

STUDY KUAT PONDASI TERPASANG PADA PEMBANGUNAN GEDUNG RSUD KOTA PROBOLINGGO DENGAN MEMPERHITUNGKAN HASIL KALENDERING TIANG PANCANG

Robbi Ainul Yaqin¹⁾, Pujo Priyono²⁾, Adhitya Surya Manggala³⁾

Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember

¹Mahasiswa Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember
email: roobyyaqin@gmail.com

²Dosen Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember
email: pujopriyono@unmuhjember.ac.id

³Dosen Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember
email: adhitya@unmuhjember.ac.id

RINGKASAN

Rumah sakit dibutuhkan untuk mengimbangi pertambahan jumlah penduduk yang tidak terlepas dari angka kelahiran yang semakin meningkat. Meningkatnya kebutuhan masyarakat akan pelayanan kesehatan, baik bagi masyarakat Kota Probolinggo maupun masyarakat sekitar menyebabkan terjadi peningkatan permintaan terhadap fasilitas pelayanan kesehatan. Untuk memenuhi kebutuhan tersebut maka dirancanglah satu gedung rumah sakit di Probolinggo.

Sebagai tempat terjadinya pelayanan kesehatan bagi masyarakat yang menyediakan pelayanan rawat inap, rawat jalan, dan gawat darurat, Rumah sakit memiliki peran dan fungsi yang penting bagi kesejahteraan masyarakat. Dalam menjalankan aktivitasnya rumah sakit Probolinggo diharuskan memiliki tingkat efektifitas dan efisiensi yang tinggi, sehingga perlu didukung oleh sarana dan prasarana penunjang yang memadai. sehingga dapat mengoptimalkan aktivitas yang terjadi didalamnya. Maka dari itu diperlukan perencanaan dan pelaksanaan yang baik agar tujuan efektifitas tercapai.

Kata Kunci : Perencanaan Rumah Sakit, Struktur Pondasi Rumah Sakit

PENDAHULUAN

Rumah sakit dibutuhkan untuk mengimbangi pertumbuhan jumlah penduduk yang tidak terlepas dari angka kelahiran yang semakin meningkat. Meningkatnya kebutuhan masyarakat akan pelayanan kesehatan, baik bagi masyarakat Kota Probolinggo maupun masyarakat sekitar menyebabkan terjadi peningkatan permintaan terhadap fasilitas pelayanan kesehatan. Untuk memenuhi kebutuhan tersebut maka dirancanglah satu gedung rumah sakit di Probolinggo. Sebagai tempat terjadinya pelayanan kesehatan bagi masyarakat yang menyediakan pelayanan rawat inap, rawat jalan, dan gawat darurat, Rumah sakit memiliki peran dan fungsi yang penting bagi kesejahteraan masyarakat. Dalam menjalankan aktivitasnya, rumah sakit diharuskan memiliki tingkat efektifitas dan efisiensi yang tinggi, sehingga perlu didukung oleh sarana dan prasarana penunjang yang memadai. sehingga dapat mengoptimalkan aktivitas yang terjadi didalamnya.

Perencanaan suatu bangunan meliputi perencanaan bangunan atas dan perencanaan bangunan bawah, perencanaan bangunan atas meliputi bagian struktur dari bangunan yang ada diatas permukaan tanah seperti kerangka pemikul bangunan tersebut. Sedangkan untuk bangunan bawah adalah bagian bangunan yang ada di bawah permukaan tanah, dalam hal ini bangunan yang dimaksud adalah pondasi.

RUMUSAN MASALAH

Adapun rumusan masalah dari penulisan tugas ahir ini adalah :

1. Bagaimana Menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen-elemen struktur rencana dengan hasil reaksi tiang pada tiap tumpuan?

2. Bagaimana menganalisa studi kapasitas kemampuan pondasi dengan memperhitungkan hasil dari kalendering tiang pancang pada proyek Pembangunan RSUD Kota Probolinggo ?
3. Bagaimana menganalisa kemampuan pondasi terhadap kapasitas kuat struktur rencana pada proyek Pembangunan RSUD Kota Probolinggo ?

TUJUAN PENELITIAN

1. Menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen-elemen struktur rencana dengan hasil reaksi tiang pada tiap tumpuan.
2. menganalisa studi kapasitas kemampuan pondasi dengan memperhitungkan hasil dari kalendering.
3. menganalisa kemampuan pondasi terhadap kapasitas kuat struktur rencana pada proyek Pembangunan RSUD Kota Probolinggo.

