

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI KAISSON PADA ABUTMEN BAGIAN BENTANG 20 M JEMBATAN LEMAH ABANG

Annisa Ramadhani¹, Miftahul Fauziah², dan Muhammad Rifqi Abdurrozak³

¹ Mahasiswa Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia

Email: rmdhnninisa31@gmail.com

² Staf Pengajar Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia

Email: miftahul.fauziah@uii.ac.id

³ Staf Pengajar Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia

Email: rifqi_abdurrozak@uii.ac.id

Abstract

Selection of the type of support foundation should be taken accurately because the strength of the foundation as a support for the upper structure greatly influences the strength of building. Wherefore, analysis of foundation carrying capacity and settlement are indispensable. This research aims to determine support capacity by applying various methods and the value of settlement that occurs due to loading from upper structures. This research utilizes method, such as Skempton Method, Cooke dan Whitaker Method, Meyerhoff Method, α Method, λ Method and β Method. Its also employes Finite Element Method, namely Software Plaxis 2D V.8.6 as calculation and modelling tools, final results of the analysis could be compared with empirical and non-empirical methods. The object of this is Lemah Abang Bridge that located in Sleman Regency and Gunungkidul Regency frontier, Yogyakarta Province, with Well – Foundation or Caisson foundation as the lower structure. The results show that the support capacity meets the requirements, such as : Skempton Method is 1693,701 kN; Cooke dan Whitaker Method 2695,063 kN; Meyerhoff Method is 2695,063 kN; α Method is 632,374 kN; λ Method is 1663,359 kN; β Method is 1579,751 kN and field data is sebesar 20570,876 kN. According to the research, the minimum value of Q_u are obtained by using Meyerhoff Method and β Method. Furthermore, The value of settlement with empirical method is 2,5075 cm and the settlement with Software Plaxis 2D is 4,62 cm. Based on the results, further analysis are needed by using another empirical methods or other softwares, to get various results.

Keywords : Caisson foundation, Support Capacity, Plaxis 2D V.8.6

1. PENDAHULUAN

Berdasarkan bagiannya, jembatan terdiri atas tiga bagian, pertama struktur atas (superstructures) yang merupakan bagian yang menerima beban langsung meliputi beban mati (dead load) dan beban hidup (live load). Kedua, adalah struktur bawah (substructures) yang berfungsi memikul seluruh beban struktur atas dan beban lain yang ditimbulkan oleh tekanan tanah, aliran air dan hanyutan, gesekan serta tumbukan pada tumpuan lalu diteruskan menuju pondasi. Ketiga adalah pondasi yang berfungsi meneurskan seluruh beban jembatan ke tanah dasar. Perencanaan

pondasi untuk jembatan didasarkan beberapa faktor misalnya jenis tanah, besarnya beban yang didukung, kondisi daerah sekitar, akses ke lapangan dan lain sebagainya. Lazimnya pondasi yang digunakan pada struktur jembatan adalah pondasi dalam.

Sebagai pendukung struktur atas (superstructures), maka pemilihan jenis pondasi serta analisis daya dukungnya harus dilakukan dengan teliti dan cermat terutama untuk daerah yang rawan terhadap bencana gempa terutama Daerah Istimewa Yogyakarta. Hal ini dikarenakan kekuatan pondasi sebagai pendukung struktur atas

sangat mempengaruhi kekuatan berdirinya suatu bangunan. Tak terkecuali pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang dengan pendukung struktur atasnya berupa pondasi Kaison.

Tujuan dari jurnal ini adalah untuk menampilkan hasil analisis kapasitas dukung pondasi kaison pada Jembatan Lemah Abang yang di analisis dengan metode empiris serta non empiris dengan bantuan *software Plaxis 2D* sebagai alat bantu hitung dan permodelan.

2. PONDASI

Menurut Sinaga (2014), pondasi dalam adalah bagian struktur bawah dari suatu konstruksi bangunan yang berfungsi untuk meneruskan beban dari struktur atas ke lapisan tanah keras yang relatif jauh dari permukaan tanah. Suatu pondasi dapat dikatakan sebagai pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman (D_f) dengan lebar dari pondasi lebih dari sepuluh ($D_f/B \geq 10$).

Terdapat beberapa aspek yang harus diperhatikan dalam perencanaan dan penentuan jenis pondasi yang akan digunakan sebagai penopang suatu bangunan (Bowles, 1986), aspek – aspek tersebut sebagai berikut.

