

**Analisis Daya Dukung Pondasi Dalam
Terhadap Negatif Skin Friction di Semarang Utara
(Analysis On Deep Foundation Bearing Capacity For Negatif Skin Friction
In North Semarang)
Rifqi Brilyant Arief**

Abstract

A deep foundation is often used on soft soil areas in North Semarang. Soft soil at these areas is about 25 meters deep. With the depth, the use of deep foundation results in considerable negative skin friction toward foundation. In a short term, foundations in soft soil take part in holding burden. In the long term, when soft soil consolidates, it contributes to push foundations downward. This makes security value of foundations decrease. In most of the cases, the difference of settlements among the existing buildings' columns occurs. It results in fractural damages to the above structures. This research is aimed to identify the security value of several buildings with deep foundations. The age of the analyzed buildings is around 15 years. Settlement around these buildings has been identified based on the difference of elevation between the foundations supporting the buildings and the soil around the foundations. This indicates that the foundations experienced negative skin friction. The result of this research can be used as a reference in designing foundations for soft soil.

Key words : soft soil, consolidation, negatif skin friction

I. Pendahuluan

I.I. Latar Belakang Permasalahan

Pendirian bangunan besar di lokasi tanah lunak sering kali membutuhkan pondasi dalam. Dalam disain untuk mencapai daya dukung yang diinginkan, kedalaman pondasi diupayakan untuk mencapai tanah keras. Dalam perhitungan disain keadaan aman dapat dicapai, tetapi dalam jangka waktu panjang tanah lunak akan mengalami penurunan konsolidasi. Di dalam beberapa kasus penurunan tanah telah mengakibatkan *pile cap*, tiang pancang dan balok pondasi menggantung di atas permukaan tanah eksisting.

Bangunan gedung yang menggunakan pondasi tiang juga tampak menggantung. Upaya perbaikan yang sering dilakukan adalah dengan pemasangan *woven geotextile* dan timbunan gravel. Upaya ini bukan merupakan solusi terbaik untuk pengendalian penurunan tanah, karena menambah penurunan akibat tambahan beban pada lapisan tanah pondasi. Dampak penurunan yang lain adalah penurunan di lokasi dan bangunan yang tidak menggunakan pondasi tiang. Jalan dan bangunan yang menggunakan pondasi dangkal ikut turun mengikuti turunnya tanah di bawahnya. Dalam

beberapa kasus dijumpai pondasi dalam mengalami differential settlement yang mengakibatkan kerusakan struktur atasnya.

I.2. Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian ini dimaksudkan untuk :

1. Mengetahui akibat penurunan tanah lunak apakah berbahaya bagi pondasi dalam di bangunan Semarang Utara.
2. Mencari solusi terbaik terhadap konstruksi atas yang dipakai, jika menggunakan struktur pondasi dalam.

I.3. Manfaat Penelitian ini

1. Hasil penelitian ini dapat dipakai sebagai panduan dalam perencanaan bangunan yang memakai pondasi dalam di tanah lunak Semarang Utara
2. Hasil penelitian ini bisa dipakai untuk mengatasi negatif skin friction yang terjadi dalam pemakaian pondasi dalam di Semarang Utara.
3. Hubungan antara angka keamanan pondasi dalam & konsolidasi dengan waktu dapat memberi wawasan terhadap owner tentang pemeliharaan terhadap bangunan.

II. Metode Penelitian

Data yang diambil untuk penelitian dicari dari penyelidikan tanah lapangan yang dilakukan oleh LAPI ITB pada tahun 2006. Penyelidikan lapangan tersebut meliputi (Bor, Sondir manual, dan CPTU). Sedangkan penyelidikan laboratorium

dilakukan di Laboratorium Mekanika Tanah ITB. Analisis dan interpretasi data dilakukan dengan memproses data dari lapangan dan laboratorium dengan menggunakan teori yang ditulis di tinjauan pustakan.

III. TINJAUAN PUSTAKA

Di dalam tinjauan pustaka teori-teori yang diberikan hanya yang dipakai dalam analisis di penelitian ini.

3.1. Daya Dukung Tiang di Tanah Lempung

Kondisi Undrained

Untuk tanah kohesif , daya dukung tiang berada dalam kondisi kritis pada short term karena kekuatan lempung akan meningkat pada saat konsolidasi atau tanah yang terganggu selama proses instalasi akan terbentuk kembali pada jangka waktu panjang. Untuk tiang pada lempung konsep yang diaplikasikan untuk mengevaluasi daya dukung parameter tanahnya $\phi = 0$. Kemudian kohesi $c = c_u = S_u$ dan faktor daya dukung $N_y = 0$ dan $N_q = 1$.