BATASAN MASALAH

Batasan masalah dalam pembahasan ini ialah :

- a. Aspek yang ditinjau adalah struktur bawah pada pembangunan proyek RSUD Kota probolinggo yang meliputi kapasitas pondasi dan daya dukung tanah.
- b. Hasil kalendering tiang pancang sesuai dengan data yang telah diperoleh dari hasil pengujian di lapangan pada proyek Pembangunan RSUD Kota Probolinggo.
- c. Tidak menganalisis biaya.
- d. Tidak menganalisis manajemen proyek.
- e. Tidak menganalisis dinding penahan tanah.

MANFAAT PENELITIAN

Adapun manfaat dari pembahasan ini ialah :

- a. Teoritis
 Diharapkan dapat memberikan manfaat dan informasi secara lebih detail terhadap kemampuan kapasitas pondasi.
- b. Praktis
 Dari hasil studi kapasitas kemampuan pondasi proyek Pembangunan RSUD Kota Probolinggo maka diharapkan dapat diketahui kapasitas kemampuan pondasi.

LOKASI PENELITIAN

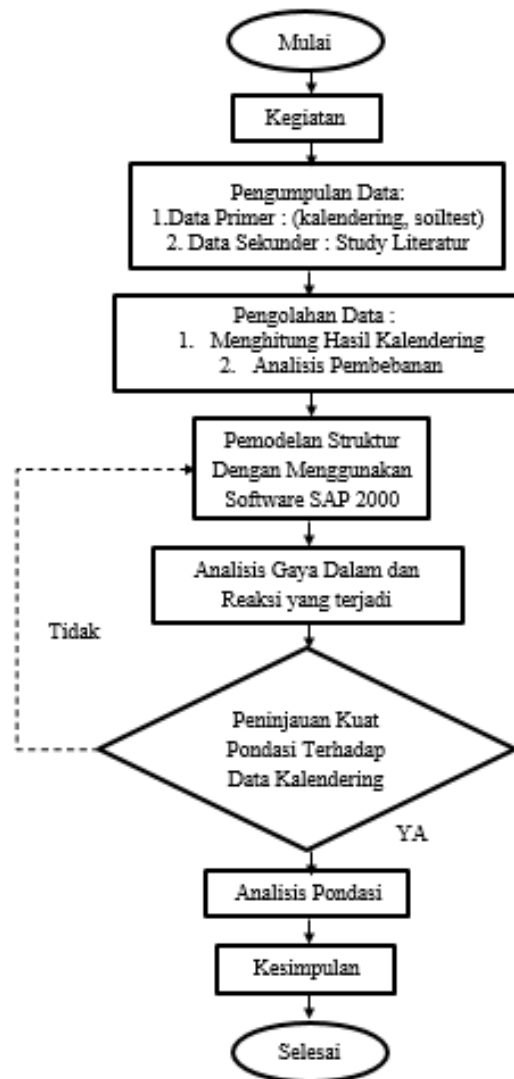
Alamat lokasi penelitian berada di Jl. Prof Hamka , Kota Probolinggo, Jawa Timur.



Denah Lokasi Penelitian

METODE PENELITIAN

Berikut flowchart tahapan penelitian.

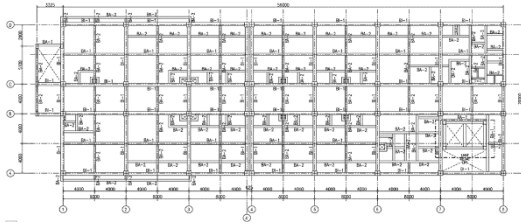


PEMBAHASAN

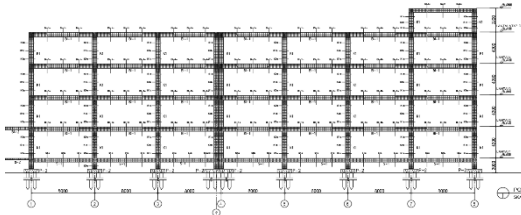
Data Rencana

- Type Bangunan : Rumah Sakit
- Wilayah Gempa : 3
- Kota : Kota Probolinggo
- Panjang Bangunan : 56 m
- Lebar Bangunan : 20 m
- Tinggi Bangunan : 8 m
- Jumlah Lantai : 4 lantai
- Mutu Beton, $f'c$: 24.90 Mpa (350 K)
- Mutu Baja, F_y : 320Mpa (tulangan ulir)

