

ALTERNATIF PONDASI TEROWONGAN LAYANG DALAM LAUT UNTUK PRASARANA TRANSPORTASI

Wimpie Agoeng N. Aspar¹, Djoko Prijo Utomo¹ dan Hendriyawan²

¹ Pusat Teknologi Industri dan Sistem Transportasi, Badan Pengkajian dan Penerapan Teknologi

² Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan, Institut Teknologi Bandung
wimpieaspar2001@yahoo.com

Abstract

A Submerged Floating Tunnel (SFT) is a tunnel that floats in water, supported by its buoyancy specifically by employing the hydrostatic thrust. In order to construct the foundation of the SFT, soil investigation has to be performed in advance. The soil investigation includes identification of subsurface soil profile, geotechnical index properties and parameters. Results of the soil investigation were used to analyze and develop alternatives of the foundations for anchoring the prototype of the SFT. This paper discusses the alternatives of the foundations based on soil condition and applied tension leg. The research will be of interest to many practicing engineers and researchers regarding the subject matter.

Katakunci: pondasi kaison, tiang pancang, terowongan layang dalam air, geoteknik, daya dukung aksial, daya dukung cabut, daya dukung lateral

1. PENDAHULUAN

Teknologi prasarana terowongan bawah laut telah berkembang pada dewasa ini. Salah satu teknologi yang dapat digunakan dalam penyeberangan laut adalah terowongan layang dalam air. Teknologi ini membutuhkan panjang bentang konstruksi relatif pendek dibandingkan dengan jembatan konvensional atau *underground tunnel*. Struktur jembatan dengan sistem *Submerge Floating Tunnel (SFT)* merupakan pengembangan dari infrastruktur yang telah lama ada. Dengan sistem ini, ada bantuan kekuatan dari pengaruh *uplift* struktur akibat berada dalam air (pengaruh gaya apung). Sehingga dengan sistem ini mempunyai kelebihan dan keunggulan dibandingkan dengan jembatan *immerge* dan *tunnel underground*.

Prototipe bentuk penampang dinding *SFT* yang akan dirancang adalah berupa lingkaran dengan diameter luar sebesar 6,00 m. Tebal dinding *tunnel* beton pratekan adalah sebesar 40,00 cm (seluruh blok). Kabel baja pejal yang digunakan memiliki diameter 50,00 mm sebagai *frame elemen*. Sabuk *tunnel* dengan pelat baja memiliki tebal 25,00 mm dan lebar 50,00 cm.

Pada sistem ini akan digunakan kabel dengan sistem *mooring* yang biasa disebut dengan *tension leg*. Untuk menjamin terowongan tersebut stabil diperlukan pengikat berupa *tension leg* yang diikatkan pada pondasi. Pemilihan pondasi untuk mengikat *tension leg* ini memerlukan analisis rancangan yang teliti didasari dengan data kondisi tanah setempat dan besarnya *tension leg* sendiri.

Analisis yang dilakukan dalam pemodelan *SFT*, menghasilkan beban-beban maksimum bekerja pada arah sumbu x, y dan z. Beban maksimum yang bekerja pada arah sumbu x, y, dan z berturut-turut adalah sebesar -1.778,56 kN, 3,06 kN dan 1.976,78 kN. Beban-beban yang bekerja pada ketiga arah tersebut memberikan resultan sebesar 2.659,125 kN. Resultante beban maksimum tersebut disalurkan melalui *tension leg* dan harus dipikul oleh pondasi.

Untuk menyelesaikan kesulitan tersebut dilakukan studi dan analisis atas data masukan pada tahap perencanaan: parameter hasil uji laboratorium mekanika tanah dan pengujian penetrasi standard yang sering dikenal dengan *SPT (Standard Penetration Test)*. Hasil penyelidikan tanah yang terdiri dari profil stratigrafi tanah dan parameter geoteknik yang meliputi properti fisik dan mekanik tanah dianalisis untuk menentukan daya dukung tiang tunggal dan kelompok tiang yang meliputi kapasitas aksial dan lateral, serta analisis stabilitas pondasi *kaison*.

Penelitian ini dimaksudkan untuk mendapatkan data kondisi tanah dan stratigrafi tanah bawah permukaan dasar laut. Adapun tujuannya adalah untuk melakukan analisis stabilitas, penentuan tipe pondasi dan dimensinya untuk mengikat konstruksi terowongan melayang dalam laut.

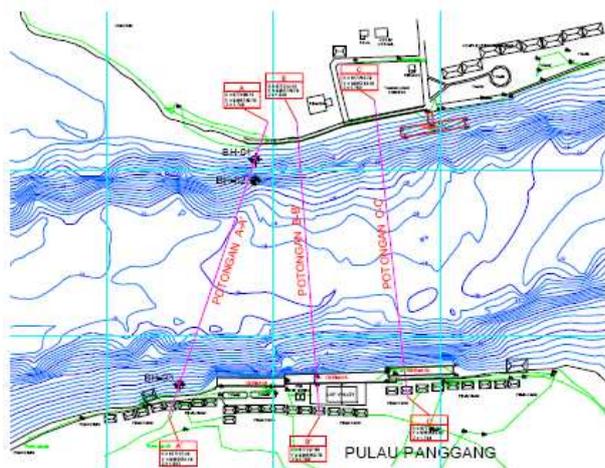
2. BAHAN DAN METODE

Untuk dapat melakukan analisis dan pembahasan sesuai dengan yang diharapkan dalam penelitian ini

diperlukan data pendukung berupa kondisi tanah, sebagai masukan dalam analisis daya dukung. Data kondisi tanah didapatkan dengan melakukan investigasi di lapangan dan pengujian di laboratorium. Parameter data tanah tersebut digunakan untuk melakukan analisis perilaku alternatif pondasi.

