

BAB II

TINJAUAN LITERATUR

2.1 Tinjauan Pustaka

Menurut Suwarno (2007) konstruksi dinding penahan tanah pada pembangunan gedung *Hi-Tech Center* Surabaya menggunakan model *secant pile* memiliki kelemahan yaitu rentan terhadap kebocoran air tanah sehingga dilakukan perencanaan ulang terhadap pekerjaan dinding penahan tanah menggunakan sistem dinding diafragma modifikasi (*modified diaphragm wall*) berdimensi 50 cm x 150 cm dan panjang 15 m dengan menempatkan tiang pancang Wika PC *Pile* berdimensi 50 cm x 50 cm dan panjang 23 meter pada panel dinding diafragma yang ternyata lebih efisien dan ekonomis.

Nashira *et al.* (2012) mengungkapkan bahwa pembangunan *South Tower Apartmen The East Tower Essence of Dharmawangsa* terdiri atas 1 lantai semi *basement* dan 2 lantai *basement* sebagai lahan parkir, namun hal ini dirasa belum cukup untuk memenuhi kebutuhan lahan parkir bagi pengguna dan pengunjung apartemen. Oleh karena itu, pembangunan *East Tower Apartment The East Tower Essence of Dharmawangsa* ditambah menjadi 1 lantai semi *basement* dan 3 lantai *basement* dengan tinggi 13.9 m di bawah permukaan tanah. Perancangan model dinding diafragma sebagai dinding penahan tanah yaitu tebal dinding 0.8 m dan kedalaman total 30 m dari permukaan tanah dengan 4 tahap bukaan, yaitu pada kedalaman 4.5 m, 7.5 m, 10.5 m, dan 13.5 m.

Proyek yang memiliki *basement* memerlukan struktur penahan tanah yang mampu menahan tanah lateral aktif saat penggalian *basement*. Pada penelitian ini, diketahui bahwa penggunaan struktur penahan tanah yang cukup kaku seperti dinding diafragma dan penambahan beberapa lapis *ground anchor* akan berguna untuk mencegah terjadinya pergerakan tanah lateral, sementara penggalian justru menambah pergerakan tanah lateral. Pergerakan tanah lateral dapat diketahui melalui model yang dibuat menggunakan *PLAXIS 2D* dan instrumet *inclinometer*. Hasil dari pembuatan model dan *inclinometer* relatif tidak

berbeda jauh walaupun tidak persis sama. Hal tersebut dipengaruhi oleh permodelan stratifikasi tanah dan penentuan nilai modulus elastisitas dari model yang cukup sulit untuk mendekati kondisi real di proyek (Priyanto dan Ilyas, 2013)

2.2 Landasan Teori

2.2.1 Tanah

Dalam pengertian secara umum tanah dapat didefinisikan sebagai material yang terdiri atas agregat (butiran), mineral padat, dan bahan organik disertai zat cair dan udara yang mengisi ruang kosong di antara partikel padat tersebut. Faktor-faktor yang mempengaruhi struktur tanah adalah bentuk, ukuran, komposisi mineral butiran tanah, dan sifat serta komposisi air tanah. Struktur tanah adalah sifat yang menghasilkan respon terhadap perubahan eksternal di dalam lingkungan seperti beban, air, temperatur dan faktor lainnya. Secara umum tanah dapat digolongkan ke dalam dua kelompok yaitu tanah tak berkohesi (*cohesionless soil*) dan tanah kohesif (*cohesive soil*) (Das, 2010).

Struktur tanah tak berkohesi pada terbagi ke dalam dua kategori pokok yaitu struktur butir tunggal (*single grained*) dan struktur sarang lebah (*honey hotbed*). Pada struktur butir tunggal, butir tanah berada dalam posisi stabil dan tiap-tiap butir saling bersentuhan. Pada struktur sarang lebah, butir-butir pasir halus dan lanau membentuk lingkaran kecil terdiri atas untaian partikel-partikel. Pori-pori yang terbentuk berukuran relatif besar dan biasanya dapat menerima beban statis yang tidak begitu besar. Contoh struktur tanah tidak berkohesi adalah pasir. Sementara struktur tanah berkohesi dapat didefinisikan sebagai kumpulan partikel mineral yang memiliki indeks plastisitas sesuai dengan dengan batas-batas *Atterberg* yaitu pada waktu *mongering* membentuk massa tanah yang menyatu sedemikian rupa, sehingga diperlukan gaya untuk memisahkan setiap butiran mikroskopisnya. Contoh tanah yang bersifat kohesif adalah tanah lempung (Das, 2011). Data penyelidikan tanah yang didapatkan di lokasi pembangunan Verde II Condominiums didapatkan jenis tanah lanau kelempungan melalui hasil pengujian lapangan dan pengujian laboratorium.