- a. Tekanan yang terjadi pada dasar pondasi tidak boleh melampaui kuat dukung tanah yang diijinkan.
- b. Kedalaman pondasi harus cukup, agar pondasi tidak dipengaruhi sifat kembang susut tanah.
- c. Struktur pondasi harus aman terhadap bahaya guling, (rotasi), geser, dan kapasitas dukung tanah.
- d. Penurunan total dan penurunan differensial tidak menimbulkan kerusakan struktur.
- e. Pelaksanaan struktur harus ekonomis, yaitu ketepatan pemilihan jenis pondasi, cara pemasangan, dan pemilihan alat yang dipergunakan dapat menghemat biaya

f. Selama pelaksanaan pekerjaan tidak mengganggu lingkungan sekitar.

3. KAPASITAS DUKUNG PONDASI

perancangan pondasi kaison harusnya mempertimbangkan berbagai parameter, antara lain konstruksi struktur atas, akses menuju ke lapangan, kondisi tanah, kondisi sekitar lapangan dan lain sebagainya. Diharapkan dengan adanya pertimbangan – pertimbangan tersebut dapat meminimalisirkan perubahan – perubahan yang akan terjadi selama proses pelaksanaan.

3.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Analisis kapasitas dukung pondasi pada umumnya terbagi menjadi dua jenis berdasarkan letak gaya yang bekerja, yaitu tahanan gesek selimut (*friction*) dan tahanan ujung (*end bearing*).

a. Berdasarkan Data Laboratorium

1) Kapasitas Dukung Ujung (*End Bearing*)

a) Metode Skempton (1951)

Pekerjaan pengeboran tanah untuk pondasi biasanya menyebabkan perubahan kuat geser tanah lempung. Besarnya kapasitas dukung ujung tiang (Q_b) dapat dihitung dengan Persamaan 3.1 berikut.

$$Q_b = \mu \cdot A_b \cdot N_c \cdot C_b \quad (1)$$

dengan Q_b = Tahanan ujung ultimit (ton), μ = Faktor koreksi, dengan $\mu = 0,8$ jika $d < 1$ m, dan $\mu = 0,75$ jika $d > 1$ m, A_b = Luas penampang ujung bawah tiang (m^2)
 N_c = Faktor kapasitas dukung ($N_c = 9$), C_b = Kohesi tanah di bawah ujung tiang pada kondisi (undrained) (ton).

Menurut Skempton (1966), dalam perhitungan kapasitas dukung tahanan ujung tiang, besarnya nilai faktor kapasitas dukung $N_c = 9$ dapat digunakan.

b) Metode Cooke dan Whitaker (1966)

Kapasitas dukung ujung pondasi kaison dengan Cooke dan Whitaker (1966) dihitung menggunakan Persamaan 2 sebagai berikut.

$$Q_s + Q_h = Q + W_s + W_h \quad (2)$$

dengan $Q_b = A_b (c_b N_c + \gamma D_f)$ = tahanan dukung ujung tiang (kN), c_b = kohesi tanah di bawah dasar pondasi kaison (kN/m), D_f = kedalaman pondasi kaison (m), A_b = Luas dasar kaison (m²), Q = Beban ultimit pada pondasi kaison (kN), W_s = Berat tubuh kaison (kN).

Karena tekanan netto pondasi merupakan fungsi dari berat total sendiri, maka lebih menguntungkan jika bagian dalam pondasi dibuat berlubang. Pengamatan Withaker dan Cooke (1966) dan Berezanatev dkk. (1961) menunjukkan bahwa tahanan dukung maksimum merupakan fungsi dari penurunan (S).

Tabel 1 Gerakan Tiang yang Dibutuhkan agar Tahanan Ujung / Gesek Maksimum

S/B	Tahanan ujung / gesek
0,05	Nilai maksimum tahanan gesek Q_s termobilisasi
0,01 – 0,15	Faktor kapasitas dukung $N_c = 9$ untuk kaison dengan ujung dibesarkan pada tanah lempung
0,2	Faktor kapasitas dukung $N_c = 9$ untuk diameter ujung tidak dibesarkan. Kapasitas dukung ultimit terkerahkan untuk dasar kaison terletak pada pasir atau lapisan pasir dan batu

(Sumber : Withaker dan Cooke, 1966; Berezantzev Dkk, 1961)

c) Metode Meyerhoff

Kapasitas dukung ujung dengan metode Meyerhoff dihitung dengan Persamaan 3 berikut ini.

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot c_u \cdot N_c^* = 9 \cdot A_p \cdot c_u \quad (3)$$

Dengan Q_p = kapasitas daya dukung ujung tiang, A_p = luas penampang ujung tiang, N_c^* = faktor daya dukung tiang dan c_u = kohesi.

