

# Kajian Penerapan Fondasi Sumuran Pada Jembatan Pombeve di Kabupaten Sigi Sulawesi Tengah

G.J. Padondan<sup>a</sup> dan S. Ramadhani<sup>a\*</sup>

<sup>a</sup>Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Tadulako, Palu

\* Corresponding author's e-mail: [sriyatiramadhani@gmail.com](mailto:sriyatiramadhani@gmail.com)

Received: 18 August 2020; revised: 28 August 2020; accepted: 30 August 2020

**Abstract:** The Pombeve Bridge is a bridge that connects both villages Pombeve and Sidera in the terms of public transportation and the economic interests. The purpose of this research is to re-analyze the bearing capacity of the caisson foundation based on the value of the Standard Penetration Test (SPT). The Pombeve Bridge has a span of 50 m by using caisson foundation in a depth of 4 m. The data used for analysis are secondary data obtained from PT. Citra Komunikasi Perkasa. The analysis results show that the bearing capacity of the caissons for loads working along the abutment is  $P = 8536.52$  kN with a caisson diameter of 3 m and a depth of 4 m, hence, it is obtained that  $Q_g = 12051.32$  kN  $> P = 8536.52$  kN. The foundation stability calculation of the horizontal load on the abutment shows that  $\Sigma H = 7662,117$  kN  $>$  than the horizontal load that works along the abutment which is  $\Sigma T_y = 964,180$  kN. Meanwhile, the settlement calculation of a single caisson foundation on the abutment is  $S = 130.008$  mm, where the settlement that occurred meets the <Sijin requirements of 250 mm.

**Keywords:** Caisson, SPT, bearing capacity, settlement

**Abstrak:** Jembatan Pombeve merupakan jembatan yang menghubungkan Desa Pombeve dan Desa Sidera dalam segi transportasi umum maupun kepentingan perekonomian. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menganalisis kembali kapasitas dukung fondasi sumuran berdasarkan nilai Uji Penetrasi Standar (SPT). Jembatan Pombeve mempunyai bentang 50 m dengan menggunakan fondasi sumuran pada kedalaman 4 m. Data yang digunakan untuk analisis adalah data sekunder yang berasal dari PT. Citra Komunikasi Perkasa. Hasil analisis kapasitas dukung fondasi sumuran untuk beban yang bekerja di sepanjang abutmen yaitu  $P = 8536.52$  kN dengan diameter sumuran 3 m dan kedalaman 4 m didapatkan  $Q_g = 12051.32$  kN  $> P = 8536.52$  kN. Perhitungan stabilitas fondasi terhadap beban horizontal pada abutmen didapatkan  $\Sigma H = 7662.117$  kN  $>$  Beban horizontal yang bekerja di sepanjang abutmen yaitu  $\Sigma T_y = 964.180$  kN. Untuk perhitungan penurunan fondasi sumuran tunggal pada abutmen sebesar  $S = 130.008$  mm, dimana penurunan yang terjadi memenuhi syarat  $<$  Sijin yaitu 250 mm.

**Kata kunci:** Pondasi sumuran, SPT, daya dukung, penurunan.

## 1. Pendahuluan

Fondasi sumuran merupakan peralihan antara fondasi dalam dan fondasi dangkal. Penyelidikan perilaku fondasi dangkal dalam mendukung sistem jembatan dibawah eksitasi seismik dengan perlakuan tanah/batuan yang homogen dan mengasumsikan perilaku elastis linier dari kolom dermaga dan elemen struktur [1-6]. Fondasi sumuran umumnya digunakan dalam perancangan jembatan [7]. Menurut Aswathy dan Jacob (2015) menjelaskan bahwa fondasi sumuran banyak digunakan sebagai penyangga dan jangkar struktur utama jembatan terutama yang mempunyai bentang yang panjang dan struktur yang sangat berat [8]. Jembatan merupakan suatu konstruksi yang gunanya untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah, dimana rintangannya yaitu jalur air atau jalan lalu lintas biasa [9].

Jembatan Pombewe merupakan jembatan yang dibangun oleh PT. Citra Komunikasi Perkasa pada Tahun 2019. Jembatan Pombeve sangat berperan vital dalam menghubungkan kedua desa antara Desa Pombeve dan Desa Sidera dalam segi transportasi umum maupun untuk kepentingan perekonomian. Fondasi yang digunakan pada proyek pembangunan jembatan Pombeve ialah fondasi sumuran pada kedua *abutment* yaitu *abutmen* arah