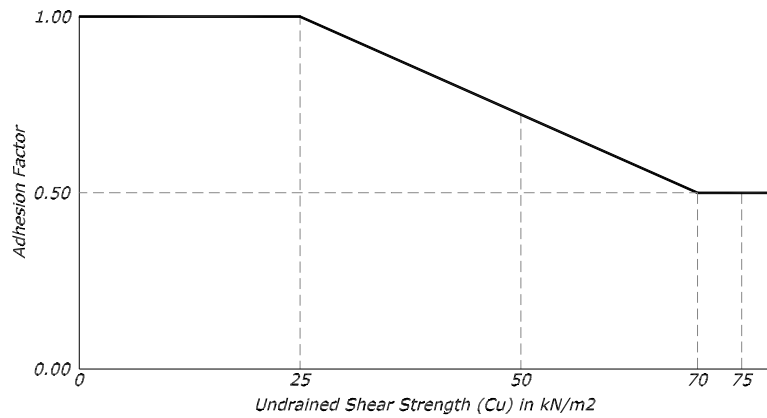
Daya dukung $(Q_v)_{ult}$ untuk tiang pada tanah lempung dapat diekspresikan dalam bentuk berikut :

$$(Q_v)_{ult} = A_p c_u N_c + p \sum_{L=0}^{L=L} \alpha \cdot c_u \Delta L \dots (1 - 1)$$

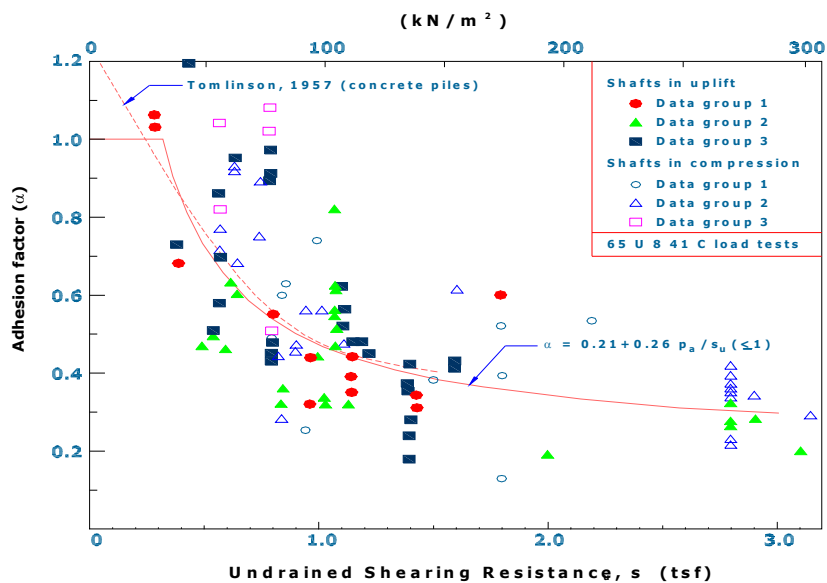
Dimana :

A_p = luas ujung tiang ; c_u = undrained shear strength ; N_c = faktor daya dukung , diambil 9 ; p = keliling tiang ; α = faktor adesi ; L = panjang tiang

Nilai dari faktor adesi (α) bisa didapatkan dibawah ini :
 dari Gambar 3.1 dan Gambar 3.2



Gambar 3.1. Penentuan Nilai α untuk tiang pancang pada tanah lempung (API Metode-2,1986)



Gambar 3.2. Penentuan Nilai α untuk tiang bor pada tanah lempung (Kulhawey, 1984)

Kondisi Drained

Untuk kondisi drained dalam menghitung daya dukung ujung persamaan (3-1) menjadi :

$$Q_p = A_p \sigma_v' N_q \dots\dots\dots(3-2)$$

Sedangkan untuk menghitung daya dukung selimut tiang persamaan (3-1) menjadi:

$$Q_s = p \sigma_v' K_s \tan \phi_a \dots\dots\dots(3-3)$$

Burland (1973) menyajikan parameter $\beta = K_s \tan \phi'_a$ dan mendemonstrasikan bahwa

nilai terendah untuk β untuk tanah lempung NC dapat diberikan sebagai :

$$\beta = (1 - \sin \phi') \tan \phi' \dots\dots\dots(3 - 4)$$

Dimana :

ϕ' = sudut geser dalam efektif untuk lempung.

Untuk tiang di tanah lempung keras, Burland (1973) menyarankan nilai $K_s = K_o$ dan $\phi'_a = \phi'$, akan memberikan nilai maksimum pada skin friction untuk tiang bor dan nilai batas bawah untuk tiang pancang. Mayerhoff (1976) menyajikan data yang mengindikasikan bahwa K_s untuk tiang bor pada tanah lempung keras sekitar 1.5 kali K_o . Sedangkan K_s untuk tiang bor nilainya sekitar setengahnya dari nilai K_s untuk tiang pancang. Untuk tanah lempung OC, nilai K_o dapat ditentukan :

$$K_o = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR}$$

Dimana :