2) Kapasitas Dukung Selimut (*Friction*)

a) Metode Tomlinson (Metode α)

Kapasitas dukung selimut tiang berdasarkan Metode α dihitung dengan Persamaan 4 berikut ini

$$Q_s = A_s \cdot f_s \quad (4)$$

dengan $f_s = \alpha \cdot c_u$, c_u = kohesi *undrained* dan α = faktor adhesi diambil dari Gambar 1 berikut ini.

b) Metode Vijayvergiya & Focht (Metode λ)

Kapasitas dukung selimut tiang berdasarkan Metode λ dihitung dengan Persamaan 5 dan Persamaan 6 berikut ini.

$$\sigma'_{ave} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{L} \quad (5)$$

$$c_{u\ ave} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{L} \quad (6)$$

dengan σ'_{ave} = tegangan vertikal efektif rata – rata, $c_{u\ ave}$ = kohesi *undrained* rata – rata, f_{ave} = gesekan selimut rata-rata, A_i = luas diagram tegangan vertikal efektif, L = panjang tiang dan $c_{u\ i}$ = kohesi lapis ke – i.

c) Metode Burland (Metode β)

Metode β atau disebut juga metode regangan efektif dapat dihitung dengan Persamaan 3.8 berikut ini.

$$f_{save} = \beta \cdot \sigma'v \quad (7)$$

dengan f_s ave = gesekan selimut rata – rata, $\beta = K \tan \phi_r$, ϕ_r = sudut geser dalam kondisi terdrainase (dari uji triaksial), $K = 1 - \sin \phi_r$ untuk tanah terkonsolidasi normal, $K = (1 - \sin \phi_r) \sqrt{OCR}$ untuk tanah *over – consolidated*, $\sigma'v$ = tegangan vertikal efektif dan OCR = *Over Consolidated Ratio*.

b. Berdasarkan Data Lapangan

1) Kapasitas Dukung Ujung Pondasi (*End Bearing Capacity*)

Berdasarkan data lapangan yang berupa $N - SPT$, besarnya kapasitas dukung ujung pondasi dapat dihitung dengan Persamaan 8 berikut ini.

$$Q_b = A_b \cdot q_d \quad (8)$$

dengan Q_b = Kapasitas dukung ujung pondasi (ton), A_b = Luas Penampang tiang (m^2) dan q_d = Unit tahanan ujung (ton/m^2).

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang Bor (*Friction Bearing Capacity*)

Berikut ini adalah rumus atau Persamaan yang digunakan dalam menghitung kapasitas dukung selimut tiang bor (*friction bearing capacity*) yang dapat dilihat pada Persamaan 9 dibawah ini.

$$Q_s = P \times \sum Li \times fi \quad (9)$$

dengan Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (ton), P = Keliling tiang (m), Li = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang dan fi = Besar gaya geser

maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

3.2 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Kapasitas dukung kelompok lebih besar daripada kelompok tiang tunggal. Hal ini dikarenakan pondasi yang menopang lebih banyak, sehingga beban dapat didistribusi. Efisiensi kelompok tiang dapat dihitung dengan rumus Converse – Labarre pada Persamaan 3.17 berikut ini.

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(m-1)n' + (n'-1)m}{90 m \cdot n'} \quad (10)$$

dengan E_g = Efisiensi kelompok tiang, m = Jumlah baris pondasi, n = Jumlah pondasi dalam satu baris, $\Theta = \text{Arc tg } d/s$ ($^\circ$) dan d = Diameter (m).

4. PENURUNAN PONDASI

Menurut Hardiyatmo (2002), penurunan pada pondasi kaison diasumsikan sama dengan pondasi tiang ataupun pondasi dangkal. Besarnya penurunan pada pondasi kaison di tanah lempung bergantung dengan jenis lempungnya. Pemakaian pondasi kaison pada tanah lempung yang cenderung lunak akan membuat hasil yang kurang ekonomis. Harus dipastikan bahwa dasar dari pondasi kaison adalah tanah lempung keras agar kapasitas dukung optimal. Bahkan pada tanah lempung yang kaku pula masih terjadi penurunan akibat usia pakai.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \quad (11)$$

dengan D = diameter, Q = kapasitas dukung, L = panjang pondasi, A_p = luas penampang pondasi dan E_p = modulus elastisitas pondasi.