2.1 Penelitian di Lapangan

Secara umum maksud penyelidikan tanah ini untuk memberikan informasi mengenai perilaku teknis tanah dalam rangka mendapatkan parameter tanah. Untuk maksud penelitian ini dilakukan pengeboran sebanyak 3 (tiga) titik bor dengan kedalaman antara 30,00 meter dan 35,00 meter. Lokasi pengeboran adalah di Laut Jawa terletak antara Pulau Panggang dan Pulau Karya, Kabupaten Kepulauan Seribu. Lokasi titik-titik bor dapat dilihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Lokasi titik-titik bor

Pengujian lapangan dilakukan dengan pengeboran dan pengambilan sampel tanah tak terganggu. Contoh tanah sepanjang lubang bor diambil sebagai hasil pemboran dan setelah dikeluarkan dari tabung, contoh tanah kemudian disimpan secara berurutan menurut kedalamannya dalam peti contoh inti yang mempunyai panjang 1,00 meter dan dapat memuat 5,00 meter contoh inti. Pada peti contoh ini, contoh inti yang tidak terambil dan contoh tanah yang dipakai untuk keperluan pengujian laboratorium, ditandai sesuai dengan kedalamannya dengan potongan kayu sebagai pengganti.

Sambil melakukan pengeboran dilakukan pengujian kepadatan tanah dengan uji penetrasi standar (*SPT*). *SPT* dilakukan pada interval 1,00 meter kedalaman kecuali pada lokasi pengambilan sampel tanah tak terganggu. Uji penetrasi standar (*SPT*) dilakukan dengan alat *cable hoisted hammer*. Pengujian ini mengikuti standar ASTM D1586-08a (2008). Pengujian dilakukan

dengan menjatuhkan hamer seberat 63 kg (0,62 kN) secara jatuh bebas melalui suatu tali dengan ketinggian 76 cm. Jumlah pukulan atau *N-SPT* dipertimbangkan sebagai hambatan penetrasi pukulan per 30 cm. Kovacs dan Salomone (1982) menunjukkan bahwa faktor yang berpengaruh paling besar terhadap angka *N-SPT* adalah besarnya energi yang disalurkan melalui tali.

2.2 Pengujian di Laboratorium

Pengujian di laboratorium dilakukan menggunakan peralatan dan metode standar yang berlaku untuk mengetahui indeks perilaku tanah, klasifikasi tanah, parameter kekuatan geser tanah dan parameter konsolidasi. Metode pengujian laboratorium yang dilakukan meliputi pengujian kadar air alami, *Atterberg limit*, *Unconsolidated* dan *Consolidated Undrained triaxial Test*, dan pengujian konsolidasi.

Pengujian kadar air alami dilakukan untuk mengetahui kadar air contoh tanah tak terganggu dengan mengikuti prosedur standar ASTM D2216 (2009). Pengujian *Atterberg limit* dilakukan untuk mengetahui respon tanah terhadap air yang meliputi batas cair, batas plastik dan indeks plastisitas tanah. Pengujian ini mengacu pada prosedur standar ASTM D4318 (2009). Tujuan dilakukannya pengujian *unconsolidated undrained Triaxial* adalah untuk mendapatkan parameter kekuatan tanah dalam kondisi *undrained*. Pengujian ini mengacu pada prosedur standar ASTM D2850-03a (2007). Sedangkan *consolidated undrained Triaxial test* dilakukan untuk memperoleh parameter kekuatan tanah setelah mengalami konsolidasi dan kemudian dimampatkan dalam kondisi *undrained*. Parameter yang didapat dari pengujian ini dapat digunakan untuk analisis dengan menggunakan konsep tegangan total dan efektif. Untuk pengujian *Triaxial* ini contoh tanah diberi tekanan berdasarkan pada kedalaman dimana contoh tanah tak terganggu ini didapat. Pengujian ini mengacu pada standar ASTM D4767-04 (2008). Pengujian konsolidasi dilakukan untuk memperoleh nilai koefisien konsolidasi (c_v) dan indeks pemampatan (c_c) yang selanjutnya dipergunakan untuk memprediksi lama waktu konsolidasi dan besarnya penurunan tanah akibat beban di atasnya. Pengujian ini dilakukan mengikuti standar prosedur ASTM D2435-04 (2008).

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1. Metoda Analisis Daya Dukung

Analisis perhitungan daya dukung pondasi dilakukan dengan menerapkan rumus-rumus statis

maupun dengan program komputer. Persamaan untuk menentukan daya dukung tiang statik mengikuti ketentuan yang direkomendasikan oleh Meyerhof (1959 dan 1976), API (1991), Reese dan Wright (1977) dan *Naval Facilities Engineering Command* (1977) untuk tanah kohesif dan non-kohesif.

3.2. Daya Dukung Aksial

Secara umum daya dukung aksial pondasi tiang adalah sebagai berikut

$$Q_u = Q_s + Q_p = A_s q_s + A_p q_p \quad (1)$$

A_p adalah luas penampang tiang dan A_s adalah luas selimut tiang. q_p dan q_s adalah satuan beban yang ditransfer pada tahanan ujung dan tahanan selimut pondasi tiang. Tahanan selimut tiang (Q_s) pada lapisan lempung dihitung berdasarkan rumus berikut

$$q_s = \alpha c_u \quad (2)$$

α adalah faktor adhesi dimana besarnya tergantung pada kuat geser tak teralirkan (API, 1991). Daya dukung ujung (Q_p) pondasi tiang pada lapisan lempung dalam kondisi tak teralirkan ($\phi = 0^\circ$), maka besarnya dapat dihitung sebagai berikut

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

dimana c_u adalah kohesi tanah pada kondisi takteralirkan yang berada di bawah ujung tiang.

