55	253.13	232.82	127.61	127.61	355.28	NO OK
1.20	336.50	311.71	195.16	105.49	105.49	358.72	NO OK
1.40	373.46	373.58	232.82	136.11	136.11	362.16	NO OK
1.60	410.42	438.75	380.01	252.66	252.66	365.60	NO OK
1.80	447.38	507.22	590.03	424.29	424.29	369.04	OK
2.00	484.33	578.98	909.21	707.16	484.33	372.48	OK
2.20	521.29	654.03	1210.07	1018.30	521.29	375.92	OK
2.40	558.25	732.38	1258.37	1074.88	558.25	379.36	OK

4. Kesimpulan dan Saran

4.1. Kesimpulan

Berdasarkan dari hasil perhitungan yang telah dilakukan maka diambil kesimpulan yaitu sebagai berikut :

1. Dimensi pondasi telapak yang memenuhi syarat aman berdasarkan data parameter tanah ($\gamma, c,$ dan ϕ) dan data sondir dari masing-masing metode yaitu: Metode Terzaghi dan Metode Meyerhoff (parameter tanah) = $B \times L \times h = 1,65 \text{ m} \times 1,65 \text{ m} \times 0,35 \text{ m}$. Metode Schmertmann dan Metode Meyerhoff (sondir) = $B \times L \times h = 1,65 \text{ m} \times 1,65 \text{ m} \times 0,35 \text{ m}$.
2. Dari hasil perhitungan kapasitas daya dukung tanah dari data sondir dan parameter tanah dilihat pada **Tabel 24**.

Tabel 24. Kesimpulan Analisis Daya Dukung Tanah

Lapisan Tanah	Df (m)	Parameter Tanah c, γ, ϕ		Data Sondir (CPT)	
		Terzaghi	Meyerhoff	Schmertmann	Meyerhoff
1	1.00	3699	3859	232.82	127.61
2	1.80	4897	7198	590.03	424.29
3	2.00	5196	8187	909.21	707.16

Adanya perbedaan hasil daya dukung pondasi hasil analisis menggunakan Metoda Schmertmann dan Metoda Meyerhoff berdasarkan data sondir, disebabkan karena kedua metode memiliki perbedaan dalam hal perhitungan daya dukung pada lapisan tanah pasir dan lempung. Metode Terzaghi dan Metode Meyerhoff berdasarkan parameter tanah, memberikan perbedaan hasil daya dukung pondasi, hal ini disebabkan oleh pengaruh faktor daya dukung dari masing-masing metode.

3. Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung pondasi yang telah dilakukan pada kedalaman 1,80 m, daya dukung rencana ($\sigma_{maks} = 369,04 \text{ kN/m}^2$) lebih kecil dari daya dukung aktual ($\sigma_{ijin} = 424,29 \text{ kN/m}^2$), maka daya dukung pondasi telapak memenuhi syarat-syarat yang diijinkan.
4. Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh dimensi pondasi telapak yang memenuhi syarat aman terhadap kontrol kuat geser pada kedalaman 1,80 m :
 - a. Kuat geser 1 arah :

$$fV_c = 283,59 \text{ kN} \geq V_{ux} = 268,71 \text{ kN}$$

$$fV_c = 273,28 \text{ kN} \geq V_{uy} = 271,45 \text{ kN}$$

- b. Kuat geser 2 arah :

$$fV_c = 928,13 \text{ kN} \geq V_{up} = 748,43 \text{ kN}$$

5. Dari hasil perhitungan diperoleh tulangan lentur pada pondasi telapak arah x dan y digunakan tulangan tarik $\varnothing 16-150$, dan tulangan tekan $\varnothing 12-150$.
6. Harga satuan pekerjaan pondasi telapak pada kedalaman 1,80 m adalah Rp. 3.232.000,0 (Tiga Juta Dua Ratus Tiga Puluh Dua Ribu Rupiah).

4.2. Saran

Dari hasil perhitungan dan kesimpulan diatas penulis memberi saran sebagai berikut :

1. Dalam perencanaan struktur bawah (pondasi) perlu digunakan data tanah dari hasil berbagai macam tes (sondir, N-SPT, dll) sebagai acuan dalam analisa struktur struktur pondasinya agar diperoleh perencanaan yang kuat, aman dan efisien. Selain itu dalam pemilihan tipe pondasi kita perlu memperhatikan faktor lingkungan di sekitar lokasi bangunan serta daya dukung tanahnya.
2. Perlu adanya perencanaan yang teliti terutama dalam perencanaan struktur agar perubahan pekerjaan dapat diminimalkan sehingga pelaksanaan pekerjaan dapat berjalan lancar dan menghasilkan suatu konstruksi yang berkualitas baik.
3. Gambar kerja merupakan pedoman yang sangat menentukan dalam hal pelaksanaan dan perhitungan anggaran biaya pelaksanaan pekerjaan disamping rencana kerja dan syarat-syarat (RKS).

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional, 2008, *Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan Alat Sondir*.
- Badan Standardisasi Nasional, 2008, *Tata Cara Perhitungan Harga Satuan Pekerjaan Pondasi untuk Konstruksi Bangunan Gedung dan Perumahan*.
- Badan Standardisasi Nasional, 2008, *Tata Cara Perhitungan Harga Satuan Pekerjaan Tanah untuk Konstruksi Bangunan Gedung dan Perumahan*.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983, *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung 1983*, Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan, Bandung.
- Departemen Pekerjaan Umum, 2002, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Bertulang Untuk Bangunan Gedung SNI-03-2847-2002*, Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan, Bandung.