Pombewe dan *abutmen* arah sidera dengan bentang jembatan mencapai 50 m dan lebar 9 m dapat dilihat pada Gambar 1. Pada jembatan Pombewe fondasi sumuran mempunyai kedalaman fondasi 7 m dan diameter 3 m, berdasarkan nilai SPT pada kedua abutmen diperoleh kedalaman tanah keras pada *abutmen* arah Pombeve adalah 7 m dan *abutmen* arah Sidera pada kedalaman 4 m tetapi dalam perencanaan menetapkan pada kedua *abutment* kedalaman fondasi adalah 7 m dengan diameter 3 m berdasarkan perhitungan kapasitas dukung menggunakan data tanah sehingga apabila dilihat dari segi waktu pelaksanaan dan biaya kurang efektif. Hardiyatmo (2017) menyatakan bahwa menentukan kedalaman fondasi dengan jalan memilih kedalaman yang minimum yang memenuhi syarat keamanan terhadap kapasitas dukung tanah [10]. Berdasarkan hal tersebut, maka penulis ingin merencanakan kembali fondasi pada jembatan Pombewe khususnya pada *abutmen* arah Sidera berdasarkan hasil uji Penetrasi Standar (SPT) untuk mendapatkan perencanaan yang lebih efektif dalam segi waktu dan biaya. Fondasi sumuran merupakan jenis peralihan antara fondasi dangkal dan fondasi dalam. Biaya pembuatan fondasi yang relatif murah, pondasi sumuran telah banyak dipakai untuk mendukung bangunan-

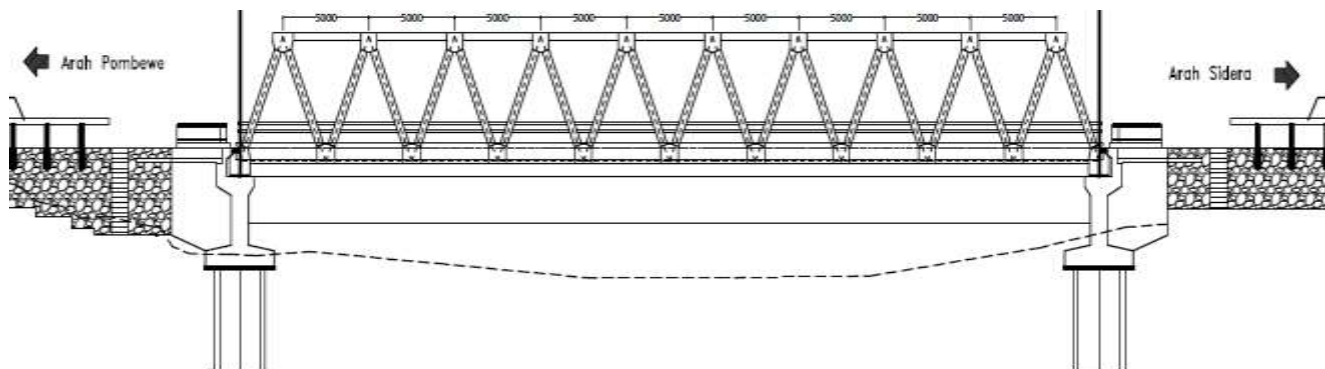
bangunan gedung, jembatan, pilar jembatan layang dan lain sebagainya [10].

**Tabel 1.** Persyaratan penurunan fondasi [11].

Jenis Bangunan	Penurunan Maksimum (cm)
Bangunan Umum	2.54
Bangunan Pabrik	3.81
Gudang	5.08
Fondasi Mesin	0.05

Merancang suatu fondasi yang perlu diperhatikan adalah penurunan dari fondasi. Menurut Teng (1992) tidak boleh terjadi penurunan pada pondasi setempat ataupun penurunan merata melebihi dari batas – batas penurunan tertentu [11], seperti yang ditunjukkan pada Tabel 1.

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menganalisis kembali kapasitas dukung fondasi sumuran berdasarkan nilai Uji Penetrasi Standar (SPT).



**Gambar 1.** Potongan memanjang Jembatan Pombeve

**2. Metode Penelitian**

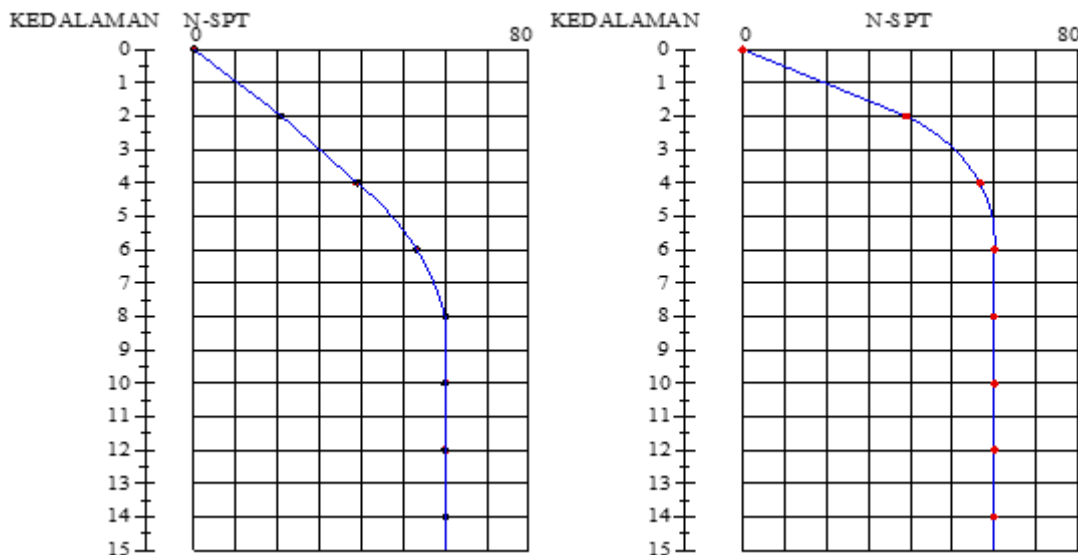
**2.1. Pengumpulan Data**

Data yang dibutuhkan dalam penelitian ini adalah data sekunder. Data sekunder diperoleh dari instansi-instansi terkait adalah sebagai berikut:

