

ANALISA DAYA DUKUNG PONDASI TIANG PADA ABUTMEN JEMBATAN SEI. TATAH BANGKAL SUATU SIMULASI

Fathurrozi⁽¹⁾

⁽¹⁾ fathurrozi@poliban.ac.id

⁽¹⁾ Staf Pengajar Jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Banjarmasin

Ringkasan

Jembatan Tatah Bangkal berada diatas sungai dimana tanah disekitar area jembatan berupa lapisan tanah lunak dengan nilai daya dukung tanah relative rendah, sehingga diperlukan pemilihan pondasi yang sesuai untuk jembatan tersebut. Dipilihnya pondasi tiang karena kedalaman lapisan tanah keras berada pada kedalaman antara 41,00m sampai dengan 48,00 m dari permukaan tanah. Analisa daya dukung pondasi tiang dilakukan dengan beberapa metode diantaranya metode Schmertmann-Nottingham (1975) dan metode langsung (Direct Cone Method) berdasarkan data sondir, dan metode Mayerhoff (1956) berdasarkan data SPT, Untuk perhitungan efisiensi kelompok menggunakan 3 metode yaitu metode Conversi-Labarre, metode Los Angeles Group dan metode Seiler-Keeney. Daya dukung pondasi tiang yang berdasarkan data sondir dengan menggunakan metode Schmertmann-Nottingham (1975) diperoleh Q_{ult} titik₁ 589,98 ton dan titik₂ 558,99 ton, dengan menggunakan metode DCM diperoleh Q_{ult} titik₁ 935,20 ton dan Q_{ult} titik₂ 897,34 ton, sedangkan berdasarkan data SPT dengan metode Mayerhoff (1956) diperoleh Q_{ult} titik₁ 852,56 ton dan Q_{ult} titik₂ 837,15 ton. Efisiensi kelompok tiang didapat dengan menggunakan metode Conversi-Labarre 0,722, metode Los Angeles Group 0,75 dan metode Seiler-Keeney 0,793. Daya dukung ijin kelompok tiang yang diijinkan, $Q_{all}=2260,11$ ton. Abutmen jembatan yang duduk diatas tiang group ini mampu memikul jembatan gelagar baja komposit kelas A bentang 25 meter dengan beban maksimum per abutmen sebesar 706,22 ton.

Kata Kunci : Daya dukung, sondir, SPT, abutmen, girder komposit

1. PENDAHULUAN

Pembangunan jembatan sebagai infrastruktur transportasi berperan penting bagi masyarakat modern di Kota Banjarmasin, salah satunya adalah Jembatan Sei. Tatah Bangkal. Jembatan ini sebagai penghubung Pelabuhan Trisakti-Liang Anggang. Pada lokasi tersebut awalnya terdapat satu jalur jalan dan jembatan. Karena intensitas lalu lintas cukup tinggi maka dibangun lagi jalan baru sehingga menjadi dua jalur jalan. Sebagai konsekwensinya maka dibangun lagi satu jembatan baru. Kondisi tanah disekitar jembatan ini berupa lapisan tanah lunak dengan nilai daya dukung tanah relative rendah sehingga diperlukan pemilihan pondasi yang sesuai untuk pondasi jembatan tersebut. Dipilihnya pondasi tiang karena kedalaman lapisan tanah keras berada pada kedalaman antara 41,00m sampai dengan 48,00 m dari permukaan tanah. Tiang pancang di gunakan sebagai pondasi abutment yang berfungsi sebagai pemikul seluruh beban pada jembatan baik beban mati maupun beban hidup dan akan disalurkan ke bagian pondasi.

Dalam tulisan ini akan dibahas analisa daya dukung pondasi tiang untuk jembatan ini dan untuk mengetahui seberapa besar beban

yang diperbolehkan yang dapat dipikul oleh pondasi.

2. TINJAUAN PUSTAKA

Umum

Pondasi yang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang yang terdapat dibawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi (Sosrodarsono, S dan Nakazawa, K., 1983).

Uji sondir

Uji penetrasi dilapangan digunakan metode pengujian dengan alat sondir, cara ini dimaksudkan sebagai pegangan dan acuan dalam uji laboratorium. Tujuannya adalah untuk memperoleh parameter-parameter perlawanan penetrasi lapisan tanah dilapangan. Parameter tersebut berupa perlawanan konus (Q_c), perlawanan geser (C_{leef}), hambatan pelekak (HP), angka banding geser (FR) (SNI-03-2827-1992).

Rumus-rumus perhitungan

1) Tekanan konus (Q_c)

Nilai perlawanan konus dengan ujung konus saja yang terdorong, dihitung dengan menggunakan rumus:

$$Q_c = \left(\frac{A_{Piston}}{A_{Konus}} \right) \times Man1$$

2) Perlawanan geser (*Cleef*)

Nilai perlawanan geser diperoleh bila ujung konus dan bidang geser terdorong bersamaan, dihitung dengan menggunakan rumus:

$$Cleef = A_{pi}/A_{bc}(Man2-Man1)$$

3) Hambatan Pelekat (*HP*)

Hambatan pelekat diperoleh dengan menjumlahkan nilai perlawanan geser yang dikalikan dengan interval pembacaan dihitung dengan rumus:

$$Hp = Cleef \times 20 \text{ cm}$$

4) Jumlah Hambatan Pelekat (*JHP*) adalah kumulatif dari hambatan pelekat

$$Jhp = Hp + JHP \text{ sebelum}$$

5) Rasio Gesekan (*FR*) Friction

$$FR = \frac{Cleef}{Q_c} \times 100 \%$$

Kapasitas daya dukung tiang pancang dari hasil sondir (*CPT*)

Dalam uji sondir, alat ini ditekan kedalam tanah dan kemudian perlawanan terhadap ujung sondir (tahanan ujung) dan gesekan pada selimut silinder diukur. *CPT* atau sondir ini dapat juga mengklasifikasikan lapisan tanah dan dapat memperkirakan kekuatan dan karakteristik dari tanah. Didalam perencanaan tiang pancang (*pile*), data tanah sangat diperlukan dalam merencanakan kapasitas daya dukung (*bearing capacity*) dari tiang pancang sebelum pembangunan dimulai, guna menentukan kapasitas daya dukung ultimit dari tiang pancang.

