

Analisis Pondasi Tiang Pancang Pipa Baja Jembatan Parit 3 Kec. Kuala Jambi

Muhamad Ardy Pratama*, Suhendra, Dwitya Okky Azanna, Amsori M. Das, Wari Dony, Fadlan

Program Studi Teknik Sipil Universitas Batanghari, Kota Jambi-36122, Indonesia

ARTICLE INFO

Kata Kunci:

pondasi tiang pancang pipa baja;
jembatan; daya dukung;
Schmertmann dan Nottingham;
penurunan tiang.

***Correspondence email:**

mhdardprtma10@gmail.co.id

Submitted: 08 Juni 2026

Revised: 11 Juni 2026

Accepted: 11 Juni 2026

Published: 03 Agustus 2026

ABSTRAK

Fondasi tiang pancang pipa baja berfungsi menyalurkan beban struktur atas ke lapisan tanah pendukung serta menahan gaya aksial dan lateral. Fondasi tersebut tidak hanya digunakan pada bangunan gedung, tetapi juga pada berbagai jenis struktur, termasuk jembatan. Jembatan Parit 3, Kecamatan Kuala Jambi, dibangun untuk menghubungkan dua ruas jalan yang terputus sehingga dapat mendukung mobilitas masyarakat setempat. Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis pembebanan struktur jembatan dan menentukan daya dukung fondasi tiang pancang pipa baja menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham. Perhitungan pembebanan jembatan mengacu pada SNI 1725:2016, sedangkan perhitungan daya dukung fondasi dilakukan berdasarkan metode Schmertmann dan Nottingham. Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai beban maksimum pada kombinasi beban ultimit Kuat 1 adalah sebesar $P_u = 3.695,00$ kN atau setara dengan 376,79 ton. Daya dukung izin tiang tunggal diperoleh sebesar $Q_a = 739,538$ kN atau setara dengan 75,411 ton, sedangkan kapasitas dukung kelompok tiang diperoleh sebesar $Q_g = 7.395,380$ kN atau setara dengan 751,841 ton. Nilai kapasitas dukung kelompok tiang tersebut lebih besar daripada beban maksimum yang bekerja sehingga memenuhi persyaratan daya dukung. Selain itu, penurunan tiang tunggal dan penurunan kelompok tiang lebih kecil daripada penurunan izin sehingga keduanya memenuhi persyaratan penurunan.

ABSTRACT

Keywords:

steel pipe pile foundation; bridge;
bearing capacity; Schmertmann and
Nottingham; pile settlement.

Steel pipe pile foundations function to transfer superstructure loads to the supporting soil layer while providing resistance to axial and lateral forces. These foundations are widely used not only for buildings but also for various civil engineering structures, including bridges. The Parit 3 Bridge in Kuala Jambi District was constructed to reconnect two disconnected road sections, thereby improving local community accessibility. This study aimed to analyze the bridge structural loading and determine the bearing capacity of the steel pipe pile foundation using the Schmertmann and Nottingham method. Bridge loading calculations were performed in accordance with SNI 1725:2016, while the foundation bearing capacity was evaluated using the Schmertmann and Nottingham method. The results indicated that the maximum factored ultimate load under the Strength 1 load combination was $P_u = 3,695.00$ kN, equivalent to 376.79 tons. The allowable bearing capacity of a single pile was $Q_a = 739.538$ kN, equivalent to 75.411 tons, whereas the bearing capacity of the pile group was $Q_g = 7,395.380$ kN, equivalent to 751.841 tons. The calculated pile group bearing capacity exceeded the maximum applied load, indicating that the foundation satisfied the required bearing capacity criteria. Furthermore, both the single-pile settlement and the pile-group settlement were smaller than the allowable settlement, demonstrating that the settlement requirements were also satisfied.

PENDAHULUAN

Di Indonesia, perkembangan pembangunan konstruksi berlangsung sangat pesat. Keamanan suatu konstruksi bangunan sangat bergantung pada kekuatan struktur, baik struktur atas maupun struktur bawah. Fondasi merupakan bagian penting dari struktur bawah yang berfungsi meneruskan beban struktur atas beserta berat fondasi sendiri ke lapisan tanah pendukung (Hardiyatmo, 2002). Oleh karena itu, tanah menjadi salah satu aspek utama dalam perencanaan konstruksi. Untuk merencanakan fondasi yang sesuai, diperlukan data hasil penyelidikan tanah agar kapasitas dukung dan karakteristik lapisan tanah dapat diketahui. Berdasarkan kedalamannya, fondasi dibedakan menjadi fondasi dangkal dan fondasi dalam (Hardiyatmo, 2002). Pemilihan jenis fondasi didasarkan pada jenis struktur, besar beban yang bekerja, serta kondisi tanah di lokasi pembangunan. Fondasi dalam antara lain terdiri atas bored pile dan tiang pancang. Fondasi tiang pancang merupakan bagian dari konstruksi bawah yang terbuat dari kayu,

beton, atau baja dan digunakan untuk meneruskan beban struktur atas ke lapisan tanah keras atau lapisan batuan yang berada pada kedalaman tertentu (Sosrodarsono & Nakazawa, 1994; Poulos & Davis, 1980). Pada umumnya, tiang pancang dipancang secara vertikal hingga mencapai kedalaman yang telah direncanakan.