5. SOFTWARE PLAXIS 2D

Plaxis 2D adalah aplikasi komputer atau *software* yang dibuat dengan konsep metode elemen hingga (*finite element method*) yang digunakan untuk menganalisis *displacement*, deformasi dan stabilitas dari suatu konstruksi di bidang geoteknik, serta simulasi terhadap perilaku dari suatu kondisi tanah. Aplikasi ini dapat digunakan untuk menganalisis perhitungan *axisymmetric* ataupun *plane – strain*. Model *axisymmetric* digunakan untuk menganalisis struktur berbentuk lingkaran (*circular structures*) yang memiliki potongan berbentuk radial dan pembebanan berupa beban seragam terhadap pusat, serta tegangan dan deformasi yang dianggap searah dengan radial. Model *plane – strain* digunakan untuk menganalisis struktur yang memiliki potongan melintang yang pembebanannya serta kondisi tegangan yang seragam, perpindahan atau deformasi searahnya dianggap nol.

6. METODE PENELITIAN

Penelitian ini dilakukan dengan beberapa tahapan, yaitu sebagai berikut

a. Tahapan Pengumpulan Data dan Studi Literatur

Tahapan ini merupakan tahapan awal dalam penelitian yang nantinya hasil dari penelitian ini akan menjadi dasar untuk mencapai maksud, tujuan, manfaat serta batasan penelitian. Adapun data yang diperlukan antara lain Gambar DED (*Detail Engineering Design*), hasil pengujian propertis tanah, data perencanaan dan data – data lainnya yang berguna untuk mendukung perencanaan jembatan

b. Tahapan Analisis Data

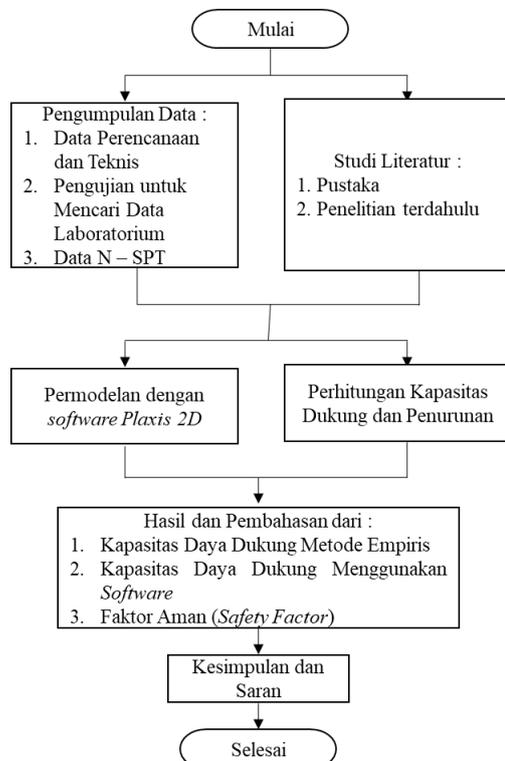
Tahapan analisis data terbagi menjadi dua yaitu analisis data yang telah dikumpulkan dengan metode empiris dan analisis pembebanan menggunakan permodelan *software SAP2000*.

c. Tahapan Hasil dan Pembahasan

Hasil dari analisis kapasitas daya dukung pondasi dan penurunan nya akan dibahas secara mendetail dalam tahapan ini, didapatlah keluarah berupa jenis pondasi hingga dimensi pondasi yang akan digunakan.

d. Tahapan Kesimpulan dan Saran

Data – data yang telah diperoleh dari tahapan hasil dan pembahasan akan ditarik kesimpulannya, sehingga hasil analisis dapat dimudah dimengerti secara singkat padat dan jelas. Di sisi lain, peneliti akan memberika saran dan masukkan untuk mempermudah penelitian yang selanjutnya, sehingga menambah pemahaman dalam menganalisis daya dukung pondasi.



Gambar 1. Bagan Alir Pelaksanaan Penelitian

7. PEMBAHASAN

7.1 Kapasitas Tiang Tunggal

Berikut ini adalah hasil dari analisis kapasitas dukung dari beberapa

metode empiris. Hasil tersebut dapat dilihat pada Tabel 2 dan Tabel 3 di bawah ini.

Tabel 2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Ujung (*End Bearing*)

<i>End Bearing</i>		
Metode	Hasil (ton)	Hasil (kN)
Cooke and Whitaker	202,026	2062,689
Skempton	165,886	1693,701
Meyerhoff	138,600	1415,103
N SPT	577,499	5896,261

Tabel 3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Selimut (*Friction*)

<i>Friction</i>		
Metode	Hasil (ton)	Hasil (kN)
Cooke and Whitaker	61,937	632,374
Tomlinson (α)	161,700	1650,953
Vijayvergiya & Focht (λ)	162,915	1663,359
Burland (β)	154,726	1579,751
N SPT	1437,27 9	14674,61 5

Berdasarkan rekapitulasi hasil daya dukung tersebut, maka digunakan hasil analisis yang terkecil yaitu Metode Meyerhoff untuk nilai *end bearing* dan Metode Burland (β) sebagai nilai dari *friction*. Besarnya kapasitas dukung yang digunakan untuk perencanaan adalah 2991,921 kN.

