

**PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG PADA PEMBANGUNAN RESERVOIR
DAN TANGKI WTP KAPASITAS 250 RIBU LITER PDAM KEC. LOAKULU KAB.
KUTAI KARTANEGARA**

**Tri Afista Turin¹⁾
Benny Mochtar Efendi Arifin²⁾
Musrifah Tohir³⁾**

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas 17 Agustus 1945 Samarinda

Intisari

Pondasi tiang pancang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal kesumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat dibawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi.

Tiang pancang yang digunakan dalam perbandingan ini adalah tiang pancang mini pile dan kayu ulin, Perhitungan keamanan tiang ditinjau khusus pada kapasitas daya dukung tiang. Kapasitas daya dukung tiang pancang sangat diperlukan untuk mendapatkan perencanaan pondasi yang memenuhi persyaratan. Banyak metode perhitungan untuk menganalisis daya dukung tiang pancang, namun perlu dipertimbangkan metode mana yang lebih memenuhi, untuk itu perlu dilakukan analisis daya dukung dari beberapa metode berdasarkan data lapangan dengan menggunakan data sondir dan data SPT dibandingkan satu sama lainnya, sehingga didapatkan hasil yang lebih realistis.

Tiang pancang sebagai perbandingannya 2 macam yaitu mini pile dan kayu ulin. Dari dua tipe tiang pancang yang di analisa maka tiang pancang kayu ulin yang paling besar biayanya, sedangkan untuk mini pile lebih murah dan efisien.

Kata kunci : perbandingan tiang pancang, tiang pancang mini pile dan kayu ulin, Kapasitas daya dukung tiang pancang, perbandingan rencana anggaran biaya

Abstrak

Pile foundation is a foundation construction that is able to withstand the force orthogonal kesumbu pole with street absorbing bending . Pile foundation made into one monolithic unity by uniting the base of the pile are under construction , with pedestal foundation.

The pile used in this comparison is the pile of mini pile and ironwood, The pole security calculations are reviewed specifically on the carrying capacity of the mast, Capacity of pile support is urgently needed to get a foundation plan that meets the requirements. Many calculation methods for analyzing the carrying capacity of piles, however, need to consider which method is, it is necessary to analyze the carrying capacity of several methods based on field data using data sondir and SPT data compared to each other, so that obtained more realistic results

Pile as a comparison of 2 kinds of mini pile and ironwood. Of the two types of piles that are analyzed, ulin wood pile is the largest cost, while for the mini pile is cheaper and efficient.

Keywords: pile compare
son, mini pile and ulin wood piles, pile carrying capacity, budget plan comparison

- 1) Mahasiswa Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas 17 Agustus 1945 Samarinda.
- 2) Dosen Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas 17 Agustus 1945 Samarinda.
- 3) Dosen Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas 17 Agustus 1945 Samarinda.

PENDAHULUAN

Latar Belakang

Kalimantan Timur sendiri banyak dijumpai longsor, penurunan, maupun konsolidasi terhadap bangunan – bangunan yang telah berdiri. Formasi tanah yang lunak dan juga tanah yang kuat terletak sangat dalam, maka dari itu pondasi tiang pancang merupakan suatu saran yang tepat untuk mengatasi daerah ini.

Pondasi tiang pancang (pile foundation) adalah bagian dari struktur yang digunakan untuk menerima dan mentransfer (menyalurkan) beban dari struktur atas ke tanah penunjang yang terletak pada kedalaman tertentu.

Rumusan Masalah

1. Bagaimana hasil perbandingan penggunaan tiang pancang kayu ulin dan mini pile apakah mampu menahan beban tangki air kapasitas 250 ribu liter ?
2. Berapakah perbandingan rencana anggaran biaya yang digunakan ?

Batasan Masalah

Berikut ini adalah yang menjadi batasan dalam Tugas Akhir ini pada penulisan agar ruang lingkupnya tidak terlalu meluas, antara lain:

1. Menghitung struktur atas dan struktur bawah
2. Menghitung berat air dan berat struktur tangki menggunakan SAP 2000
3. Menghitung daya dukung tanah tiang pancang kayu ulin dan mini pile

Maksud dan tujuan

Untuk mengetahui hasil perbandingan penggunaan tiang pancang kayu ulin dan mini pile apakah mampu menahan beban tangki air kapasitas 250 ribu liter

Manfaat Penelitian

Untuk mengetahui berapa besar pengaruh tiang pancang kayu ulin dan mini pile untuk menahan beban tangki air dengan kapasitas 250 ribu liter

DASAR TEORI

Tanah

Tanah berasal dari pelapukan batuan, yang prosesnya dapat secara fisik maupun kimia. Sifat-sifat teknis tanah, kecuali dipengaruhi oleh unsur-unsur luar menjadi

penyebab terjadinya pelapukan batuan tersebut.

Istilah-istilah seperti krikil, pasir, lanau dan lempung digunakan dalam teknik sipil untuk membedakan jenis-jenis tanah. Pada kondisi alam, tanah dapat terdiri dua atau lebih campuran jenis-jenis tanah dan kadang-kadang terdapat pula kandungan bahan organik (Sumber: Hardiyatmo, 2011).

Tanah Kohesif

Apabila beban diterapkan pada tanah kohesif yang jenuh, maka pertama kali beban tersebut akan didukung tekanan air dalam rongga pori tanah. Pada kondisi ini, butiran-butiran lempung tidak dapat mendekat satu sama lain untuk mengembangkan tahanan geser selama air di dalam rongga pori tidak meninggalkan rongga tersebut. Karena rongga pori tanah lempung sangat kecil, keluarnya air meninggalkan rongga pori memerlukan waktu yang lama. Jika sesudah waktu yang lama setelah air dalam rongga pori berkurang, butiran-butiran lempung mendekat satu sama lain, sehingga tahanan gesek tanahnya berkembang (Sumber: Hardiyatmo, 2011).

Sondir Test/Cone Penetration Test (CPT)

Hasil penyelidikan dengan alat sondir ini pada umumnya digambarkan dalam bentuk grafik yang menyatakan hubungan antara kedalaman setiap lapisan tanah dengan besarnya nilai sondir yaitu perlawanan penetrasi konus atau perlawanan tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dalam gaya persatuan luas. Hambatan lekat adalah perlawanan geser tanah terhadap selubung bikonus yang dinyatakan dalam gaya persatuan panjang. Dari hasil sondir diperoleh nilai jumlah perlawanan (JP) dan nilai perlawanan konus (PK), sehingga hambatan lekat (HL) dapat dihitung sebagai berikut :

1. Hambatan Lekat (HL)

$$HL = (JP - PK) \times \frac{A}{B}$$

2. Jumlah Hambatan Lekat (JHL)

$$JHL = \sum_{i=0}^n JHL$$

Didalam perencanaan pondasi tiang pancang (*pile*), data tanah geser sangat diperlukan dalam merencanakan kapasitas

daya dukung (*bearing capacity*) dari tiang pancang sebelum pembangunan dimulai, guna menentukan kapasitas ultimit dari tiang pancang. Kapasitas daya dukung ultimit ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_u = Q_b + Q_s = q_b \cdot A_b + f \cdot A_s$$

Tabel 2.1 Faktor empiric f_b dan f_s

Tipe Tiang Pancang	F_b	F_s
Tiang Bor	3,5	7,0
Baja	1,75	3,5
Beton Pratekan	1,75	3,5

(Sumber : Titi & Farsakh, 1999)

Tabel 2.2 Tipe tanah

Tipe Tanah	α_s (%)	Tipe Tanah	α_s (%)	Tipe Tanah	α_s (%)
Pasir	1,4	Pasir berlanau	2,2	Lempung berpasir	2,4
Pasir kelanauan	2,0	Pasir berlanau dengan lempung	2,8	Lempung berpasir dengan lanau	2,8
Pasir kelanauan dengan lempung	2,4	Lanau	3,0	Lempur berlanau dengan pasir	3,0
Pasir berlempung dengan lanau	2,8	Lanau berlempung dengan pasir	3,0	Lempung berlanau	4,0
Pasir berlempung	3,0	Lanau berlempung	3,4	lempung	6,0

Sumber : Titi & farsakh 1999

Nilai faktor empiric untuk tipe tanah (Titi & Farsakh, 1999) Pada umumnya nilai α_s untuk pasir = 1,4 persen, nilai α_s untuk lanau = 3,0 persen dan nilai α_s untuk lempung = 1,4 persen.