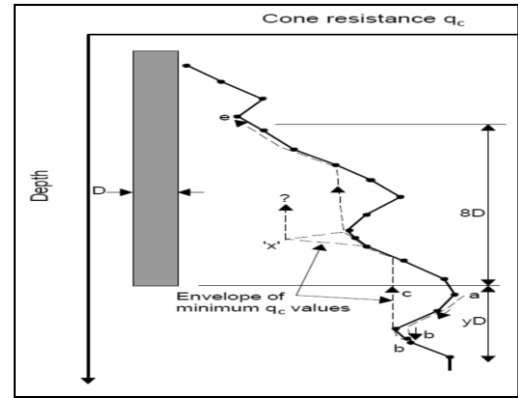
1) Metode Schmertmann-Nottingham

Schmertmann - Nottingham (1975) telah mengajukan perhitungan daya ujung pondasi tiang menurut cara *Begemann* dalam *Schmertmann - Nottingham* (1975), yaitu diambil dari nilai rata-rata perlawanan ujung sondir $8D$ diatas ujung tiang dan $0,7D - 4D$ dibawah ujung tiang. D adalah diameter tiang. Seperti pada Gambar (2.1)

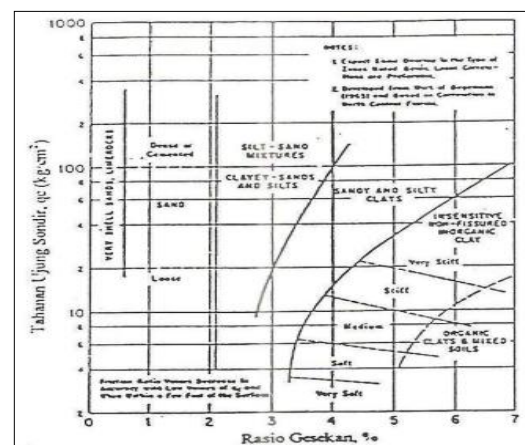
$$Q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \cdot A_p$$

Dimana : Q_p =Daya dukung ujung tiang; q_{c1} dan q_{c2} = nilai q_c rata-rata $0,7D - 4D$ dibawah ujung tiang

q_{c1} =nilai q_c rata-rata $8D$ diatas ujung tiang; A_p = Luas penampang tiang (m^2).



Gambar 2.1 Ujung sondir $8D$ diatas ujung tiang dan $0,7D-4D$ dibawah ujung tiang (*Schmertmann-Nottingham, L. C. (1975)*)



Gambar 2.2 Monogram Klasifikasi Tanah Menurut *Schmertmann, 1978*.

Bila zona lunak dibawah tiang masih ditemukan pada kedalaman $4 - 10D$, maka perlu dilakukan reduksi terhadap nilai rata-rata tersebut. Pada umumnya nilai perlawanan ujung diambil tidak lebih dari 100 kg/cm^2 untuk tanah pasir dan tidak melebihi 75 kg/cm^2 untuk tanah pasir kelanauan Gambar (2.2).

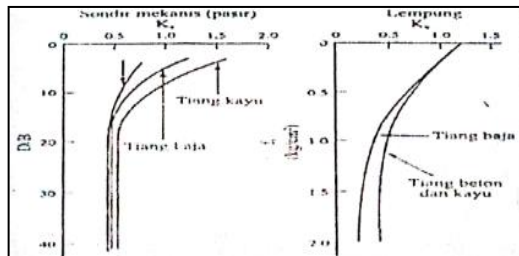
Untuk mendapatkan daya dukung selimut tiang maka digunakan formula sebagai berikut:

$$q_s = k_c \cdot s \left[\sum_{Li-D}^{li-8D} \frac{Li}{8D} H_{pi} \cdot O_i + \sum_{Li-8D}^{Li-D} H_{pi} \cdot O_i \right]$$

Dimana : Q_s = daya dukung selimut tiang; K_s = factor koreksi untung pasir; K_c = factor koreksi untuk lempung; L_i = kedalaman tiang yang ditinjau; D = diameter tiang; H_{pi} = hambatan pelekat untuk tiang pada kedalaman L_i ; O_i = keliling tiang untuk ruas kedalaman tiang.

Apabila tanah terdiri berbagai lapisan pasir dan lempung, *Schmertmann* (1978) mengajukan untuk menghitung daya dukung

setiap lapisan secara terpisah. Namun perlu diingat K_c, s pada persamaan diatas dihitung berdasarkan totalan kedalaman tiang. Nilai f_s dibatasi hingga 1,2 kg/cm² untuk tanah pasir dan 1,0 kg/cm² untuk pasir kelanauan.



Gambar 2.3 Faktor Koreksi Gesekan Pada Selimut Tiang (Nottingham, 1975)

2) Metode Langsung (Direct Cone Method)

Metode ini diantaranya dikemukakan oleh Mayerhoff (1956) yang mengatakan bahwa tahanan ujung tiang mendekati tahanan ujung konus sondir dengan rentang $2/3 q_c$ hingga $1,5 q_c$ dan Mayerhoff menganjurkan untuk keperluan praktis agar digunakan :

$$Q_p = Q_c \rightarrow \text{keperluan praktis}$$

Selanjutnya tahanan selimut pada tiang dapat diambil langsung dari gesekan total (jumlah hambatan pelekat = JHP) dikalikan dengan keliling tiang, sehingga formula untuk metode langsung dapat dituliskan :

$$Q_{ult} = Q_c \cdot A_p + JHP \cdot kll$$

Dimana : A_p = Luas Penampang Tiang; JHP = Jumlah Hambatan Pelekat; kll = Keliling Tiang.

Bila digunakan formula ini maka daya dukung ultimit yang diperoleh menjadi cukup besar dibandingkan nilai aktual. Formula ini diadaptasi di Indonesia dengan mengambil angka keamanan 3 untuk tahanan ujung dan angka keamanan 5 untuk tahanan selimut.

Daya dukung ijin pondasi dinyatakan dengan rumus :

$$Q_{ijin} = \frac{q_c \cdot A_c}{3} + \frac{JHL \cdot kll}{5}$$

Dimana : Q_{ijin} = Kapasitas daya dukung ijin pondasi; q_c = Tahanan ujung sondir; A_c = Luas penampang tiang.

Sehingga daya dukung ijin yang diperoleh menjadi cukup aman, tetapi faktor keamanan sebenarnya bukan 3 dan 5 (Rahardjo, 1992).

Daya Dukung Tiang Pancang Dari Hasil SPT

Daya dukung ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT. Untuk tiang pancang yang terletak di dalam tanah pasir jenuh, Mayerhoff (1956) menyarankan persamaan sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 40 \cdot N_b \cdot A_p + 0,2 \cdot N \cdot A_s$$

Dimana : Q_{ult} = Daya Dukung Pondasi Tiang
 N_b = Harga N -SPT pada elevasi dasar tiang;
 A_p = Luas penampang dasar tiang (m²); A_s = Luas selimut tiang (m²); N = Harga N -SPT rata rata.

Untuk tiang dengan desakan tanah yang kecil seperti tiang bor dan tiang baja H, maka daya dukung selimut hanya diambil separuh dari formula diatas sehingga menjadi (Hardiyatmo, H. C., 2002):

$$Q_{ult} = 40 \cdot N_b \cdot A_p + 0,1 \cdot N \cdot A_s$$

Harga batas untuk N_b adalah 40 dan harga batas $0,2 N$ adalah 10 ton/m².