2.2.1.1 Tanah Lempung

Das (2011) menerangkan bahwa tanah lempung sebagian besar terdiri atas partikel mikroskopis dan sub-mikroskopis (tidak dapat dilihat dengan jelas bila hanya dengan mikroskop biasa) yang berbentuk lempengan pipih dan merupakan partikel-partikel dari mika, mineral lempung (*clay mineral*), dan mineral lain yang sangat halus. Tanah lempung sangat keras dalam kondisi kering dan bersifat plastis pada kadar air sedang. Namun pada kadar air yang lebih tinggi lempung akan bersifat lengket (kohesif) dan sangat lunak. Kohesif menunjukkan kenyataan bahwa partikel-partikel tersebut melekat satu sama lain sedangkan plastisitas merupakan sifat yang memungkinkan bentuk bahan diubah tanpa perubahan isi atau tanpa kembali ke bentuk aslinya dan tanpa terjadi retakan atau terpecah-pecah.

2.2.2 Parameter Tanah

Data kondisi tanah didapatkan melalui hasil pengujian lapangan dan pengujian laboratorium. Pengujian lapangan yang dilakukan seperti *Standard Penetration Test* (SPT), *Cone Penetration Test* (CPT), dan lain-lain. Pengujian laboratorium yang dilakukan seperti *atterberg limit*, analisis saringan, hidrometer, *triaxial test*, dan lain-lain. Desain dinding penahan tanah untuk tugas akhir ini menggunakan acuan hasil pengujian lapangan *Standard Penetration Test* (SPT). Pengujian SPT digunakan untuk menentukan profil tanah dan parameter tanah untuk kedalaman tertentu. Penentuan nilai parameter tanah didasarkan pada korelasi empiris dengan hasil uji SPT yang disebut N-SPT. Representatif jumlah pukulan untuk memasukkan *split spoon* sedalam 30 cm merupakan pengertian N-SPT.

Tabel 2.1 Konsistensi dan densitas dari tanah terhadap jenis tanah

(*Soil Mechanics, Lambe & Whitman, SI Version, 2008*)

Cohesionless Soil		Cohesive Soil	
Relative Density	SPT-N (blows/ 300mm)	Consistency	SPT-N (blows/ 300mm)
Very Loose	0-4	Very Soft	0-1
Loose	5-10	Soft	2-4
Medium Dense	11-24	Medium Stiff	5-8
Dense	25-50	Stiff	9-15
Very Dense	>51	Very Stiff	16-30
		Hard	31-60
		Very Hard	>61

Data penyelidikan tanah yang didapatkan di lokasi pembangunan Verde II Condominiums didapatkan jenis tanah lanau kelepungan melalui hasil pengujian lapangan dan pengujian laboratorium. Pada kedalaman 0 m – 3 m jenis tanahnya adalah lanau kelepungan dengan konsistensi *very stiff* untuk bagian selatan dan utara. Pada kedalaman 3 m - 4.5 m dibagian utara jenis tanahnya lanau kelepungan dengan konsistensi *soft medium stiff* sedangkan bagian selatan *very soft medium*. Pada kedalaman 4.5 m - 31 m dibagian utara jenis tanahnya lanau kelepungan dengan konsistensi *stiff-hard*, sedangkan bagian selatan pada kedalaman 4.5 m – 30 m jenis tanahnya lempung kelanauan dengan konsistensi *stiff hard*. Pada kedalaman 31 m – 43 m dibagian utara jenis tanahnya lanau pasiran dengan konsistensi *soft medium stiff*, sedangkan bagian selatan pada kedalaman 30 m – 39 m jenis tanahnya lempung kelanauan dengan konsistensi *hard*. Pada kedalaman 43 m – 46 m dibagian utara jenis tanahnya lanau kelepungan dengan konsistensi *very stiff*, sedangkan bagian selatan pada kedalaman 39 m – 42 m jenis tanahnya lempung kelanauan dengan konsistensi *very stiff*.