A. Metode Langsung

Metode langsung ini dikemukakan oleh beberapa ahli diantaranya : Mayerhoff, Tomlinson, Begemann. Daya dukung pondasi tiang dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$Q_u = q_c \cdot A_p + JHL \cdot K_r$$

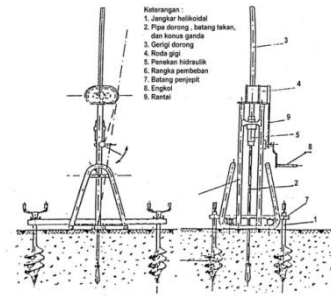
Daya dukung ijin pondasi tiang dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$Q_u \text{ ijin} = \frac{q_c \cdot A_p}{3} + \frac{JHL \cdot K_r}{5}$$

Dari hasil sondir ditunjukkan bahwa tahanan ujung sondir (harga tekan Konus) Bervariasi terhadap kedalaman.

Menurut Mayerhoff : $q_p = q_c$ untuk keperluan praktis

$$q_p = (2/3 - 3/2) q_c$$



Gambar 2.4 Alat sondir (SNI 2827,2008)

Standard Penetration Test (SPT)

Tujuan dari percobaan SPT ini adalah untuk menentukan kepadatan relatif lapisan tanah dari pengambilan contoh tanah dengan tabung sehingga diketahui jenis tanah dan ketebalan tiap-tiap lapisan kedalaman tanah dan untuk memperoleh data yang kualitatif pada perlawanan penetrasi tanah serta menetapkan kepadatan dari tanah yang tidak berkohesi yang biasa sulit diambil sampelnya (Sumber: Hardiyatmo, 2011).

Kapasitas daya dukung tiang pancang dari hasil SPT

Daya dukung ujung pondasi tiang pancang pada tanah kohesif dan non-kohesif dengan data SPT

A. Daya dukung ujung tanah pada tanah non-kohesif

$$Q_p = 40 \cdot N\text{-SPT} \cdot L_b/D \cdot A_p \leq 400 \cdot N\text{-SPT} \cdot A_p$$

B. Daya geser selimut tiang pancang pada tanah kohesif

$$Q_s = 2 \cdot N\text{-SPT} \cdot p \cdot Li$$

C. Daya dukung ujung tiang pada tanah C_u untuk tiang pancang

$$Q_p = 9 \cdot C_u \cdot A_p$$

D. Tahanan geser selimut tiang pada tanah kohesif C_u

$$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot Li$$

Kapasitas daya dukung tiang pancang dari data parameter kuat geser tanah

Berdasarkan hasil pemeriksaan tanah melalui beberapa percobaan akan di dapat nilai berat isi tanah (γ), nilai kohesi tanah (c) serta nilai sudut geser (ϕ).

1. Daya dukung pondasi tiang pancang (*End Bearing*)

Untuk tanah kohesif

$$Q_p = A_p \cdot c_u \cdot N_c$$

Untuk mencari nilai c_u (*undrained cohesion*) dapat digunakan persamaan dibawah ini :

$$\alpha' = 0,21 + 0,25 \left(\frac{p_a}{c_u} \right) \leq 1$$

Untuk tanah non kohesif

$$Q_p = A_p \cdot q' \cdot (N_q - 1)$$

2. Daya dukung selimut tiang (*skin friction*)

Untuk tanah non kohesif

$$Q_s = f_i \cdot L_i \cdot p$$

Pada tanah non kohesif

$$f = k_0 \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta$$

Tekanan ujung ultimate

Kapasitas maksimum tahanan ujung dari sebuah tiang pancang dapat di hitung dengan menggunakan data pengujian laboratorium maupun data pengujian penetrasi, jika menggunakan data laboratorium maka perhitungan kapasitas ultimate tahanan ujung berdasarkan mayerhoff sebagai berikut :

$$P_{pu} = A_p (c \cdot N_c + \eta \cdot q' \cdot N_q)$$

Harga factor daya dukung sesuai dengan grafik diatas dapat juga dilihat pada tabel berikut

Tahanan Kulit (Skin Resistance)

Ada tiga metode yang di gunakan untuk menghitung tahanan kulit pada tiang pancang dalam tanah kohesif. Metode - metode ini digunakan metode α , metode λ dan metode β . Metode - metode ini digunakan juga untuk tiang pancang di dalam tanah tak kohesif, semua secara umum kapasitas tahanan kulit di hitung sebagai

$$P_{ps} = \sum A_s \cdot f_s (\Delta L)$$

Metode α

Metode α diusulkan oleh Tomlinson (1977) tahanan kulit dibagi menjadi dua jenis yaitu lempung dan pasir dihitung sebagai berikut :

Untuk tanah lempung

$$f_s = \alpha \cdot c_u$$

Untuk tanah pasir

$$f_s = \frac{1}{2} \cdot q' \cdot K_s \cdot \tan \delta$$

Metode λ

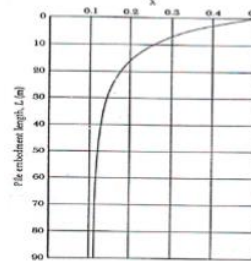
Vijayvergia dan focht (1972) menyajikan sebuah metode alternative untuk mendapatkan tahanan kulit f_s untuk sebuah tiang pancang didalam lempung sebagai berikut:

$$f_s = \lambda (q' + 2c_u)$$

dimana :

$q' \cdot c_u$ = Nilai - nilai yang didefinisikan

λ = Koefisien yang dapat diperoleh dari dari grafik tabel



Gambar 2.9 Grafik hubungan harga λ dengan kedalaman

Metode β

Sebuah organisasi telah menganalisa kembali data - data yang ada dan di lengkapi dengan pengujian - pengujian paling akhir, mengusulkan bahwa korelasi pengujian beban dan kapasitas tiang pancang hasil perhitungan lebih baik dapat ditentukan dengan menggunakan parameter - parameter tegangan efektif. Persamaan berikut dapat di tetapkan untuk semua tanah normal konsolidasi tanah

$$f_s = K q' \cdot \tan \delta$$

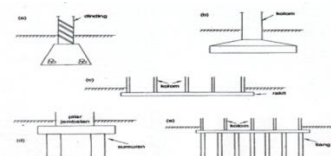
Dapat dituliskan kembali

$$f_s = \beta \cdot q'$$

Harus diperhatikan bahwa di dalam jangkauan nilai praktis dari pada K_0 dan $\tan \phi$ Maka hasil perkalian (yakni β) mempunyai nilai rata - rata sebesar 0,25 sampai ke 0,40 dengan nilai rata - rata sebesar 0,32

Macam-macam Tipe Pondasi

pondasi adalah bagian terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang ada dibawahnya. Terdapat dua klasifikasi pondasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. pondasi dangkal dapat didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung bebannya secara langsung, seperti : pondasi telapak, pondasi memanjang dan pondasi rakit. Macam-macam contoh tipe pondasi ditunjukkan dalam Gambar.



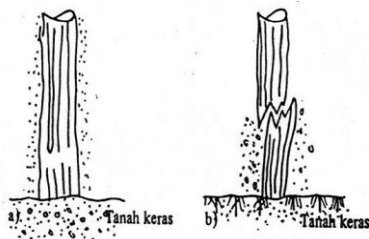
Gambar 2.10 Macam-macam tipe pondasi (Hardiyatmo, 2011)

Pondasi Tiang

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal kesumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat dibawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi. (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000).

Tiang pancang kayu

Pemakaian tiang pancang kayu ini adalah cara tertua dalam penggunaan tiang pancang sebagai pondasi. Tiang kayu akan tahan lama dan tidak mudah busuk apabila tiang kayu tersebut dalam keadaan selalu terendam penuh di bawah muka air tanah. Tiang pancang dari kayu akan lebih cepat rusak atau busuk apabila dalam keadaan kering dan basah yang selalu berganti-ganti (Sardjono, 1991).