7.2 Kapasitas Tiang Kelompok

Berdasarkan hasil analisis diperoleh bahwa Efisiensi kelompok (E_g) adalah sebesar 0,644 dengan Metode *Converse-Labarre*, sehingga diperoleh hasil sebesar Q_{g1} sebesar 5983,842 kN sedangkan Q_{g2} sebesar 3855,896 kN. Berdasarkan perhitungan dari kapasitas dukung pondasi kelompok (Q_g) tersebut maka diambil yang paling kecil sebagai dasar untuk perencanaan pondasi, yaitu sebesar 3855,896 kN

7.3 Kapasitas Dukung Lateral

Menurut Malissa (2009), belum ada rumusan dan keseragaman pasti dalam perhitungan gaya seismik dalam perhitungan koefisien gempa serta perhitungan beban gempa pada tekanan tanah dibelakang abutmen. Berdasarkan Teori Nair (1969) dalam buku *Pile Foundation Analysis and Design* (1980), beban gaya gempa pada struktur bawah dapat dihitung dengan tiga metode, antara lain :

1. dalam beban statik ekuivalen, beban lateral dapat diasumsikan 10% dari beban vertikal,
2. pada beban dinamis ekuivalen, beban lateral dapat diambil dengan asumsi sinusoidal $F(t) = F_0 \sin \omega t$, dan
3. pada *Bedrock* beban lateral atau percepatan gempa dapat dihitung dengan mengabaikan beban vertikalnya.

Berdasarkan tiga metode tersebut, penelitian ini mengacu pada metode pertama pada poin a, yaitu dengan mengasumsikan bahwa beban lateral sebesar 10% dari beban vertikal, sehingga hasil analisis kapasitas dukung lateral akibat gempa sebesar 299,192 kN.

7.4 Penurunan

Analisis penurunan pondasi dilakukan untuk mengantisipasi penurunan pondasi yang berlebihan sehingga dapat mencegah terjadinya kegagalan struktur bangunan yang diakibatkan beban yang berlebih. Penurunan yang terjadi pada penelitian ini adalah sebesar 2,5075 cm.

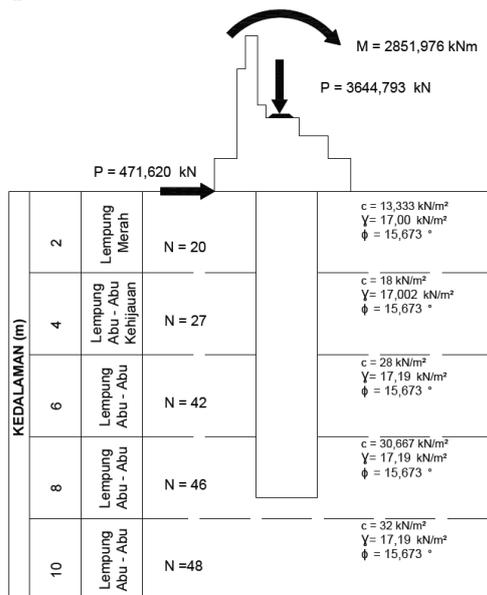
7.5 Analisis dengan Software *Plaxis 2D*

Permodelan geometri struktur pondasi dan *pilecap* menggunakan material pelat, lalu digambarkan node yang telah ditentukan yaitu *15-node* dan model yang digunakan adalah *plane strain* dengan penggambaran ilustrasi pondasi hingga kedalaman 10 m dengan *spacing* 0,5.