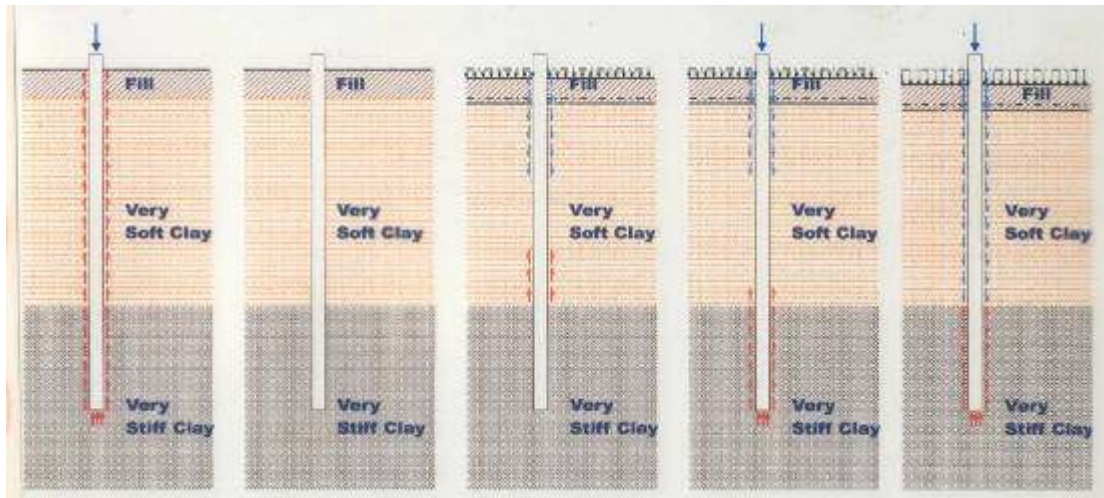
OCR = rasio over konsolidasi.

Dari hasil pengukuran negatif skin friction pada tanah lempung lembek nilai ϕ' berkisar antara 20 s/d 30 derajat. Kalau

dimasukkan dalam persamaan (3 - 4) β hanya akan bervariasi antara 0.24 s/d 0.29.

2.2. Mekanisme Timbulnya Gesekan Negatif Pondasi Tiang Pancang

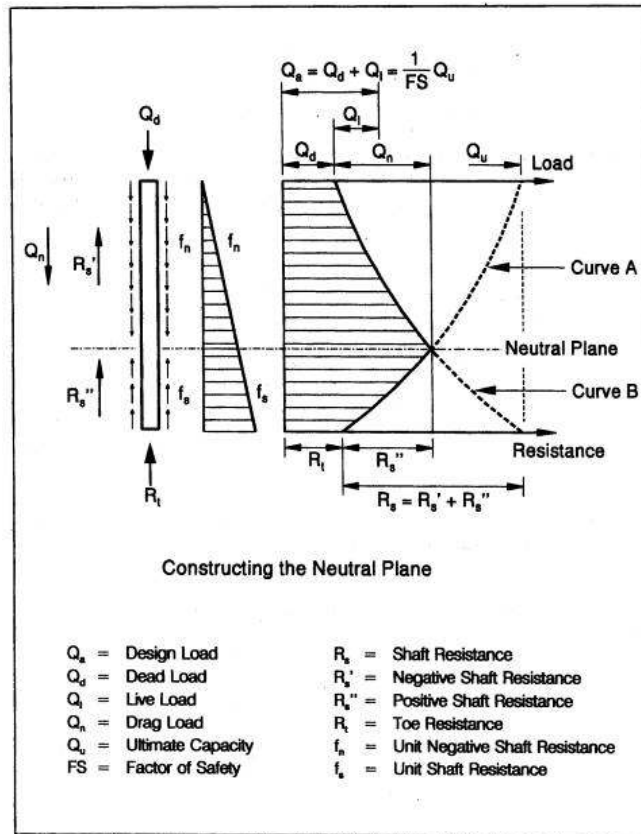
Bila sebuah tiang berada di dalam tanah timbunan yang cukup tebal dan ditempatkan di atas lapisan tanah yang kompresibel, maka tanah akan cenderung bergerak ke bawah. Akibat beban timbunan terjadi peningkatan tekanan air pori sehingga tanah tersebut mengalami konsolidasi dan penurunan yang cukup besar. Jika penurunan tanah di sekitar tiang lebih besar daripada penurunan tiang, maka akan timbul geseran antara selimut tiang dengan tanah ke arah bawah yang menyebabkan tiang pancang tertarik ke bawah. Cara geser ke bawah ini dikenal sebagai gesekan negatif (negatif skin friction) atau downdrag. Mekanisme tersebut dapat dijelaskan urut-urutannya pada Gambar 3-3 urut dari kiri ke kanan



Gambar 3-3 Mekanisme terjadinya negatif skin friction dari kiri ke kanan (Masyhur Irsyam, 2006)