Koreksi terhadap muka air tanah; Menurut Bazaraa (1967): $N1 = 0,6 \cdot N$; Menurut Terzaghi dan Peck (1967): $N1 = 15 + \frac{1}{2} (N-15)$

Koreksi terhadap overburden pressure (menurut Bazaraa, 1967)

$$N2 = \frac{4 \cdot N1}{1 + 0,4 \cdot P_o}, \text{ Bila } P_o \leq 7,5 \text{ ton/m}$$

$$N2 = \frac{4 \cdot N1}{3 + 0,1 \cdot P_o}, \text{ Bila } P_o > 7,5 \text{ ton/m}$$

Harga $N2$ harus $\leq 2N1$, bila koreksi didapat $N2 > 2N1$, maka $N2 = 2N1$ (Hardiyatmo, H. C., 2010)

Efisiensi Kelompok Tiang (pile Group)

Menurut Coduto (1994), efisiensi tiang bergantung pada beberapa faktor, yaitu : Jumlah, panjang, diameter, susunan dan jarak tiang; Model transfer beban (tahanan gesek terhadap tahanan dukung ujung); Prosedur pelaksanaan pemasangan tiang; Urutan pemasangan tiang; Macam tanah; Waktu setelah pemasangan; Interaksi antara pelat penutup tiang (pile cap) dengan tanah; Arah dari beban yang bekerja.

Persamaan untuk menghitung efisiensi kelompok tiang adalah sebagai berikut :

Persamaan *Conversi - Labarre* dalam Bowles, J.E., 1992, memberikan rumus efisiensi tiang group atau tiang kelompok sebagai berikut:

$$E_g = 1 - e^{-\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}}$$

Dimana : E_g = Efisiensi kelompok tiang; θ = arc tg d/s , dalam derajat; m = Jumlah baris tiang; n = Jumlah tiang dalam satu baris; d = Diameter tiang; s = Jarak pusat ke pusat tiang (m).

Persamaan *Los Angeles Group* dalam *Sardjono, 1994*, memberikan rumus efisiensi tiang group atau tiang kelompok sebagai berikut:

$$E_{LA} = 1 - \frac{D}{\pi \cdot S \cdot m} [m \cdot (n - 1) + (m - 1) + \sqrt{2} (m - 1)(n - 1)]$$

Dimana: m = Jumlah baris tiang; n = Jumlah tiang dalam satu baris; d = Diameter tiang; s = Jarak pusat ke pusat tiang (m)

Persamaan *Seiler - Keeney* dalam *Zainal, N. dan Respati, S., 1995*, memberikan rumus efisiensi tiang group atau tiang kelompok sebagai berikut:

$$E_g = \left[1 - \frac{36s(m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana: m = Jumlah baris tiang; n = Jumlah tiang dalam satu baris; s = Jarak pusat ke pusat tiang (m).

Kapasitas Kelompok Tiang

Jika kelompok tiang dipancang dalam tanah lempung lunak, pasir tidak padat, atau timbunan, dengan tiang dasar yang bertumpu pada lapisan lempung kaku, maka kelompok tiang tersebut tidak mempunyai resiko akan mengalami keruntuhan geser umum (*general shear failure*) (*Hardiyatmo, H. C., 2010*).

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a$$

Dimana : Q_g = Beban maksimum kelompok tiang; E_g = Efisiensi kelompok tiang; n = Jumlah tiang dalam kelompok; Q_a = Beban maksimum tiang tunggal.

Faktor Keamanan

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka kapasitas ultimit tiang dibagi dengan factor aman tertentu. *Reese dan O'Neill (1989)* menyarankan pemilihan factor aman (F) untuk perancangan fondasi tiang yang dipertimbangkan factor-faktor sebagai berikut: Tipe dan kepentingan dari struktur; Variabilitas tanah (tanah tidak uniform); Ketelitian penyelidikan tanah; Tipe dan jumlah uji tanah

yang dilakukan; Ketersediaan data ditempat (uji beban tiang); Pengawasan/control kualitas di lapangan; Kemungkinan beban desain actual yang terjadi selama beban layanan struktur.

Tabel 2.1 Faktor aman yang disarankan

Klasifikasi struktur	Faktor Keamanan (FK)			
	Kontrol baik	Kontrol normal	Kontrol jelek	Kontrol sangat jelek
Bangunan monumental	2,3	3,0	3,5	4
Bangunan permanen	2,0	2,5	2,8	3,4
Bangunan sementara	1,4	2,0	2,3	2,8

Sumber : *Hardiyatmo, H. Christady., 2002*

Besarnya beban kerja (*working load*) atau kapasitas tiang ijin (Q_a) dengan memperhatikan keamanan terhadap keruntuhan adalah nilai kapasitas ultimit (Q_u) dibagi dengan faktor aman (F) yang sesuai. (*Hardiyatmo, H. C., 2002*)

3. METODE PENELITIAN

Lokasi Pengamatan

Nama jembatan: Jembatan Sei. Tatah Bangkal

Koordinat lokasi : (231931.673 ; 9626867.329)

Panjang 25,90 meter; Lebar 12 meter;

Jumlah bentang, 1; Tipe bangunan atas,

Gelagar beton pratekan tipe 1; bangunan bawah,

Abutment beton bertulang tipe dinding;

Pondasi tiang pancang beton pratekan $\varnothing 600$ mm;

$t=100$ mm; $L= 41$ m, kelas C, $M_{crack}= 29$ tm;

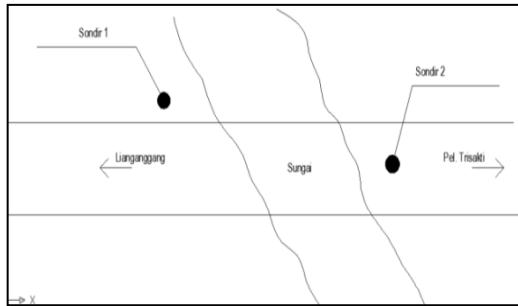
Ruas : Pelabuhan Trisakti-Liang Anggang.

Berada pada ruas jalan Gubernur Soebardjo (Lingkar Selatan) Banjarmasin, Kalimantan Selatan seperti terlihat pada Gambar(3.1) peta lokasi pengamatan.