Sebelum dilakukan permodelan dengan aplikasi komputer *Plaxis 2D V8.6*, terlebih

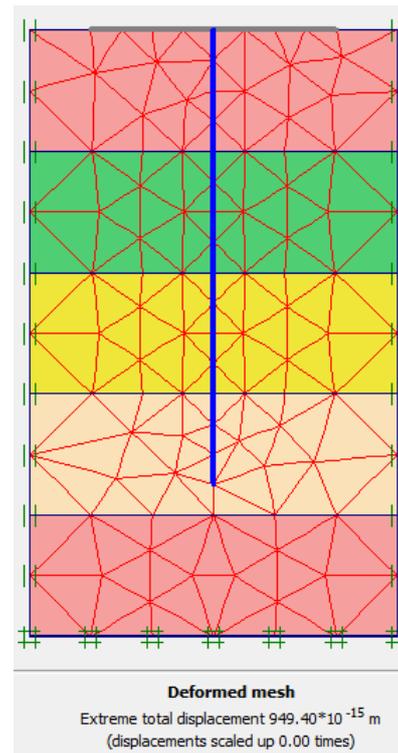
dahulu diperlukan adanya konversi terhadap pondasi rencana di lapangan ke dalam bentuk 2 dimensi. Konversi tersebut dilakukan untuk mencari nilai dimensi yang baru dari pondasi tersebut dalam bentuk 2 dimensi, setelah itu baru dilakukan analisis menggunakan *Plaxis 2D V8.6* dapat dilakukan.

Berikut adalah tampilan dari ilustrasi struktur pondasi beserta data tanah berlapisannya pada penelitian ini yang dapat dilihat ada Gambar 2 di bawah ini.

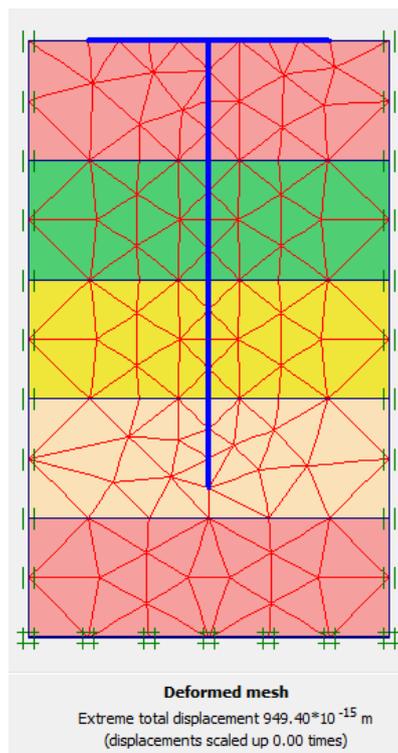


Gambar 2 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah

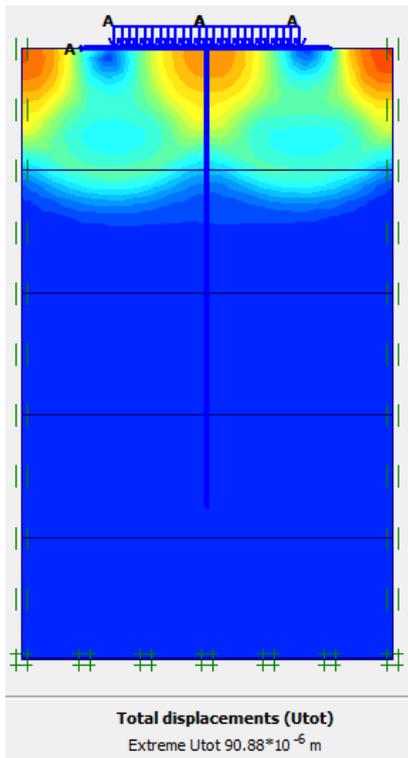
7.5.1 *Output Analisis Software Plaxis 2D*
Berikut ini adalah hasil dari analisis menggunakan program komputer *Plaxis 2D V8.6*, yang dapat dilihat pada Gambar 3 sampai Gambar 6 berikut ini.



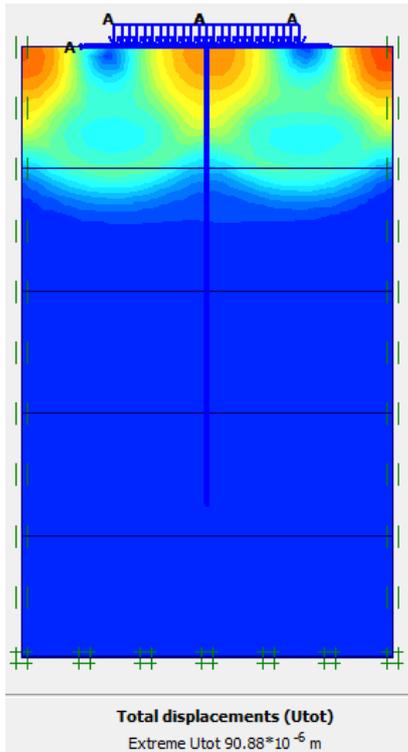
Gambar 3 Hasil Analisis pada Phase Pemasangan Pondasi