Berikut ini adalah korelasi nilai N-SPT dengan parameter-parameter tanah yang dipakai dalam penelitian :

2.2.2.1 Modulus Elastisitas Tanah (E_s)

Nilai modulus elastisitas menunjukkan besarnya elastisitas tanah yang merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan.

Tabel 2.2 Korelasi nilai modulus elastisitas dari nilai N-SPT (Bowles, 1997)
(*Principle of Geotechnical Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2010*)

Jenis Tanah	E_s
Sand (Normally Consolidate)	$E_s = 500 (N+15)$ $E_s = 7000N^{0.5}$ $E_s = 6000N$
Sand (Saturated)	$E_s = 250 (N+15)$
Sand (OverConsolidate)	$E_s = 40000 + 1050N$
Gravelly Sand	$E_s = 1200 (N+6)$ $E_s = 600(N+6)$ untuk $N < 15$ $E_s = 600(N+6) + 2000$ untuk $N > 15$
Clayley Sand	$E_s = 320 (N+15)$
Silts, sandy silt or clayley silt	$E_s = 300 (N+15)$
Soft clay or clayley silt	

2.2.2.2 Poisson Ratio (μ_s)

Nilai *poisson ratio* ditentukan sebagai kompresi poros terhadap regangan permukaan lateral.

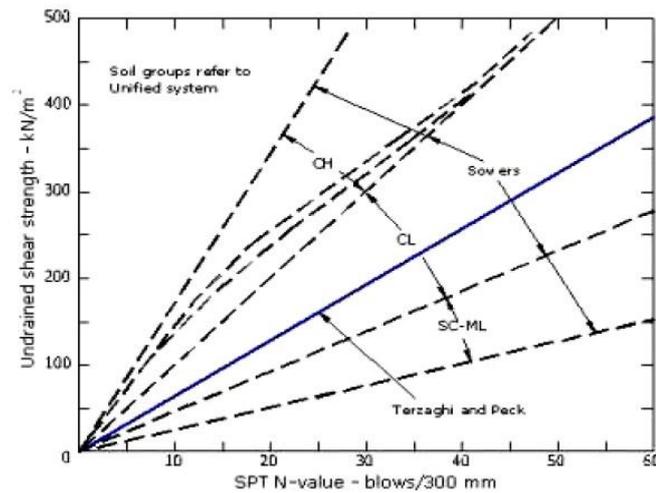
Tabel 2.3 Korelasi N-SPT terhadap *poisson ratio*
(*Principle of Geotechnical Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2010*)

Jenis Tanah	Poisson Ratio (μ)
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir	0,1 – 1,0
Batuan	0,1 – 0,4
Umum dipakai untuk tanah	0,3 – 0,4

2.2.2.3 Undrained Shear Strength (c_u)

Undrained Shear Strength (c_u) merupakan nilai parameter kuat geser tanah berupa kohesi pada kondisi *undrained*. Pada tanah pasir umumnya bernilai sangat kecil sehingga dapat diabaikan. Nilai parameter c_u ditentukan oleh persamaan korelasi empiris oleh Terzaghi (1943) untuk tanah lempung sebagai berikut :

$$c_u = \frac{2}{3} \times N\text{-SPT} \times g \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (2.1)$$



Gambar 2.1 Korelasi nilai N-SPT dengan c_u (Terzaghi 1943)
(*Principle of Geotechnical Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2010*)

Tabel 2.4 Nilai Kuat Geser pada Beberapa Jenis Tanah.
(*Principle of Geotechnical Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2010*)

Soil	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)	c'_{res} (kPa)	ϕ_{res} (°)	c_u (kPa)
Peat	13-15	0-10	25-32	0	25-30	14-15
NC Clay	15-19	0-10	28-34	0-5	10-15	<25
OC Clay	18-20	10-40	15-25	0-5	6-15	80-200
Silt	17-19	0-40	25-35	0	20-30	40-50
Sand	16-21	0	30-45	0	25-35	
Gravel	16-22	0	35-48	0	30-35	

2.2.2.4 Berat Jenis Tanah (γ)

Berat jenis merupakan berat tanah per satuan volume tanah. Korelasi untuk menentukan berat jenis tanah (γ) dapat ditentukan secara empiris oleh Das (2010) sebagai berikut.