Gambar 3.1 Peta lokasi pengamatan

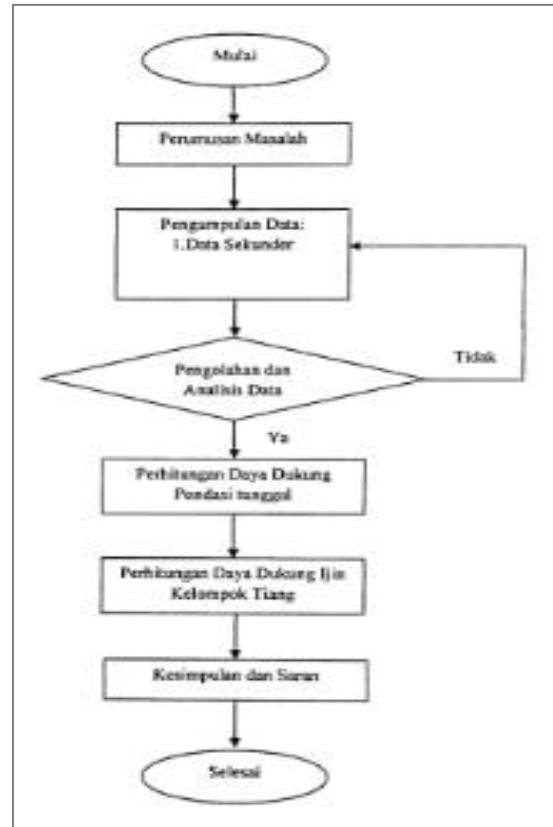
Posisi titik pengamatan $sondir_1$ dan $sondir_2$ disekitas lokasi konstruksi pondasi seperti di perlihatkan pada Gambar (3.2) di bawah ini.



Gambar 3.2 Sketsa lokasi titik sondir

Bagan Alir

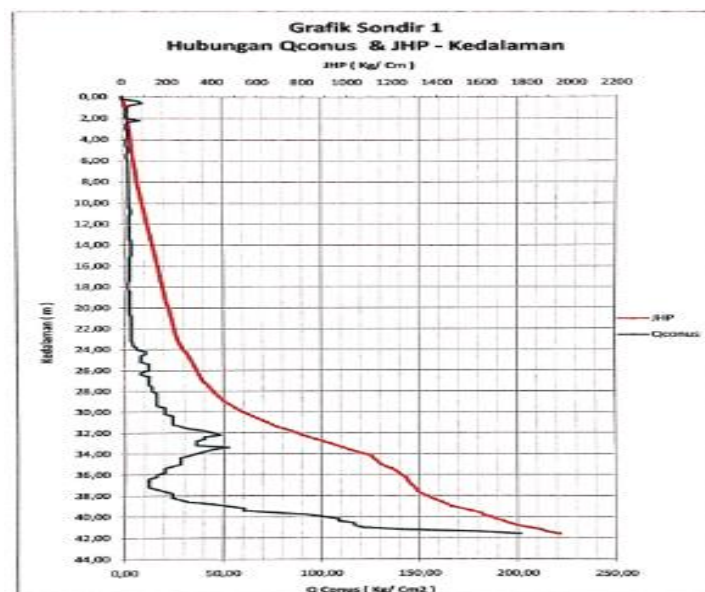
Langkah tahapan kegiatan dalam penulisan ini dilakukan sesuai dengan yang diperlihatkan pada bagan alir seperti pada Gambar (3.4).



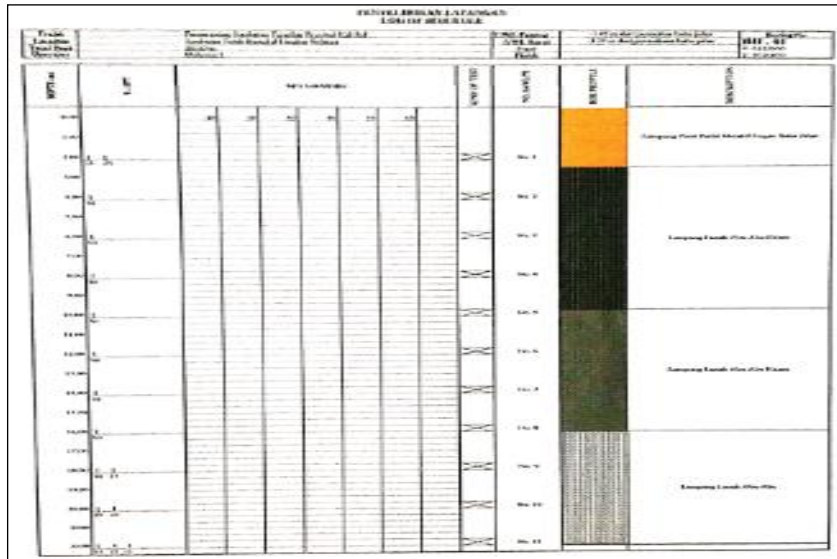
Gambar 3.4 Bagan alir penulisan

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Hasil pengamatan tanah dengan alat sondir dan SPT pada kedua titik rencana abutmen1 dan abutmen2 di tampilkan seperti pada Gambar (4.1) grafik tahanan konus dan hambatan pelekat terhadap kedalaman titik₁, Gambar (4.2) hasil pengamatan tanah dengan SPT pada titik₁.

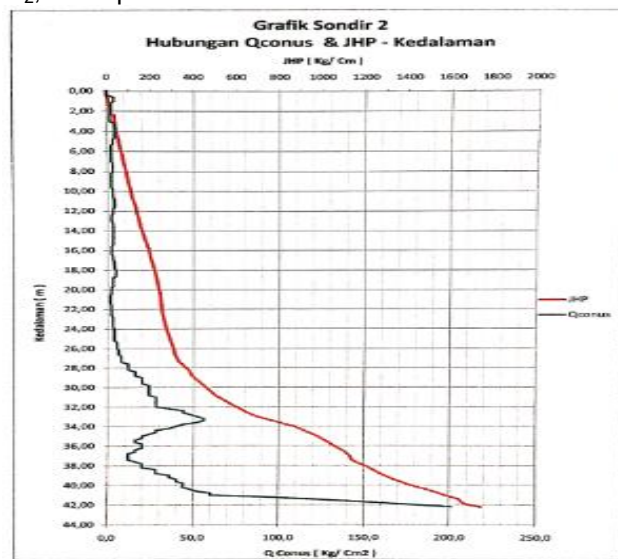


Gambar (4.1) Grafik tahanan konus dan hambatan pelekat terhadap kedalaman titik₁ (sumber: Sahputra, Ikhwan Dwi, 2018).



Gambar 4.2 Hasil pengamatan tanah dengan SPT pada titik₁ (sumber: Sahputra, Ikhwan Dwi, 2018).
(4.4) memperlihatkan hasil pengamatan tanah dengan SPT pada titik₂ seperti berikut.

Pada Gambar (4.3) memperlihatkan grafik tahanan konus dan hambatan pelekat terhadap kedalaman titik₂, dan pada Gambar



Gambar 4.3 Grafik tahanan konus dan hambatan pelekat terhadap kedalaman titik₂ (sumber: Sahputra, Ikhwan Dwi, 2018).

Gambar 4.4 Hasil pengamatan tanah dengan SPT pada titik₂ (sumber: Sahputra, Ikhwan Dwi, 2018).