Gambar 2.11 Tiang pancang kayu

Tiang pancang mini pile

Tiang pancang berukuran kecil yang digunakan untuk bangunan-bangunan bertingkat rendah dan tanah relative baik. Ukuran dan kekuatan yang ditawarkan adalah:

- Berbentuk penampang segitiga dengan ukuran 28 dan 32.
- Berbentuk bujur sangkar dengan ukuran 20x20 dan 25x25.

Kelebihan dan Kekurangan

Kelebihan :

- Karena dibuat dengan system pabrikasi, maka mutu beton terjamin.
- Bisa mencapai daya dukung tanah yang paling keras.
- Daya dukung tidak hanya dari ujung tiang, tetapi juga lekatan pada Sekeliling tiang

Kekurangan :

- Untuk daerah proyek yang masuk gang kecil, sulit dikerjakan karena factor angkutan
- Sistem ini baru ada di daerah kota dan sekitarnya.
- Untuk daerah dan penggunaan volumenya sedikit, harganya jauh lebih mahal.
- Proses pemancangan menimbulkan getaran dan kebisingan (Sardjono, 1991).

Kapasitas daya dukung tiang dari data sondir

Didalam perencanaan pondasi tiang (*pile*), data tanah sangat diperlukan dalam merencanakan kapasitas daya dukung (*bearing capacity*) tiang sebelum pembangunan dimulai, guna menentukan kapasitas daya dukung ultimit dari tiang. Kapasitas daya dukung ultimit ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_u = Q_b + Q_s = q_b A_b + f \cdot A_s$$

Untuk menghitung daya dukung tiang pancang berdasarkan data hasil pengujian sondir dapat dilakukan dengan menggunakan metode *Meyerhoff*.

Daya dukung ultimit pondasi tiang dinyatakan dengan rumus :

$$Q_{ult} = (q_c \times A_b) + (JHL \times A_k)$$

Daya dukung ijin pondasi dengan data sondir dinyatakan dengan rumus :

1. Terhadap Kekuatan Bahan Tiang

$$P_{tiang} = \sigma_{bahan} \times A_b$$

2. End Bearing and Friction Pile

$$P_{tiang} = \frac{A_o \times q_c}{sf} + \frac{A_k \times JHL}{sf}$$

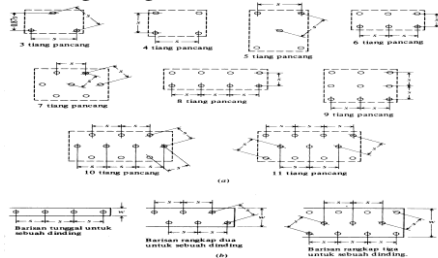
Tiang Pancang Kelompok (*Pile Group*)

Pada keadaan sebenarnya jarang sekali didapatkan tiang pancang yang berdiri sendiri (*Single Pile*), akan tetapi kita sering mendapatkan pondasi tiang pancang dalam bentuk kelompok (*Pile Group*) seperti dalam Gambar 2.11.

Untuk mempersatukan tiang-tiang pancang tersebut dalam satu kelompok tiang biasanya diatas tiang tersebut diberi poer (*footing*). Dalam perhitungan poer dianggap/dibuat kaku sempurna, sehingga :

1. Bila beban-beban yang bekerja pada kelompok tiang tersebut menimbulkan penurunan, maka setelah penurunan bidang poer tetap merupakan bidang datar.
2. Gaya yang bekerja pada tiang

berbanding lurus dengan penurunan tiang-tiang.

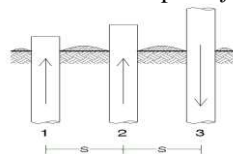


Gambar 2.14 Pola-pola kelompok tiang pancang khusus

Jarak antar tiang dalam kelompok

Biasanya jarak antara 2 tiang dalam kelompok disyaratkan minimum 0,60 m dan maximum 2,00 m. Ketentuan ini berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan sebagai berikut :

1. Bila $S < 2,5 D$
 - a. Kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang dipancang terlalu berdekatan.
 - b. Terangkatnya tiang-tiang di sekitarnya yang telah dipancang lebih dahulu.
2. Bila $S > 3 D$
Apabila $S > 3 D$ maka tidak ekonomis, karena akan memperbesar ukuran/dimensi dari poer (*footing*).

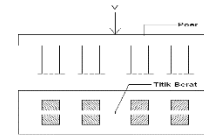


Gambar 2.15 Pengaruh tiang akibat pemancangan (Sardjono, 1991)

Perhitungan pembagian tekanan pada tiang pancang kelompok

- a. Kelompok tiang yang menerima beban normal sentris

Beban yang bekerja pada kelompok tiang pancang dinamakan bekerja secara sentris apabila titik rangkap resultan beban-beban yang bekerja berimpit dengan titik berat kelompok tiang pancang tersebut. Dalam hal ini beban yang diterima oleh tiap-tiap tiang pancang adalah

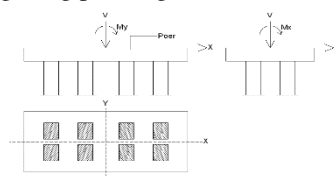


Gambar 2.16 Beban normal sentris pada kelompok tiang pancang (Sardjono)

$$N = V/n$$

- b. Kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua arah

Kelompok tiang yang bekerja dua arah (x dan y), dipengaruhi oleh beban vertikal dan momen (x dan y) yang akan mempengaruhi terhadap kapasitas daya dukung tiang pancang.



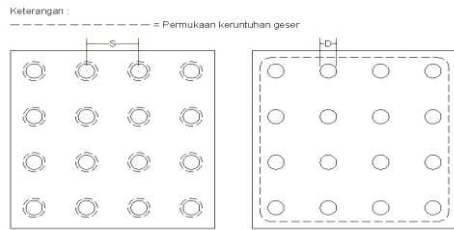
Gambar 2.17 Beban sentris dan momen kelompok tiang arah x dan y (Sardjono, 1991)

Untuk menghitung tekanan aksial pada setiap masing – masing tiang adalah sebagai berikut :

$$P_{maks} = \frac{\sum P_v}{n} + \frac{M_y \times X_{maks}}{n y \times \sum x^2} + \frac{M_x \times Y_{maks}}{n x \times \sum y^2}$$

Kapasitas Kelompok dan Effisiensi Tiang Pancang

Pada kelompok tiang yang dasarnya bertumpu pada lapisan lempung lunak, faktor aman terhadap keruntuhan blok harus diperhitungkan. Terutama untuk jarak tiang-tiang yang dekat. Pada tiang yang dipasang pada jarak yang besar, tanah diantara tiang-tiang bergerak sama sekali ketika tiang bergerak kebawah oleh akibat beban yang bekerja. Saat tanah yang mendukung beban kelompok tiang ini mengalami keruntuhan, maka model keruntuhannya disebut keruntuhan blok . Jadi, pada keruntuhan blok tanah yang terletak diantara tiang bergerak kebawah bersama - sama dengan tiangnya. Mekanisme keruntuhan yang demikian dapat terjadi pada tipe-tipe tiang pancang maupun tiang bor.



Gambar 2.18 Tipe keruntuhan dalam kelompok tiang :

(a) Tiang tunggal, (b) Kelompok tiang (Hardiyatmo, 2015).

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

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

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

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

Faktor Keamanan

Untuk memperoleh kapasitas ujung tiang, maka diperlukan suatu angka pembagi kapasitas ultimit yang disebut dengan faktor aman (keamanan) tertentu.

Sehubungan dengan alasan butir (4) dari hasil banyak pengujian - pengujian beban tiang, baik tiang pancang maupun tiang bor yang berdiameter kecil sampai sedang (600 mm), penurunan akibat beban kerja (*working load*) yang terjadi lebih kecil dari 10 mm untuk faktor aman yang tidak kurang dari 2,5 (Tomlinson, 1977)

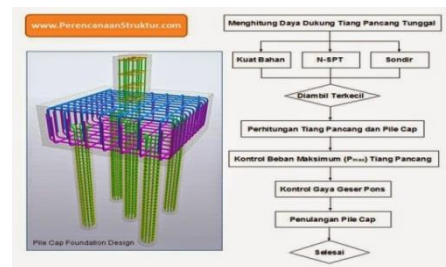
Merancang dan Menganalisa Struktur dengan Menggunakan SAP 2000

Salah satu program aplikasi yang paling populer dalam dunia desain struktur konstruksi adalah SAP2000.