1) Data Tanah

Merupakan data sekunder hasil pengujian Boring dan SPT yang dilakukan oleh PT. Citra Komunikasi Perkasa

pada proyek Jembatan Pombeve yang dilakukan pada tahun 2019 terhadap 2 (dua) titik pengujian masing-masing pada pondasi untuk *abutment* dengan nomor pengujian BH-1 (arah Pombewe) dan BH-2 (arah Sidera) Hasil pengujian SPT dapat dilihat pada Gambar 2. Nilai N-SPT yang digunakan pada penelitian ini adalah pada kedalaman 4 m, 5 m, 6 m dan 7 m untuk BH-2 *abutmen* arah sidera



**Gambar 2.** Data SPT BH-01 dan SPT BH-02

2) Data Bangunan Atas

Data bangunan atas jembatan Pombeve diperoleh dari dokumen hasil perencanaan teknis jembatan. Data bangunan atas yang digunakan adalah data yang

berkaitan dengan pembangunan jembatan Pombeve diperoleh dari PT. Citra Komunikasi Perkasa. Kemudian dilakukan analisis kembali beban yang bekerja

berdasarkan dimensi bangunan atas yang sudah ada menggunakan gambar perencanaan jembatan Pombeve

3) Spesifikasi Jembatan

**Umum**

Informasi umum mengenai jembatan adalah sebagai berikut:

- a) Nama Jembatan : Jembatan Pombeve - Sidera
- b) Jenis jembatan : Lalu lintas atas
- c) Tipe struktur atas : Jembatan Rangka Baja
- d) Status jalan : Sekunder
- e) Bentang jembatan : 50 m
- f) Lebar jembatan : 9 m
- g) Lebar jalur : 2 x 3.5 m

- h) Lebar trotoar : 1 m
- i) Bangunan bawah : *Abutment* tembok penahan
- j) Tipe fondasi : Pondasi sumuran

**Acuan Normatif**

Adapun standar/code yang digunakan dalam perencanaan adalah:

- a) SNI 1725-2016 tentang Pembebanan Untuk Jembatan
- b) SNI2833-2016 tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa
- c) SNI2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung

**Tabel 1.** Rekapitulasi gaya pada fondasi

1. Beban Mati					
Beban mati	MS	3004.831	0	0	
Beban mati tambahan	MA	887.338	0	0	
2. Tekanan Tanah					
Tekanan tanah(1)	TA		0.77	3.25	2.503
Tekanan tanah(2)	TA		369.688	2.167	800.990
Tekanan Tanah Total	TA		370.458	2.169	803.492
3. Beban LaluLintas					
Beban terbagirata	BTR	1260			
Beban garis	BGT	171.5			
Beban truk	TT	250			
4. Beban PejalanKaki					
	TP	250			
5. Gaya Rem					
	TB		151.0	5.0	755
6. Gaya Gempa					
	EQ		425.6	5.0	2128.038
7. Beban Angin Pada Struktur					
	EWs		337.82	5.0	1689.098

**Tabel 2.** Rekapitulasi kombinasi pembebanan

Keadaan Batas	BEBAN (kN)									TOTAL BEBAN				
	MS	MA	TA	TT	TD	TB	TP	EWs	EQ	V (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Kuat I	3906	1154	463	450	2577	272	450	0	0	8537	735	0	2363	0
Kuat II	3906	1154	463	350	2004	211	350	0	0	7764	674	0	2061	0
Kuat III	3906	1154	463	0	0	0	0	473	0	5060	463	473	1004	3074
Kuat IV	3906	1154	463	0	0	0	0	0	0	5060	463	0	1004	0
Kuat V	3906	1154	463	0	0	0	0	135	0	5060	463	135	1004	878
Ekstrem I	3906	1154	463	125	716	76	125	0	426	603	964	0	3510	0
Ekstrem II	3906	1154	463	125	716	76	125	0	0	603	539	0	1382	0
Daya Layan I	3005	887	370	250	1432	151	250	101	0	5824	521	101	1558	659
Daya Layan II	3005	887	370	325	1432	151	250	0	0	5899	521	0	1558	0
Daya Layan III	3005	887	370	200	1145	121	200	0	0	5437	491	0	1407	0
Daya Layan IV	3005	887	370	0	0	0	0	236	0	3892	370	236	803	1537
<b>BEBAN MAKSIMAL</b>										<b>8537</b>	<b>964</b>	<b>473</b>	<b>3510</b>	<b>3074</b>