Perhitungan daya dukung tiang pancang berdasarkan data sondir

Perhitungan daya dukung pondasi tiang dilakukan dengan beberapa metode, sebagai berikut:

Metode Schmertmann-Nottingham (1975)

Perhitungan sondir₁ kedalaman 41,6 meter. Diameter = 60 cm = 0,6 m; 4D = 4 x 0,6 = 2,4 m; 8D = 8 x 0,6 = 4,8 m; Luas Penampang tiang (A poin) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 = 0,28 \text{ m}^2$; Keliling (Oi) = $\pi \times D = 3,14 \times 0,6 = 1,884 \text{ m}$; Cn1 = Nilai qc rata-rata 4D dibawah ujung tiang = 201,25 kg/cm²; Cn2 = Nilai qc rata-rata minimum 4D dibawah ujung tiang = 201,25 kg/cm²; Cn3 = Nilai qc rata-rata minimum 8D diatas ujung tiang = 71,5 kg/cm².

$$Qc \text{ Average} = \left(\frac{Cn1 + Cn2}{2} + Cn3 \right) / 2 = \left(\frac{201,25 + 201,25}{2} + 71,7 \right) / 2 = 136,37 \text{ kg/cm}^2$$

Menentukan Kc, Ks dari jenis tanah untuk rumus : Li/8D, Untuk Kc (lempung); Li/D, untuk Ks (pasir); Kc berbanding fs (Lempung) dan Ks berbanding D/B (Pasir); Ks : Koefisien Sand/ Pasir; Kc : Koefisien Lempung.

$Qp = A \text{ point} \times Qc \text{ average} = 0,28 \text{ m}^2 \times 136,37 \text{ kg/cm}^2 \times 10 = 385,38 \text{ Ton}$; $(0-8D) = Kc/Ks \times Li/8D$ atau $Li/D \times Oi \times Hp$ + kumulatif diatasnya = 5,87; $(8D \text{ sd } L) = Kc/Ks \times Oi \times Hp$ + kumulatif diatasnya = $0,4 \times 1,884 \times 54,01 + 194,66 = 198,73$; $Qs = (0-8D) + (8D \text{ sd } L) = 5,87 + 198,73 = 204,60 \text{ ton}$; $Qu \text{ single} = Qp + Qs = 385,38 + 204,60 = 589,98 \text{ ton}$.

Perhitungan sondir₂ kedalaman 42,2 meter. Diameter tiang = 60 cm = 0,6 m; 4D = 4 x 0,6 = 2,4 m; 8D = 8 x 0,6 = 4,8 m; Luas Penampang

tiang (A point) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 = 0,28 \text{ m}^2$; Keliling (Oi) = $\pi \times D = 3,14 \times 0,6 = 1,884 \text{ m}$; Cn1 = Nilai qc rata-rata 4D dibawah ujung tiang = 201,25 kg/cm²; Cn2 = Nilai qc rata-rata minimum 4D dibawah ujung tiang = 201,25 kg/cm²; Cn3 = Nilai qc rata-rata minimum 8D diatas ujung tiang = 63 kg/cm²; $Qc \text{ Average} = \left(\frac{Cn1 + Cn2}{2} + Cn3 \right) / 2 = \left(\frac{201,25 + 201,25}{2} + 63 \right) / 2 = 132,10 \text{ kg/cm}^2$.

Menentukan Kc, Ks dari jenis tanah untuk rumus kc dan ks, Li/8D, Untuk Kc (lempung), Li/D, untuk Ks (pasir); Kc berbanding fs (Lempung) dan Ks berbanding D/B (Pasir); Ks : Koefisien Sand/ Pasir; Kc: Koefisien Lempung; $Qp = A \text{ point} \times Qc \text{ average} = 0,28 \text{ m}^2 \times 132,10 \text{ kg/cm}^2 \times 10 = 373,32 \text{ Ton}$; $(0-8D) = Kc/Ks \times Li/8D$ atau $Li/D \times Oi \times Hp$ + kumulatif diatasnya = 6,63 kg/cm²; $(8D \text{ sd } L) = Kc/Ks \times Oi \times Hp$ + kumulatif diatasnya = $0,4 \times 1,884 \times 54,01 + 174,97 = 179,04$; $Qs = (0-8D) + (8D \text{ sd } L) = 6,63 + 179,04 = 185,67 \text{ ton}$; $Qu \text{ single} = Qp + Qs = 373,32 + 185,67 = 558,99 \text{ ton}$.

Metode Langsung (Direct Cone Method)

Perhitungan sondir₁ kedalaman 41,6 meter Diameter tiang = 60 cm = 0,6 m; Luas Penampang tiang (A poin) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 = 0,28 \text{ m}^2$; Keliling (Oi) = $\pi \times D = 3,14 \times 0,6 = 1,884 \text{ m}$; $Qc = \left(\frac{A_{piston}}{A_{konus}} \right) \times Man1 = \frac{8,1998}{10,1736} \times 250 = 201,25 \text{ Kg/cm}^2$; $JHP = Hp + JHP \text{ sebelum} = 54,02 + 1891,33 = 1945,33 \text{ Kg/cm}$; $Qp = Qc \times Ap = 201,25 \text{ Kg/cm}^2 \times 0,28 \text{ m}^2 \times 10 = 568,73 \text{ ton}$; $Qs = JHP \times Oi = 1945,33 \text{ Kg/cm} \times 1,884 \text{ m} \times 0,1 = 366,47 \text{ ton}$; $Qult = Qp + Qs = 568,73 \text{ ton} + 366,47 \text{ ton} = 935,20 \text{ ton}$; $Qijin = (Qp/3) + (Qs/5) = (568,73/3) + (366,47/5) = 262,87 \text{ ton}$

Perhitungan sondir₂ kedalaman 42,2 meter.
Diameter tiang = 60 cm = 0,6 m; Luas Penampang tiang (*A poin*) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$; = $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 = 0,28 \text{ m}^2$; Keliling (*Oi*) = $\pi \times D$; = $3,14 \times 0,6 = 1,884 \text{ m}$; $Q_c = \left(\frac{A_{Piston}}{A_{Konus}} \right) \times \text{Man}1 = \frac{8,1998}{10,1736} \times 250 = 201,25 \text{ Kg/cm}^2$; $JHP = H_p + JHP \text{ sebelum} = 54,01 + 1690,42 = 1744,43 \text{ Kg/cm}$; $Q_p = Q_c \times A_p = 201,25 \text{ Kg/cm}^2 \times 0,28 \text{ m}^2 \times 10 = 568,73 \text{ ton}$; $Q_s = JHP \times O_i = 1744,43 \text{ Kg/cm} \times 1,884 \text{ m} \times 0,1 = 328,61 \text{ ton}$; $Q_{ult} = Q_p + Q_s = 568,73 \text{ Ton} + 328,61 \text{ ton} = 897,34 \text{ Ton}$; $Q_{ijin} = (Q_p/3) + (Q_s/5) = (568,73/3) + (328,61/5) = 255,30 \text{ ton}$.

Dari hasil perhitungan menunjukkan daya dukung pondasi tiang pancang diameter 60 cm dengan data sondir adalah seperti terlihat pada Tabel (4.1) dibawah.