Tabel 2.5 Korelasi N-SPT terhadap konsistensi dan berat jenis tanah (γ)
(*Principle of Geotechnical Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2010*)

Cohesionless Soil	
N	0-10 11-30 31-50 >50
Unit Weight γ , kN/m ³	12-16 14-18 16-20 18-23
Angle of friction ϕ	25-32 28-36 30-40 >35
State	<i>Loose</i> <i>Medium</i> <i>Dense</i> <i>Very dense</i>
Cohesive Soil	
N	<4 4-6 6-15 16-25 >25
Unit Weight γ , kN/m ³	14-18 16-18 16-18 16-20 >20
q_u , kPa	<25 20-50 30-60 40-200 >100
Consistency	<i>Very soft</i> <i>Soft</i> <i>Medium</i> <i>Stiff</i> <i>Hard</i>

2.2.2.5 Konsistensi Tanah terhadap Koefisien Hidroulik (k)

Nilai koefisien hidraulik tanah menggunakan korelasi empiris dari konsistensi tanah oleh Das (2010) sebagai berikut.

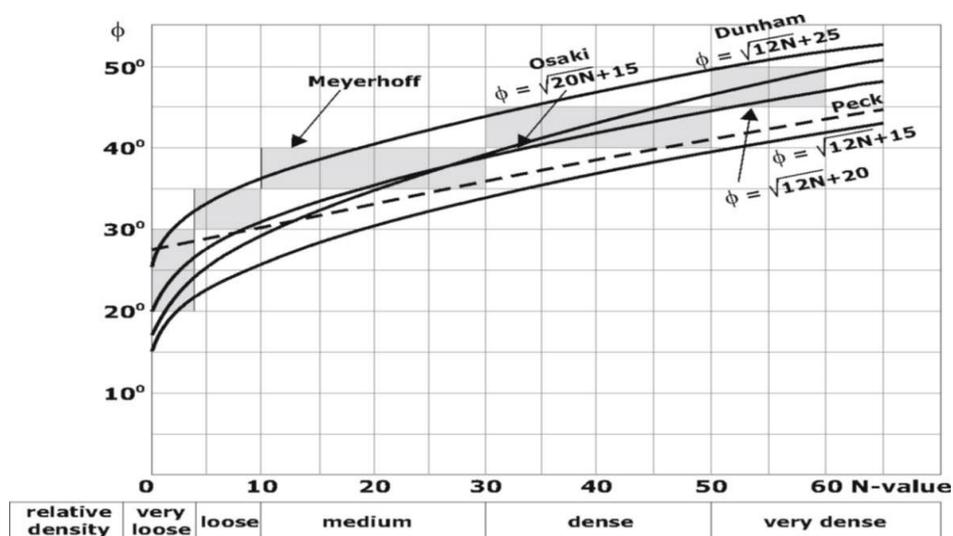
Tabel 2.6 Korelasi konsistensi tanah terhadap koefisien hidroulik (k).
(*Principle of Geotechnical Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2010*)

Jenis Tanah	k	
	cm/detik	ft/menit
Kerikil Murni	100.00-1.00	200.00-2.00
Pasir Kuarsa	1.00-0.01	2.00-0.02
Pasir Halus	0.01-0.001	0.02-0.002
Lempung Lanau	0.001-0.0001	0.002-0.0002
Lempung	<0.000001	<0.000002