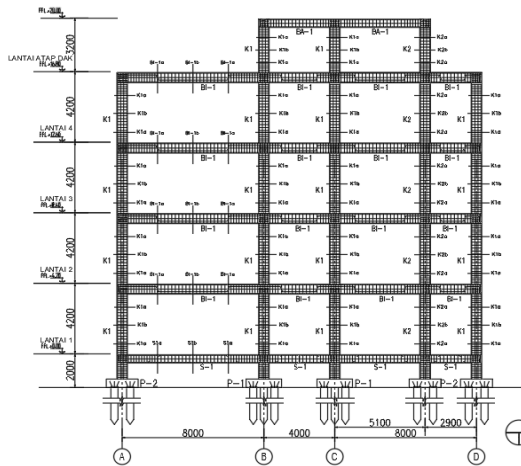
: 240
 Mpa
 (tulangan polos)



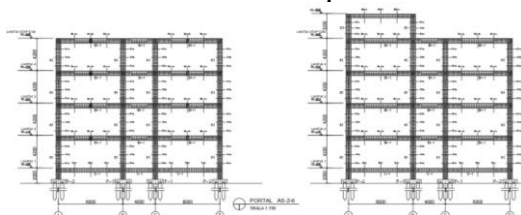
Denah Balok dan Kolom



Portal Kolom



Lantai Atap



Portal AS-2-6

Dimensi Struktur

Berikut adalah dimensi Struktur yang dipakai pada Pembangunan RSUD Kota Probolinggo :

- a. Dimensi Balok
 - Balok Induk : 40/60 cm
 - Balok Anak 1 : 30/50 cm
 - Balok Anak 2 : 25/40 cm
- b. Dimensi Kolom

Kolom K1 : 60/60 cm
 rencana

Kolom K2 : 30/60 cm
 rencana

c. Dimensi Sloof

Sloof 1 : 30/50 cm

Sloof 2 : 15/20 cm

Pembebanan

Struktur dibebani dengan beban akibat berat sendiri struktur, beban mati tambahan, beban hidup dan beban gempa. Beban yang digunakan yaitu :

1. Beban Mati (DL) : Berat sendiri struktur + Beban mati tambahan
2. Beban Hidup (LL) : Beban penghuni Gedung Rumah Sakit
3. Beban Gempa (EQ) : Didesain dengan metode respon spektrum berdasarkan peta wilayah gempa Indonesia.

A. Beban Mati (DL)

Adalah berat sendiri struktur dan komponen lainnya yang harus ditinjau sebagai beban mati. (SNI 1727-2013).

Terdiri atas:

- Berat Elemen struktur (Kolom, Balok, Pelat Lantai)
- Spesi lantai (3 cm) : 63 kg/m²
- Keramik (1 cm) : 24 kg/m²
- Plafon dan Penggantung : 18 kg/m²
- MEP : 10 kg/m²
- Beban mati tangga : 750 kg/m²
- Beban dinding Bata merah : 255 kg/m²
- Air Hujan (5cm) : 50 kg/m²

B. Beban Hidup (LL)

Adalah beban guna atau mengikuti fungsi dari suatu bangunan. (SNI 1727-2013).

- Beban Hidup pada atap : 100 kg/m²
- Beban Hidup Rumah Sakit :
 - Ruang Pasien : 200 kg/m²

- Koridor : 383 kg/m²
- Beban Hidup Tangga : 600 kg/m²

C. Beban Gempa

Beban gempa pada SAP2000 v20 digunakan fitur pembebanan dengan analisis respon spektrum berdasarkan SNI Gempa 1726:2012 untuk kategori resiko gempa D pada tanah sedang.

Perhitungan Pembebanan input pada SAP 2000

Beban Mati, untuk elemen struktur kolom, pelat, balok, dan sloof terhitung dalam software. Lantai 1 s/d 3

Berat	Nilai	Sat	Keterangan
Keramik 1 cm	24	kg/m ²	Area Load Uniform to frame
Spesi 3 cm	63	kg/m ²	Area Load Uniform to frame
Plafon	18	kg/m ²	Area Load Uniform to frame
Lain-lain 10%	9.6	kg/m ²	Area Load Uniform to frame
Total	115.5	kg/m ²	Area Load Uniform to frame
Dinding bata tinggi 4 m	1020	kg/m ²	Frame Load Distributed

Beban Mati Struktur

Berat	Nilai	Sat	Keterangan
Ruang Pasien	200	kg/m ²	Area Load Uniform to frame
Koridor	383	kg/m ²	Area Load Uniform to frame

Beban Hidup Lantai 1 s/d 3

Beban Mati untuk elemen struktur kolom, pelat, balok, dan sloof terhitung dalam software. Lantai atap.