2.2. Perencanaan Pondasi Sumuran

1) Kapasitas Daya Dukung Fondasi Sumuran

Perhitungan daya dukung ultimit (Qult) fondasi sumuran menggunakan persamaan dibawah ini:

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \tag{1}$$

Untuk persamaan daya dukung ijin (Qall) menggunakan persamaan 2 dibawah ini:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{F_s} \tag{2}$$

dimana:

$Q_{ult}$  = kapasitas daya dukung ultimit total (kN)

- $Q_p$  = kapasitas daya dukung ultimit tahanan ujung (kN)
- $Q_s$  = kapasitas daya dukung ultimit geser selimut (kN)
- $Q_{all}$  = kapasitas daya dukung ijin (kN)
- FS = Faktor keamanan

Untuk menentukan jumlah tiang persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$n = \frac{P_u}{Q_{all}} \quad (3)$$

dimana:

- $P_u$  = beban yang bekerja pada *abutment/pier* (kN)
- $n$  = jumlah tiang (buah)

## 2) Kapasitas Dukung Fondasi Sumuran Menggunakan Data N-SPT

Kapasitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai  $N$  hasil uji SPT. Meyerho (1976) mengusulkan persamaan untuk menghitung tahanan ujung tiang sebagai berikut [12]:

$$Q_p = A_p \times (38 \times \bar{N}) \times (L_b/d) \leq 380 \times \bar{N} \times A_p \quad (4)$$

Untuk tahanan gesek satuan pada tanah tidak kohesif (pasir):

$$Q_s = \frac{1}{50} \times \sigma_r \times 60 \quad (5)$$

dimana:

- $Q_p$  = tahanan ujung tiang (kN)
- $Q_s$  = tahanan gesek tiang (kN)
- $\bar{N}$  = nilai rata-rata N-SPT pada dasar tiang  $((N_1+N_2)/2)$ .
- $N_1$  = nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman 8d di atas dasar tiang
- $N_2$  = nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman 4d di bawah dasar tiang
- $N_{60}$  = N-SPT yang dikoreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan
- $\sigma_r$  = tegangan refrensi = 100 kN/m<sup>2</sup>
- $A_p$  = luas tiang (m<sup>2</sup>)
- $L_b/d$  = rasio kedalaman

## 3) Penurunan Fondasi Sumuran

Kegagalan kuat dukung (*bearing capacity failure*) tanah, pada setiap proses penggalian selalu dihubungkan dengan perubahan keadaan tegangan di dalam tanah. Perubahan tegangan pasti akan disertai dengan perubahan bentuk, pada umumnya hal ini yang menyebabkan penurunan pada fondasi [10].

### Penurunan Tiang Tunggal

Penurunan jangka panjang untuk pondasi tiang tunggal tidak perlu ditinjau karena penurunan tiang akibat konsolidasi dari tanah relatif kecil. Hal ini disebabkan karena fondasi tiang direncanakan terhadap kuat dukung ujung dan kuat dukung friksinya atau penjumlahan dari keduanya [10].

Untuk perencanaan, penurunan elastis pondasi tiang tunggal akibat beban vertikal yang bekerja dapat dihitung sebagai berikut (Metode semi empiris):

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (6)$$

dimana:

- $S$  = penurunan elastis total fondasi tiang tunggal (mm)
- $S_1$  = penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (mm)
- $S_2$  = penurunan dari ujung tiang (mm)
- $S_3$  = penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (mm)

$S_1, S_2$  dan  $S_3$  di hitung dengan:

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p \times E_p} \quad (7)$$

dimana:

- $Q_{wp}$  = beban yang dipikul ujung tiang akibat beban bekerja (kN)
- $Q_{ws}$  = beban yang dipikul selimut tiang akibat beban kerja (kN)
- $A_p$  = luas penampang tiang (mm<sup>2</sup>)
- $L$  = panjang tiang tertanam (mm)
- $E_p$  = modulus elastis material tiang (kN /mm<sup>2</sup>)
- $\xi$  = 0,50 untuk tanah lempung  
0,67 untuk tanah pasir

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p} \quad (8)$$

Keterangan:

- $C_p$  = koefisien empiris
- $q_p$  = beban persatuan luas pada ujung tiang,  $Q_{wp}/A_p$  (kN /m<sup>2</sup>)
- $D$  = diameter lebar tiang (mm)
- $S_3 = \frac{Q_{wp} \times C_s}{L \times q_p} \quad (9)$

dimana  $C_s$  = konstanta empiris =  $(0,93 + 0,16\sqrt{L/D}) C_p$

## 4) Kontrol Stabilitas Fondasi Sumuran

Kontrol stabilitas fondasi sumuran terhadap beban vertikal ( $P_v$ ) dan momen ( $M$ ) yang bekerja (titik CL). Gaya vertikal dipikul hanya oleh tiangnya sendiri. Ini berarti bahwa *pier* tidak dapat diperhitungkan untuk mendukung beban langsung yang didukung oleh tanah dibawah *pier* akan selalu tidak asli lagi dan sudah banyak terganggu sehingga akan terjadi banyak rongga pada lapisan tersebut. Akibatnya tanah akan menjadi lembek dan mudah turun (*settle*) [13]. Untuk menghitung gaya vertikal tiang digunakan rumus:

$$P_v = \frac{P \cdot B_y}{n} \pm \frac{M \cdot B_y}{m(Sn')} + W_p \quad (10)$$

Syarat :  $0 < P_v \text{ min} < P_v \text{ maks} < Q_u$

Keterangan:

- $P_v$  = beban vertikal (Kg)
- $P$  = beban yang bekerja per meter lebar *abutment pier*
- $B_y$  = lebar *abutment pier* arah  $y$  (m)
- $n$  = jumlah tiang
- $n'$  = jumlah tiang satu baris dikurangi satu ( $n-1$ )
- $m$  = jumlah baris
- $M$  = momen yang bekerja pada pondasi (kN.m)
- $S$  = jarak antar tiang terluar (m)
- $W_p$  = berat tiang (kN)

2.3. Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Sumuran Berdasarkan Data Tanah Untuk Kedalaman 7 M di Lapangan

Berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung menggunakan data tanah yang telah dilakukan oleh PT. Citra Komunikasi Perkasa, 2019 diperoleh nilai sebagai berikut;

- 1) Kestabilan terhadap geser  
 $SF_{geser} = 3.687 > 1.5$  struktur aman
- 2) Kestabilan terhadap guling  
 $SF_{guling} = 2.0 \geq 2$  struktur aman
- 3) Kestabilan terhadap daya dukung tanah  
 $SF_f = 4.5622 > 3$  struktur aman

3. Hasil dan Pembahasan

3.1. Menghitung Kapasitas Dukung Fondasi Sumuran Menggunakan Data N-SPT

Analisis Fondasi sumuran pada *abutment* arah sidera berdasarkan nilai N-SPT diambil kedalaman 4 m, 5 m, 6 m dan 7 m. Diameter fondasi sumuran 3 m dengan beban 813.002. Data yang digunakan sebagai berikut;

- a) Kedalaman (L) = 4 m.
- b)  $By = 10.5$  M (lebar keseluruhan *abutment*)
- c)  $P_u = V_{MAKS} / By = 8536.52 / 10.5 = 813.002$  kN/m
- d)  $H_u = H_{XMAKS} / By = 964.18 / 10.5 = 91.827$  kN/m
- e)  $M_u = M_{XMAKS} / By = 3509.90 / 10.5 = 364.37$  kNm
- f) Diameter (d) = 3 m.
- g) Luas tiang ( $A_p$ ) =  $\frac{1}{4} \times \pi \times (d^2) = \frac{1}{4} \times \pi \times (3^2) = 7.065$  m<sup>2</sup>

Menghitung tahanan ujung pondasi sumuran ( $Q_p$ ):

$$Q_p = A_p (38 \times \bar{N}) \times (L_b/d) \leq 380 \times \bar{N} \times A_p$$

dengan:

$$L/d = 4.0 \text{ m} / 3 \text{ m} = 1.33$$

$\bar{N}$  = nilai rata-rata N-SPT pada dasar tiang  $(N_1+N_2)/2$

$N_1$  = nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman 8d di atas dasar tiang  $8 \times 3 = 24$  m. karena kedalaman hanya 4 m. Maka nilai  $N_1 = (19 + 39 + 50 + 56) / 4 = 41$

$N_2$  = nilai rata-rata N-SPT pada kedalaman 4d di bawah dasar tiang  $4 \times 3 = 12$  m. Maka nilai  $N_2 = 60$ , karna semua nilai yang kebawah dianggap sudah tanah keras maka dianggap semua 60

$$\bar{N} = (41 + 60) / 2 = 50.5$$

$$Q_p = 7.065 \times (38 \times 50.5) \times (1.33) \leq 380 \times 50.5 \times (7.065) \\ = 18076.98 \text{ kN} < 135577.4 \text{ kN} \\ = 18076.98 \text{ kN}$$

Menghitung tahanan gesek tiang ( $Q_s$ ):

$$Q_s = \frac{1}{50} \times \sigma_r \times N_{60}$$

$$N_{60} = \frac{1}{0.6} \times E_f \times C_b \times C_s \times C_r \times N$$

$$E_f = \text{Hammer Efficiency} = 0.55$$

$$C_b = \text{koreksi diameter bor} = 1$$

$$C_s = \text{Koreksi Sampler} = 1$$

$$C_r = \text{Koreksi Panjang Tali} = 0.75$$

$$N = \text{N-Spt pada kedalaman yang ditinjau} = 56$$

$$N_{60} = \frac{1}{0.6} \times 0.55 \times 1 \times 1 \times 0.75 \times 56 = 38.5$$

$$\sigma_r = \text{tegangan referensi} = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = \frac{1}{50} \times 100 \times 38.5 = 77 \text{ kN}$$

3.2. Menghitung Kapasitas Ultimit Tiang ( $Q_u$ )

Nilai  $Q_p$  dan  $Q_s$  kapasitas dukung fondasi sumuran menggunakan data N-SPT.

dengan:

$$Q_p = 18076.96 \text{ kN}$$

$$Q_s = 77 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s = 18076 \text{ kN} + 77 \text{ kN} = 18153 \text{ kN}$$