Gambar 4 Hasil Analisis pada Phase Pemasangan Pilecap



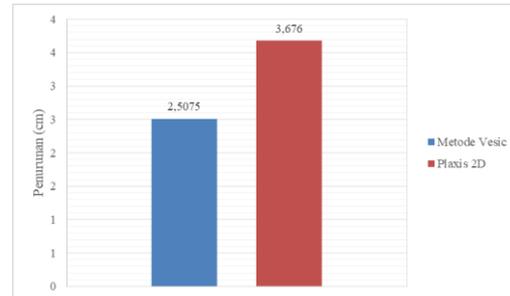
Gambar 5 Hasil Analisis pada Phase Pembebanan Pondasi



Gambar 6 Hasil Analisis pada Phase Faktor Aman atau Safety Factor

7.5.2 Penurunan

Hasil analisis penurunan menggunakan Software Plaxis 2D menunjukkan terjadi penurunan sebesar $36,76 \times 10^{-3}$ m atau setara dengan 3,676 cm. Berikut ini adalah perbandingan hasil penurunan dengan Metode Vesic dan hasil analisis Software Plaxis 2D yang dapat dilihat pada Gambar 7 berikut ini.



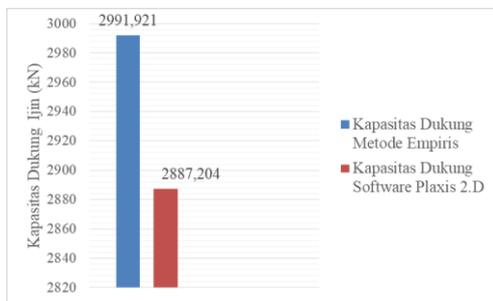
Gambar 7 Perbandingan Hasil Penurunan Pondasi dengan Metode Vesic dan Software Plaxis 2D

Hasil penurunan dengan Plaxis 2D lebih besar dari penurunan dengan metode empiris, namun hasil penurunan tersebut sudah memenuhi syarat yang ditentukan yakni sebesar 7,6 cm sebagai persyaratan penurunan pondasi untuk struktur jembatan pada kondisi tanah normal. Sebenarnya penurunan tersebut masih wajar dalam, karena pada saat pelaksanaan dalam waktu yang relatif lama pondasi secara alamiah akan menurun untuk mencari kestabilannya.

7.5.3 Kapasitas Dukung

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui bagaimana kapasitas dukung pondasi terhadap beban akibat gaya gempa yang terjadi baik dari segi metode empiris ataupun dengan metode elemen hingga dengan menggunakan *Software Plaxis 2D*, diperoleh hasil bahwa kapasitas dukung ijin dengan metode *Software Plaxis 2D* lebih besar dibandingkan metode empiris. Hal serupa terjadi pada penelitian sebelumnya yang dilakukan oleh Khaliq (2017) didapatkan hasil serupa yakni kapasitas dukung ijin lebih besar dibandingkan dengan hasil analisis kapasitas dukung dengan menggunakan *software Plaxis 2D*. Hal tersebut disebabkan adanya perbedaan

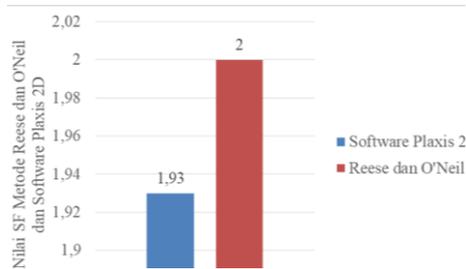
nilai *SF* yang digunakan pada *software Plaxis 2D* dan metode empiris. Perbandingan kedua kapasitas dukung tersebut disajikan dalam bentuk grafik batang yang dapat dilihat pada Gambar 8 berikut ini.



Gambar 8 Perbandingan Kapasitas Dukung Ijin dengan Metode Empiris dan Software Plaxis 2D

7.5.4 Faktor Keamanan (*Safety Factor*)

Hasil analisis *Software Plaxis 2D* diperoleh faktor aman (*Safety factor*) $\Sigma - Msf$ sebesar 1,93, sedangkan nilai *safety factor* yang digunakan pada metode empiris merujuk pada Faktor Aman Reese dan O'neil (1989) (dapat dilihat pada Tabel 3.5) yakni *SF* sebesar 2,0 dengan kontrol terhadap bangunan baik, nilai ini relatif berbeda dengan *safety factor* yang digunakan. Perbandingan kedua nilai *SF* tersebut disajikan dalam bentuk grafik batang yang dapat dilihat pada Gambar 9 berikut ini.