SAP2000 menyediakan beberapa pilihan, antara lain membuat model struktur baru, memodifikasi dan merancang/mendesain elemen struktur.

Konsep Perancangan

Setelah data-data yang diperlukan diperoleh, kemudian dengan literature yang relevan dan berhubungan dengan pembahasan pada tugas akhir ini serta masukan-masukan dari dosen pembimbing, maka data tersebut diolah dan dianalisis.



- Analisa Struktur Menggunakan Software SAP 2000 Guna mendapatkan nilai gaya Axial bangunan Rencana di tinjau dari gaya yang terjadi pada jenis konstruksi Beton Bertulang.
- dukung Pondasi Tiang Pancang dengan menggunakan metode *Meyerhof*

METODOLOGI PENELITIAN

Lokasi Penelitian

Gambar 3.1 Peta Kota Tenggara



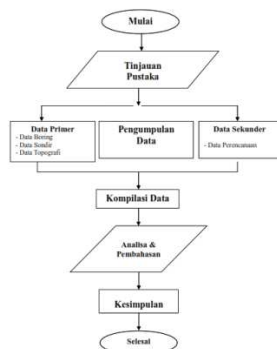
Gambar 3.2 lokasi penelitian



Data Penelitian

Lokasi penelitian yang ditinjau sebagai penyusunan proposal skripsi ini adalah pada pembangunan Reservoir dan tangki WTP kapasitas 250 ribu liter pdam kec. Loa kulu kab. Kutai kartanegara Koordinat E 502681.09 N 9943671.85. Luas Area 2252.28 panjang 207.57.

Desain Penelitian



Data Penelitian

Pengumpulan data yang dilakukan meliputi data primer dan sekunder, dimana data Sekunder didapat hasil survey pengukuran topografi yang dilakukan pada lokasi perencanaan dan foto dokumentasi lokasi penelitian, sedangkan data Primer berupa data tanah yang didapat dari hasil sondir yang dilakukan instansi Dinas Pekerjaan umum dan instansi perusahaan konsultan yang telah melakukan survey sebelumnya di lokasi tersebut

Data Sekunder

Data Sekunder adalah data yang dikumpulkan secara langsung melalui serangkaian kegiatan tes, kegiatan survei atau pengumpulan data yang dilakukan sendiri dengan mengacu pada petunjuk manual yang ada. Data-data primer yang diperlukan untuk melakukan penelitian ini adalah:

1. Data Perencanaan.
 - Gambar Rencana Desain Bangunan
 - Data Material Bangunan Yang di Gunakan
2. 2 Buku Analisa Pondasi 1 dan 2.

Data Primer

Data Primer adalah data yang diperoleh secara tidak langsung. Dalam penelitian ini data sekundernya adalah:

1. Data Sondir.
2. Data Topografi
3. Data Beban Struktur menurut SNI 1727-2013
4. Data Material
5. Data Struktur Bangunan

PEMBAHASAN

Perencanaan Reservoir

Dalam perencanaan reservoir terdiri dari perencanaan plat atap, plat lantai dan perencanaan tiang pancang. Reservoir yang di rencanakan terdiri plat atap dan plat lantai yang di cor secara monolit untuk menahan gaya gravitasi. Dalam perencanaan reservoir meliputi perhitungan beban mati dan beban hidup.

a. Beban Mati

Beban gravitasi termasuk beban mati yang terdiri berat sendiri plat atap dan plat lantai, beban dinding yang bekerja pada reservoir

Tabel 4.1.a Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung (PPIUG 1983)

Bahan bangunan / komponen bangunan	Berat
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Adukan dari semen per cm tebal	21 kg/m ²
Dinding pas. Bata setengah batu	250 kg/m ²
Langit-langit semen asbes ertenit tebal 4 mm	11 kg/m ²
Penggantungan langit-langit	7 kg/m ²
Penutup lantai dari ubin tanpa adukan per cm tebal	24 kg/m ²

b. Beban Hidup

Beban hidup besarnya berasal dari fungsi bangunan tersebut, dan ditentukan berdasarkan pada peraturan pembebanan Indonesia Tahun 1983 untuk gedung.

Tabel 4.1.b. Beban Hidup (PPIUG 1983)

Bahan bangunan / komponen bangunan	Berat
Reservoir / kolam renang	3590 kg/m ²
Atap	100 kg/m ²
Beban tak terduga (air hujan dan pekerja)	100 kg/m ²

Data Perencanaan

Adapun data yang di rencanakan

1. Tebal pelat : 250 mm
2. Berat adukan tebal 1 cm : 21 kg/cm²
3. Berat beton bertulang : 2400 kg/cm²
4. Berat pasir : 1600 kg/cm²
5. Pelat dasar (bottom slab) = 25 cm
6. Dinding (wall) = 25 cm

7. Pelat penutup = 15 cm

Perhitungan gaya uplift reservoir

Besarnya gaya uplift (Anonim 1999).
(Anonim2. 2004)

$$Q = \gamma \cdot Z$$

$$= 1 \cdot 3 = 3 \text{ ton}$$

Dimana :

Q = Gaya Uplift (ton)

γ = Berat jenis air (1 ton)

Z = Tinggi reservoir (m)

Pembebanan Pada pelat

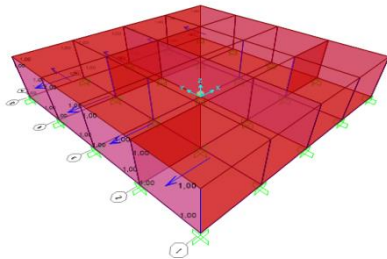
Input beban-beban pada plat dasar, dinding dan pelat atas adalah :

Pelat dasar :

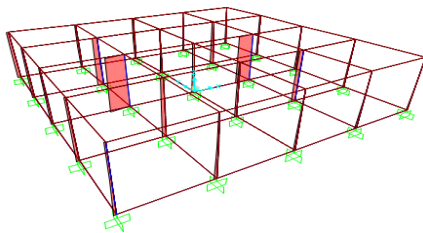
- Dead (berat sendiri) = di hitung otomatis oleh program
- Uplift = 2,5 ton
- Water = Bj air . h = 2,5 ton/m²

Dinding :

- Dead (berat sendiri) = di hitung otomatis oleh program
- Water = 1 ton/m³



Gambar 4.3 input water soil pressure
Di dapat gaya aksial sebesar = 691 ton



Gambar 4.4 gaya aksial akibat beban terfaktor

Perhitungan kapasitas daya dukung tanah tiang pancang

$$Q_b = \frac{q_{ca(base)}}{f_h} (\text{nilai } f_b \text{ dari table II.1 beton precast} = 1,75)$$

Pada umumnya nilai α_s untuk pasir = 1,4 persen nilai α_s untuk lanau = 3,0 persen dan nilai α_s untuk lempung = 1,4 persen

Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tanah Dengan Metode Langsung

Sebagai ilustrasi atau contoh di ambil data sondir S-1

- Kedalaman 1,0 meter : Perlawanan penetrasi konus (ppk) (q_c) = 2,967 kg/cm²
- Kedalaman 1,0 meter Jumlah hambatan lekat = 8,801 kg/cm²
- Asumsi : Rata-rata (S) = 25 m (persegi)
- q_c 1 = Rata-rata PPK (q_c) 8D diatas di ujung tiang
 - q_{c1} kedalaman 1,0 meter = (0 + 2,697) / 2 = 1,484 kg/cm²
 - q_{c2} Kedalaman 2,0 meter = (0 + 2,967 + 4,944) / 3 = 2,637 kg/cm²
- q_c 2 = Rata-rata PPK (q_c) 4D dibawah ujung tiang
 - q_{c1} Kedalaman 1,0 meter = (2,967 + 4,944) / 2 = 3,956 kg/cm²
- q_p = Tahanan ultimate ujung tiang = ($q_{c1} + q_{c2}$) / 2
 - q_p Kedalaman 1,0 meter = (1,484 + 3,956) / 2 = 2,719 kg/cm²
- $Q_{ultimite}$ = Kapasitas Daya dukun tiang pancang
 - $Q_{ultimite} (Q_{ult}) = q_p \times A_p + JHL \times K$
 - $A_p = (s \times s) = 625 \text{ cm}^2$
 - $K = \text{Keliling tiang} = 4 \times s = 100 \text{ cm}^2$
- Pada kedalaman 1,0 meter
 - $Q_{ult} = q_p \times A_p + JHL \times K$
 - $Q_{ult} = 2,720 \times 625 + 8,801 \times 100 = 2,580 \text{ ton}$
 - $Q_{ijin} = q_p \times A_p / 3 + JHL \times K / 5$
 - $Q_{ijin} = 2,720 \times 625 / 3 + 8,801 \times 625 / 5 = 0,743 \text{ ton}$

Perhitungan kapasitas daya dukung tiang pancang per lapisan dari data SPT memakai metode mayerhoff.