Perilaku ini juga terjadi pada daerah endapan lumpur atau lempung akibat terganggunya tanah pada saat pemancangan tiang. Peningkatan tekanan air pori pada saat pemancangan menimbulkan settlement konsolidasi pada saat tekanan air pori eksekutif terdistribusi yang mengakibatkan gesekan negatif. Akibat utama yang ditimbulkan oleh gesekan negatif adalah penambahan beban aksial pada tiang dan pengurangan tegangan efektif pada ujung tiang yang disertai pengurangan kapasitas daya dukung ultimit. Penambahan beban aksial pada tiang dapat mengakibatkan pertambahan penurunan tiang yang disebabkan oleh pemendekan aksial tiang

pancang di bawah titik netral. Yang dimaksud dengan titik netral adalah elevasi pada tiang dimana tidak terjadi geseran antara selimut tiang dengan tanah atau suatu titik batas dimana terjadi perubahan menjadi gesekan negatif seperti yang terlihat pada Gambar 3.4. Titik netral terletak di elevasi dimana jumlah antara beban mati yang bekerja pada tiang (Q_d) + negatif skin friction (Q_n) = daya dukung ujung (Q_t) + positif skin friction (R_s). Sedangkan Prakash dan Sharma (1990) menentukan bahwa titik netral terletak pada kedalaman 0.75 ketebalan lapisan tanah yang kompressible dari permukaan tanah.



Gambar 3.4 Letak dan penentuan titik netral (Goudreal & Fellenius 1994)

3.3 Metoda Mengevaluasi Gesekan Negatif

Besarnya gesekan negatif merupakan jumlah gaya geser disepanjang tiang. Pada tiang pancang tunggal besaran tersebut pada kedalaman z adalah

$$P = \int_0^z \tau_a p \cdot dz \dots\dots\dots(1-5)$$

di mana :

τ_a = tegangan geser antara tiang dengan tanah ; p = keliling tiang.

Besarnya τ_a dipengaruhi dari oleh nilai β dan nilai N_0 yang nilainya sama dengan $K_s \tan \phi'$. Nilai β dan nilai N_0 bergantung dari jenis tanah dan dapat dilihat dalam Tabel 3.1. dan Tabel 3.2. berikut ini:

Tabel 3.1. Nilai β oleh Dr. Garlenger (1973)

Jenis tanah	β
Pasir	0.35 s/d 0.5
Lanau	0.25 s/d 0.35
Lempung	0.20 s/d 0.25

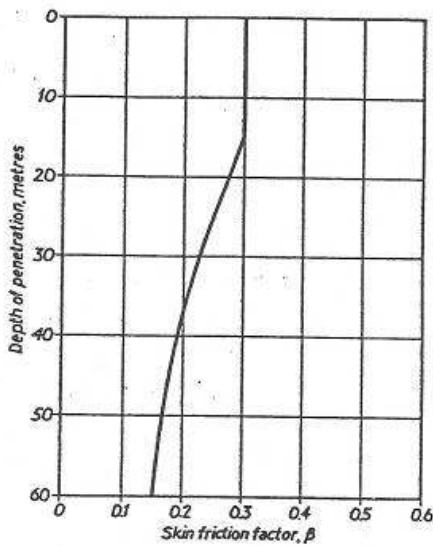
Tabel 3.2. Nilai No oleh Vesic (1977)

Jenis tanah dan kondisi tiang		No
Tiang tidak dicoating	Lempung	0.15 s/d 0.3
	Pasir	0.3 s/d 0.8
Tiang dicoating bentonite atau bitumen		0.01 s/d 0.05

Disamping nilai β di atas Mayerhof (1973) juga menyajikan nilai β yang nilainya

bervariasi terhadap kedalaman, yang bisa ditentukan pada Gambar 3.5.

Calculating the resistance of piles to compressive loads



Gambar 3.5. Nilai β oleh Mayerhoff (1973)

Dalam memperkirakan gesekan negatif Garlenger (1973) memberi asumsi :

1. Gaya geser pada selimut tiang dihubungkan dengan tegangan efektif

vertikal secara empiris untuk menentukan harga konstanta $K \tan \phi'$.

2. Gesekan negatif hanya bekerja sampai titik netral.

IV. Analisis dan Hasil

Perbandingan Antara Hasil Tes Tanah Terdahulu Dengan Tes Tanah Sekarang

Tanah pada lapisan ke dua (lapisan silty clay sangat lunak) adalah

lapisan yang sedang mengalami konsolidasi. Nilai N-SPT dari hasil penyelidikan tanah terbaru pada lapisan tersebut adalah seperti pada Tabel 4-1 di bawah ini :

Tabel 4-1 Nilai N-SPT hasil penyelidikan tanah terbaru

Kedalaman	Lokasi 1	Lokasi 2	Lokasi 3	Lokasi 4
5	1	1	1	1
6	4	1	1	1
7	1	1	1	1
8	1	1	1	2
9	2	1	2	2
10	1	1	2	3
11	1	1	2	3
12	2	1	1	3
13	2	1	1	4
14	2	1	2	3
15	1	1	1	3
16	2	2	2	3
17	1	2	2	2
18	1	1	2	2
19	2	2	5	2
20	1	2	2	5
21	2	1	2	5
22	2	1	2	3
23	2	2	2	3
24	2	2	3	3
25	2	9	3	3
rata-rata	1,67	1,67	1,90	2,71
cu (kN/m ²)	11,11	11,11	12,70	18,10

Untuk mencari c_u awal lapisan 2 sebelum ditimbun, digunakan korelasi $c_u = 6.66 N$ (Terzaghi). $\tau_f = c_u$ sekarang. Sementara $\tau_f / \sigma_v' = 0.22$ (Mesri, 1982).