Table 4.1 Daya dukung pondasi tiang berdasarkan data sondir

No	Metode	Sondir 1			Sondir 2		
		Qp (ton)	Qs (ton)	Qult (ton)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qult (ton)
1	Schmertmann-Nottingham (1975)	385,38	204,60	589,98	373,32	185,67	558,99
2	Metode Langsung (Direct Cone Method)	568,73	366,47	935,20	568,73	328,61	897,34

Sumber: hasil perhitungan

Perhitungan daya dukung tiang pancang dengan data SPT

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang dengan data SPT menggunakan metode mayerhoff (1956) dan dua data SPT. Perhitungan SPT₁ pada kedalaman 48 meter
Diameter tiang = 0,6 m; Luas penampang tiang (*A poin*) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$; = $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 = 0,283 \text{ m}^2$; Keliling (*Oi*) = $\pi \times D$; = $3,14 \times 0,6 = 1,884 \text{ m}$; Luas selimut tiang (*As*) = $\pi \times D \times 48 = 3,14 \times 0,6 \times 48 = 90,432$; $N_b = \text{Harga N-SPT pada elevasi dasar tiang } (N_1+N_2)/2$.
Dimana : $N_1 = \text{nilai N-SPT pada kedalaman } 4D \text{ ujung tiang ke bawah}$; $N_2 = \text{nilai N-SPT pada kedalaman } 8D \text{ ujung tiang ke atas}$; $N_1 = 31,34$; $N_2 = 32,39$; $N_b = (31,34+32,39)/2 = 31,86$; $N = \text{harga N-SPT rata-rata} = 10,45$; $Q_p = 40.N_b.A_p = 40 \times 31,86 \times 0,28 = 360,18 \text{ ton}$; $Q_s = 0,2.N.A_s = 0,2 \times 10,45 \times 90,432 = 188,98 \text{ ton}$; $Q_{ult} = Q_p + Q_s = 360,18 + 188,98 = 549,16 \text{ ton}$

Perhitungan SPT₂ pada kedalaman 46 meter
Diameter tiang = 0,6 m; Luas penampang tiang (*A poin*) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 = 0,283 \text{ m}^2$; Keliling (*Oi*) = $\pi \times D = 3,14 \times 0,6 = 1,884 \text{ m}$; Luas selimut tiang (*As*) = $\pi \times D \times 46 = 3,14 \times 0,6 \times 46 = 86,664 \text{ m}^2$; $N_b = \text{Harga N-SPT pada elevasi dasar tiang } (N_1+N_2)/2$.

Dimana : $N_1 = \text{nilai N-SPT pada kedalaman } 4D \text{ ujung tiang ke bawah}$; $N_2 = \text{nilai N-SPT pada kedalaman } 8D \text{ ujung tiang ke atas}$, $N_1 = 32,33$, $N_2 = 33,19$, $N_b = (32,33+33,19)/2 = 32,76$; $N = \text{harga N-SPT rata-rata} = 10,53$; $Q_p = 40.N_b.A_p = 40 \times 32,76 \times 0,28 = 370,33 \text{ ton}$; $Q_s = 0,2.N.A_s = 0,2 \times 10,53 \times 86,664 = 182,58 \text{ ton}$; $Q_{ult} = Q_p + Q_s = 370,33 + 182,58 = 552,90 \text{ ton}$.
.Dari hasil perhitungan menunjukkan daya dukung pondasi tiang pancang dengan data SPT adalah seperti Tabel 4.2.

Tabel. 4.2 Daya dukung pondasi tiang berdasarkan data SPT

Metode	SPT 1			SPT 2		
	Qp (ton)	Qs (ton)	Qult (ton)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qult (ton)
Mayerhoff (1956)	360.18	188.98	549.16	370.33	182.58	552.90

Sumber: hasil perhitungan

Perbandingan nilai daya dukung tiang pancang dari data sondir dan SPT

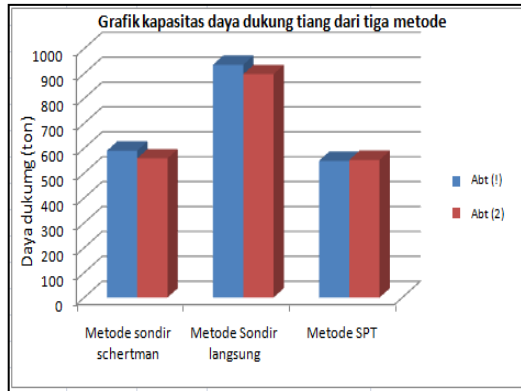
Dari hasil perhitungan daya dukung tiang pancang dengan data sondir dan SPT yang digunakan adalah daya dukung ultimit tiang (*Qu*) dengan hasil seperti pada tabel (4.3).

Tabel 4.3 Daya dukung berdasarkan data sondir dan SPT

Titik	Data sondir Metode Schmertmann-Nottingham(1975)	Data sondir Metode langsung	Data SPT Mayerhoff (1956)
1	589,98 ton	935,20 ton	549,16 ton
2	558,99 ton	897,34 ton	552,90 ton

Sumber: hasil perhitungan

Dari tabel (4.3) diperoleh nilai daya dukung ultimit tiang tunggal yang paling rendah adalah dari data SPT dengan metode Mayerhoff (1956) dengan nilai pada titik₁ =549,16 ton dan titik₂ =552,90 ton, dengan ini untuk perhitungan kapasitas kelompok tiang menggunakan daya dukung ultimit dari data SPT dengan metode Mayerhoff (1956).



Gambar 4.5 Hubungan kapasitas daya dukung terhadap metode tiga metode yang digunakan
 Sumber: hasil olahan

Pada Gambar (4.5) memperlihatkan hasil pengujian kapasitas daya dukung pondasi tiang berdasarkan tiga metode yang digunakan untuk Abutmen 1 (Abt1) dan Abutmen 2 (Abt (2)). Berdasarkan tampilan grafik Gambar (4.5) memperlihatkan bahwa kapasitas daya dukung yang menentukan adalah nilai yang paling rendah, yaitu pada arah Abt (1) sebesar 549,16 ton.

Perhitungan efisiensi kelompok tiang

Berdasarkan formasi titik tiang pancang di bawah abutmen₁ maupun abutmen₂ adalah sama, dimana *m* = jumlah baris tiang = 7, *n* = jumlah tiang dalam 1 baris = 2, *D* = diameter tiang = 0,6 m, *S* = jarak pusat ke pusat tiang = 1,8 m.