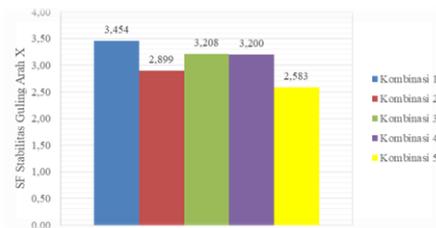


Gambar 9 Nilai SF dari Metode Reese dan O'Neil dan Software Plaxis 2D

7.5.5 Stabilitas Geser dan Guling Abutmen

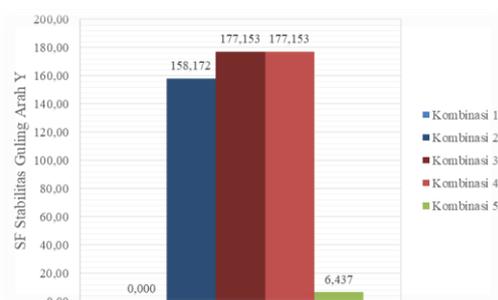
Stabilitas terhadap gaya guling berkaitan dengan momen yang terjadi karena adanya gaya – gaya lateral tanah baik tanah aktif

maupun pasif terhadap titik guling struktur, dalam penelitian ini stabilitas terhadap gaya guling dibedakan menjadi dua yaitu arah melintang (arah x) dan arah memanjang (arah y). Batas toleransi untuk stabilitas terhadap gaya guling baik arah x dan arah y maksimal sebesar 2,2. Berikut ini adalah perbandingan stabilitas guling arah x yang dapat dilihat pada Gambar 10 berikut ini.



Gambar 10 Hasil Safety Factor Stabilitas Guling Arah X

Berdasarkan hasil analisis stabilitas terhadap guling pada abutmen, pada stabilitas terhadap guling arah x diperoleh hasil *SF* minimum adalah sebesar 2,583, yang mana besarnya nilai ini sudah memenuhi syarat. Hasil analisis stabilitas guling arah y, diperoleh hasil *SF* minimum sebesar 6,437. Nilai ini sudah memenuhi syarat aman terhadap guling, yaitu lebih kecil dari 2,2. Berikut ini adalah hasil dari analisis stabilitas guling arah y dari semua kombinasi yang dapat dilihat pada Gambar 11 berikut ini.



Gambar 11 Hasil Safety Factor Stabilitas Guling Arah Y

8. SIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan hasil perhitungan analisis dan pembahasan pada penelitian ini, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut.

- a. Hasil analisis kapasitas dukung dengan menggunakan data lapangan maupun data laboratorium dapat disimpulkan bahwa,
- 1) hasil dari analisis – analisis tersebut memenuhi persyaratan tahanan gempa, dengan asumsi gaya gempa yang terjadi diambil sebesar 10% dari gaya vertikal yang terjadi.
 - 2) kapasitas dukung yang ada harus lebih besar daripada gaya dan beban yang terjadi, berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung dengan beberapa metode tersebut pondasi memenuhi syarat aman.
 - 3) faktor aman yang digunakan memenuhi persyaratan yang sudah ditentukan.
- b. Analisis penurunan dengan metode empiris memenuhi syarat, namun analisis penurunan dengan metode elemen tak hingga (finite element method) dengan menggunakan program komputer Plaxis 2D V8.6 memenuhi syarat maksimal penurunan yakni sebesar 76 mm atau 7,6 cm,
- c. Kritik dan saran sangat diperlukan sebagai masukan dalam suatu penelitian, tanpa terkecuali penelitian ini. Nantinya diharapkan bahwa kritik dan saran tersebut dapat membantu dalam penelitian selanjutnya dengan tema yang sama, adapun masukan – masukan tersebut sebagai berikut.
- 1) Perlu dilakukan analisis kapasitas daya dukung dengan metode metode empiris lainnya, agar nantinya didapatkan hasil analisis yang bervariasi pula.
 - 2) Perlu dilakukannya analisa yang sama namun dengan program – program komputer untuk metode elemen tak hingga (finite element method) yang berbeda, misalnya Geo5, L – Pile, Plaxis 3D, Geo Studio, Slope W dan masih banyak lagi aplikasi lainnya.

9. DAFTAR PUSTAKA

- Mallisa, Z. 2009. “Analisis Perhitungan Gempa Struktur Bangunan Bawah Jembatan”. *Media Litbang Sulteng* 2 (2) :121 – 125. Palu
- Hardiyatmo, H. C. 2002. *Teknik Pondasi 2*. Edisi Kedua. Beta Offset. Yogyakarta
- Bowles, J. E. 1986. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid 1*. Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Sosrodarsono, S. dan Kazuto N. 1981. *Mekanika Tanah dan teknik Pondasi*. PT. Pradnya Pramita. Jakarta