Padahal harga c_u sekarang sudah diketahui dari korelasi dengan harga N-SPT. Oleh karena itu bisa didapatkan hubungan :

$$c_u \text{ sekarang} = c_u \text{ awal} + 0.22 \Delta\sigma_v' \dots\dots\dots(4-1)$$

Penambahan tegangan karena timbunan adalah sebesar $\Delta\sigma' = 38 \text{ kN/m}^2$. Dari perhitungan waktu konsolidasi, didapatkan bahwa dari penurunan yang didapat di lapangan derajat konsolidasi sekarang adalah sebesar 60%.

Maka persamaan III-1 di atas menjadi :

$$c_u \text{ sekarang} = c_u \text{ awal} + 0.22 \Delta\sigma_v' \times 60 \% \dots\dots\dots(4-2)$$

Persamaan 4-2 di atas kalau diterapkan pada lokasi INTAKE :

$$11.11 = c_u \text{ awal} + 0.22 \times 38 \times 60 \%$$

Akan didapatkan $c_u \text{ awal} = 6.095 \text{ kN/m}^2$.

$$\text{Sedangkan } c_u \text{ akhir} = 6.095 + 0.22 \times 38 = 14.455 \text{ kN/m}^2$$

Kalau perhitungan di atas di terapkan pada lokasi yang lain akan didapatkan parameter $c_u \text{ awal}$ seperti pada Tabel 4.2 di bawah ini :

Tabel 4.2. Perhitungan mencari c_u mula-mula dan akhir

	Lokasi 1	Lokasi 2	Lokasi 3	Lokasi 4
rata-rata	1,67	1,67	1,90	2,71
$c_u \text{ (kN/m}^2\text{) sekarang}$	11,11	11,11	12,70	18,10
$c_u \text{ (kN/m}^2\text{) mula-mula}$	6,10	6,10	7,68	13,08
$c_u \text{ (kN/m}^2\text{) akhir}$	14,46	14,46	16,04	21,44

Kalau c_u mula-mula diperbandingkan dengan hasil penyelidikan lapangan terdahulu, akan didapatkan hasil yang mirip.

Keamanan Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang

Analisis pondasi tiang pancang dilaksanakan untuk memastikan bangunan-bangunan masih berada dalam kondisi aman, meskipun tanah di sekitarnya turun. Analisis ini akan mencakup perhitungan daya dukung

aksial dengan memperhitungkan negative skin friction serta analisis hasil axial load test berdasarkan data-data dari Sumitomo Co. dan PT. Pembangunan Perumahan (Irsyam, 1996a), kontraktor dan sub-kontraktor pembangunan PLTU/PLTGU.

Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pada lokasi 1 disajikan pada Tabel 4.3 berikut ini :

Tabel 4.3. Perhitungan daya dukung pondasi tiang pada lokasi 1

Project	: TAMBAK LOROG POWER PLANT	Calc. Method	: Based on N-SPT
Ref.	: INTAKE	c_u	= $7 * N-SPT$
Pile Properties		Compression	
Type	: PC PILE	Skin Friction (Q_s)	= $\alpha * c_u * \text{perimeter} * l$ (c - soil)
Diameter	: 0.60 m	End Bearing (Q_p)	= $9 * C_u * \text{area}$ (c - soil)
Thick	: 0.10 m		= $40 * N-SPTav * l / D$ (ϕ - soil)
Perimeter	: 1.88 m	Ultimate (Q_u)	= $Q_s + Q_p$
Area _{out}	: 0.28 m ²	Pull Out	
Area _{pile}	: 0.09 m ²	Skin Friction (Q_s)	= $0.7 * Q_s$ (compression)
Unit weight	: 21.00 kN/m ³	Pile weight (W_p)	= Area _{pile} * Unit weight of Pile * l
Soil layer		Ultimate (Q_{pu})	= $Q_s + Q_p$
S	: Sand		
CS	: Clayey Silt		
ML	: Silt		
SS	: Siltstone		