Fondasi tidak hanya digunakan pada bangunan gedung, tetapi juga pada berbagai jenis konstruksi lainnya, termasuk jembatan. Jembatan merupakan struktur yang berfungsi menghubungkan dua bagian jalan yang terpisah oleh sungai, lembah, saluran air, jalan kereta api, atau rintangan lainnya (Struyk & Van der Veen, 1984; Supriyadi & Muntohar, 2007). Jembatan memiliki berbagai jenis dan tipe, mulai dari jembatan beton hingga jembatan rangka baja. Secara umum, material utama yang digunakan dalam konstruksi jembatan adalah beton dan baja. Jembatan Parit 3 di Kecamatan Kuala Jambi dibangun untuk menghubungkan dua ruas jalan yang terputus sehingga dapat meningkatkan aksesibilitas dan mobilitas masyarakat. Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis desain pembebanan struktur jembatan serta menghitung daya dukung fondasi tiang pancang berdasarkan data hasil pengujian sondir menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham.

Landasan Teori

Fondasi tiang merupakan konstruksi fondasi yang mampu menahan gaya ortogonal terhadap sumbu tiang melalui mekanisme lentur. Fondasi tiang umumnya dibuat sebagai satu kesatuan monolit dengan menghubungkan kepala tiang pancang pada struktur fondasi di atasnya (Sosrodarsono & Nakazawa, 1994). Tiang pancang merupakan elemen konstruksi yang terbuat dari kayu, beton, atau baja dan digunakan untuk meneruskan beban dari permukaan ke lapisan tanah yang lebih dalam. Fondasi tiang pancang berfungsi memindahkan beban struktur atas ke lapisan tanah keras yang berada pada kedalaman tertentu (Hardiyatmo, 2002; Sosrodarsono & Nakazawa, 1994). Jembatan merupakan konstruksi yang berfungsi meneruskan jalan melewati rintangan yang berada pada elevasi lebih rendah (Struyk & Van der Veen, 1984). Selain itu, jembatan dapat digunakan untuk menghubungkan jalan yang terpisah oleh sungai, saluran air, lembah, atau jalan lain yang memiliki perbedaan elevasi (Supriyadi & Muntohar, 2007). Berdasarkan fungsi, material yang digunakan, jenis lantai kendaraan, dan bentuk strukturnya, jembatan dapat diklasifikasikan menjadi berbagai jenis (Supriyadi & Muntohar, 2007).

Pembebanan Jembatan

Perencanaan struktur jembatan harus mempertimbangkan berbagai jenis beban yang dapat bekerja pada struktur, antara lain beban mati, beban hidup, beban lajur, beban angin, beban gempa, dan beban lainnya sesuai dengan ketentuan pembebanan jembatan yang berlaku (Badan Standardisasi Nasional, 2016a).

Beban berat sendiri struktur (MS)

Berat sendiri merupakan berat dari struktur jembatan itu sendiri serta bagian struktur lain yang dipikul, termasuk beban faktor yang merupakan berat material dan komponen jembatan yang merupakan bagian struktur utama, ditambah dengan berat elemen nonstruktural yang dianggap tetap. Persamaan untuk menghitung berat sendiri:

$$W_{MS} = V \times \gamma \dots\dots\dots 1$$

Keterangan:

$$W_{MS} = \text{Berat sendiri struktur (kN)}$$

$$V = \text{Volume elemen struktur (m}^3\text{)}$$

$$\gamma = \text{Berat isi elemen struktur (kN/m}^3\text{)}$$

$$P_{MS} = \frac{1}{2} \times W_{MS} \dots\dots\dots 2$$

$$P_{MS} = \text{Gaya aksial yang diterima dari beban terfaktor (kN)}$$

$$M_{MS} = P_{MS} \times e_o \dots\dots\dots 3$$

$$M_{MS} = \text{Momen yang timbul akibat beban (kN m)}$$

$$e_o = \text{Eksentrisitas beban terhadap fondasi (m)}$$

Beban gempa (EQ)

Perencanaan jembatan terhadap beban gempa merupakan bagian yang penting dalam rangka perencanaan konstruksi jembatan. Dalam perencanaan beban gempa digunakan acuan SNI 2833-2016. Jembatan harus dirancang Memiliki kemungkinan runtuh yang rendah, tetapi dengan potensi kerusakan besar dan gangguan layanan akibat gempa bumi peluang lebih dari 7% dalam 75 tahun. Beban gempa dianggap gaya horizontal dan ditentukan berdasarkan hasil kali faktor respon elastis (C_{sm}) dan berat ekuivalen struktur, kemudian dikoreksi dengan faktor koreksi respon (R_d) sesuai Persamaan di bawah ini:

$$E_{Qx} = \frac{C_{SM}}{R_d} \times W_f \dots\dots\dots 4$$

$$E_{Qy} = 30\% \times E_{Qx} \dots\dots\dots 5$$

E_{Qx} = Gaya gempa horizontal statis arah x (kN)

E_{Qy} = Gaya gempa horizontal statis arah y (kN)

C_{sm} = Koefisien respons gempa elastik

R_d = Faktor modifikasi respons

W_t = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)

Standard penetration test (SPT)

Uji penetration dilakukan pada fondasi dalam seperti tiang pancang guna untuk mengetahui kedalaman tanah keras. SPT dilakukan untuk mengetahui daya dukung tanah, selain itu juga guna mengidentifikasi jenis lapisan tanah setiap kedalamannya sehingga bisa menentukan jenis fondasi yang sesuai dengan sifat- sifat tanah tersebut. Sifat tanah ditentukan dengan kerapatan relatif tanah. Kerapatan relatif dapat ditentukan dengan menghubungkan dengan nilai N yang diusulkan oleh Terzaghi & Peck (1948) untuk tanah pasir pada tabel 1, sedangkan untuk tanah lempung nilai N dihubungkan dengan kuat tekan bebas.