2.2.2.6 Sudut Geser Tanah (ϕ)

Sudut geser dalam (ϕ) merupakan nilai sudut geser yang terbentuk antara dua atau lebih partikel tanah. Nilai sudut geser dalam (ϕ) untuk tanah pasir didapatkan melalui korelasi empiris oleh Terzaghi dan Peck (1967) dengan persamaan berikut :

$$\phi = \sqrt{12 \times N - SPT + 20} \quad (2.1)$$

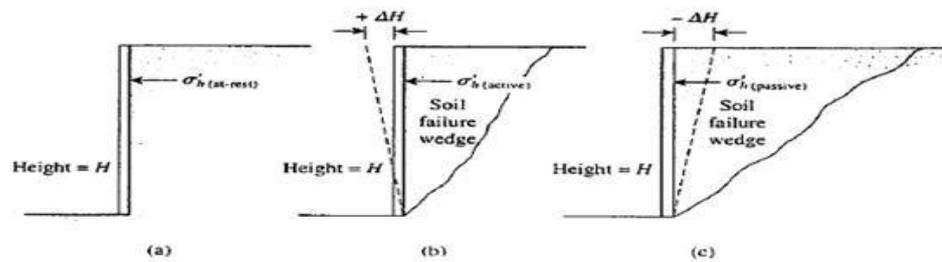


Gambar 2.2 Korelasi nilai N-SPT dengan ϕ (Terzaghi & Peck, 1967)

(Catatan Kuliah Rekayasa Pondasi, Mahsyur Irsyam, 2004)

2.2.3 Tekanan Lateral Tanah

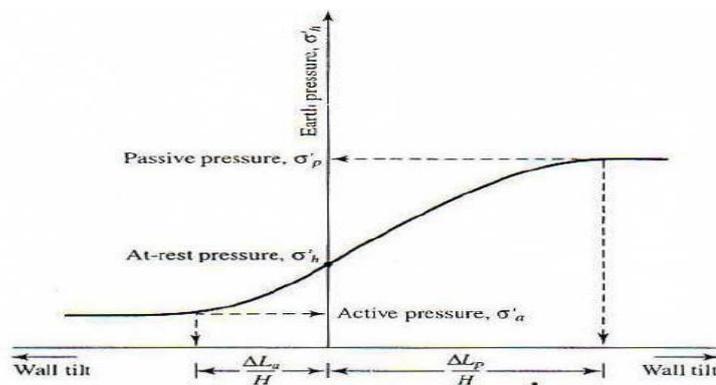
Keberadaan tanah memberikan pengaruh tekanan arah lateral terhadap keberadaan struktur atau tanah lain di sampingnya. Tekanan lateral tanah dapat dibedakan menjadi tekanan lateral tanah kondisi diam (*at rest*) saat struktur tidak bergerak (statis), kondisi aktif ketika struktur menjauhi tanah yang ditahan, dan kondisi pasif dimana ketika struktur bergerak menuju tanah yang ditahan.



Gambar 2.3 (a) Tekanan lateral tanah at rest (b) Tekanan lateral tanah aktif, dan (c) Tekanan lateral tanah pasif

(Principle of Geotechnical Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2010)

Pengaruh tekanan lateral tanah berpotensi menyebabkan kegagalan dalam desain bangunan tinggi yang memiliki *basement* ataupun struktur bawah selama masa galian. Potensi kegagalan selama penggalian dapat dihindari dengan pemberian struktur berupa dinding penahan tanah.



Gambar 2.4 Diagram tekanan lateral tanah terhadap pergerakan dinding

(Principle of Geotechnical Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2010)

Dalam pembangunan struktur *basement* digunakan tahapan galian dengan kriteria desain berdasarkan konsep tekanan lateral tanah Rankine. Penentuan awal kedalaman galian terhadap keberadaan dinding penahan tanah harus memperhitungkan nilai keamanan yang sesuai.

2.2.3.1 Tekanan Lateral Tanah Dalam Keadaan Diam (*At Rest*)

Pada kondisi ini massa tanah berada dalam kesetimbangan elastis (*elastic equilibrium*) dimana struktur dinding penahan tanah berada pada kondisi statis atau dapat dikatakan tidak bergerak. Tekanan lateral tanah keadaan diam dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\sigma'_h = K_o \cdot \sigma'_v \quad (2.2)$$

dimana σ'_h adalah tekanan lateral tanah, K_o adalah koefisien tekanan tanah kondisi *at rest*, σ'_v adalah tekanan tanah vertikal ($\gamma' H$), dan H adalah kedalaman tanah.