Depth (m)	Soil Properties				Compression capacity (kN)			Pull Out capacity (kN)				
	Layer	N-SPT	C_u (kN/m ²)	α	Friction		End	Qu	Friction		W _p	Q _{pu}
					Local	Cumm			Local	Cumm		
0.0	CS	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.000
-1.0	CS	9	63	0.578	68.5776	68.5776	160.234	228.812	48.0043	48.0043	1.81335	49.818
-2.0	CS	7	49	0.733	67.6984	136.276	124.627	260.903	47.3889	95.3932	3.6267	99.020
-3.0	CS	1	7	1	13.188	149.464	17.8038	167.268	9.2316	104.625	5.44005	110.065
-4.0	CS	1	7	1	13.188	162.652	17.8038	180.456	9.2316	113.856	7.2534	121.110
-5.0	CS		6.095111	1	11.4832	174.135	15.5023	189.637	8.03823	121.895	9.06675	130.961
-6.0	CS		6.095111	1	11.4832	185.618	15.5023	201.121	8.03823	129.933	10.8801	140.813
-7.0	CS		6.095111	1	11.4832	197.102	15.5023	212.604	8.03823	137.971	12.6935	150.665
-8.0	CS		6.095111	1	11.4832	208.585	15.5023	224.087	8.03823	146.009	14.5068	160.516
-9.0	CS		6.095111	1	11.4832	220.068	15.5023	235.57	8.03823	154.048	16.3202	170.368
-10.0	CS		6.095111	1	11.4832	231.551	15.5023	247.053	8.03823	162.086	18.1335	180.219
-11.0	CS		6.095111	1	11.4832	243.034	15.5023	258.537	8.03823	170.124	19.9469	190.071
-12.0	CS		6.095111	1	11.4832	254.518	15.5023	270.02	8.03823	178.162	21.7602	199.922
-13.0	CS		6.095111	1	11.4832	266.001	15.5023	281.503	8.03823	186.2	23.5736	209.774
-14.0	CS		6.095111	1	11.4832	277.484	15.5023	292.986	8.03823	194.239	25.3869	219.626
-15.0	CS		6.095111	1	11.4832	288.967	15.5023	304.469	8.03823	202.277	27.2003	229.477
-16.0	CS		6.095111	1	11.4832	300.45	15.5023	315.953	8.03823	210.315	29.0136	239.329
-17.0	CS		6.095111	1	11.4832	311.933	15.5023	327.436	8.03823	218.353	30.827	249.180
-18.0	CS		6.095111	1	11.4832	323.417	15.5023	338.919	8.03823	226.392	32.6403	259.032
-19.0	CS		6.095111	1	11.4832	334.9	15.5023	350.402	8.03823	234.43	34.4537	268.884
-20.0	CS		6.095111	1	11.4832	346.383	15.5023	361.885	8.03823	242.468	36.267	278.735
-21.0	CS		6.095111	1	11.4832	357.866	15.5023	373.369	8.03823	250.506	38.0804	288.587
-22.0	CS		6.095111	1	11.4832	369.349	15.5023	384.852	8.03823	258.545	39.8937	298.438
-23.0	CS		6.095111	1	11.4832	380.833	15.5023	396.335	8.03823	266.583	41.7071	308.290
-24.0	CS		6.095111	1	11.4832	392.316	15.5023	407.818	8.03823	274.621	43.5204	318.141
-25.0	CS		6.095111	1	11.4832	403.799	15.5023	419.301	8.03823	282.659	45.3338	327.993
-26.0	CS	11	77	0.5	72.534	476.333	195.842	672.175	50.7738	333.433	47.1471	380.580
-27.0	CS	8	56	0.656	69.1637	545.497	142.43	687.927	48.4146	381.848	48.9605	430.808
-28.0	CS	13	91	0.5	85.722	631.219	231.449	862.668	60.0054	441.853	50.7738	492.627
-29.0	CS	18	126	0.5	118.692	749.911	320.468	1070.38	83.0844	524.937	52.5872	577.525
-30.0	CS	14	98	0.5	92.316	842.227	249.253	1091.48	64.6212	589.559	54.4005	643.959
-31.0	CS	19	133	0.5	125.286	967.513	338.272	1305.78	87.7002	677.259	56.2139	733.473
-32.0	CS	18	126	0.5	118.692	1086.2	320.468	1406.67	83.0844	760.343	58.0272	818.370
-33.0	CS	16	112	0.5	105.504	1191.71	284.861	1476.57	73.8528	834.196	59.8406	894.037
-34.0	CS	16	112	0.5	105.504	1297.21	284.861	1582.07	73.8528	908.049	61.6539	969.703
-35.0	CS	22	154	0.5	145.068	1442.28	391.684	1833.96	101.548	1009.6	63.4673	1073.064
-36.0	CS	29	203	0.5	191.226	1633.51	516.31	2149.82	133.858	1143.45	65.2806	1208.735
-37.0	CS	21	147	0.5	138.474	1771.98	373.88	2145.86	96.9318	1240.39	67.094	1307.480
-38.0	CS	13	91	0.5	85.722	1857.7	231.449	2089.15	60.0054	1300.39	68.9073	1369.299
-39.0	CS	18	126	0.5	118.692	1976.39	320.468	2296.86	83.0844	1383.48	70.7207	1454.197
-40.0	CS	16	112	0.5	105.504	2081.9	284.861	2366.76	73.8528	1457.33	72.534	1529.863
-41.0	CS	20	140	0.5	131.88	2213.78	356.076	2569.85	92.316	1549.65	74.3474	1623.992
-42.0	CS	24	168	0.5	158.256	2372.03	427.291	2799.33	110.779	1660.42	76.1607	1736.585
-43.0	CS	18	126	0.5	118.692	2490.73	320.468	2811.2	83.0844	1743.51	77.9741	1821.483
-44.0	CS	12	84	0.5	79.128	2569.85	213.646	2783.5	55.3896	1798.9	79.7874	1878.686
-45.0	CS	13	91	0.5	85.722	2655.58	231.449	2887.03	60.0054	1858.9	81.6008	1940.504