Berat	Nilai	Sat	Keterangan
Air Hujan	50	kg/m ²	Area Load Uniform to frame
Spesi 3 cm	63	kg/m ²	Area Load Uniform to frame
Total	113	kg/m ²	Area Load Uniform to frame
Dinding bata tinggi 1 m keiling bangunan	255	kg/m ²	Frame Load Distributed

Beban Mati Struktur Lantai Atap

Berat	Nilai	Sat	Keterangan
Beban Hidup Atap	100	kg/m ²	Area Load Uniform to frame

Beban Hidup Lantai Atap

Kombinasi Pembebanan

Berikut adalah kombinasi pembebanan yang akan digunakan dalam analisis perencanaan. Kombinasi pembebanan ini telah disesuaikan dengan peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung (PPIUG).

- Kombinasi I : 1.4 DL

- Kombinasi II : 1.2 DL + 1.6 LL
- Kombinasi III, gempa arah x : 1.2 DL + 1 LL + 1 Eqx
- Kombinasi IV, gempa arah y : 1.2 DL + 1 LL + 1 Eqy
- Kombinasi V, gempa arah x : 0.9 DL + 1 Eqx
- Kombinasi VI, gempa arah y : 0.9 DL + 1 Eqy

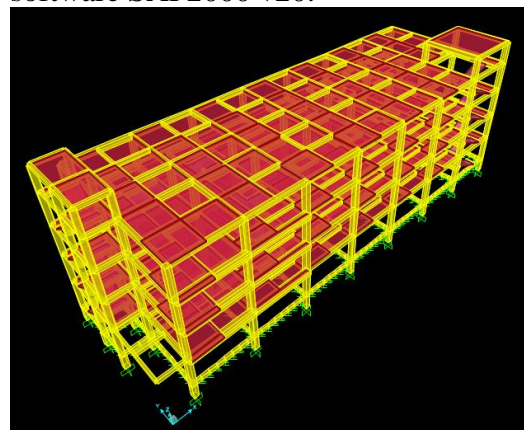
Faktor Reduksi Kekuatan

Berdasarkan ACI 318-08 pasal 20.2.5 mengenai factor reduksi kekuatan untuk bangunan eksisting memiliki nilai yang berbeda dari factor reduksi kekuatan desain. Hal ini dimaksudkan karena kondisi struktur sudah dalam keadaan sebenarnya baik dimensi maupun jumlah tulangnya. Berikut nilai-nilai factor reduksi kekuatan :

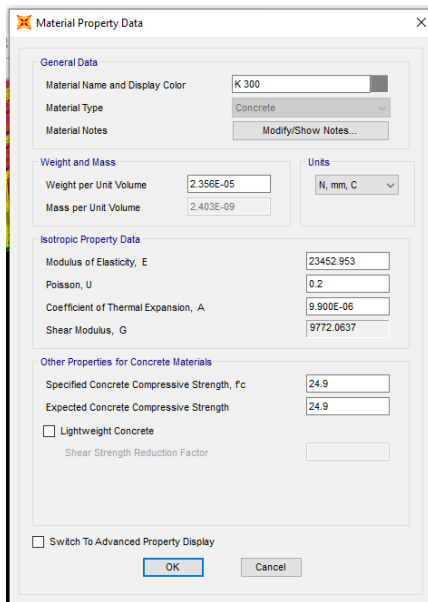
Parameter Kekuatan	Nilai Faktor Reduksi (φ)
Tarik lentur	1.0
Tekan (sengking spiral)	0.9
Tekan (sengking biasa)	0.8
Geser dan Torsi	0.8
Kuat Tumpu	0.8

Pemodelan Struktur Pada SAP 2000

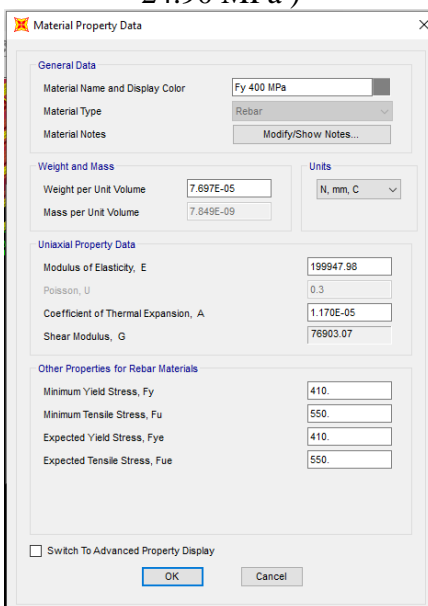
Pemodelan 3D struktur menggunakan software SAP2000 v20.