Untuk tanah lempung yang *Normally Consolidated* (NC), koefisien tanah dalam diam ditentukan melalui persamaan Brooker dan Ireland (1965) dinyatakan dengan:

$$K_o = 0.95 - \sin \varphi \quad (2.3)$$

Untuk tanah lempung yang *Over Consolidated* (OC), koefisien tanah dalam diam ditentukan melalui persamaan Mayne dan Kulhawy (1982) dinyatakan dengan :

$$K_o(\text{overconsildate}) = K_o(\text{normally consolidate}) \times \sqrt{OCR} \quad (2.4)$$

dimana OCR adalah *Over Consolidation Ratio* yang dinyatakan dengan:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \quad (2.5)$$

dimana φ adalah sudut geser tanah kondisi *drained*, σ'_c adalah tekanan terkonsolidasi lebih, σ'_o adalah tekanan efektif akibat lapisan atasnya.

Untuk tanah lempung yang *Normally Consolidated* (OC), koefisien tanah dalam diam ditentukan melalui persamaan Alpan (1967) dinyatakan dengan :

$$K_o = 0.19 + 2.333 \log PI \quad (2.6)$$

dimana PI adalah Indeks plastisitas

2.2.3.2 Tekanan Lateral Tanah Aktif

Pada kondisi ini massa tanah berada dalam keseimbangan plastis (*plastic equilibrium*) dimana struktur berupa dinding penahan tanah bergerak menjauhi tanah yang ditahannya. Menurut Rankine, nilai tekanan lateral aktif dinyatakan sebagai berikut:

$$\sigma'_a = \gamma' H \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.7)$$

dimana σ'_a adalah tekanan tanah lateral aktif.

Nilai koefisien tanah aktif (K_a) dapat ditentukan melalui perbandingan tekanan horizontal terhadap arah vertikal tanah.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{\delta r_a}{\delta r_v} \quad (2.8)$$

2.2.3.3 Tekanan Lateral Tanah Pasif

Pada kondisi ini massa tanah berada dalam keseimbangan plastis (*plastic equilibrium*) dimana struktur dinding penahan tanah bergerak menuju tanah yang ditahannya. Menurut Rankine, nilai tekanan lateral aktif dinyatakan sebagai berikut:

$$\sigma'_p = \gamma' H \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.9)$$

dimana σ'_p adalah tekanan tanah lateral pasif.

Nilai koefisien tanah pasif (K_p) dapat ditentukan melalui perbandingan tekanan horizontal terhadap arah vertikal tanah.

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{\delta r_p}{\delta r_v} \quad (2.10)$$

2.2.4 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah merupakan salah satu solusi untuk menjaga keamanan dari kestabilan galian tanah dalam pembangunan struktur *basement* agar terhindar dari keruntuhan. Selama masa galian dengan konstruksi bertahap juga dilakukan instalasi berupa perkuatan untuk dinding penahan tanah. Konsep tekanan lateral tanah menurut Rankine dapat digunakan untuk menentukan nilai *depth of penetration* awal dari dinding penahan tanah sebagai analisis awal. Konstruksi selama masa galian didasarkan pada nilai angka keamanan dan deformasi pada dinding penahan tanah untuk mengetahui apakah pekerjaan tersebut aman atau tidak. Penggunaan analisa yang tepat juga mempengaruhi perhitungan dan analisa konstruksi galian tanah dengan dinding penahan tanah.

Struktur penahan tanah diaplikasikan dalam pekerjaan stabilitas galian *basement* bangunan. Terdapat dua jenis dinding penahan tanah, yaitu *gravity wall* dan *embedded wall*. Tipe dinding penahan tanah yang digunakan pada perencanaan ulang adalah *embedded wall* karena tipe ini mengandalkan tekanan tanah sebagai tahanan pasif untuk menjaga kestabilan. Penggunaan angkur atau strut dapat membantu menopang beban yang ada. Dalam struktur *basement* 2-3 lantai yang memiliki kedalaman cukup dalam biasanya menggunakan tipe ini. Terdapat beberapa jenis *embedded wall*, antara lain:

a. *Sheet Pile Walls*

Dinding penahan tanah ini terdiri atas bagian-bagian yang dikaitkan dan saling mengunci. Material yang digunakan dapat berupa baja, beton pracetak maupun kayu. Terdapat 2 jenis *sheet pile*, yaitu *cantilever wall* dan *anchored wall*.