Untuk lapisan tanah dengan harga $\phi \geq 0^\circ$, maka faktor daya dukung tiang N_c dan N_q dapat ditentukan berdasarkan harga yang direkomendasikan oleh Meyerhof (1959 dan 1976). Dalam hal terjadi kesulitan dalam menentukan besarnya harga sudut geser dalam, ϕ , maka perhitungan tahanan geser selimut pondasi tiang dapat menggunakan nilai *N-SPT*. Berdasarkan pengamatan lapangan, Meyerhof (1956 dan 1976) menyarankan bahwa hambatan geser ultimit, q_s sebagai berikut

$$q_s \text{ (kN/m}^2\text{)} = 2 N_{kor} \quad (4)$$

dimana N_{kor} adalah angka *N-SPT* rata-rata yang sudah terkoreksi sepanjang selimut pondasi tiang.

Adapun persamaan untuk menghitung daya dukung pondasi tiang di bagian ujung pada lapisan berpasir berdasarkan angka *N-SPT* yang direkomendasikan oleh Reese dan Wright (1977) adalah sebagai berikut

$$q_p = 7 N_{kor} \leq 4.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (5)$$

dimana N_{kor} adalah angka *N-SPT* rata-rata yang sudah terkoreksi pada $4D$ di bawah dan $10 D$ di atas dasar pondasi tiang.

Dalam analisis daya dukung menggunakan rumus-rumus statik, maka daya dukung ultimit tiang dibagi dengan angka keamanan sebesar 2 hingga 4 (Tomlinson, 1977).

3.3. Kekuatan Cabut Pondasi Tiang

Perencanaan pondasi tiang harus memperhitungkan daya dukung tiang terhadap kekuatan cabut terutama untuk struktur yang menerima gaya gempa. Pada beberapa kasus, kekuatan cabut pondasi tiang menentukan kedalaman penetrasi minimum tiang yang diperlukan. De Nicola dan Randolph (1993) menyatakan bahwa pada tanah kohesif berbutir halus, dimana pembebanan diasumsikan bekerja pada kondisi tak teralirkan, tahanan selimut terhadap gaya tekan maupun tarik akan sama besarnya. Sedangkan pada tanah non kohesif atau bebas pengaliran, De Nicola dan Randolph (1993) menyatakan bahwa tahanan selimut tarik diasumsikan sebesar 70% besarnya tahanan selimut tekan. Karena kondisi lapisan tanah di lokasi penelitian terdiri dari tanah kohesif dan non kohesif, maka tahanan selimut tarik diasumsikan sebesar 70% besarnya tahanan selimut pada kondisi tekan.

3.4. Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang

Defleksi leteral tiang akibat beban aksial pada pondasi dapat meningkatkan kisaran tekanan elastik pada tiang. Akibatnya metoda yang digunakan harus mempertimbangkan kondisi tanah pada saat mencapai keadaan plastik sampai akhir selama keruntuhan geser terjadi. Dengan menggunakan metode p-y oleh Matlock (1970) maka tegangan tanah yang terjadi dapat dianalisis. Metode ini juga dapat memperhitungkan efek deformasi tanah plastis pada reaksi tiang. Daya dukung lateral tiang tergantung pada perpindahan kepala tiang dalam arah lateral yang diijinkan. Daya dukung lateral tiang tunggal dihitung menggunakan program komputer LPILE (Reese dkk., 2010) untuk perpindahan lateral (*lateral deflection*) kepala tiang sebesar 10,00 mm.

3.5. Kondisi Geoteknik Bawah Permukaan

Pemboran inti dilaksanakan dengan tujuan untuk mendapatkan data geologi dan geoteknik lapisan tanah bawah permukaan dasar laut di daerah penelitian. Pekerjaan pemboran inti dilakukan dengan menggunakan mesin bor putar hidrolik, yang masing-masing dilengkapi dengan pompa air, *core barrel* dan perlengkapan penunjang lainnya.

Pada pelaksanaannya, pemboran menembus lapisan tanah berpasir lepas dan lempung lunak mudah runtuh. Untuk mencegah runtuhnya dinding lubang bor, pipa pelindung (*casing*) berdiameter 89 mm diturunkan sampai dasar lubang bor mengikuti kemajuan pemboran.

Berdasarkan hasil analisis saringan, tanah pada kedalaman sampai dengan 12,00 meter di

bawah dasar laut pada umumnya berupa tanah pasir berkerikil dengan gradasi baik (SW). Pada kedalaman lebih dari 19,00 meter di bawah dasar laut pada umumnya terdiri dari tanah lanau kepasiran (ML). Berat volume tanah basah (γ_s) dan berat volume tanah kering (γ_d) bervariasi masing-masing antara 18,00 kN/m³ – 19,70 kN/m³ dan 13,00 kN/m³ – 17,12 kN/m³. Sedangkan nilai *specific gravity*, G_s , bervariasi antara 2,73 dan 2,79.

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah tersebut, dibuat profil tanah bawah permukaan sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2. Mengacu pada profil tanah hasil pemboran tersebut, lapisan tanah bawah permukaan yang menyusun daerah penelitian sampai dengan dasar lubang bor, dapat diklasifikasikan menjadi 3 (tiga) zona lapisan utama.

Zona Lapisan Pertama

Zona lapisan pertama dapat diklasifikasikan sebagai tanah pasir abu-abu berkerikil dan bercampur fragmen karang dengan tingkat kepadatan sangat lepas sampai lepas. Zona lapisan pertama ini memiliki kepadatan yang dinilai dengan angka *N-SPT* bervariasi antara 1 dan 6 dengan ketebalan bervariasi antara 17,00 meter dan 28,00 meter. Standard korelasi nilai *N-SPT* mengindikasikan bahwa tanah tersebut relatif lunak (Bowles, 1997). Rata-rata *N-SPT* untuk zona ini adalah 3. Pada titik bor 1 dan titik bor 3 terjadi anomali dengan ditemukannya lapisan lensa-lensa pasir atau batu karang dengan harga *N-SPT* bervariasi antara 9 dan 60. Ketebalan lapisan lensa ini bervariasi antara 2,00 meter dan 4,00 meter. Rata-rata *N-SPT* untuk zona lapisan ini

adalah 15. Pada zona lapisan ini pengujian laboratorium tidak bisa dilakukan karena pengambilan contoh tanah tak terganggu selalu gagal.