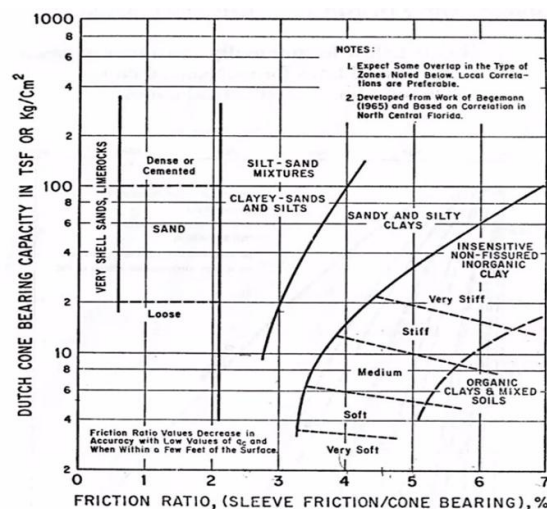
Tabel 1. Hubungan N dengan kerapatan relatif (D_r) tanah pasir

Nilai N	Kerapatan Relatif (D_r)
<4	Sangat tidak padat
4-10	Tidak padat
10-30	Kepadatan sedang
30-50	Padat
>50	Sangat padat

Sumber: Terzaghi & Peck, 1948

Uji sondir/*cone penetration test* (CPT)

Uji sondir atau dikenal dengan uji penetrasi kerucut statis banyak digunakan di Indonesia. Pengujian ini merupakan suatu pengujian yang digunakan untuk menghitung kapasitas dukung tanah. Nilai-nilai tahanan kerucut statis atau hambatan konus (q_c) yang diperoleh dari pengujian dapat langsung dikorelasikan dengan kapasitas dukung tanah (Hardiyatmo, 1992). Pada uji sondir terjadi perubahan yang kompleks dari tegangan tanah saat penetrasi sehingga hal ini mempersulit interpretasi secara teoritis. Dengan demikian meskipun secara teoritis interpretasi hasil uji sondir telah tersedia. Dalam praktiknya uji sondir tetap bersifat empiris (Rahardjo, 2008).



Gambar 1 Korelasi antara hasil uji sondir vs jenis tanah

Sumber : Schmertmann, 1969

Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Metode Schmertmann & Nottingham

Kapasitas dukung ultimit neto (Q_u) dihitung dengan persamaan

$$Q_u = A_b f_b + A_s f_s - W_p \dots \dots \dots 6$$

atau

$$Q_u = A_b \omega q_{ca} + A_s K_f q_f - W_p \dots \dots \dots 7$$

Keterangan:

A_b = luas ujung bawah tiang (cm^2)

A_s	= luas selimut tiang (cm^2)
f_b	= tahanan ujung satuan (kg/cm^2)
f_s	= tahanan gesek satuan (kg/cm^2)
q_{ca}	= tahanan konus rata-rata (kg/cm^2)
q_f	= tahanan gesek sisi konus (kg/cm^2)
K_f	= koefisien tak berdimensi
ω	= koefisien korelasi

Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Hal ini terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan pendukung yang mudah mampat atau dipancang pada lapisan tanah yang tidak mudah mampat, namun di bawahnya terdapat lapisan lunak. Dalam kondisi tersebut, stabilitas kelompok tiang tergantung dari dua hal, yaitu:

1. Kapasitas dukung tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang dalam mendukung beban total struktur.
2. Pengaruh penurunan konsolidasi tanah yang terletak di bawah kelompok tiang.

Dari hasil perhitungan daya dukung fondasi tiang pancang tunggal akan digabungkan menjadi daya dukung tiang pancang kelompok. Maka untuk mendapatkan hasil perhitungan daya dukung fondasi tiang pancang kelompok menggunakan Efisiensi kelompok tiang metode Converse Labarre sebagai berikut:

$$Eg = 1 - \theta \cdot \left[\frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90.m.n'} \right] \dots\dots\dots 8$$

Keterangan:

Eg = Efisiensi kelompok tiang
 θ = $\arctan(d/s)$ dalam derajat ($^\circ$)
 m = Jumlah baris tiang
 n' = Jumlah tiang dalam satu baris
 s = Jarak pusat ke pusat tiang (m)
 d = Diameter tiang (m)

Sehingga daya dukung fondasi kelompok tiang bisa dihitung dengan metode di bawah ini :

$$Q_g = n \cdot Q_a \cdot Eg \dots\dots\dots 9$$

Keterangan:

Q_g = Daya dukung kelompok tiang
 Eg = Efisiensi kelompok tiang
 n = Jumlah tiang pancang
 Q_a = Daya dukung izin tiang tunggal

Penurunan Tiang Tunggal

Pada waktu tiang dibebani, tiang akan mengalami pemendekatan dan tanah di sekitarnya akan mengalami penurunan. Beberapa metode hitungan penurunan telah diusulkan. Berikut ini akan dipelajari penurunan Tiang penurunan tiang dapat dihitung berdasarkan metode Poulos & Davis (1980)

- a. Untuk tiang apung (*floating pile*)

$$S = \frac{QI}{Es \cdot d} \dots\dots\dots 10$$

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_\mu \dots\dots\dots 11$$

- b. Untuk tiang dukung ujung

$$S = \frac{QI}{Es \cdot d} \dots\dots\dots 12$$

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_\mu \dots\dots\dots 13$$

Keterangan :

- S = Penurunan untuk tiang tunggal.
- Q = Beban yang bekerja.
- I_o = Faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat.
- R_k = Faktor koreksi mampatan tiang.
- R_h = Faktor koreksi untuk ketebalan lapisan terletak pada tanah keras.
- R_μ = Faktor koreksi angka Poisson μ .
- R_b = Faktor kekakuan lapisan pendukung.
- H = Kedalaman total lapisan tanah dari ujung tiang ke muka tanah.
- D = Diameter tiang.

K adalah suatu ukuran kompresibilitas relatif dari tiang dan tanah yang dinyatakan:

$$K = \frac{E_p \cdot R_A}{E_s} = \text{Faktor kekakuan tiang} \dots\dots\dots 14$$

$$R_A = \frac{A_p}{\frac{1}{4}\pi \times d^2} = \text{Rasio area tiang} \dots\dots\dots 15$$

Tabel 2 Perkiraan angka poisson (μ)

Macam Tanah	μ
Lempung jenuh	0,4 - 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 - 0,3
Lempung berpasir	0,2 - 0,3
Lanau	0,3 - 0,35
Pasir padat	0,2- 0,4
Pasir kasar	0,15
Pasir halus	0,25
Batu	0,1 - 0,4
Loess	0,1 - 0,3

Sumber : Das (1995)

Untuk menentukan nilai modulus elastisitas tanah (E_s), Bowles (1977), memberikan persamaan yang dihasilkan dari data pengujian kerucut statis (sondir):

$$E_s = 3 \cdot q_c \text{ (Untuk Pasir)} \dots\dots\dots 16$$

$$E_s = 2 \text{ Sampai } 8q_c \text{ (Untuk Lempung)} \dots\dots\dots 17$$

Perkiraan angka poisson (μ) dapat dilihat pada tabel 2, Terzaghi menyarankan nilai $\mu = 0,3$ untuk tanah pasir, dan $\mu = 0,4$ sampai $0,43$ untuk tanah lempung. Umumnya banyak digunakan $\mu = 0,3$ sampai $0,35$ untuk tanah pasir dan $\mu = 0,4$ sampai $0,5$ untuk tanah lempung.

Jarak Tiang

Salah satu bagian dari perancangan adalah menentukan dimensi pelat penutup tiang (*pile cap*). Ukuran pelat akan ditentukan oleh banyaknya tiang dalam satu kelompok, sehingga jarak tiang akan mempengaruhi dimensi pelat penutup tiang. Jarak tiang minimum yang disarankan oleh Teng (1962), umumnya kisaran jarak tiang $2-3d$. Fellenius (2006) menyarankan jarak minimum tiang yang merupakan fungsi dari panjang tiang:

$$S = 2.5d + 0.02L \dots\dots\dots 18$$

Keterangan :

S = Jarak minimum sumbu tiang (m)

d = diameter atau lebar tiang (m)

L = kedalaman penetrasi tiang (m)

Penurunan tiang kelompok

Penurunan fondasi tiang kelompok lebih besar dari penurunan fondasi tiang tunggal. Menurut Vesic (1977) perhitungan penurunan fondasi tiang kelompok dapat dilihat pada rumus berikut :

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \dots\dots\dots 19$$

Keterangan :

S_g = Penurunan fondasi kelompok tiang

S = Penurunan fondasi tiang tunggal

B_g = Lebar kelompok tiang

D = Diameter tiang

METODE

Penelitian ini menggunakan metode analisis kuantitatif dengan pendekatan studi kasus pada perencanaan fondasi tiang pancang pipa baja Jembatan Parit 3 yang berlokasi di Kabupaten Tanjung Jabung Timur, Provinsi Jambi. Analisis dilakukan berdasarkan data sekunder berupa gambar perencanaan jembatan, data hasil penyelidikan tanah (Cone Penetration Test/CPT atau sondir), spesifikasi dimensi fondasi, serta data teknis struktur yang diperoleh dari dokumen perencanaan proyek. Tahapan penelitian diawali dengan pengumpulan data teknis yang meliputi dimensi struktur jembatan, konfigurasi fondasi tiang pancang pipa baja, data pembebanan, dan hasil pengujian sondir.