Semua friksi di lapisan tanah dihitung, Q_u
= 2887 kN

Friksi di lapisan compressible, $Q_s = 2887$
kN – 2483 kN = 404 kN

Friksi lapisan compressible tidak dihitung,
 $Q_u = 2483$ kN

Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Dari Loading Test

Kapasitas daya dukung ijin (Q_{all}) tiang yang dianalisis pada studi ini adalah mengambil dari Laporan Soil Conditions, Pile Driving Records, and Load Test Results (Irsyam, 1996). Dengan

menggunakan hasil perhitungan daya dukung aksial tiang, tahanan friksi di lapisan kompressible dapat dihilangkan. Di Tabel 4.4 berikut ini terdapat nilai Q_{all} , Q_u dari loading test yang ada pada masing-masing lokasi :

Tabel 4.4. Hasil loading test dan Q_{all} di lokasi Tambak Lorok (Irsyam ,1996)

Lokasi	Loading Test			Perhitungan	Q_{all} (kN)
	No Test	Q_u (kN)	$Q_u - Q_f$ compressible (kN)	$Q_u - Q_f$ compressible (kN)	
Lokasi 1	Tes 18	4400	3996	2483	1140
Lokasi 2	Tes 2	3280	2876	3221	1120
	Tes 4	3800	3396		
Lokasi 4	Tes 11	2750	2102	2766	1140

Perhitungan Negatif Skin Friction

Metode perhitungan menggunakan metode yang terdapat dalam tinjauan pustaka. Pada perhitungan negatif skin friction sebelumnya dihitung letak titik netral. Menurut Prakash & Sharma (1990) titik netral terletak pada 0.75 L dari lapisan yang kompressible. Sedangkan jika perhitungan titik netral dilakukan menurut Goudreal & Fellenius (1994) titik netral terletak pada kedalaman 31 m (lebih dari 25 m dibawah lapisan yang

kompressibel) maka dianggap titik netral terletak di kedalaman 25 m, karena lapisan di bawah kedalaman 25 m tidak mengalami konsolidasi.

Tabel 4.5 memuat hasil dari perhitungan negatif skin friction dengan titik netral terletak pada kedalaman 0.75 L dari lapisan tanah yang kompressible.

Sedangkan Tabel 4.6 adalah hasil dari perhitungan negatif skin friction dengan titik netral terletak pada kedalaman 25 m.

Tabel IV.5. Hasil perhitungan negatif skin friction dg titik netral 0.75 L = 19 m

		POTONGAN		
		INTAKE	PLTU	PLTGU
METODE	P_{all}	1140	1120	1140
	UNDRAINED PARAMETER			
	Q_{NSF}	335	361	500
	Q_{ult}	2552	3290	2914
	SF	1.94	2.62	2.12
	DRAINED PARAMETER			
	Q_{NSF}	595	572	723
	Q_{ult}	2785	3431	3180
	SF	1.92	2.55	2.16
	GAIN STRENGTH			
	Q_{NSF}	571	598	736
	Q_{ult}	2647	3384	3009
	SF	1.82	2.49	1.99
	METODE EMPIRIS MAYERHOFF			
	Q_{NSF}	820	799	832
	Q_{ult}	2890	3553	3201
	SF	1.82	2.46	2.08
	METODE EMPIRIS GARLANGER			
	Q_{NSF}	830	808	843
	Q_{ult}	2949	3601	3264
	SF	1.86	2.49	2.12
	METODE EMPIRIS VESIC			
	Q_{NSF}	663	653	665
	Q_{ult}	2833	3506	3140
	SF	1.90	2.55	2.17
	BITUMEN DRAIN			
	Q_{NSF}	229	251	201
	Q_{ult}	2530	3259	2816
	SF	2.02	2.69	2.29
	BITUMEN UNDRAIN			
Q_{NSF}	716	716	716	
Q_{ult}	2709	3447	2992	
SF	1.75	2.44	2.00	