Zona Lapisan Kedua

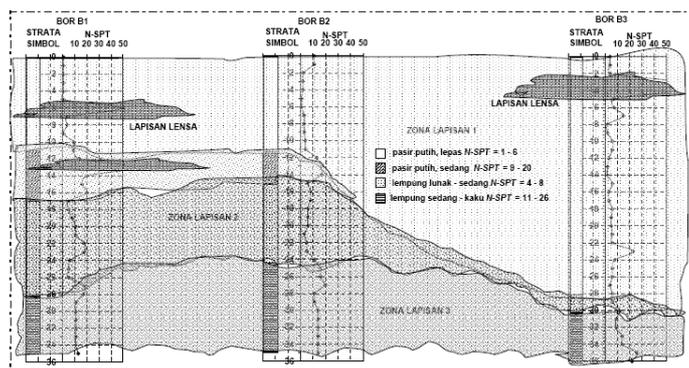
Zona lapisan kedua terletak langsung di bawah zona lapisan pertama. Pada zona lapisan kedua ini umumnya ditemukan lapisan lempung abu-abu dengan konsistensi sedang sampai kaku. Zona lapisan kedua ini memiliki kepadatan yang dinilai dengan angka *N-SPT* bervariasi antara 4 dan 18. Rata-rata *N-SPT* untuk zona lapisan ini adalah 8. Zona lapisan kedua berketebalan sebesar 4,00 meter sampai dengan 8,00 meter. Hasil pengujian laboratorium menunjukkan bahwa kohesi tanah lempung pada kondisi tak teralirkan bervariasi antara 15 kN/m² dan 90 kN/m² dengan rata-rata nilai c_u adalah 55 kN/m².

Zona Lapisan Ketiga

Zona lapisan ketiga terdiri dari lapisan lempung berwarna kekuningan dan abu-abu dengan konsistensi medium sampai sangat kaku. Zona lapisan ketiga ini relatif agak tebal dengan ketebalan 6,00 meter sampai dengan 10,00 meter dan berada zona lapisan paling bawah.

Hasil pengujian penetrasi standard pada zona lapisan ini memberikan nilai *N-SPT* bervariasi antara 9 hingga 26 pukulan untuk penetrasi 30 cm. Rata-rata *N-SPT* untuk zona lapisan ini adalah 14.

Hasil pengujian laboratorium menunjukkan bahwa kohesi tanah lempung pada kondisi tak teralirkan bervariasi antara 45 kN/m² dan 130 kN/m² dengan rata-rata nilai c_u adalah 65 kN/m².



Gambar 2. Profil melintang stratigrafi tanah

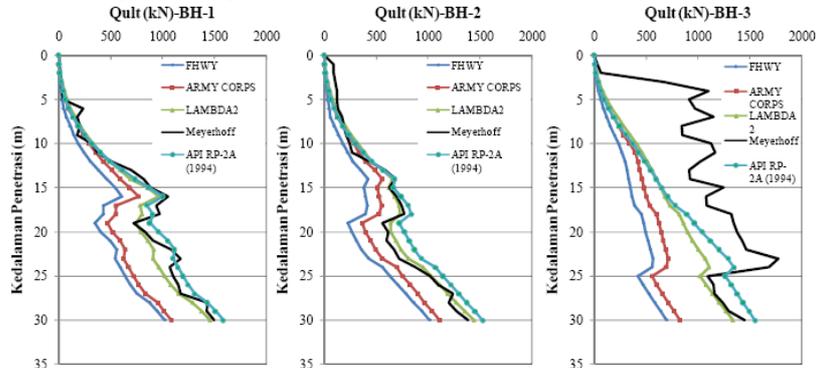
3.6. Analisis Daya Dukung Aksial Tekan

Analisis kapasitas aksial tiang dilakukan dengan menggunakan beberapa rumus metode statis. Dalam analisis digunakan diameter tiang 60,00 cm dan 90,00 cm dengan panjang tiang sesuai dengan

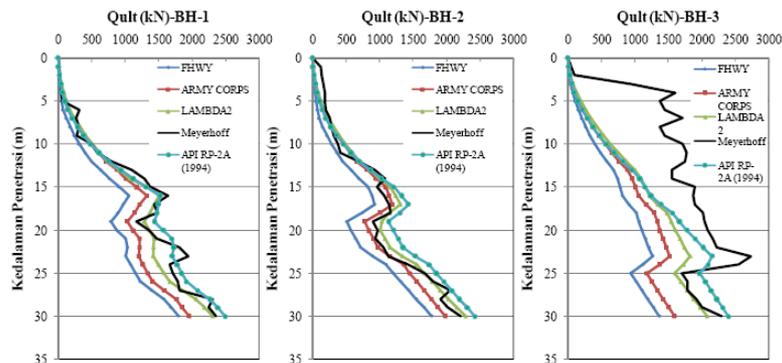
kedalaman pengeboran yaitu 35,00 meter di bawah dasar laut. Hasil analisis perhitungan daya dukung tiang tersebut ditunjukkan pada Gambar 3 dan Gambar 4. Hasil analisis dengan metode FHWD, ARMY CORPS OF ENGINEERS, LAMBDA, memberikan nilai relatif lebih kecil dibandingkan nilai yang dihasilkan metode Meyerhof dan API RP-2A. Hal ini terjadi sepanjang kedalaman tiang.

Berdasarkan hasil analisis yang ditunjukkan pada Gambar 3 dan Gambar 4 tersebut, hasil perhitungan menggunakan metode API RP2A relatif mendekati dengan hasil perhitungan dengan metode Meyerhoff, kecuali pada data titik bor 3. Hal ini terlihat jelas untuk sepanjang kedalaman tiang. Kecuali pada kedalaman lebih dari 25,00 meter di bawah dasar laut, perhitungan dengan metode

Meyerhoff memberikan hasil sedikit lebih kecil dibandingkan dengan metode API RP-2A. Sehingga penentuan kapasitas aksial dalam proyek ini didasarkan pada perhitungan dengan metode Meyerhoff. Berdasarkan hasil analisis, maka daya dukung aksial tekan dan aksial tarik dapat dirangkum dalam Tabel 1.