Selanjutnya dilakukan analisis pembebanan struktur jembatan berdasarkan ketentuan SNI 1725:2016 untuk memperoleh kombinasi beban layan dan kombinasi beban ultimit yang bekerja pada fondasi. Beban-beban tersebut meliputi berat sendiri, beban mati tambahan, beban lalu lintas, beban pejalan kaki, tekanan tanah, gaya rem, temperatur, beban angin, beban gempa, serta kombinasi pembebanan sesuai ketentuan standar.

Tahap berikutnya adalah analisis daya dukung fondasi tiang pancang menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975). Perhitungan diawali dengan menentukan tahanan ujung berdasarkan nilai tahanan konus rata-rata (q_c) pada zona 8D di atas ujung tiang dan 4D di bawah ujung tiang. Selanjutnya dihitung tahanan ujung tiang, tahanan selimut, kapasitas dukung ultimit (Q_u), dan kapasitas dukung izin tiang tunggal (Q_a). Setelah kapasitas tiang tunggal diperoleh, dilakukan perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang menggunakan efisiensi kelompok tiang metode Converse-Labarre sehingga diperoleh kapasitas dukung kelompok (Q_g). Selain analisis kapasitas dukung, penelitian ini juga mengevaluasi penurunan fondasi. Penurunan tiang tunggal dihitung menggunakan metode Poulos dan Davis (1980) berdasarkan modulus elastisitas tanah yang diperoleh dari korelasi hasil uji sondir. Selanjutnya dilakukan analisis penurunan kelompok tiang menggunakan metode Vesic (1977). Nilai penurunan hasil analisis kemudian dibandingkan dengan penurunan izin untuk menentukan apakah fondasi memenuhi persyaratan pelayanan.

Hasil seluruh analisis kemudian dievaluasi dengan membandingkan kapasitas dukung kelompok tiang terhadap beban ultimit maksimum yang bekerja pada fondasi. Fondasi dinyatakan memenuhi persyaratan apabila kapasitas dukung kelompok lebih besar daripada beban ultimit yang diterima serta nilai penurunan tiang tunggal maupun kelompok lebih kecil daripada penurunan yang diizinkan.

HASIL

Rekap perhitungan pembebanan dari jenis-jenis beban sebagai berikut :

Tabel 3. rekap pembebanan perencanaan

Aksi/Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
Berat sendiri	MS	697,76	–	–	259,34	–
Berat mati tambahan	MA	784,07	–	–	0,00	–
Tekanan tanah	TA	–	147,57	–	192,06	–
Beban lajur "D"	TD	600,15	–	–	0,00	–
Beban pejalan kaki	TP	77,50	–	–	0,00	–
Gaya rem	TB	–	73,02	–	427,17	–
Temperatur	EUn	–	62,86	–	157,16	–
Beban angin struktur	EWs	–	–	257,30	–	649,68
Beban angin kendaraan	EW1	180,39	–	22,63	–	132,38
Beban gempa	EQ	–	531,50	217,74	1.319,96	540,53
Gesekan perletakan	BF	–	173,53	–	433,82	–

Sumber: Data olahan (2026)

Tabel 4. rekap kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja

Kombinasi Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
DAYA LAYAN-1	2.303,87	469,55	99,82	1.500,98	327,28
DAYA LAYAN-2	2.326,78	491,46	0,00	1.627,00	0,00
DAYA LAYAN-3	1.987,95	454,95	0,00	1.413,34	0,00
DAYA LAYAN-4	1.445,83	396,53	180,11	1.073,16	454,78
FATIK (TD & TR)	1.649,13	1.110,05	517,35	2.001,82	620,89

Sumber: Data olahan (2026)

Tabel 5. rekap kombinasi beban ultimit

Kombinasi Beban	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
KUAT-1	3.695,00	557,48	0,00	1.958,93	0,00
KUAT-2	3.423,93	528,56	0,00	1.787,43	0,00
KUAT-3	2.475,22	426,33	360,22	1.189,43	909,55
KUAT-4	2.475,22	426,33	0,00	1.190,02	0,00
KUAT-5	2.655,61	426,33	382,85	1.190,02	1.041,93
EKSTREM-1	2.678,52	904,31	217,74	2.449,54	540,53
EKSTREM-2	2.814,05	387,41	0,00	1.215,02	0,00

Sumber: Data olahan (2026)

Perhitungan tahanan ujung persatuan luas (f_b) diperoleh dari nilai q_c di sepanjang $8d$ di atas dasar tiang sampai $4d$ di bawah tiang. Untuk rencana diameter tiang $D = 0,2$ maka q_{c1} yang diperhitungkan untuk tahanan ujung adalah q_c rata-rata pada kedalaman $8D$ dan q_{c2} diambil dari q_c rata-rata $4D$. rencana panjang tiang $22m$.