Persamaan Conversi-Labarre

Berdasarkan persamaan *Conversi-Labarre* (dalam *Bowles, J.E., 1992*) untuk efisiensi group, adalah:

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

$$Eg = 1 - 18,43 \frac{(2-1)7 + (7-1)2}{90(7)(2)} = 0,722$$

$$\theta = \arctan D/s = \arctan 0,6/1,8 = 18,43$$

Persamaan Los Angeles Group

Berdasarkan persamaan *Los Angeles Group* (dalam *Sardjono., 1994*) untuk efisiensi group, adalah:

$$E_{LA} = 1 - \frac{D}{\pi \cdot S \cdot m} [m \cdot (n-1) + (m-1) + \sqrt{2} (m-1)(n-1)]$$

$$E_{LA} = 1 - \frac{0,6}{(3,14)(1,8)(7)} [7 \cdot (2-1) + (7-1) + \sqrt{2} (7-1)(2-1)] = 0,75$$

Persamaan Seiler – Keeney

Berdasarkan persamaan *Seiler – Keeney* (dalam *Zainal, N. dan Respati, S., 1995*) untuk efisiensi group, adalah:

$$Eg = 1 - \left[\frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

$$Eg = 1 - \left[\frac{36 \cdot 1,8(7+2-2)}{(75(1,8^2)-7)(7+2-1)} \right] + \frac{0,3}{7+2} = 0,793$$

Kapasitas kelompok tiang

Perhitungan kapasitas kelompok tiang dimana nilai daya dukung ultimit tiang yang digunakan dari data *SPT* dengan metode *Mayerhoff (1956)* dari 2 titik *SPT*, dimana *SPT₁* untuk bagian *abutment₁* (arah Liangganggang) dan *SPT₂* untuk bagian *abutment₂* (arah Pelabuhan Trisakti). Untuk efisiensi kelompok tiang menggunakan 3 persamaan yaitu persamaan *Conversi-Labarre*, persamaan *Los Angeles Group* dan persamaan *Seiler- Keeney*.

Abutment₁ (arah Liangganggang)

persamaan *Conversi-Labarre*, $Qg = Qu \times n \times Eg = 549,16 \times 14 \times 0,722 = 5550,91$ ton;
 persamaan *Los Angeles Group*, $Qg = Qu \times n \times Eg = 549,16 \times 14 \times 0,75 = 5766,18$ ton;
 persamaan *Seiler-Keeney*
 $Qg = Qu \times n \times Eg = 549,16 \times 14 \times 0,793 = 6096,77$ ton.

Abutment₂ (arah Pelabuhan Trisakti)

persamaan *Conversi-Labarre*, $Qg = Qu \times n \times Eg = 552,90 \times 14 \times 0,722 = 5588,71$ ton,
 persamaan *Los Angeles Group*, $Qg = Qu \times n \times Eg = 552,90 \times 14 \times 0,75 = 5805,45$ ton;
 persamaan *Seiler-Keeney*
 $Qg = Qu \times n \times Eg = 552,90 \times 14 \times 0,793 = 6138,29$ ton.

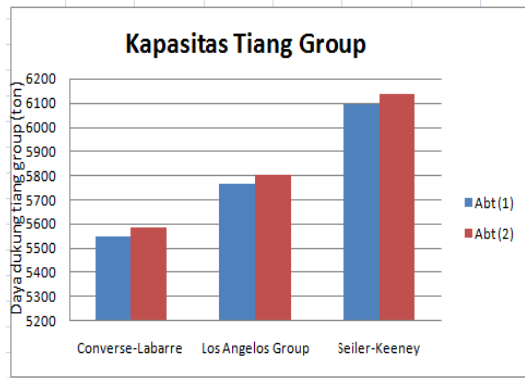
Dari hasil perhitungan kapasitas tiang group diperoleh seperti terlihat pada tabel 4.4.

Tabel 4.4 Kapasitas daya dukung tiang group

Metode Efisiensi	Eg	Abutment 1		Abutment 2	
		Qult single	Qg (ton)	Qult single	Qg (ton)
Conversi-Labarre	0,722		5550,91		5588,71
Los Angeles Group	0,75	549,16	5766,18	552,90	5805,45
Seiler-Keeney	0,793		6096,77		6138,29

Sumber: hasil perhitungan

Dari tabel 4.4 menunjukkan kapasitas daya dukung kelompok tiang, yang menentukan adalah nilai yang paling kecil nilainya adalah pada *abutment₁*, berdasarkan persamaan efisiensi *Conversi-Labarre* yaitu 5550,91 ton. Juga seperti terlihat pada Gambar (4.6) dibawah ini.



Gambar 4.6 Kapasitas daya dukung tiang group
Sumber: hasil olahan

Kapasitas Ijin Kelompok Tiang

$$Q_{all} = \frac{Q_g}{FK} = \frac{5550,91}{2,5} = 2220,36 \text{ ton}$$

Dari hasil perhitungan diperoleh nilai kapasitas ijin kelompok tiang adalah 2220,36 ton.

Bangunan atas yang dipilih adalah sesuai dengan kelas jalan yang sudah ada yakni Jalan Kelas A. oleh karenanya maka ditentukan bangunan atas adalah Jembatan Kelas A type Gelagar Komposit (*Composite Beam*). Ada tiga acuan yang digunakan dalam penentuan gelagar komposit, yang pertama adalah Jembatan Gelagar Komposit Standar Bina Marga, spesifikasi berat konstruksi bervariasi berdasarkan panjang bentang jembatan, panjang bentang jembatan disajikan mulai bentang 8m sampai dengan bentang 25m, seperti ditampilkan pada table (4.5) dibawah ini.

Tabel 4.5 Spesifikasi berat konstruksi jembatan komposit standar Bina Marga

Type	L (m)	Beban/bearing (ton)	n bearing	Total beban (ton)
MBI A8	8	12	8	96.00
MBI A10	10	13.47	8	107.76
MBI A12	12	15.99	8	127.92
MBI A14	14	18.35	8	146.80
MBI A16	16	40.99	8	327.92
MBI A18	18	45.24	8	361.92
MBI A20	20	48.28	8	386.24
MBI A22	22	51.19	8	409.52
MBI A25	25	53.45	8	427.60

Sumber : Dirjend. Bina Marga, 1995

yang kedua adalah Jembatan Gelagar Baja Komposit Bukaka, spesifikasi berat konstruksi bervariasi berdasarkan panjang bentang jembatan, panjang bentang jembatan disajikan mulai bentang 20m sampai dengan bentang 25m, seperti ditampilkan pada table (4.6) dibawah ini.

Tabel 4.6 Spesifikasi berat konstruksi jembatan baja komposit Bukaka

Type	berat per bearing ton	n bearing	Total beban (ton)
BGK A20	90.9185	5	454.59
BGK A25	116.773	5	583.87
BGK A30	141.244	5	706.22

Sumber : Bukaka, 1996.

yang ketiga adalah Jembatan Gelagar Baja Komposit Australia, spesifikasi berat konstruksi bervariasi berdasarkan panjang bentang jembatan, panjang bentang jembatan disajikan mulai bentang 20m sampai dengan bentang 25m, seperti ditampilkan pada table (4.7) dibawah ini.