Perhitungan pada titik 1 (BH-1)

Daya dukung ujung tiang pancang pada tanah non kohesif

$$Q_p = 40 \cdot \text{SPT} \cdot L_b / D \cdot A_p$$

$$= 40 \cdot 12 \cdot 2 / 0,25 \cdot 0,0625$$

$$= 240,00 \text{ KN}$$

Untuk tahanan geser selimut tiang pada tanah non kohesif

$$Q_s = 2 \cdot N - \text{SPT} \cdot P \cdot Li$$

$$= 2 \cdot 12 \cdot 1,00 \cdot 1$$

$$= 24 \text{ KN}$$

$$C_u = \text{SPT} \cdot 2 / 3 \cdot 10$$

$$= 4 \cdot 2 / 3 \cdot 10$$

$$= 26,667$$

Daya dukung ujung pondasi tiang pancang pada tanah kohesif adalah :

$$\begin{aligned} Q_p &= 9 \cdot c_u \cdot A_p \\ &= 9 \cdot 26,667 \cdot 0,0625 \\ &= 15 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Untuk tahanan geser selimut tiang pada tanah kohesif adalah :

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha \cdot c_u \cdot p \cdot L_i \\ &= 1 \cdot 26,667 \cdot 1 \cdot 1 \\ &= 26,667 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Pengumpulan data dari laboratorium

Perhitungan kapasitas daya dukung tiang pancang per lapisan dari data laboratorium pemeriksaan tanah dan data di ambil pada titik 1

A. Perhitungan pada titik 1

$$\begin{aligned} \text{Data tiang pancang} & \\ \text{Sisi tiang pancang} &= 25 \text{ cm} \\ \text{Keliling tiang pancang (p)} &= 4 \times \text{Sisi} \\ &= 100 \text{ cm} \\ \text{Luas tiang pancang (A}_p\text{)} &= \text{Sisi} \times \text{Sisi} \\ &= 625 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Dari persamaan daya dukung ujung pondasi tiang pancang pada tanah non kohesif adalah :

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q' \cdot (N_q' - 1) \\ q' &= \gamma \cdot L_i \\ &= 1,868 \cdot 1 \\ &= 1,68 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai ϕ = maka berdasarkan grafik (mayerhoff) korelasi antara ϕ dan N_q didapat nilai $N_q = 3,9$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q' \cdot (N_q' - 1) \\ &= 0,625 \cdot 1,68 \cdot (3,9 - 1) \\ &= 3,045 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dari persamaan daya dukung selimut tiang pancang adalah :

$$Q_s = f_i \cdot L_i \cdot p$$

Dengan nilai ketahanan satuan skin friction pada tanah non kohesif :

$$f = K_o \cdot \delta_o \cdot \tan \delta$$

$$\begin{aligned} K_o &= 1 - \sin \phi \\ &= 1 - 0,192 \\ &= 0,808 \end{aligned}$$

$$\delta_o = \gamma \cdot L_i$$

$$L' = 15D = 15 \cdot 0,25 = 3,75 \text{ m}$$

$$\delta_o = 1,68 \cdot 3,75 = 6,3 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} \delta &= 0,8 \cdot \phi \\ &= 0,8 \cdot 11,09 = 8,872 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f &= 0,808 \cdot 6,3 \cdot 0,156 \\ &= 0,794 \text{ ton.m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_i \cdot L_i \cdot p \\ &= 0,794 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dari persamaan daya dukung ujung pondasi tiang pancang pada tanah kohesif adalah :

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot c_u \cdot N_c' \\ &= 0,625 \cdot 30 \cdot 9 \\ &= 41,25 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dari persamaan nilai tahanan suatu skin friction pada tanah kohesif

$$\begin{aligned} f &= \alpha_i \cdot c_u \\ &= 0,55 \cdot 26,667 = 14,667 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 14,667 \cdot 1 \cdot 1 \\ &= 14,667 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jarak antara tiang dalam kelompok tiang

Syarat : Dirjen Bina Marga P.U.L.T

$$S \geq 2,5 \cdot D \text{ atau } S \geq 3 \cdot D$$

Perumusan yang di gunakan :
UNIFORM BUILDING CODE

Disyaratkan

$$\text{Rumus : } S \geq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n}{m + n - 2}$$

Perhitungan jumlah tiang pancang perlu

Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang (pamungkas, A. dan Harianti, E., 2013)

$$np = \frac{p}{p_{ijin}}$$

Dimana : np = jumlah tiang, p = gaya aksial yang terjadi, p_{ijin} = daya dukung ijin tiang

$$np = \frac{67,791}{156,466} = 0,433264$$

Perhitungan efisiensi group

$$n' = 1$$

$$m = 2$$

Dari persamaan Effisiensi kelompok tiang (Eg) :

$$Eg = 1 - \theta \cdot ((n' - 1) \cdot m + (m - 1)) \cdot n' / 90 \cdot m \cdot n'$$

$$\theta = \text{Arc tg } d/s$$

$$= \text{Arc tg } (25/250)$$

$$= 14,036^\circ$$

$$\begin{aligned} Eg &= 1 - 14,036 \cdot ((1 - 1) \cdot 2 + (2 - 1)) \cdot 1 / 90 \cdot 2 \cdot 1 \\ &= 0,922 \end{aligned}$$

Dari persamaan kapasitas kelompok ijin tiang (Qg) :

$$\begin{aligned} Q_g &= Eg \cdot n \cdot Q_a \\ &= 0,922 \cdot 2 \cdot 156,466 \\ &= 288,5292 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kontrol daya dukung pondasi tiang

Daya dukung pondasi tiang harus lebih besar dari gaya aksial

$$Q_g > p$$

$$288,5 > 67,791 \rightarrow \text{OKE}$$

Daya dukung aksial tiang pancang

Berdasarkan kekuatan bahan

Bentuk penampang tiang pancang

Diameter tiang pancang

$$D = 625 \text{ mm } D = 0,625 \text{ m}$$

Tebal beton

$$t = 0,0062 \text{ mm } t = 0,0000062 \text{ m}$$

Panjang tiang pancang

$$L = 24 \text{ m}$$

Berat beton bertulang

$$w_s = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

Berat tiang pancang mini pile dalam 24 m dari top tiang pancang

$$W_p = A * L * W_a + \pi / 4 * (D - t)^2 * L_{\text{beton}} * W_s = 43,9291 \text{ kN}$$

$$L_{\text{beton}} * W_s = 43,9291 \text{ kN}$$

Kapasitas dukung ultimate tiang pancang

$$P_u = 0,60 * f_y * A - 1,2 * W_p = 819,000 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang pancang

$$P = P_u / SF = 819,00 \text{ kN}$$

Berdasarkan hasil uji sondir

a. Tahanan Ujung

Tahanan ujung ultimit dihitung dengan

$$\text{rumus : } P_b = \omega * A_b * q_c$$

ω = Faktor reduksi nilai tahanan ujung ultimit tiang

A_b = Luas ujung bawah tiang (m²)

q_c = Tahanan penetrasi kerucut statis yang merupakan nilai rata-rata dihitung dari 8*D di atas dasar tiang sampai 4*D di bawah dasar tiang (kN/m²)