$8D = 8 \times 0,2 = 1,6$ m di atas dasar tiang dan $4D = 4 \times 0,2 = 0,8$ m di bawah dasar tiang.

$$q_{c1} = (1/9)(133,01 + 133,01 + 133,01 + 133,01 + 122,78 + 122,78 + 122,78 + 122,78 + 122,78) = 127,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{c2} = (1/3)(133,01 + 153,47 + 153,47) = 146,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{ca} = (1/2)(127,32 + 146,65) = 136,98 \text{ kg/cm}^2$$

Tahanan ujung tiang.

$$\begin{aligned} f_b &= \omega q_{ca} \\ &= 1 \times 136,98 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 136,98 \text{ kg/cm}^2 = 136985 \text{ kPa} < 150000 \text{ kPa (OK)} \end{aligned}$$

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times (0,2^2 - (0,2 - 0,0058)^2) = 0,0017 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_b &= A_b \omega q_{ca} \\ &= (0,0017) \times (1) \times (136985) \\ &= 232,874 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_s = A_s f_s = \pi d L \times f_s = 3,14 \times 0,2 \times 22 \times 117 = 1616,472 \text{ kN}$$

$$W_p = 0,0017 \times 22 \times 25 = 0,55 \text{ kN}$$

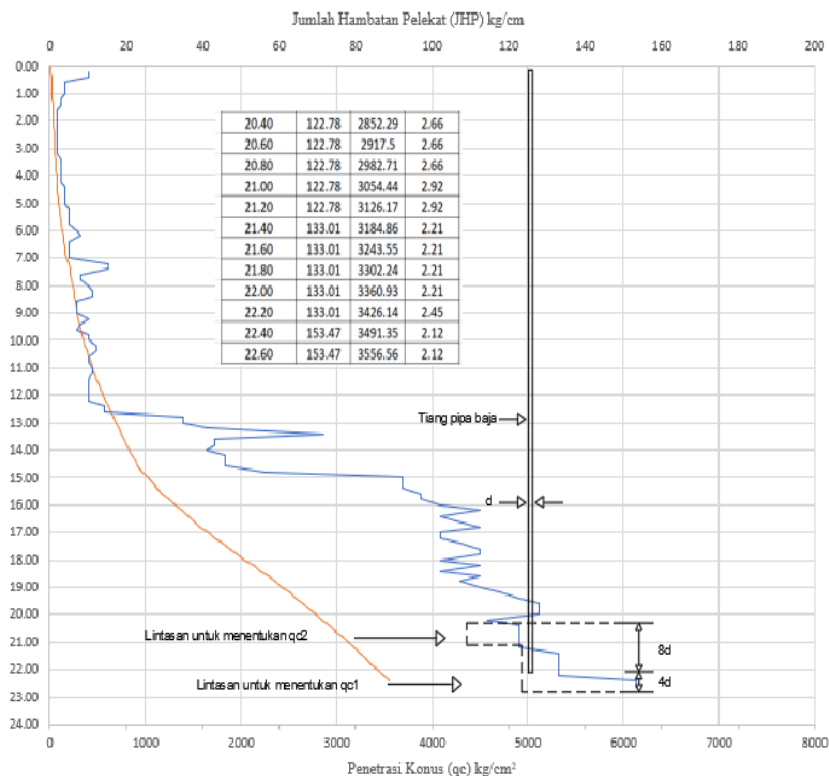
$$Q_u = 232,874 + 1616,472 - 0,55 = 1848,846 \text{ kN}$$

$$Q_a = 1848,846 / 2,5$$

$$= 739,538 \text{ kN}$$

$$Q_a = 75,411 \text{ Ton}$$

Maka didapatkan nilai daya dukung yang diizinkan sebesar $75,411$ Ton pada kedalaman 22 m.



Gambar 2 Tahanan Ujung dari uji kerucut statis metode Schmertmann & Nottingham (1975)

Sumber: Data olahan (2026)

Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$\arctan(d/s)$	$\theta = 0,190$
Jumlah baris tiang	$m = 2$
Jumlah tiang dalam satu baris	$n' = 5$
Jarak pusat ke pusat tiang (m)	$s = 1,05$ m
Diameter tiang (m)	$d = 0,2$ m
Jumlah tiang pancang	$n = 10$

$$Eg = 1 - \theta \cdot \left[\frac{(n' - 1).m + (m - 1).n'}{90.m.n'} \right]$$

$$= 1 - 0,190 \cdot \left[\frac{(5 - 1).2 + (2 - 1).5}{90.2.5} \right]$$

$$= 0,997$$

$$Qg = n \cdot Qa \cdot Eg$$

$$Qg = 10 \times 75,411 \times 0,997$$

$$Qg = 751,847 \text{ Ton}$$

$$Qg = 7395,380 \text{ kN}$$

Penurunan Tiang Tunggal

Diameter Tiang = 200 mm

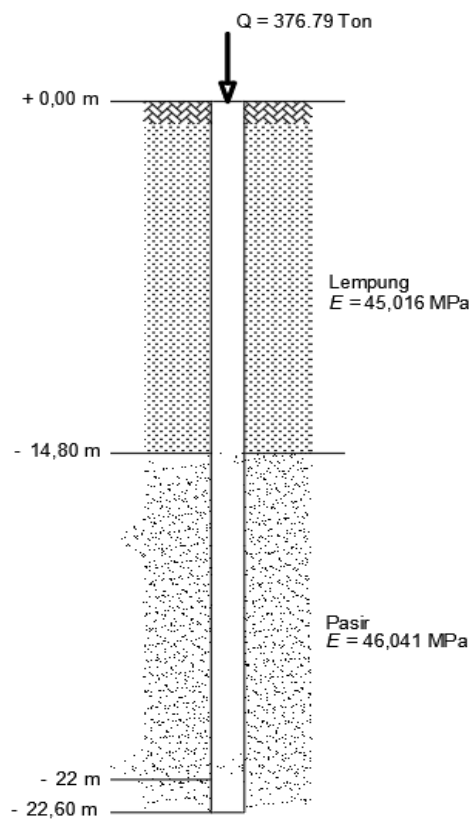
Q = 376,79 Ton

E Baja = 200.000 MPa

E Lempung = 45,016 MPa

E Pasir = 46,041 MPa

qc Titik sondir 1 di kedalaman - 14,80 m = 56,27 kg/cm², - 22,60 = 153,47 kg/cm²



Gambar 3 Lapisan tanah disekitar dan diujung tiang

Sumber: Data olahan (2026)