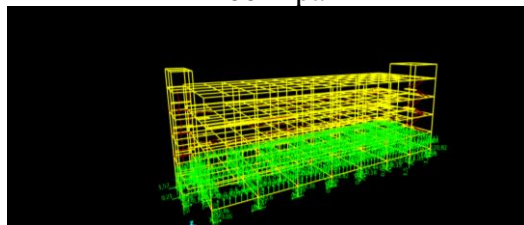
Model SAP 3D Struktur Bangunan
 Desain material



Material properties beton K 350 ($F'c = 24.90 \text{ MPa}$)



Material properties baja tulangan $F_y = 400 \text{ Mpa}$



Pemodelan Pada SAP
 Dari hasil Pemodelan Perhitungan Struktur SAP menghasilkan gaya-gaya

dalam yang terjadi pada elemen-elemen struktur rencana sebagai berikut:

Titik Pondasi	Pembebanan	Gaya Dalam		
		F3 Ton	M1 Ton-m	M2 Ton-m
A8	Komb III, gempa x	246,056	15,329	50,954
A7	Komb III, gempa x	336,277	14,317	44,236
A6	Komb IV, gempa y	253,309	34,086	16,379
A5	Komb IV, gempa y	243,765	29,681	14,629
A4	Komb II	241,888	-1,319	-0,210
A3	Komb II	254,983	-1,468	-0,185
A2	Komb II	257,034	-1,390	-0,333
A1	Komb III, gempa x	168,809	8,834	31,230
B8	Komb IV, gempa y	211,866	49,293	8,660
B7	Komb IV, gempa y	307,039	45,489	19,807
B6	Komb IV, gempa y	316,955	38,732	11,108
B5	Komb IV, gempa y	313,736	33,830	11,361
B4	Komb IV, gempa y	309,421	29,626	11,627
B3	Komb II	307,433	0,123	0,149
B2	Komb II	302,251	0,034	0,562
B1	Komb III, gempa x	244,296	11,507	34,994
C8	Komb IV, gempa y	232,643	48,870	9,073
C7	Komb IV, gempa y	329,283	45,314	11,223
C6	Komb IV, gempa y	314,620	39,517	11,905
C5	Komb IV, gempa y	316,364	34,729	12,187
C4	Komb IV, gempa y	311,867	30,511	12,534
C3	Komb II	309,089	1,038	0,218
C2	Komb II	300,208	0,800	0,380
C1	Komb III, gempa x	265,159	10,604	42,306
D8	Komb IV, gempa y	165,000	46,726	12,984
D7	Komb IV, gempa y	252,820	43,039	14,373
D6	Komb IV, gempa y	248,571	37,807	14,908
D5	Komb IV, gempa y	245,534	33,306	15,114
D4	Komb II	243,005	2,517	0,224
D3	Komb II	256,111	2,300	0,478
D2	Komb II	254,293	2,172	0,689
D1	Komb IV, gempa y	119,794	21,899	16,475

Hasil Gaya Dalam

Dimana F3 (Gaya Geser) yang terjadi menghasilkan nilai 119.794 ton sebagai gaya geser terendah hasil dari kombinasi beban gempa sumbu (y) dan 329.283 ton sebagai gaya geser terbesar dalam kombinasi IV pembebanan gempa sumbu (y). Kemudian didalam Permodelan M1 (momen 1) menghasilkan nilai -1.458 ton/m terjadi pada kombinasi II sebagai momen terkecil dan 49.293 ton/m sebagai momen terbesar yang terjadi pada kombinasi IV pembebanan gempa sumbu (y). Dan gaya dalam yang terjadi pada M2 (momen 2) menghasilkan nilai -0.210 ton/m sebagai momen terkecil yang terjadi pada kombinasi II dan 50.854 ton/m terjadi pada kombinasi III beban gempa sumbu (x) sebagai momen terbesarnya.

Pondasi Tiang Pancang

Dalam penggunaan pondasi tiang pancang di lapangan, di dapatkan data primer dari hasil pemancangan dilapangan kemudian di lakukan analisis data secara manual untuk perhitungan kemampuan tiang pancang, kemudian dilakukan pemodelan menggunakan software SAP 2000 untuk mendapatkan kekuatan gaya dalam dan hasil kemampuan dari masing-masing tiang pancang yang telah dilaksanakan.

Monitoring Tiang Pancang di Lapangan

Monitoring tiang pancang adalah pemantauan pelaksanaan yang terjadi dilapangan dimana tiang harus ditempatkan pada titik rencana dan diperiksa vertikalitasnya dari 2 arah (x-y). sehingga dari hasil pemantauan pemasangan yang terjadi pada tanggal 11 September sampai dengan 27 November 2020, menghasilkan data tiang pancang masuk dikedalaman minimal 5.5 meter dan maksimal masuk pada kedalaman 10 meter yang terjadi pada denah P2/C/0 (Data Terlampir).