Gambar 3. Daya dukung aksial tiang diameter 60,00 cm



Gambar 4. Daya dukung aksial tiang diameter 90,00 cm

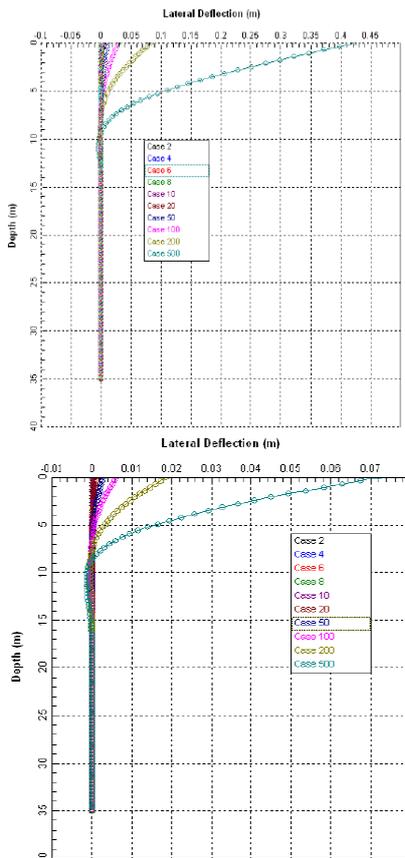
Tabel1. Daya dukung tiang tunggal

Kedalaman (m)	ϕ tiang (cm)	Daya dukung aksial tekan		Daya dukung aksial tarik	
		Q_u (kN)	Q_{ij}^* (kN)	Q_u (kN)	Q_{ij}^{**} (kN)
30,00	60,00	1446,0	578,4	900,0	300,0
	90,00	2291,1	916,4	1351,7	450,6
33,00	60,00	1673,1	669,3	1058,2	350,9
	90,00	2637,8	1055,1	1580,9	527,0
35,00	60,00	1899,1	759,7	1168,1	389,4
	90,00	3022,7	1209,1	1754,0	584,7

* SF = 2,50 ** SF = 3,0

3.7. Analisis Kekuatan Lateral Tiang

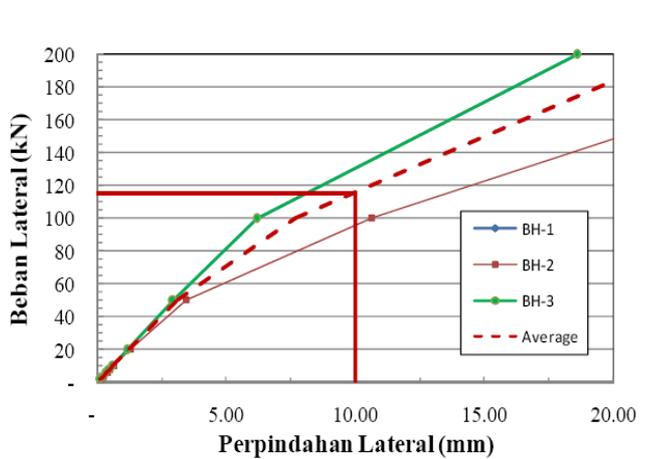
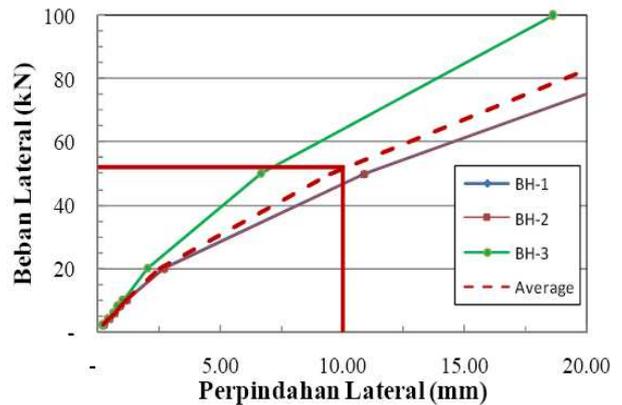
Analisis kekuatan lateral tiang dilakukan dengan pembebanan horisontal secara bertahap untuk mengetahui perpindahan lateral (*lateral displacement*) dan lokasi titik jepit. Dalam analisis digunakan diameter tiang 60,00 cm dan 90,00 cm dengan panjang tiang sesuai dengan kedalaman pengeboran yaitu 35,00 meter di bawah dasar laut. Tahapan beban horisontal yang digunakan secara berturut-turut adalah 2,0 kN; 4,0 kN; 6,0 kN; 8,0 kN; 10,0 kN; 20,0 kN; 50,0 kN; 100,0 kN; 200,0 kN dan 500,0 kN. Hasil analisis perhitungan kapasitas daya dukung lateral tiang tersebut ditunjukkan pada Gambar 5 dan Gambar 6.



a. Tiang berdiameter 60,00 cm
 Gambar 5. Korelasi antara beban dan perpindahan lateral tiang sepanjang kedalamannya

Gambar 5 menunjukkan hubungan beban lateral yang diberikan dengan perpindahan lateral yang terjadi pada tiang sepanjang kedalamannya. Semakin besar beban lateral yang diberikan, perpindahan lateral yang terjadi pada tiang semakin nyata. Akan tetapi perpindahan lateral dengan magnitude relatif besar terjadi pada bagian atas tiang dan semakin dalam perpindahan lateral semakin mendekati nol. Dapat dilihat dari Gambar 5 bahwa titik jepit umumnya tercapai pada kedalaman 13,00 meter di bawah dasar laut untuk tiang dengan diameter 60,00 cm. Untuk tiang dengan diameter 90,00 cm, titik jepit terjadi pada kedalaman 15,00 sampai 17,00 meter. Hal ini mengindikasikan bahwa pada kedalaman antara 13,00 meter dan 17,00 meter terjadi tanahnya mulai padat sehingga mampu menjepit tiang.