- *Cantilever wall*, yaitu *sheet pile* yang mengandalkan tekanan aktif dan pasif tanah pada bagian bawah untuk mencegah keruntuhan.
- *Anchored wall*, yaitu yaitu *sheet pile* yang terjepit pada bagian bawah namun didukung *anchor* sebagai *additional support* yang mengandalkan gaya tarik partikel tanah untuk mencegah keruntuhan.



Gambar 2.5 *Sheet Pile Wall*
(*Principle of Foundation Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2011*)

- b. *Diaphragm walls*, dibuat dengan menggali “parit” menerus lalu diisi dengan tulangan baja dan dicor secara menerus menggunakan *bentonite slurry*.



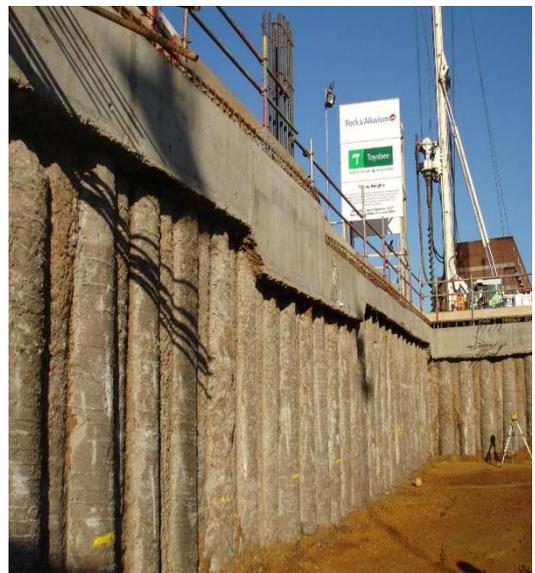
Gambar 2.6 *Diaphragm Wall*
(*sumber :www.frankifoundation.com*)

c. *Contiguous and Secant Bored Pile Walls*

- *Contiguous bored pile walls* terdiri atas tiang pancang yang dipasang saling berdampingan. Terdapat celah antara tiang pancang yang memperbolehkan rembesan air pada kondisi tanah granular.
- *Secant bored pile walls* terdiri atas tiang pancang yang dipasang saling berdampingan dan dilakukan pengeboran yang mengiris bagian samping tiang pancang utama serta dipasang *casing* untuk pengecoran *secant pile*. Adanya pemasangan *secant pile* membuat celah antar tiang pancang tertutup dan rembesan tidak bisa masuk karena terhalang dinding menerus tiang pancang tersebut.



(a)



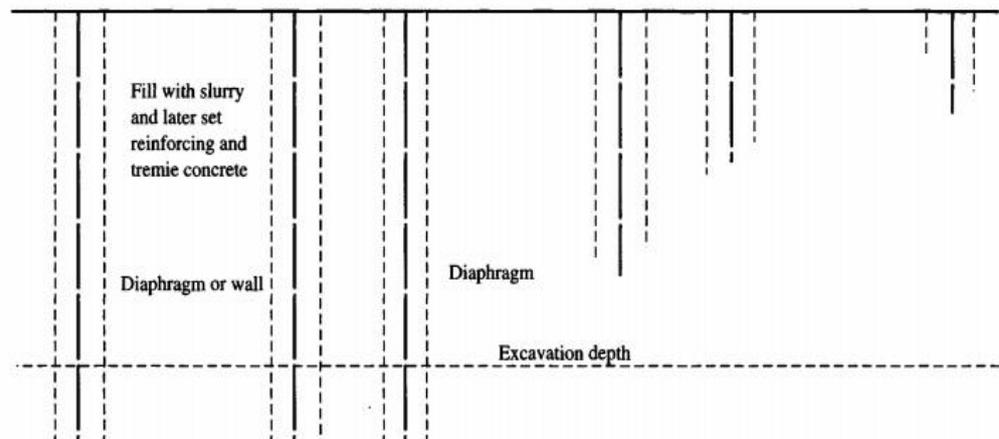
(b)

Gambar 2.7 (a). *Contiguous Bored Wall* (b) *Secant Bored Wall*.