$$K = E_p \times R_A / E_s$$

$$= 200.000 \times 1,0 / 45,016$$

$$= 4442,864$$

$$L/d = 22/0,2 = 110$$

$$h/L = 22/22 = 1$$

$$d_b/d = 0,2/0,2 = 1$$

Modulus elastisitas tanah disekitar tiang (E_s):

$$E_s = 8 \cdot qc$$

$$= 8 \cdot 56,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 450,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 45,016 \text{ Mpa} = 45016 \text{ kPa}$$

Modulus elastisitas tanah didasar tiang (E_b) :

$$E_b = 3 \cdot q_c$$

$$= 3 \cdot 153,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 460,41 \text{ kg/cm}^2 = 46,041 \text{ MPa} = 46041 \text{ kPa}$$

$$E_b/E_s = 46,041/45,016 = 1,02$$

Rasio area tiang (R_A):

$$A_P = 1/4 \times \pi \times D^2 = 31,40 \text{ mm}^2$$

$$31,40$$

$$R_A = \frac{1}{4} \frac{3,14 \times 200^2}{31,40}$$

$$R_A = 1,0$$

$$I_o = 0,0254$$

$$R_k = 1,5$$

$$R_h = 0,98$$

$$R_\mu = 0,93$$

$$R_b = 0,48$$

Untuk Tiang Apung (*floating pile*)

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_\mu$$

$$I = 0,0254 \times 1,5 \times 0,98 \times 0,93$$

$$I = 0,034$$

$$S = \frac{QI}{Es \cdot d}$$

$$S = \frac{376,79 \cdot 0,034}{45016 \cdot 0,2}$$

$$S = 0,0014 \text{ m} = 1,4 \text{ mm}$$

Untuk Tiang Dukung Ujung

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_\mu$$

$$I = 0,0254 \times 1,5 \times 0,48 \times 0,93$$

$$I = 0,017$$

$$S = \frac{QI}{Es \cdot d}$$

$$S = \frac{376,79 \cdot 0,017}{45016 \cdot 0,2}$$

$$S = 0,00071 \text{ m} = 0,71 \text{ mm}$$

$$S_{\text{Total}} = 2,11 \text{ mm}$$

Penurunan yang diizinkan memiliki rumus 10% dari sisi tiang pancang. Maka penurunan yang diizinkan adalah :

$$S_{\text{izin}} = 10\% \cdot 200 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

Dengan syarat penurunan tiang tunggal < penurunan izin. Penurunan tiang pancang tunggal sebesar $2,11 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ (memenuhi syarat).

$$\text{Diameter Tiang} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tiang} = 200 \text{ mm}$$

$$Q = 376,79 \text{ Ton}$$

$$E_{\text{Baja}} = 200.000 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{Lempung}} = 40,928 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{Pasir}} = 46,041 \text{ MPa}$$

$$q_c \text{ Titik sondir 2 di kedalaman } - 15,60 \text{ m} = 51,16 \text{ kg/cm}^2, - 21,40 = 153,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = E_p \times R_A / E_s$$

$$= 200.000 \times 1,0 / 40,928$$

$$= 4886,630$$

$$L/d = 22/0,2 = 110$$

$$h/L = 22/22 = 1$$

$$d_b/d = 0,2/0,2 = 1$$

Modulus elastisitas tanah disekitar tiang (E_s) :

$$E_s = 8 \cdot q_c$$

$$= 8 \cdot 51,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 409,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 40,928 \text{ Mpa} = 40928 \text{ kPa}$$

Modulus elastisitas tanah didasar tiang (E_b) :

$$\begin{aligned} E_b &= 3 \cdot q_c \\ &= 3 \cdot 153,47 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 460,41 \text{ kg/cm}^2 = 46,041 \text{ MPa} = 46041 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$E_b/E_s = 46,041/40,928 = 1,12$$

Rasio area tiang (R_A):

$$A_P = 1/4 \times \pi \times D^2 = 31,40 \text{ mm}^2$$

$$R_A = \frac{31,40}{143,14 \times 2002}$$

$$R_A = 1,0$$

$$I_o = 0,0254$$

$$R_k = 1,2$$

$$R_h = 0,93$$

$$R_\mu = 0,85$$

$$R_b = 0,63$$

Untuk Tiang Apung (*floating pile*)