Gambar 6 menunjukkan hubungan perpindahan horizontal dan beban lateral untuk tiang berdiameter 60,00 cm dan 90,00 cm. Hasil analisis kapasitas lateral menunjukkan bahwa kapasitas lateral tiang rata-rata dengan perpindahan lateral di kepala tiang sebesar 10,00 mm besarnya kapasitas lateral tiang adalah 52,0 kN. Untuk tiang berdiameter 90,00 cm, kapasitas lateral tiang rata



a. Tiang berdiameter 60,00 cm
 Gambar 6. Korelasi beban lateral dan perpindahan horizontal tiang

rata untuk perpindahan lateral kepala tiang sebesar 10,00 mm adalah sebesar 115,00 kN. Kondisi tersebut adalah kondisi kepala tiang bebas (*free head*).

3.8. Kekuatan Kelompok Tiang

Pada pondasi kelompok tiang, gaya-gaya yang menjadi perhatian adalah adanya gaya tarik dan gaya lateral yang relatif besar. Dalam penelitian ini gaya tarik dan gaya lateral yang terjadi untuk rancangan yang ideal adalah berturut-turut sebagai berikut 1.980 kN dan 1.780 kN. Berdasarkan beban-beban yang bekerja tersebut, maka diperlukan konfigurasi sejumlah pondasi tiang pancang dengan masing-masing tiang berdiameter 90,00 cm. Gambar 7 menunjukkan rancangan konfigurasi tiang pancang dalam suatu kelompok tiang. Jarak antar tiang yang diukur dari pusat ke pusat tiang minimum adalah 2,50 diameter tiang atau kira-kira 2,30 meter. Dalam analisis ini dirancang dalam 3 (tiga) bentuk konfigurasi kelompok tiang. Konfigurasi I terdiri dari 5 (lima) buah tiang, konfigurasi II terdiri dari 16

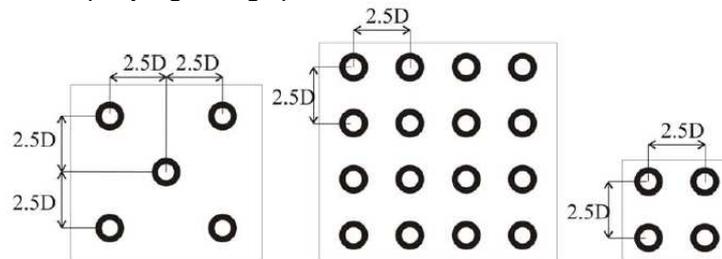
(enam belas) buah tiang dan konfigurasi III terdiri dari 4 (empat) buah tiang.

Konfigurasi tersebut selanjutnya dianalisis dengan bantuan program PILEGROUP (Reese, dkk., 2010). Hubungan antara defleksi, momen dan kekuatan geser sepanjang kedalaman tiang dari hasil analisis konfigurasi kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 8. Hasil analisis menunjukkan bahwa konfigurasi I dan konfigurasi III memberikan distribusi gaya pada masing-masing tiang masih berada di bawah kapasitas aksial tarik dan lateral yang diizinkan, yaitu sebesar 450,00 kN dan 115,00 kN. Pada konfigurasi II, gaya tarik yang bekerja pada tiang besarnya adalah 478,00 kN. Gaya tarik yang dihasilkan ini sedikit berada di atas kapasitas tarik yang diizinkan yaitu 450,00 kN. Kelebihan beban sebesar 28,00 kN ini harus ditopang oleh kelompok tiang. Untuk itu, panjang tiang pada

lokasi tersebut perlu diperdalam hingga 33,00 meter. Deformasi maksimum yang terjadi untuk konfigurasi I, II dan III masing-masing adalah 0,30 cm, 0,33 cm dan 0,32 cm.

3.9. Analisis Stabilitas Pondasi Kaison

Alternatif penggunaan pondasi Kaison sebagai penahan gaya tarik akibat beban *SFT* dianalisis menggunakan program PLAXIS 3D (Brinkgreve dan Vermeer, 1998) untuk mengetahui stabilitas adanya daya dukung tanah akibat beban pondasi kaison. Berdasarkan beban tarik yang akan dipikul oleh pondasi kaison dalam penelitian ini, maka dirancang menggunakan 2 (dua) tipe pondasi kaison. Gambar 9 dan Gambar 10 menunjukkan tipe konfigurasi pondasi kaison beserta dimensinya.