Dari data kedalaman tiang pancang tersebut dapat memperhitungkan Wpoer/pilecap poernya untuk mengetahui jumlah total beban aksial yang bekerja pada tiang. Untuk Wpoer/Pilecap poer yang terpasang dilapangan terdapat 3 Jenis berbeda yang terbagi dalam P1,P2,P3.

- **P1**

$$Eff = 1 - \frac{\phi}{90^\circ} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m.n} \right)$$

dimana ϕ : arc tan d/s
 m : jumlah baris arah x = 3 bh
 n : jumlah baris arah y = 2 bh
 d : ukuran/diameter tiang pancang = 40 cm
 s : jarak antara tiang pancang = 90 cm

$$\begin{aligned} \phi &= \text{arc tan } d/s \\ &= \text{arc tan } \left(\frac{40}{90} \right) \\ &= 24^\circ \end{aligned}$$

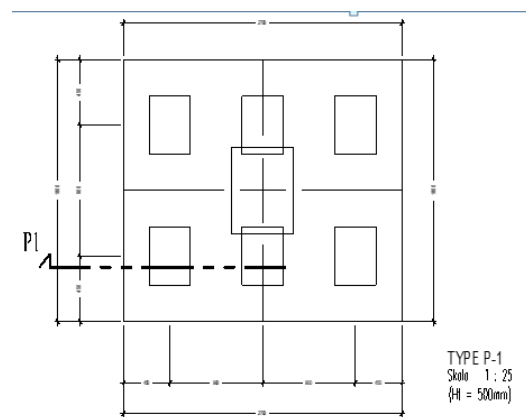
$$\begin{aligned} Eff &= 1 - \frac{23.84}{90^\circ} \\ &\left(\frac{[(2-1) \cdot 3] + [(3-1) \cdot 2]}{3 \cdot 2} \right) \\ &= 1 - (0.265 \cdot 1) \end{aligned}$$

$$= 0,7$$

Berat Poer

Panjang = 2,7 m
 Lebar = 1,8 m
 Tebal = 0,5 m
 Berat Beton = 2,4 ton/m³

Wpoer = 5,8 ton



Pondasi Type P-1

- **P2**

$$Eff = 1 - \frac{\phi}{90^\circ} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m.n} \right)$$

dimana ϕ : arc tan d/s
 m : jumlah baris arah x = 2 bh
 n : jumlah baris arah y = 3 bh
 d : ukuran/diameter tiang pancang = 40 cm
 s : jarak antara tiang pancang = 60 cm

$$\begin{aligned} \phi &= \text{arc tan } d/s \\ &= \text{arc tan } \left(\frac{40}{60} \right) \\ &= 34^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Eff &= 1 - \frac{33.52}{90^\circ} \\ &\left(\frac{[(3-1) \cdot 2] + [(2-1) \cdot 3]}{2 \cdot 3} \right) \end{aligned}$$

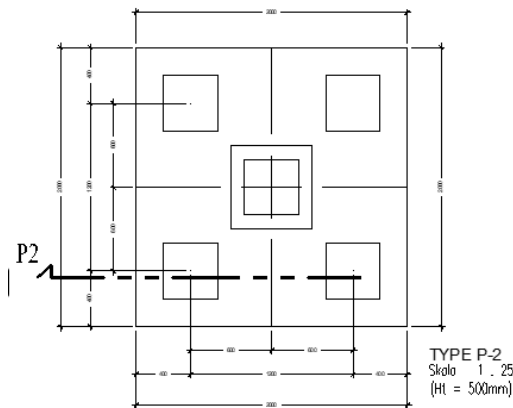
$$= 1 - (0.372 \cdot 1,2)$$

$$= 0,6$$

Berat Poer

Panjang = 2,0 m
 Lebar = 2,0 m
 Tebal = 0,5 m
 Berat Beton = 2,4 ton/m³

W_{poer} = 4,8 ton



Pondasi Type P-2

• **P3**

$$Eff = 1 - \frac{\phi}{90^\circ} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \cdot n} \right)$$

dimana ϕ : arc tan d/s
 m : jumlah baris arah x = 3 bh
 n : jumlah baris arah y = 3 bh
 d : ukuran/diameter tiang pancang = 40 cm
 s : jarak antara tiang pancang = 60 cm