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_\mu$$

$$I = 0,0254 \times 1,2 \times 0,93 \times 0,85$$

$$I = 0,0254 \times 1,2 \times 0,63 \times 0,85$$

$$I = 0,016$$

$$S = \frac{QI}{Es \cdot d}$$

$$S = \frac{376,79 \cdot 0,024}{40928 \cdot 0,2}$$

$$S = 0,0011 \text{ m} = 1,1 \text{ mm}$$

Untuk Tiang Dukung Ujung

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_\mu$$

$$I = 0,0254 \times 1,2 \times 0,63 \times 0,85$$

$$I = 0,016$$

$$S = \frac{QI}{Es \cdot d}$$

$$S = \frac{376,79 \cdot 0,016}{40928 \cdot 0,2}$$

$$S = 0,00073 \text{ m} = 0,73 \text{ mm}$$

$$S_{\text{Total}} = 1,83 \text{ mm}$$

Penurunan yang diizinkan memiliki rumus 10% dari sisi tiang pancang. Maka penurunan yang diizinkan adalah :

$$S_{\text{izin}} = 10\% \cdot 200 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

Dengan syarat penurunan tiang tunggal < penurunan izin. Penurunan tiang pancang tunggal sebesar 1,83 mm < 20 mm (memenuhi syarat).

Penurunan Tiang Kelompok

$$SI = 0,0034 \text{ m}$$

$$Bg = 5,20 \text{ m}$$

$$D = 0,2 \text{ m}$$

$$Sg = S \sqrt{\frac{Bg}{D}}$$

$$Sg = 0,0034 \sqrt{\frac{5,20}{0,2}}$$

$$Sg = 0,010 \text{ m} = 10 \text{ mm}$$

$$S_{\text{izin}} = 10\% \cdot 200 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

Dengan syarat penurunan tiang kelompok < penurunan izin. Penurunan tiang pancang kelompok sebesar 10 mm < 20 mm (memenuhi syarat).

$$S2 = 0,0030 \text{ m}$$

$$Bg = 5,20 \text{ m}$$

$$D = 0,2 \text{ m}$$

$$Sg = S \sqrt{\frac{Bg}{D}}$$

$$Sg = 0,005 \sqrt{\frac{5,20}{0,2}}$$

$S_g = 0,0093 \text{ m} = 9,3 \text{ mm}$

$S_{\text{izin}} = 10\% \cdot 200 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$

Penurunan kelompok tiang pada titik sondir kedua sebesar 9,3 mm lebih kecil daripada penurunan izin sebesar 20 mm sehingga memenuhi persyaratan penurunan.

SIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis struktur jembatan dan daya dukung fondasi tiang pancang pipa baja, diperoleh nilai beban maksimum pada kombinasi beban ultimit Kuat 1 sebesar $P_u = 3.695,00 \text{ kN}$ atau setara dengan 376,79 ton. Berdasarkan perhitungan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham, daya dukung izin tiang tunggal diperoleh sebesar $Q_a = 739,538 \text{ kN}$ atau setara dengan 75,411 ton. Selanjutnya, kapasitas dukung kelompok tiang diperoleh sebesar $Q_g = 7.395,380 \text{ kN}$ atau setara dengan 751,841 ton. Nilai tersebut lebih besar daripada beban maksimum sebesar 376,79 ton sehingga kapasitas dukung kelompok tiang memenuhi persyaratan. Selain itu, penurunan tiang tunggal dan penurunan kelompok tiang lebih kecil daripada penurunan izin sehingga keduanya memenuhi persyaratan penurunan.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. (2016a). SNI 1725:2016 pembebanan untuk jembatan. Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. (2016b). SNI 2833:2016 perencanaan jembatan terhadap beban gempa. Badan Standardisasi Nasional.
- Bowles, J. E. (1977). Foundation analysis and design (2nd ed.). McGraw-Hill.
- Das, B. M. (1995). Mekanika tanah: Prinsip-prinsip rekayasa geoteknis (Jilid 1). Erlangga.
- Fellenius, B. H. (2006). Basics of foundation design. Electronic edition.
- Hardiyatmo, H. C. (1992). Mekanika tanah I. Gramedia Pustaka Utama.
- Hardiyatmo, H. C. (2002). Teknik fondasi I (Edisi kedua). Beta Offset.
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1980). Pile foundation analysis and design. John Wiley & Sons.
- Rahardjo, P. P. (2008). Penyelidikan geoteknik dengan uji in-situ. GEC Universitas Katolik Parahyangan.
- Schmertmann, J. H. (1969). The three-dimensional consolidation of sand (Final Report, Project No. 99000-7212). University of Florida.
- Schmertmann, J. H., & Nottingham, L. C. (1975). Specifications for cone penetration test performance and design methods for pile capacity. Department of Civil Engineering, University of Florida.
- Sosrodarsono, S., & Nakazawa, K. (1994). Mekanika tanah dan teknik fondasi. Pradnya Paramita.
- Struyk, H. J., & Van der Veen, K. H. C. W. (1984). Jembatan. Pradnya Paramita.
- Supriyadi, B., & Muntohar, A. S. (2007). Jembatan. Beta Offset.
- Teng, W. C. (1962). Foundation design. Prentice-Hall.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1948). Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons.
- Vesic, A. S. (1977). Design of pile foundations (NCHRP Synthesis of Highway Practice No. 42). Transportation Research Board.