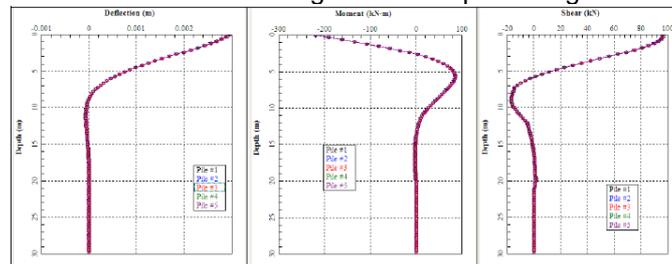


a. Konfigurasi Tipe I

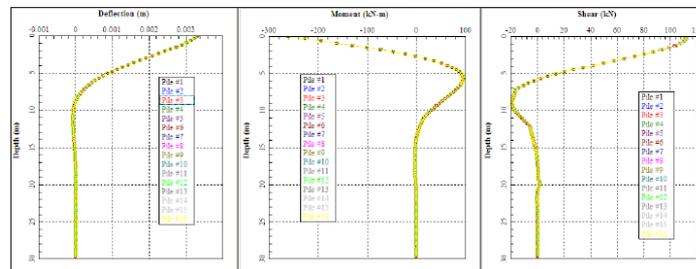
b. Konfigurasi Tipe II

c. Konfigurasi Tipe III

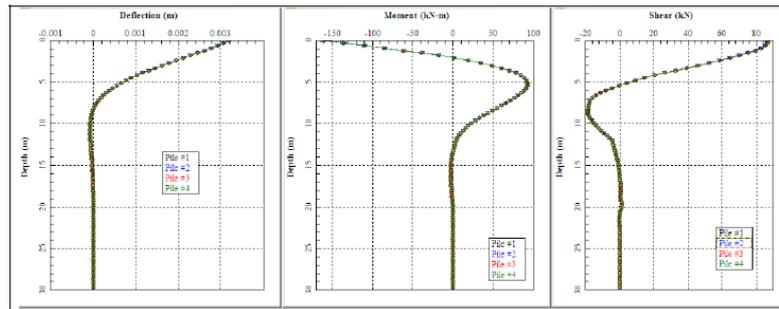
Gambar 7. Konfigurasi kelompok Tiang



a. Konfigurasi tipe I

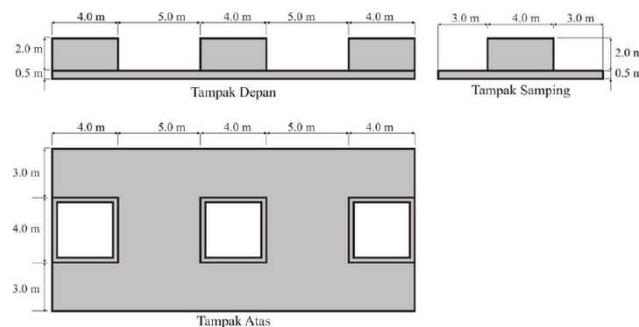


b. Konfigurasi tipe II

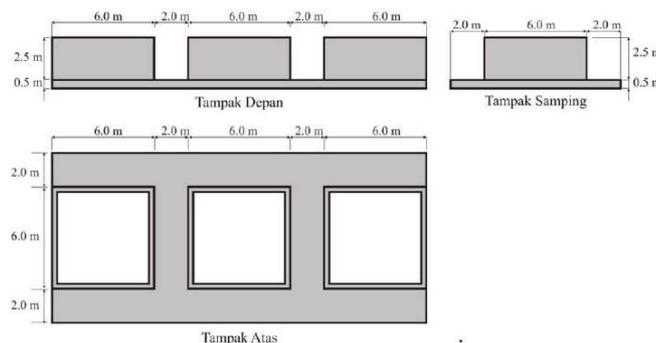


c. Konfigurasi tipe III

Gambar 8. Korelasi antara defleksi, momen, dan kekuatan geser sepanjang kedalaman tiang



Gambar 9. Konfigurasi pondasi Kaison tipe I



Gambar 10. Konfigurasi pondasi Kaison tipe II

Pondasi kaison dimodelkan sebagai elemen padat dan menghasilkan beban gravitasi setara dengan 2.600,00 kN untuk konfigurasi tipe I dan beban gravitasi setara dengan 4.445,00 kN untuk konfigurasi tipe II. Beban gaya-gaya tersebut digunakan untuk menahan gaya tarik sebesar 1.019,00 kN untuk konfigurasi tipe I dan untuk menahan gaya tarik sebesar 3.950,00 kN untuk konfigurasi tipe II. Deformasi penurunan akibat pembebanan segera dapat dilihat pada Gambar 11. Berdasarkan hasil analisis terlihat bahwa deformasi elastik yang dihasilkan adalah 18,00 mm – 21,00 mm untuk konfigurasi tipe I dan sebesar 22,00 mm – 24,00 mm untuk konfigurasi tipe II. Deformasi elastik tersebut didapat dengan menerapkan angka keamanan sebesar 4,00.

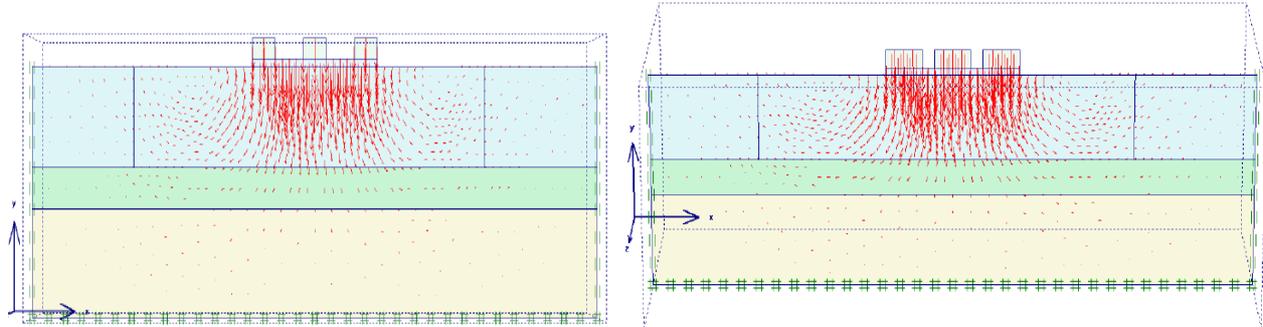
Penurunan konsolidasi pondasi kaison dihitung menggunakan prinsip yang direkomendasikan oleh

Terzaghi dan Peck (1967) berdasarkan kondisi tanah terkonsolidasi secara normal. Dengan mempertimbangkan harga indeks kompresi (c_c) dalam penelitian ini dan merata-ratakan dengan korelasi empiris dari metode Skempton (1944), maka didapat harga indeks kompresi sebesar 0,27. Berdasarkan hasil analisis, maka besarnya penurunan konsolidasi untuk kedua tipe pondasi kaison tersebut adalah berkisar 10,00 mm – 24,00 mm berada ditengah-tengah pondasi kaison.