$$\phi = \text{arc tan } d/s$$

$$= \text{arc tan } \left(\frac{40}{60} \right)$$

$$= 34^\circ$$

$$Eff = 1 - \frac{33.52}{90^\circ}$$

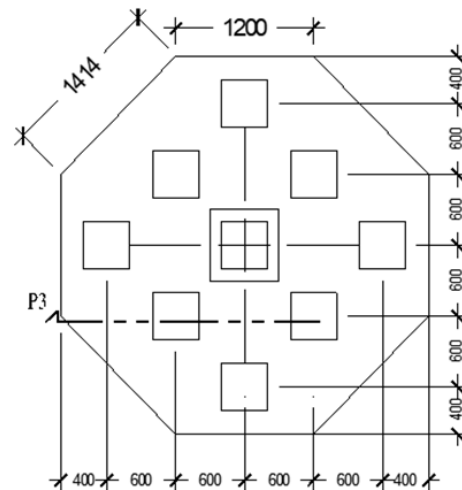
$$\left(\frac{[(3-1) \cdot 3] + [(3-1) \cdot 3]}{3 \cdot 3} \right)$$

$$= 1 - (0.372 \cdot 1,3)$$

$$= 0,5$$

Berat Poer

Panjang = 1,2 m
 Lebar = 1,2 m
 Tebal = 1,0 m
 Luas = 7,0 m²
 Berat Beton = 2,4 ton/m³
W_{poer} = 16.687 ton



Pondasi Type P-3

Dari hasil perhitungan W_{poer}/pilecap Poer diatas dengan Diameter tiang 40x40 menghasilkan P1= 5.8 ton, P2= 4.8 ton dan P3=16.687 ton.

Hitungan Docket Beton

Docket beton adalah Quality Control pengecoran untuk memeriksa mutu beton dilapangan yang dilakukan dikertas Docket dan Slump test. Berikut hasil perhitungan docket beton pada pelaksanaan dilapangan yang terjadi.

No	Mutu Beton	Tanggal	Volume	Keterangan
1	k300		15.00	
2	k300	14 November 2020	5.00	
3	k300		10.00	
4	k300	16 November 2020	5.00	
5	k300		10.00	
6	k300	17 November 2020	10.00	
7	k300		5.00	
8	k300	18 November 2020	5.00	
9	k300	19 November 2020	7.50	
10	k300		5.00	
Total			77.50	

(Sumber Data Perhitungan di Lapangan 2021)

Tabel Perhitungan Docket

Kalendering

Kalendering adalah suatu cara untuk mengetahui daya dukung tanah secara

tersebut menggunakan rumus seperti berikut :

$$P_{max} = \frac{\sum Pu}{n} + \frac{Mx Y_{max}}{\sum y^2} + \frac{My X_{max}}{\sum x^2}$$

dimana :

- P max : beban maksimum yang diterima satu tiang pancang
- $\sum Pu$: jumlah total beban aksial yang bekerja pada tiang (termasuk po
- Mx : momen yang terjadi pada arah x
- My : momen yang terjadi pada arah y
- n : jumlah tiang dalam kelompok tiang
- X max : absis terjauh dari titik berat kelompok tiang
- Y max : ordinat terjauh dari titik berat kelompok tiang
- $\sum x^2$: jumlah dari kuadrat absis tiap tiang
- $\sum y^2$: jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang

Sebagai salah satu contoh perhitungan yang dilakukan menggunakan titik pondasi A8.

$$P_{max} = \frac{(F3 + w_{poer})}{n} + \frac{m_x y_{max}}{\sum y^2} + \frac{m_y x_{max}}{\sum x^2} =$$

$$\frac{(248.055 + 4.8)}{5} + \frac{15.329 \cdot 0.6}{0.6^2 + 0.6^2} + \frac{50.854 \cdot 0.6}{0.6^2 + 0.6^2} =$$

$$50.571 + 25.549 + 84.757 = 160.877 \text{ ton}$$

Hasil perhitungan beban maksimum tersebut, kemudian di sandingkan dengan hasil perhitungan daya dukung batas kalendering dan dilakukan pengecekan untuk masuk dan tidaknya.