Diameter tiang pancang $D = 0,625 \text{ m}$

$$\text{Luas penampang tiang pancang } A_b = \pi / 4 * D^2 = 0,3066 \text{ m}^2$$

Tahanan penetrasi kerucut statis yang merupakan nilai rata-rata dihitung dari 8*D di atas dasar tiang sampai 4*D di bawah dasar tiang (kN/m²)

$$q_c = 155,00 \text{ kg/cm}^2 \quad q_c = 15.500,00 \text{ kN/m}^2$$

Faktor reduksi nilai tahanan ujung ultimit tiang $\omega = 0,500 \text{ kN/m}^2$

Tahanan ujung ultimit tiang pancang

$$P_b = \omega * A_b * q_c = 0,500 \text{ kN/m}^2$$

b. Tahanan Gesek

Tahanan gesek ultimit menurut skempton dihitung dengan rumus :

$$P_s = \sum [A_s * q_f]$$

A_s = Luas permukaan segmen dinding tiang (m²) $A_s = \pi * D * L_1$

q_r = Tekanan kerucut statis rata-rata (kN/m²) Kohesi Tanah = $c_u = q_c / 20$

c. Tahanan ultimit tiang pancang

$$\text{Tahanan ultimit tiang pancang } P_u = P_b + P_s = 4.275,493 \text{ kN}$$

Angka keamanan (Safety Factor) $SF = 5,000$

$$\text{Daya dukung tiang pancang } P = P_u / SF = 851,50 \text{ kN}$$

Berdasarkan hasil uji SPT (Mayerhoff)

Kapasitas Ultimit tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian SPT menurut Meyerhoff

$$P_u = 40 * N_b * A_b + N * A_s$$

$$\text{dan harus } \leq P_u = 380 * N * A_b$$

N_b = Nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8*D di atas dasar 4*D di bawah ujung tiang

N = Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang

A_b = Luas dasar tiang (m²)

A_s = Luas selimut tiang (m²)

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sbb :

No.	Kedalaman		Nilai SPT N	L_1 (m)	$L_1 * N$
	z_1 (m)	z_2 (m)			
1	-	4,00	4,00	4,00	16,00
2	4,00	6,00	6,00	2,00	12,00
3	6,00	8,00	4,00	2,00	8,00
4	8,00	10,00	5,00	2,00	10,00
5	10,00	12,00	7,00	2,00	14,00
6	12,00	14,00	6,00	2,00	12,00
7	14,00	16,00	9,00	2,00	18,00
8	16,00	18,00	7,00	2,00	14,00
9	18,00	20,00	5,00	2,00	10,00
10	20,00	22,00	7,00	2,00	14,00
11	22,00	24,00	9,00	2,00	18,00
				24,00	146,00

$$\text{Nilai SPT rata - rata sepanjang tiang } N = \sum L_1 * N / \sum L_1 = 6,08$$

Nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8*D di atas dasar tiang sampai 4*D di bawah tiang $N_b = 51,50$

Diameter tiang pancang $D = 0,625 \text{ m}$

Panjang tiang pancang $L = 62,00 \text{ m}$

$$\text{Luas dasar tiang pancang } A_b = \pi / 4 * D^2 = 0,307 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas selimut tiang pancang } A_s = \pi * D * L = 121,675 \text{ m}^2$$

$$P_u = 40 * N_b * A_b + N * A_s = 1.371,869 \text{ kN}$$

$$P_u > 380 * N * A_b = 708,851 \text{ kN}$$

Kapasitas Ultimit tiang pancang $P_u = 708,85 \text{ kN}$

Angka keamanan (Sefety Factor) $SF = 3,00$

$$\text{Daya dukung tiang pancang } P = P_u / SF = 236,28 \text{ kN}$$

Rekap daya dukung aksial tiang

No.	Uraian Daya dukung Aksial Tiang Pancang	P (kN)
1	Berdasarkan kekuatan bahan	819,00
2	Berdasarkan hasil uji sondir (Bagemann)	851,50
3	Berdasarkan hasil SPT (Meyerhoff)	236,28
Daya dukung aksial terkecil :		P = 236,28
Diambil daya dukung aksial tiang pancang		P_{ijin} = 236,00

Daya dukung lateral tiang pancang Berdasarkan lateral tiang (H), dihitung dengan persamaan

$$H = y_o * K_h * D / [2 * \beta * (e * \beta + 1)]$$

$$\text{dengan, } \beta = \sqrt{[k_h * D / (4 * E_p * I_p)]}$$

D = Diameter tiang pancang (m)

t = tebal tiang pancang (m) t = 0,006 m

L = panjang tiang pancang (m)

k_h = modulus subgrade horisontal (kN/m³)

I_p = momen inersia penampang (m⁴)

$$I_p = \pi / 64 * [D^4 - (D - t)^4] = 0,00029 \text{ m}^4$$

e = Jarak beban lateral terhadap muka tanah (m) e = 0,10 m

y_o = defleksi tiang maksimum (m)

β = koefisien defleksi tiang

$$\beta = \sqrt{[k_h * D / (4 * E_p * I_p)]} = 0,16528 \text{ m}$$

β * L = 10,2 > 2,5 m (termasuk tiang pondasi dalam)

Daya dukung lateral tiang pancang

$$H = y_o * K_h * D / [2 * \beta * (e * \beta + 1)] = 119,9729 \text{ m}$$

Berdasarkan momen maksimum

Kohesi tanah rata-rata sepanjang tiang

No.	Kedalaman		L _i (m)	c _u (kN/m ²)	c _u * L (kN/m ²)
	z ₁ (m)	z ₂ (m)			
1	-	3,00	3,00	26,67	80,00
2	3,00	6,00	3,00	40,00	120,00
3	6,00	15,00	9,00	26,67	240,00
4	15,00	18,00	3,00	33,33	100,00
5	18,00	27,00	9,00	46,67	420,00
6	27,00	30,00	3,00	40,00	120,00
7	30,00	36,00	6,00	60,00	360,00
8	36,00	39,00	3,00	46,67	140,00
9	39,00	42,00	3,00	33,33	100,00
10	42,00	45,00	3,00	46,67	140,00
11	45,00	50,00	5,00	60,00	300,00
Σ L _i			50,00	Σ c _u * L	2.120,01

$$\text{Kohesi tanah rata-rata : } \check{c}_u = \Sigma [c_u * L] / \Sigma L_i = 42,400 \text{ kN/m}^2$$

$$F = H_u / [9 * \check{c}_u * D \text{ pers. (1) Dimana :}$$

$$g = L - (f + 1,5 * D) \text{ pers. (2) } e = 0,10 \text{ m}$$

$$M_y = H_u * (e + 1,5 * D + 0,5 * f) \text{ pers. (3) } D = 0,63 \text{ m}$$

$$M_y = 9/4 * D * \check{c}_u * g^2 \text{ pers. (4) } L = 50,00 \text{ m}$$

$$\check{c}_u = 42,400$$

Rekap daya dukung lateral tiang

No.	Uraian Daya Dukung Aksial Tiang Pancang	H (kN)
1	Berdasarkan defleksi tiang maksimum	119,97 kN
2	Berdasarkan momen maksimum	97,29 kN
Daya dukung aksial terkecil		H = 97,29 kN
Diambil daya dukung lateral tiang pancang		H_{ijin} = 97,00 kN

Daya dukung ijin aksial

Terhadap beban arah X

No.	KOMBINASI PEMBEBANAN	Persentase P _{ijin}	P _{ijin} (kN)	Kontrol terhadap Daya dukung ijin	P _{ijin}	Ket.
1	KOMBINASI - 1	100%	261,35	< 100% * P _{ijin} =	265,34	AMAN
2	KOMBINASI - 2	125%	271,98	< 125% * P _{ijin} =	295,00	AMAN
3	KOMBINASI - 3	140%	302,55	< 140% * P _{ijin} =	330,40	AMAN
4	KOMBINASI - 4	140%	305,54	< 140% * P _{ijin} =	330,40	AMAN
5	KOMBINASI - 5	150%	199,71	< 150% * P _{ijin} =	354,00	AMAN