Dengan mempertimbangkan nilai koefisien konsolidasi yang direkomendasikan oleh US Navy (1977) dalam penelitian ini yaitu sebesar 0,003 cm^2/detik , maka derajat konsolidasi sebesar 90% konsolidasi yang terjadi memerlukan waktu lebih dari 20 tahun. Mengingat dasar pondasi kaison relatif cukup panjang yaitu 22,00 meter, maka penurunan konsolidasi yang tidak seragam perlu

diantisipasi dengan melakukan monitoring pada struktur *SFT* tersebut. Penurunan yang tidak seragam ini dapat mengganggu stabilitas pada sistem struktur secara keseluruhan. Hal lain yang perlu diperhatikan adalah kondisi tanah permukaanyang terdiri dari pasir lepas sehingga

berpotensi mengalami likuifaksi saat gempa bumi. Hal ini dapat mengakibatkan penurunan yang berlebihan pada sistem pondasi yang akan mengakibatkan gangguan pada stabilitas struktur *SFT*.



a. Konfigurasi pondasi Kaison tipe I

b. Konfigurasi pondasi Kaison tipe II

Gambar 11. Deformasi akibat pembebanan seketika

4. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan yang telah dilakukan pada penelitian dan kajian ini dapat diambil kesimpulan beberapa hal sebagai berikut:

- Analisis daya dukung tiang pancang untuk memberikan kapasitas maksimum, maka tiang pancang harus tertanam sampai kedalaman 35,00 meter di bawah dasar laut.
- Hasil analisis kapasitas lateral untuk tiang dengan diameter 60,00 mm dan 90,00 mm menunjukkan kedalaman jepit bervariasi antara 13,00 meter dan 17,00 meter dari dasar laut.
- Kapasitas lateral tiang untuk diameter 60,00 mm dan 90,00 mm yang menghasilkan perpindahan lateral kepala tiang sebesar 10,00 mm adalah sebesar 52,00 kN dan 115,00 kN.
- Analisis stabilitas pondasi kaison menunjukkan bahwa konfigurasi pondasi mampu menahan *SFT*.
- Analisis stabilitas pondasi kelompok tiang menunjukkan bahwa konfigurasi pondasi kelompok tiang mampu menahan *SFT*.
- Pada lokasi yang dipilih tersebut, kondisi tanah permukaan yang terdiri dari pasir lepas dapat menyebabkan lapisan tanah berpotensi mengalami likuifaksi saat gempa bumi. Hal ini dapat mengakibatkan penurunan yang berlebihan.

Ada beberapa hal yang perlu diperhatikan dan disarankan, yaitu

- Untuk sistem pondasi kaison, penurunan elastik dan penurunan konsolidasi tidak seragam.
- Pada saat konstruksi dan paska konstruksi perlu dilakukan monitoring dengan memasang instrumentasi. Hal ini untuk mengetahui lebih awal jika terjadi hal-hal yang tidak dikehendaki

dan dapat dilakukan dengan cepat langkah antisipasi.

DAFTAR PUSTAKA

- American Society for Testing and Materials D2850-03a, "Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils," *Annual Book of ASTM Standard*, 2007.
- American Society for Testing and Materials D1586-08a, "Standard Test Methods for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils," *Annual Book of ASTM Standards*, 2008.
- American Society for Testing and Materials D2435-04, "Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils," *Annual Book of ASTM Standard*, 2008.
- American Society for Testing and Materials D4767-04, "Standard Test Method for Consolidated, Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils," *Annual Book of ASTM Standard*, 2008.
- American Society for Testing and Materials D2216-09, "Standard Test Methods for Laboratory Determination of Moisture Content of Soil and Rock by Mass," *Annual Book of ASTM Standard*, 2009.
- American Society for Testing and Materials D4318-09, "Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index of Soils," *Annual Book of ASTM Standard*, 2009.

- API, *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*, Edisi ke 19, API RP2A, American Petroleum Institute, Northwest, Washington DC 20005, 1991.
- Bowles, J. E., *Foundation Analysis and Design*, edisi ke 5, McGraw-Hill, New York, 1997.
- Brinkgreve, R. B. J. dan Vermeer, P. A., *Plaxis 3D*, A A Balkema, Rotterdam, 1998.
- De Nicola, A. dan Randolph, M. F., "Tensile and Compressive Shaft Capacity of Piles in Sand," *Journal of the Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 119, No. GT12, hal. 1952-1973, 1993.
- Kovacs, W. D., dan Salomone, L. A., "SPT Hammer Energy Measurement," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 108, No. GT4, April, hal. 599-620, 1982.
- Matlock, H., "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clays," *Proceedings of the 2nd Annual Offshore Technology Conference*, paper no OTC 1204, Houston TX, hal. 577-594, 1970.
- Meyerhof, G. G., "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Vol. 82, SM 1, Januari, hal. 1-19, 1956.
- Meyerhof, G. G., "Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Vol. 85, SM 6, Desember, hal. 1-29, 1959.
- Meyerhof, G. G., "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Vol. 102, GT 3, Maret, hal. 195-228, 1976.
- Naval Facilities, *Design Manual: Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures*, NavFac DM-7, US Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, 200 Stovall Street, Alexandria, VA, 1977.
- Reese, L. C., Wang, S. T., Arrellaga, J. A., Hendrix, J., dan Vasquez, L., *A Program for the Analysis of a Group of Piles Subjected to Vertical and Lateral Loadings*, User's Manual, Ensoft, Inc., Austin Tx, 2010.
- Reese, L. C. dan Wright, S. J., *Drilled Shaft Design and Construction Guidelines Manual*, "Construction of Drilled Shaft and Design for Axial Loading", US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, VA 22101, 1977.
- Skempton, A. W., "Notes on the Compressibility of Clays," *Quarterly Journal of the Geological Society of London*, Vol. 100, hal. 119-135, 1944.
- Terzaghi, K. dan Peck, R. B., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, edisi ke 2, John Wiley & Sons, New York, 1967.
- Tomlinson, M. J., *Foundation Design and Construction*, edisi ke 5, Longman Scientific and Technical, New York, 1977.