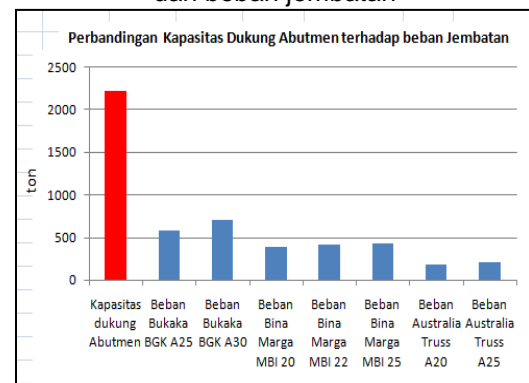
Tabel 4.7 Spesifikasi berat konstruksi jembatan baja komposit Australia

Truss Type	Vertical Force 'V' each bearing (ton)			n bearing	Total beban (ton)
	dead load	live load	max.total		
A 20	11.22	18.35	29.57	6	177.43
A 25	14.28	20.39	34.67	6	208.02

Sumber : SMEC, 1994

Variasi beban konstruksi jembatan gelagar per satu abutmen untuk bentang 20 meter hingga bentang 25 meter dari spesifikasi Bukaka, Bina Marga dan Australia, kesemuanya berada dibawah kapasitas daya dukung abutmen sebesar 2220,36 ton, sedangkan beban jembatan tertinggi sebesar 706,22 ton, BGK A30, seperti terlihat pada Gambar (4.7) dibawah ini.

Gambar 4.7 Kapasitas daya dukung abutmen dan beban jembatan



Sumber : Hasil olahan

Apabila akan menggunakan jembatan gelagar komposit bentang 25 meter, maka terdapat tiga pilihan. Pilihan pertama type Bukaka BGK 25 berat beban vertical pada

abutmen sebesar 583,87 ton. Pilihan kedua type Bina Marga MBI 25 berat beban vertical pada abutmen sebesar 427,60 ton. Dan Pilihan ketiga type Australia Truss A 25 berat beban vertical pada abutmen sebesar 208,02 ton.

5. PENUTUP

Kesimpulan

Dari hasil pembahasan diatas dapat disimpulkan daya dukung ultimit pondasi tiang jembatan Tatah Bangkal sebagai berikut:

1. Dengan menggunakan metode *Schmertmann - Nottingham* (1975), data *sondir₁* memberikan nilai daya dukung ijin sebesar 589,98 ton, dan data *sondir₂* memberikan nilai daya dukung ijin sebesar 558,99 ton.
2. Dengan menggunakan metode langsung (DCM) data *sondir₁* memberikan nilai daya dukung ijin sebesar 935,20 ton, dan data *sondir₂* memberikan nilai daya dukung ijin sebesar 897,34 ton.
3. Daya dukung ultimit tiang pancang dengan data *SPT* dengan metode *mayerhoff* (1956), dari data *SPT₁* memberikan nilai daya dukung ijin sebesar 549,16 ton, dan data *SPT₂* memberikan nilai daya dukung ijin sebesar 552,90 ton.
4. Efisiensi kelompok tiang dengan persamaan *Conversi-Labaree* sebesar 0,722, persamaan *Los Angeles Group* sebesar 0,750 dan persamaan *Seiler-Keeney* sebesar 0,793.
5. Kapasitas daya dukung ijin kelompok tiang diambil nilai yang paling kecil yaitu sebesar 2220,36 ton.
6. Semua beban dari tiga type jembatan gelagar komposit bentang 25 meter nilai beban maksimum 706,22 ton masih dibawah kapasitas daya dukung abutmen yakni 2220,36 ton.
7. Ada tiga pilihan konstruksi jembatan gelagar komposit. Pilihan pertama type Bukaka BGK 25 berat beban vertical pada abutmen sebesar 583,87 ton. Pilihan kedua type Bina Marga MBI 25 berat beban vertical pada abutmen sebesar 427,60 ton. Dan Pilihan ketiga type Australia Truss A 25 berat beban vertical pada abutmen sebesar 208,02 ton.

6. DAFTAR PUSTAKA

1. Badan Standar Nasional, 2008, **SNI 4153-2008 Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan SPT**. Jakarta
2. Badan Standar Nasional, 2008, **SNI 2827-2008 Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan Alat Sondir**. Jakarta.

3. Bazaraa, A. 1967. *Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of shallow foundations on sand*, Ph.D. Dissertation, Civil Engineering Department, University of Illinois, Champaign Urbana, Illinois
4. Bowles, J.E., 1992, *Analisa dan Desain Pondasi Jilid 2, Edisi Keempat*, Erlangga. Jakarta.
5. Coduto, P.D., 1994 *Foundation Design Principle and Practices*, Prentice Hall, Englewood, N.J., 07632.
6. Bukaka, 1996, *Jembatan Gelagar Baja Komposit, Bentang 20m-30m*, PT. Bukaka Teknik Utama, Cileungsi Bogor.
7. Dirjend. Bina Marga, 1995, *Standar Jembatan Gelagar Komposit, Bentang 8m – 25 m*, MBI/A/B, Departemen Pekerjaan Umum, Jakarta.
8. GEC Unpar, 2005, *Manual Pondasi Tiang*, Unpar, Bandung.
9. Hardiyatmo, H. Christady., 2002, *Analisis dan Perancangan Fondasi bagian II*, Gajah Mada University Press, Yogyakarta.
10. Meyerhof, G. G. (1956). *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils*. ASCEJ Soil Mech Found Div 82:866–1019.
11. Rahardjo, Paulus.P., Ir., 1992, *Uji Sondir Interpretasi dan Aplikasinya Untuk Perencanaan Pondasi*, Makalah Shortcourse In-Situ, Jakarta.
12. Reese.L.C. and O'Neil.M.W., 1989, *New Design Method for Drilled Shafts from Common Soil and Rock Test*, Proceedings, Foundations Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineering, Vol. 3, p.p. 1026-1039.
13. Sahputra, Ikhwan Dwi, 2018, *Pondasi tiang pancang jembatan S. Tatah Bangkal menggunakan data sondir dan standar penetration test (SPT)*, Poliban, Banjarmasin.
14. Sardjono., 1994, *Pondasi Tiang Pancang Jilid 1*. Sinar Jaya Wijaya, Surabaya.
15. Schmertmann-Nottingham, L. C. (1975). *Use of quasi-static friction cone penetrometer data to predict load capacity of displacement piles*. PhD Thesis, University of Florida

16. Schmertmann, J. H. (1978). *Guidelines for cone penetration test, performance and design*. U.S. Department of Transportation.
17. SMEC, 1994, *Teknologi Jembatan Level Satu, Kursus SBI-L1*, Indonesian Australian Steel Bridge Project.
18. Sosrodarsono, S dan Nakazawa, K., 1983, *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, PT. Pradnya Paramita, Jakarta,
19. Terzaghi, K. & Peck, R.B., S, 1967, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2 nd. Ed. John Wiley and Sons, New York.
20. Zainal, N. dan Respati, S., 1995, *Pondasi*, Pusat Pengembangan Pendidikan Politeknik (PEDC), Bandung.