Tabel IV.6. Hasil perhitungan negatif skin friction dg titik netral di 25 m

		POTONGAN		
		INTAKE	PLTU	PLTGU
METODE	P_{all}	1140	1120	1140
	Q_{ult}	2483	3221	2776
	UNDRAINED PARAMETER			
	Q_{NSF}	404	430	648
	SF	1,82	2,49	1,87
	DRAINED PARAMETER			
	Q_{NSF}	897	782	1137
	SF	1,39	2,18	1,44
	GAIN STRENGTH			
	Q_{NSF}	734	761	978
	SF	1,53	2,20	1,58
	METODE EMPIRIS MAYERHOFF			
	Q_{NSF}	1227	1132	1267
	SF	1,10	1,87	1,32
	METODE EMPIRIS GARLANGER			
	Q_{NSF}	1296	1189	1341
	SF	1,04	1,81	1,26
	METODE EMPIRIS VESIC			
	Q_{NSF}	1013	939	1039
	SF	1,29	2,04	1,52
	METODE POULOS			
	Q_{NSF}	967	803	1114
	SF	1,33	2,16	1,46
	BITUMEN DRAIN			
	Q_{NSF}	276	289	251
	SF	1,94	2,62	2,21
	BITUMEN UNDRAIN			
	Q_{NSF}	942	942	942
SF	1,35	2,03	1,61	

IV. Kesimpulan dan Saran

Kesimpulan

1. Dari analisis didapatkan bahwa negatif skin friction yang timbul cukup besar karena ketebalan lapisan tanah lunak yang berkonsolidasi cukup tebal, yaitu sekitar 25 m.
2. Besar gaya geser yang timbul dalam negatif skin friction berbanding lurus dengan besarnya timbunan dari atas yang diberikan, karena lapisan tanah lunak bertambah padat sesuai dengan penambahan tegangan efektif.

3. Pondasi dalam yang dianalisis masih aman karena end bearing + tahanan selimut positif masih lebih besar dibanding tahanan selimut negatif + beban dari struktur atas.

Saran

1. Negatif skin friction yang timbul bisa dikurangi dengan memberi lapisan pada selimut tiang dengan material yang mempunyai tahanan geser rendah seperti aspal / bitumen dari permukaan sampai titik netral.
2. Peningkatan nilai tahanan geser pada lapisan tanah yang berpotensi negatif skin friction bisa dikurangi dengan

tidak memberi tambahan tegangan efektif seperti beban timbunan di sekitar tiang pancang.

3. Struktur lantai dasar (yang berhubungan dengan tanah) sebaiknya dibuat secara struktural

yang menyatu dengan struktur utama, sehingga tidak menjadi beban terhadap tanah lunak dibawahnya dan tidak menyebabkan tanah berkonsolidasi.

DAFTAR PUSTAKA

1. Braja M. Das (1983), *Advance Soil Mechanics*, Hemisphere Publishing Corporation, Washington.
2. Braja M. Das (1994), *Mekanika Tanah*, Erlangga, Jakarta.
3. E.G. Poulos, E.H. Davis (1980), *Pile Foundation Analysis and Design*, *Geotechnical Engineering Handbook*, Pentech Press, London and Plymouth.
4. Jerry DiMaggio (1998), *Design and Construction of Driven Pile Foundations Workshop Manual Volume I*, National Highway Intitute, Washington DC
5. Joseph E Bowles (1992), *Analisis dan Desain Pondasi*, Erlangga, Jakarta.
6. LAPI ITB (2005), *Studi Enjiniring Penanggulangan Genangan dan Pengendalian Tanah di PLTU dan PLTGU Tambak Lorok, Semarang*, Proposal proyek, LAPI ITB
7. LAPI ITB (2006), *Studi Enjiniring Penanggulangan Genangan dan Pengendalian Tanah di PLTU dan PLTGU Tambak Lorok*, Semarang, Final Report, LAPI ITB
8. M. J. Tomlinson (1994), *Pile Design and cOnstruction Practice*, E & FN Spon, London.
9. Marsudi (2002), *Studi Amblesan Tanah di Semarang Utara*, Disertasi Program Doktor, Institut Teknologi Bandung.
10. Mayerhof, G. G (1976), *Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations*, *Proceedings of The American Society of Civil Engineers*, GT3, March, pp. 173-228
11. Navfac, DM-7.2, (1982), *Foundation and Earth Structure, Design Manual*, De[artement of The Navy, Alexandria,
12. Paulus P. Rahadjo, *Manual Pondasi Tiang*, Program Pasca Sarjana Magister Teknik Sipil Universitas katolik Parahiyangan
13. Shamsar Prakash, Hari D. Sharma (1990), *Pile Foundation in Engineering Practice*, John Wiley & Sons inc, New York
14. Vesic, AS (1977), *Design of Pile Foundations*, NCHRRP Synthesis nof Practice. No.42. Transportation Research Board, Washington DC.