Terhadap beban arah Y

No.	KOMBINASI PEMBEBANAN	Persentase P _{ijin}	P _{ijin} (kN)	Kontrol terhadap Daya dukung ijin	P _{ijin}	Ket.
1	KOMBINASI - 1	100%	228,94	< 100% * P _{ijin} =	236,00	AMAN
2	KOMBINASI - 2	125%	247,75	< 125% * P _{ijin} =	295,00	AMAN
3	KOMBINASI - 3	140%	247,75	< 140% * P _{ijin} =	330,40	AMAN
4	KOMBINASI - 4	140%	247,75	< 140% * P _{ijin} =	330,40	AMAN
5	KOMBINASI - 5	150%	240,91	< 150% * P _{ijin} =	354,00	AMAN

Daya dukung ijin lateral

No.	KOMBINASI PEMBEBANAN	Persentase P _{ijin}	H _{ijin} (kN)	Kontrol terhadap Daya dukung ijin	H _{ijin}	Ket.
1	KOMBINASI - 1	100%	28,23	< 100% * P _{ijin} =	97,00	AMAN
2	KOMBINASI - 2	125%	33,68	< 125% * P _{ijin} =	121,25	AMAN
3	KOMBINASI - 3	140%	51,64	< 140% * P _{ijin} =	135,80	AMAN
4	KOMBINASI - 4	140%	53,70	< 140% * P _{ijin} =	135,80	AMAN
5	KOMBINASI - 5	150%	43,50	< 150% * P _{ijin} =	145,50	AMAN

Perhitungan Balok

Balok adalah bagian dari structural sebuah bangunan yang kaku dan dirancang untuk menanggung dan mentransfer beban menuju elemen-elemen kolom penopang. Selain itu Ring Balok juga berfungsi sebagai pengikat kolom-kolom agar apabila terjadi pergerakan kolom-kolom tersebut tetap bersatu padu mempertahankan bentuk dan posisinya semula.

Data Balok

Kuat tekan beton f_c' = 30 Mpa

Tegangan leleh baja (deform) untuk tulangan lentur f_y = 400 Mpa

Tegangan leleh baja (polos) untuk tulangan geser f_y = 240 Mpa

Dimensi Balok

Lebar balok b = 250 mm

Tinggi balok h = 400 mm

Diameter tulangan (deform) yang digunakan, D = 16 mm

Diameter sengkang (polos) yang digunakan P = 10 mm

Tebal selimut beton t_s = 40 mm

Momen dan Gaya Geser Rencana

Momen rencana positif akibat beban terfaktor M_u⁺ = 29,845 kNm

Momen rencana negative akibat beban terfaktor $M_u = 58,716 \text{ kNm}$

Gaya geser rencana akibat beban terfaktor, $V_u = 113,375 \text{ kN}$

Penulangan Lentur bagian Lapangan

Untuk : $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$, $\beta_1 = 0,85$

Untuk : $f_c' > 30 \text{ Mpa}$ $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot (f_c' - 30) / 7 = 0$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton $\beta_1 = 0,85$

Faktor reduksi kekuatan lentur $f = 0,80$

Jumlah tulangan maksimal dalam satu baris (m)

$$m = (b - 2 \cdot d_{s1}) / (D + S_n) + 1 \\ = (250 - 2 \times 60) / (16 + 40) + 1 \\ = 3,32 \rightarrow 4 \text{ bh}$$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton $d_{s1} = t_s + P + D / 2 = 58 \rightarrow 60 \text{ mm}$

Jarak tulangan vertikal $d_{s2} = D / 2 + S_{nv} + D / 2 = 56 \rightarrow 60 \text{ mm}$

Jarak titik berat tulangan tarik, $d_s = 60 + 60/2 = 90 \text{ mm}$

Tinggi Efektif balok $d = h - d_s \\ = 400 - 90 \\ = 310 \text{ mm}$

Rasio penulangan :

$$K_{maks} = \frac{382,5 \times \beta_1 \times f_c' \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\ = 7,89$$

$$K = M_u / \phi \cdot b \cdot d^2 \\ = 28945000 / 19220000 \\ = 1,553$$

Kontrol :

$$K > K_{maks}$$

$1,55 > 7,89 \rightarrow$ **Penulangan tunggal**

$$a_1 = (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot K / 0,85 \cdot f_c)}) \cdot d \\ = 19,490 \text{ mm}$$

Luas penampang $A_s = (0,85 \cdot f_c \cdot a_1 \cdot b) / f_y = 310,621 \text{ mm}^2$

$$A_s = (\sqrt{f_c} / 4 \cdot f_y \cdot b \cdot d = 442,17186 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1,4 / f_y \cdot b \cdot d = 271,172 \text{ mm}^2$$

Di pilih yang terbesar, jadi $A_s = 442,172 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan n, $A_{s,u} / (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 2,2 \rightarrow 3 \text{ bh}$

Tulangan tarik $A_{s,u} = 3 D 22 = 603,186 > A_{s,u} \rightarrow$ **Oke**

Kontrol nilai P, $P = A_s / b \cdot d = 0,00571$

$$P_{min} = (\sqrt{f_c} / 4 \cdot f_y) = 0,00342$$

$$P_{min} = 1,4 / f_y = 0,00350$$

$$P_{maks} = 382,5 \cdot \beta_1 \cdot f_c' / (600 + f_y) \cdot f_y = 0,02438$$

Syarat $P_{min} \leq P \leq P_{maks} \rightarrow$ **Oke**

Hitung momen rencana (M_r)

$$a = A_s \cdot f_y / 0,85 \cdot f_c \cdot b = 27,744 \text{ mm}$$

$$M_{ns} = A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2) = 72443823 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = 72,444 \text{ KNm}$$

$$M_r = 0,8 \cdot M_n = 57,955 \text{ KNm}$$

$M_r > M_u \rightarrow$ **Oke**

Kontrol ϵ_c harus $\leq 0,003$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 0,002$$

Karena $f_c = 30 \text{ Mpa}$, jadi nilai $\beta_1 = 0,85$

$$\epsilon_c = (a / \beta_1 \cdot d - a) \epsilon_y = 0,000235 \rightarrow$$
 Oke

Penulangan Lentur Bagian Tumpuan

Rasio penulangan

$$K_{maks} = \frac{(382,5 \times \beta_1 \times f_c' \times (600 + f_y - 225 \times \beta_1))}{(600 + f_y)^2} \\ = 7,89$$

$$K = M_u / \phi \cdot b \cdot d^2 \\ = 58716000 / 19220000 = 3,055$$

Kontrol :

$$K > K_{maks}$$

$3,05 > 7,89 \rightarrow$ **Penulangan Tunggal**

$$a_1 = (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot K / 0,85 \cdot f_c)}) \cdot d \\ = 39,678 \text{ mm}$$

Luas tulangan perlu, $A_s = (0,85 \cdot f_c \cdot a_1 \cdot b) / f_y = 632,364 \text{ mm}^2$

$$A_s = (\sqrt{f_c} / 4 \cdot f_y \cdot b \cdot d = 265,30311 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1,4 / f_y \cdot b \cdot d = 271,250 \text{ mm}^2$$

Di pilih yang terbesar, jadi $A_s = 632,364 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan n, $A_{s,u} / (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 3,15 \rightarrow 4 \text{ bh}$

Tulangan tarik $A_{s,u} = 5D22 = 804,248 > A_{s,u} \rightarrow$ **Oke**

Hitung Momen Rencana (M_r)

$$a = A_s \cdot f_y / 0,85 \cdot f_c \cdot b = 39,678 \text{ mm}$$

$$M_{ns} = A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2) = 93344569 \text{ Nmm}$$

$$M_r = 0,8 \cdot M_n = 74,676 \text{ KNm}$$

$M_r > M_u \rightarrow$ **Oke**

Kontrol ϵ_c harus $\leq 0,003$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 0,002$$

Karena $f_c = 30 \text{ Mpa}$, jadi nilai $\beta_1 = 0,85$

$$\epsilon_c = (a / \beta_1 \cdot b - a) \cdot \epsilon_y = 0,000355 \rightarrow$$
 Oke

Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser ultimate rencana $V_u = 113,375 \text{ kN}$

Faktor reduksi kekuatan geser, $f = 0,75$

Tegangan leleh tulangan geser, $f_y = 240 \text{ Mpa}$

$$\text{Kuat geser beton } V_c = (\sqrt{f_c}) / 6 \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} \\ = 70,747 \text{ KN}$$