3.3. Menghitung Kapasitas dukung izin tiang ( $Q_{all}$ )

$$Q_{all} = Q_u / FS = 18153 \text{ kN} / 3 = 6025.66 \text{ kN}$$

Beban yang bekerja disepanjang *abutment*:

$$P = P_u \times B_y = 813.002 \text{ kN/m} \times 10.5 \text{ m} = 8536.52 \text{ kN}$$

Menentukan jumlah tiang yang diperlukan:

$$N = \frac{P}{Q_{all}} = \frac{8536.52 \text{ kN}}{6025.66 \text{ kN}} = 1.417 \approx 2 \text{ buah}$$

Daya dukung untuk pondasi sumuran kelompok:

$$Q_g = n \times Q_{all} = 2 \times 6025.66 \text{ kN} \\ = 12051.32 \text{ kN} > P = 8536.520 \text{ kN} \dots (\text{aman})$$

3.4. Kontrol Stabilitas Fondasi Terhadap Beban Vertikal ( $P_v$ ) Dan Momen ( $M$ ) yang Bekerja

$$P_v = \frac{P \times B_y}{n} \pm \frac{M \times B_y}{m(Sn^3)} + W_p$$

Dengan berat sendiri fondasi:

$$W_p = (\pi \times n^2) \times h \times \gamma_{beton} = (\pi \cdot 1^2) \times 4 \times 24 = 301.44 \text{ kN}$$

$$P_v = \frac{813.002 \times 10.5}{2} \pm \frac{334.27619 \times 10.5}{1(3 \times 1)} + 301.44$$

$$= 4268.26 \text{ kN} \pm 1169.967 \text{ kN} + 301.44 \text{ kN}$$

$$P_v \text{ max} = 4268.26 \text{ kN} + 1169.967 \text{ kN} + 301.44 \text{ kN} \\ = 5739.667 \text{ kN}$$

$$P_v \text{ min} = 4268.26 \text{ kN} - 1169.967 \text{ kN} + 301.44 \text{ kN} \\ = 3399.733 \text{ kN}$$

Syarat :  $0 < P_v \text{ min} < P_v \text{ max} < Q_u$

$$: 0 < 3399.733 \text{ kN} < 5739.667 \text{ kN} < 18076.980 \text{ kN} \dots (\text{aman})$$

3.5. Kontrol Stabilitas Fondasi Terhadap Beban Horizontal ( $H$ )

$$H = \frac{K \times D}{\beta} \delta_a$$

dengan:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K \times D}{4 E \times I}}$$

$$K = 0.75 \text{ kg/cm}^3 \text{ (untuk jenis tanah pasir kasar) [14–17].}$$

$$\delta_a = 1 \text{ cm (besarnya pergeseran normal)}$$

$$E = 235000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{4} \times \pi \times r^4 = \frac{1}{4} \times \pi \times 150^4 = 2011869141 \text{ cm}^4$$

$$D = 300 \text{ cm}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{0.75 \times 200}{4 \times 235000 \times 2011869141}} = 0.00059 \text{ cm}$$

$$H = \frac{0.75 \times 300}{0.00059} \times 1 = 383105.851 \text{ kg} = 3831.059 \text{ kN}$$

Jumlah fondasi di *abutment* = 2 buah

$$\Sigma H = n \times H = 2 \times 3821.059 = 7662.117 \text{ kN}$$

Beban  $H_u$  yang bekerja disepanjang *abutment*:

$$\Sigma t_y = H_u \times B_y = 964.180 \times 10.5 \\ = 964.180 \text{ kN} < \Sigma H = 7662.117 \text{ kN} \dots (\text{aman})$$



3.6. Penurunan Fondasi Sumuran Pada Abutment

1) Penurunan Fondasi Sumuran Tunggal

Penurunan fondasi tiang tunggal dihitung dengan menggunakan metode semi empiris.

Diketahui:

$$Q_p = 18077 \text{ kN} = 18076980 \text{ N}$$

$$Q_s = 77 \text{ kN} = 77000 \text{ N}$$

$$Q_g = 12051.32 \text{ kN} = 12051320 \text{ N}$$

$$D = 3.0 \text{ m} = 3000 \text{ mm}$$

$$A_p = \pi \times r^2 = 3,14 \times 1500^2 = 7065000 \text{ mm}^2$$

$$\xi = 0,67 \text{ (untuk jenis tanah pasir)}$$

$$F'c = 25 \text{ MPa}$$

$$E_p = 4700\sqrt{F'c} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

$$L = 4.0 \text{ m} = 4000 \text{ mm}$$

Untuk beban yang diperhitungkan, ujung tiang sumuran ( $Q_{wp}$ ) dan kulit tiang ( $Q_{ws}$ ).