Berikut tabel hasil rekapitulasi perhitungannya:

Titik Pondasi	Pembangunan	Dimensi			R _{max}	R _{min}	T _{max}	T _{min}	n	ΣPu	M _x (kNm)	M _y (kNm)	P _{max}	P Daya Dukung Batas Kalendering	Ket.
		ES	TS	MS											
A6	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
A7	Komb. II	238.772	14.371	49.276	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	24.873	25.873	335.825	192.100	OK	
A8	Komb. II	243.700	14.999	49.700	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.454	26.454	341.779	192.700	OK	
A9	Komb. I	243.700	14.999	49.700	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.454	26.454	341.779	192.700	OK	
A1	Komb. I	254.950	14.500	51.100	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	26.387	27.387	349.166	193.200	OK	
A2	Komb. I	257.250	14.500	53.250	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	26.750	27.750	352.900	193.500	OK	
A3	Komb. I	254.950	14.500	51.100	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	26.387	27.387	349.166	193.200	OK	
A4	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
A5	Komb. II	238.772	14.371	49.276	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	24.873	25.873	335.825	192.100	OK	
B1	Komb. II	257.250	14.500	53.250	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	26.750	27.750	352.900	193.500	OK	
B2	Komb. II	257.250	14.500	53.250	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	26.750	27.750	352.900	193.500	OK	
B3	Komb. I	267.450	14.200	54.200	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	27.421	28.421	360.321	194.000	OK	
B4	Komb. I	267.450	14.200	54.200	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	27.421	28.421	360.321	194.000	OK	
B5	Komb. I	267.450	14.200	54.200	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	27.421	28.421	360.321	194.000	OK	
B6	Komb. I	267.450	14.200	54.200	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	27.421	28.421	360.321	194.000	OK	
B7	Komb. I	267.450	14.200	54.200	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	27.421	28.421	360.321	194.000	OK	
B8	Komb. I	267.450	14.200	54.200	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	27.421	28.421	360.321	194.000	OK	
B9	Komb. I	267.450	14.200	54.200	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	27.421	28.421	360.321	194.000	OK	
C1	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C2	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C3	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C4	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C5	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C6	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C7	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C8	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C9	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C10	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C11	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C12	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C13	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C14	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C15	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C16	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C17	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C18	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C19	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C20	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C21	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C22	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C23	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C24	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C25	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C26	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C27	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C28	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C29	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C30	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C31	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C32	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C33	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C34	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C35	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C36	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C37	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C38	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C39	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C40	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C41	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C42	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C43	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C44	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C45	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C46	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C47	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C48	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C49	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C50	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C51	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C52	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C53	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	
C54	Komb. II	248.055	15.329	50.854	4.800	0.000	0.000	0.000	5.000	25.245	26.276	338.871	192.720	OK	

2. Dalam menjalankan perhitungan perlu diperhatikan dalam menjalankan sap 2000 untuk memasukkan beban gempa.
3. Penelitian selanjutnya bisa dilanjutkan ke bagian atas bangunan dengan menggunakan sistem kalendering.

DAFTAR PUSTAKA

Randyanto (2015) analisis daya dukung tiang pancang dengan menggunakan metode statis dan kalendering, Manado .

Yusti (2014) analisis daya dukung pondasi tiang pancang diverifikasi dengan hasil uji PDA (*pile driving analyzer*) dan CAPWAP.

Gunawan (2014) rasio hubungan nilai daya dukung tiang pancang berdasarkan pengujian sondir, kalendering dan test PDA,Parigi Moutong.

Metode Mayerhof (1976) mengusulkan persamaan untuk menghitung tahanan ujung tiang (Hardiyatmo, 2010).

Metode Briaud et al (1985) menyarankan sebuah persamaan tahanan ujung satuan (Hardiyatmo, 2010).

Metode Luciano Decourt, dibutuhkan suatu nilai k yang dimaksud sebagai nilai koefisien yang tergantung dari jenis tanah yang akan dipakai, nilai k tersebut (dalam jurnal Wardani, 2016).

Metode Mayerhof (1956) mengusulkan persamaan untuk daya dukung ultimit tiang (Bowles, 2010).

Metode Shio & Fukui (1982) menghitung tahanan ujung tiang pancang (dalam jurnal Adriani, 2013).

Mayerhorf, Tomlinson dan Begemann. Perhitungan dengan daya dukung tiang pancang dari data

sondir menggunakan metode langsung, (dalam jurnal Gunawan, 2014).

Mayerhorf (1976;1983) dalam Fellenius (1990) mengusulkan persamaan untuk menentukan kapasitas dukungan tiang pada pasir dengan memperhatikan pengaruh skala dan penetrasi tiang.

Price & Wardle (1982) pengembangan korelasi lansung untuk memprediksi komponen daya dukung berdasarkan data CPT.

Aoki dan Alencar mengusulkan untuk memperkirakan kapasitas dukung ultimit dari data sondir. Kapasitas dukung ujung persatuan luas, (jurnal Gunawan, 2014) .

Anggun Riswiyanto (2019) Study Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Data Sondir Dan Data Kalendering Pada Bangunan Gedung Asrama BLK ,Kalimantan Timur.