Tahanan geser beton $\phi \cdot V_c = 53,061 \text{ Kn}$

$$\phi \cdot V_c / 2 = 26,530 \text{ Kn}$$

Gaya geser yang ditahan begel, $V_s = (V_u - \phi \cdot V_c) / \phi = 80,419 \text{ Kn}$

Kontrol dimensi balok $1/3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 141,495 \text{ kN}$

$2/3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 282,990$

$V_s > 2/3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \rightarrow \text{Oke}$

Untuk $V_s < 1/3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$, jadi syarat soau begel : $s \leq d/2$ dan $s \leq 600 \text{ mm}$

Luas begel per meter $A_{v,u} = (V_s \cdot s) / (f_y \cdot d) = 1080,903 \text{ mm}^2$

$A_{v,u} = (b \cdot s) / (3 \cdot f_y) = 347,222 \text{ mm}^2$

$A_{v,u} = (75 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot s) / (1200 \cdot f_y) = 356,59021 \text{ mm}^2$

Dipilih yang besar jadi, $A_{v,u} = 1080,903 \text{ mm}^2$

Spasi begel $s = (n \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot P^2 \cdot s) / A_{v,u} = 145 \text{ mm}^2$

Syarat spasi $s = D / 2 = 155 \text{ mm}$

Dipilih spasi yang terkecil, yaitu $s = 150 \text{ mm} \rightarrow \text{Oke}$

Jadi, dipakai begel $\varnothing 10 - 150 \text{ mm}$.

Perbandingan Rencana Anggaran minipile
25 x 25 dan pancang ulin 10 x 10

Mini pile 25 x 25

Analisa

No	Uraian Pekerjaan	Harga Satuan Rp.	Harga		Jumlah Harga
			Upah	Bahan	
1	1 M Pahl Tiang Pancang Beton 25x25				
	1,000 m ³ Pengadaaan Tiang Pancang Beton	245.596,00		245.596,00	
	1,000 m ³ Pemancangan Tiang	62.599,00	62.599,00		
	0,150 Titik Las Penyambungan	66.772,00	10.015,80		
		JUMLAH	72.614,80	245.596,00	318.210,80
			OVERHEAD & PROFIT 15%		47.731,62
			JUMLAH TOTAL		365.942,42
2	1 Bh Pemotongan Kepala Tiang pancang				
	1,000 Bh Pemotongan kepala tiang pancang	70.945,25	62.599,00		
	1,000 Bh Pembuangan potongan	8.346,50	8.346,50		
		JUMLAH	70.945,50	-	70.945,50
			OVERHEAD & PROFIT 15%		10.641,83
			JUMLAH TOTAL		81.587,33

Rencana anggaran biaya

I	PEKERJAAN PONDASI	Sat	Volume	Harga Satuan	Jumlah Harga
1	Pekerjaan Pancang mini pile 25x25 - 24m	m ³	1.200,000	365.942,42	439.130.904,00
2	Mob Demob Alat Pancang	Ls	1,000	20.000.000,00	20.000.000,00
3	Pemotongan Kepala Tiang Pancang	Bh	25,000	81.587,33	2.039.683,13
SUB TOTAL					461.170.587,13

Pancang ulin 10 x 10

Analisa Harga

No	Uraian Pekerjaan	Harga Satuan Rp.	Harga		Jumlah Harga
			Upah	Bahan	
1	1 Titik Tiang Pancang 10/10				
	0,010 m ³ Kayu Boloh ulin	10.844.000,00		108.440,00	
	0,105 OH Titi Kayu	150.000,00	15.750,00		
	0,018 OH Kep. Tubang	165.000,00	1.865,00		
	0,580 OH Pekerja	95.000,00	55.100,00		
	0,015 OH Mandor	175.000,00	2.625,00		
	1,000 Alat bantu	10.000,00	10.000,00		
		JUMLAH	85.290,00	108.440,00	193.730,00
			OVERHEAD & PROFIT 15%		29.059,50
			JUMLAH TOTAL		222.789,50

Rencana Anggaran Biaya

I	PEKERJAAN PONDASI	Sat	Volume	Harga Satuan	Jumlah Harga
1	Tiang Pancang 10/10 - 24m	m ³	2.400,000	222.789,50	534.694.800,00
SUB TOTAL					534.694.800,00

PENUTUP

Kesimpulan

Dari hasil perhitungan perbandingan pondasi tiang pancang mini pile dan tiang pancang kayu ulin pada perencanaan pondasi tiang pancang pada pembangunan reservoir dan tangka WTP kapasitas 250 ribu liter PDAM Kec. Loakulu Kab. Kutai Kartanegara

1 Tiang pancang mini pile

- Beban reservoir = 691 ton
- Jumlah pancang yang di butuhkan = 50 buah

Tiang pancang ulin

- Beban reservoir = 691 ton
- Jumlah pancang yang di butuhkan = 100 buah

2 Perbandingan rencana anggaran biaya

- Jumlah harga tiang pancang kayu ulin = Rp 534.694.800,00
- Jumlah harga tiang pancang mini pile = Rp 461.170.587,13

Saran

Dari hasil perbandingan di atas dari segi biaya lebih efisien menggunakan tiang pancang mini pile dan jumlah tiang pancang yang di gunakan tidak terlalu banyak dari pada tiang pancang ulin

DAFTAR PUSTAKA

Bowles, J.E. (1996), *foundation analysis and Design*, McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., Tokyo, Japan.

Coduto, P.D. (1994), *Foundation Design Principles and Practies*, Prentice-Hall Inc., New Jersey.

FHWA. (2006), *Soil and Foundations - Refrences Manual - Volume II*, FHWA NHI-06-089, U.S. Dep. Of Transportatiton, Washington, DC.

Hardiyatmo, H.C. (2011), *Analisis dan Perancangan Fondasi I* – Edisi II, LPPM-UGM

Hardiyatmo, H.C. (2015), *Analisis dan Perancangan Fondasi II* – Edisi III, LPPM-UGM

Hardiyatmo, H.C. (2015), *Converse Labarre, Equation for Pile Group Efficiency, Analisis dan Perancangan Fondasi II* – Edisi III, LPPM-UGM

Hansen, J.B. (1961), *The Ultimate Resistance of Rigid Piles Againts Transversal Forces*, Danis

- Geotechnical Institute, Bulletin No.12, Copenhagen, pp.5-9
- Mayerhof, G.G. (1956), *Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils*, JSMFD, ASCE, Vol.82, SM 1, pp.1-19
- SNI-03-2827, (2008) , *Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan Alat Sondir*, Departemen Pekerjaan Umum Republik Indonesia
- SNI-03-2847, (2002), *Tata Cara Perhitungan Beton untuk Bangunan Gedung*, Departemen Pekerjaan Umum Republik Indonesia
- SNI-T02, (2005), *Standar Pembebanan untuk Jembatan*, Departemen Pekerjaan Umum Republik Indonesia
- Sardjono. HS, (1991), *Pondasi Tiang Pancang*, Jilid I, Sinar Wijaya-Surabaya
- Sardjono. HS, (1998), *Pondasi Tiang Pancang*, Jilid II, Sinar Wijaya-Surabaya
- Sasrodarsono, S, (2000) *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*, PT. Pradnya Paramita – Jakarta
- Tambunan, J. (2012) , *Studi Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang*, Jurnal Rancang Sipil, Universitas Simalungun.
- Terzaghi, K. And Peck, R.B. (1948, 1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd. John Wiley and Sons, New York.
- Tomlinson, M.J. (1963), *Foundation Design and Construction*, The Garden City Press Limited, Lechworth, Hertfordshire SG6 1JS, 2nd editon.
- Wuaten, H.M. *Dasar – Dasar Struktur Beton Bertulang*, modul Teknik Sipil, Universitas 17 Agustus 1945 Samarinda.
- Nurdin, Febriansyah, 2016. *Perbandingan Tiang Pancang Baja Dan Beton Pada Perencanaan Dinding Penahan Tanah Cantilever Di Km-09 Jalan Poros Samarinda – Tenggara Di Tinjau Dari Segi Biaya Dan Keamanan*