Beban yang didukung ujung tiang sumuran ( $Q_{wp}$ ):

$$Q_{wp} = \left( \frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \right) \times Q_g = \left( \frac{187076980}{187076980 + 77000} \right) \times 12051320 = 120000204.4 \text{ N}$$

Beban yang didukung kulit tiang sumuran ( $Q_{ws}$ ):

$$Q_{ws} = \left( \frac{Q_s}{Q_s + Q_p} \right) \times Q_g = \left( \frac{77000}{77000 + 187076980} \right) \times 12051320 = 51115.6033 \text{ N}$$

Penurunan akibat deformasi aksial tiang sumuran ( $S_1$ ):

$$S_1 = \frac{Q_{wp} + \xi q_{ws} L}{A_p \times E_p} = \frac{(120000204.4 + 0.67 \times 51115.6033) \times 4000}{7065000 \times 23500} = 0.290 \text{ mm}$$

Penurunan dari ujung tiang ( $S_2$ ):

$$Q_p = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{120000204.4}{7065000} = 1.699 \text{ N/mm}^2$$

$$C_p = 0.03$$

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p} = \frac{120000204.4 \times 0.03}{3000 \times 1.699} = 70.650 \text{ mm}$$

Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang ( $S_3$ ):

$$S_3 = \frac{Q_{wp} \times C_s}{L \times q_p}$$

$$C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{L/D}) C_p$$

$$= (0.93 + 0.16\sqrt{1.33}) \times 0.03 = 0.033$$

$$S_3 = \frac{120000204.4 \times 0.033}{4000 \times 1.699} = 59.068 \text{ mm}$$

Maka, penurunan total tiang ( $S$ ):

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 0.290 + 70.650 + 59.068 = 130.008 \text{ mm}$$

3.7. Pembahasan Hasil Analisis

Hasil dari analisis kapasitas dukung fondasi sumuran pada *abutment* Sidera berdasarkan nilai N-SPT dengan kedalaman 4 m, 5 m, 6 m, dan 7 m dapat dilihat pada Tabel 3 dan Gambar 3.

Tabel 3. Hasil analisis daya dukung fondasi sumuran pada *abutment* Sidera

Kedalaman Fondasi (m)	Diameter Fondasi (m)	Daya Dukung Fondasi Sumuran				
		Qp (KN)	Qs (KN)	Qult (KN)	FS	Qall (KN)
4	3	18076.9	77	18153.00	3	6025.66
5	3	23433.89	77	23433.89	3	7811.29
6	3	28726.29	77	28803.29	3	9601.1
7	3	34095.69	77	34172.69	3	11390.9

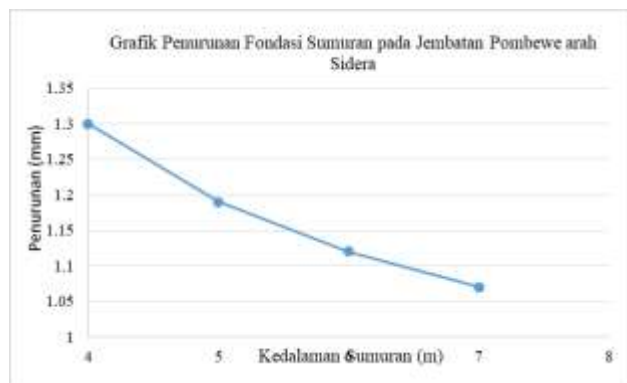


Gambar 3. Grafik Hubungan kedalaman sumuran dengan kapasitas dukung ijin fondasi sumuran pada *abutment* arah Sidera.

Berdasarkan hasil analisis daya dukung fondasi sumuran pada *abutment* arah Sidera yang dapat dilihat pada Tabel 3 dan Gambar 3 diperoleh bahwa pada kedalaman 4 nilai daya dukung ijin sebesar 6025.66 KN, dengan beban aksial sebesar 8536.52 kN, hal ini menunjukkan bahwa nilai daya dukung fondasi masih relatif aman apabila menggunakan kedalaman 4 m, 5 m dan 6 m. Hasil ini dapat dijadikan rujukan kedalaman fondasi, sehingga bisa lebih efektif dari segi biaya dan waktu pelaksanaan dibandingkan kedalaman 7 m.

Tabel 4. Hasil analisis penurunan fondasi sumuran pada *abutment* Sidera

Kedalaman Fondasi (m)	Diameter Fondasi (m)	Penurunan Fondasi Tunggal (cm)
4	3	1.3
5	3	1.19
6	3	1.12
7	3	1.07



Gambar 4. Grafik Hubungan kedalaman sumuran dengan penurunan fondasi sumuran pada *abutment* arah Sidera.

Hasil dari analisis penurunan fondasi sumuran pada *abutment* Sidera berdasarkan nilai N-SPT dengan kedalaman 4 m, 5 m, 6 m, dan 7 m dapat dilihat pada Tabel 4 dan Gambar 4.

Berdasarkan hasil analisis penurunan fondasi sumuran pada *abutment* arah Sidera yang dapat dilihat pada Tabel 4 dan Gambar 5 diperoleh bahwa pada kedalaman 4 m, 5 m dan 6 m penurunan fondasi semuran sebesar 1,3 - 1,12 cm, hal ini menunjukkan bahwa penurunan fondasi sumuran masih memenuhi syarat penurunan maksimum yaitu kurang dari 1 inch (2,5 cm).

#### 4. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

- 1) Hasil analisis dengan menggunakan nilai N-SPT pada kedalaman 4 m didapatkan nilai daya dukung ijin fondasi sumuran sebesar 6025.66 kN, kedalaman 5 m nilai daya dukung ijin fondasi sumuran sebesar 7811,29 kN, kedalaman 6 m nilai daya dukung ijin fondasi sumuran sebesar 9601.1 kN dan kedalaman 7 m nilai daya dukung ijin fondasi sumuran sebesar 11390.9 kN dengan beban aksial sebesar 8536.52.
- 2) Hasil perhitungan menggunakan parameter tanah pada kedalaman 7 m dilapangan didapatkan nilai kestabilan terhadap geser ( $SF_{geser}$ ) sebesar  $3.687 > 1.5$ , nilai kestabilan terhadap guling ( $SF_{guling}$ ) sebesar  $2.0 \geq 2$ , dan nilai kestabilan terhadap daya dukung tanah ( $SF_f$ ) sebesar  $4.5622 > 3$ . Hasil perhitungan menggunakan metode N-SPT pada kedalaman 4 m didapatkan nilai Stabilitas pondasi terhadap beban vertikal ( $P_v$ ) dan momen ( $M$ ) pada *abutment* arah Sidera didapatkan  $P_v \max = 5739.667$  kN dan  $P_v \min = 3399.733$  kN, dengan syarat  $0 < P_v \min < P_v \max < Q_u$  dan dari hasil perhitungan stabilitas pondasi terhadap beban horizontal ( $H$ ) pada *abutment* arah Sidera didapatkan  $\Sigma H = 7662.117$  kN > Beban H yang bekerja di sepanjang *abutment* ( $\Sigma Ty$ ) = 7662.117 kN.
- 3) Hasil perhitungan digunakan fondasi sumuran dengan diameter  $D = 3$  m dan kedalaman  $L = 4$  m, diperoleh penurunan tiang tunggal sebesar  $S = 130.008$  mm < 250 mm (penurunan yang di izinkan).

#### Daftar Pustaka

- [1] D.R. Somaini, "Parametric Study on Soil-Structure Interaction of Bridges with Shallow Foundations", In: *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*. vol. 3, p. 785, 1984.
- [2] C.C. Spyrakos, "Assessment of SSI on the Longitudinal Seismic Response of Short Span Bridges", *Engineering Structures*, vpl. 12 no. 1, p. 60, 1984.
- [3] M. Ciampoli, and P. Pinto, "Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers", *Journal of Structural Engineering*, vol. 121 no. 5, p. 806, 1995
- [4] M.A. Saadeghvaziri, A.R. Yazdani-Motlagh, and S. Rashidi, "Effects of Soil-Structure Interaction on Longitudinal Seismic Response of MSSS Bridges", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 20 no. 1-4, p. 231, 2000.
- [5] A.G. Vlassis, and C.C. Spyrakos, "Seismically Isolated Bridge Piers on Shallow Soil Stratum with Soil-Structure Interaction", *Computers & Structures*, vol. 79, no. 32, p. 2847, 2001.
- [6] S.E.A. Raheem, T. Hayashikawa, and I. Hashimoto, "Effects of Soil-Foundation-Superstructure Interaction on Seismic Response of Cable-stayed Bridges Tower with Spread Footing Foundation", *Journal of Structural Engineering*, vol. 49, no. 2, p. 475, 2003.
- [7] J.S. Chiou, Y.Y. Ko, S.Y. Hsu, and Y.C. Tsai, "Testing and Analysis of Laterally Loaded Bridge Caisson Foundation in Gravel", *The Japanese Geotechnical Society Soils and Foundation*. vol. 52, no. 3, p. 562, 2012.
- [8] M.G. Aswathy, and B. Jacob, "Seismic Analysis of Caisson Foundation", *International Journal of Engineering Research and Technology*, vol. 4, no. 10, p. 560, 2015.
- [9] H.J. Struyk, V. der Veen, K.H.C.W, and Soemargono, *Jembatan*, Jakarta: Pradnya Paramita, 1995.
- [10] H.C. Hardiyatmo, *Analisis dan Perancangan Fondasi I Edisi Ketiga*, Yogyakarta: Gadjah Mada University Press, 2017.
- [11] W.C. Teng, *Fondation Desigh*, New York: Prentice-Hall, 1992.
- [12] G.G. Meyerhof, "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 5, no. 102, p. 197, 1976.
- [13] H.S. Sardjono, *Pondasi Tiang Pancang Jilid I*, Surabaya: Penerbit Sinar Jaya Wijaya, 1988.
- [14] SNI 1725, *Pembebanan Untuk Jembatan*, Jakarta: Badan Standarisasi Nasional, 2016.
- [15] SNI 2833, *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa Jakarta*, Jakarta: Badan Standarisasi Nasional, 2016.
- [16] SNI 2847, *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung Jakarta*, Jakarta: Badan Standarisasi Nasional, 2013.
- [17] SNI 2833, *Standart Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan*, Jakarta: Badan Standarisasi Nasional, 2008.

*This page is intentionally left blank*