(sumber : www.keller.co.uk)

2.2.4.1 Dinding Diafragma

Dalam penelitian ini, dinding penahan tanah yang digunakan sebagai perkuatan galian *basement* adalah *diaphragm walls*. Jenis dinding penahan tanah ini umumnya digunakan untuk *deep excavation*. Analisis tegangan untuk tiap kedalaman sangat penting dilakukan dalam perencanaan dinding penahan tanah. Keberadaan air tanah mempengaruhi besarnya tegangan tersebut, hal ini menyebabkan perubahan tegangan semula.



Gambar 2.8 Dinding diafragma.
(*Foundation Analysis And Design* , Joseph E.Bowles, 5th Edition, 1997)

Dinding didesain dengan kedalaman tertentu dengan cara pemberian penulangan lalu dilanjutkan pengecoran. Terdapat syarat yang direkomendasikan terhadap nilai defleksi yang terjadi pada *D-Wall* oleh karena tekanan lateral tanah disekitarnya yaitu sebagai berikut :

Tabel 2.7 Kriteria batas defleksi *D-Wall* terhadap bangunan sekitar.

(BS 8002- Code of Practice of Earth Retaining Structure)

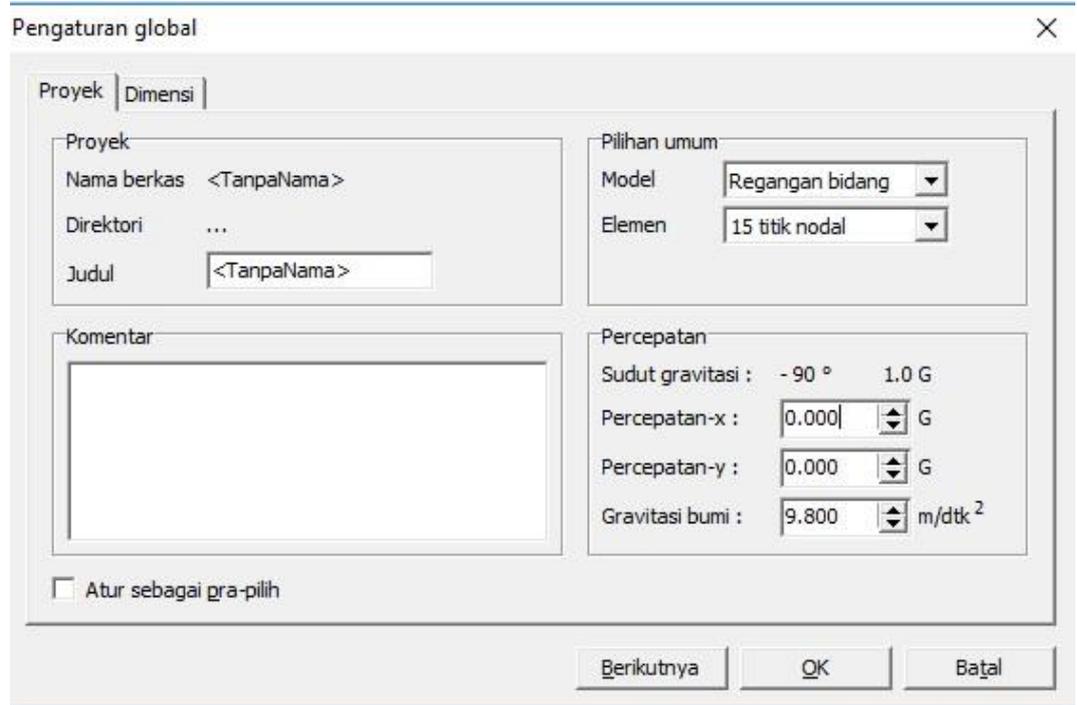
Batas defleksi dinding/zonasi	Lokasi gedung ,struktur, dan bangunan kritis			
	Zona 1 ($x/H < 1$)	Zona 2 ($1 \leq x/H \leq 2$)	Zona 3 ($x/H > 2$)	
			Ground type A	Ground type B
Defleksi dinding maksimum yang diizinkan ($\delta w/H$)	0.5% H	0.7% H	0.7% H	1.0% H

Pada tabel diatas nilai x merupakan jarak sisi galian terhadap lokasi bangunan sekitar dalam satuan meter dan nilai H merupakan kedalaman galian dalam satuan meter. Pada tugas akhir ini digunakan zona 3 dengan tinjauan defelksi syarat yaitu sebesar 1% dari kedalaman galian.

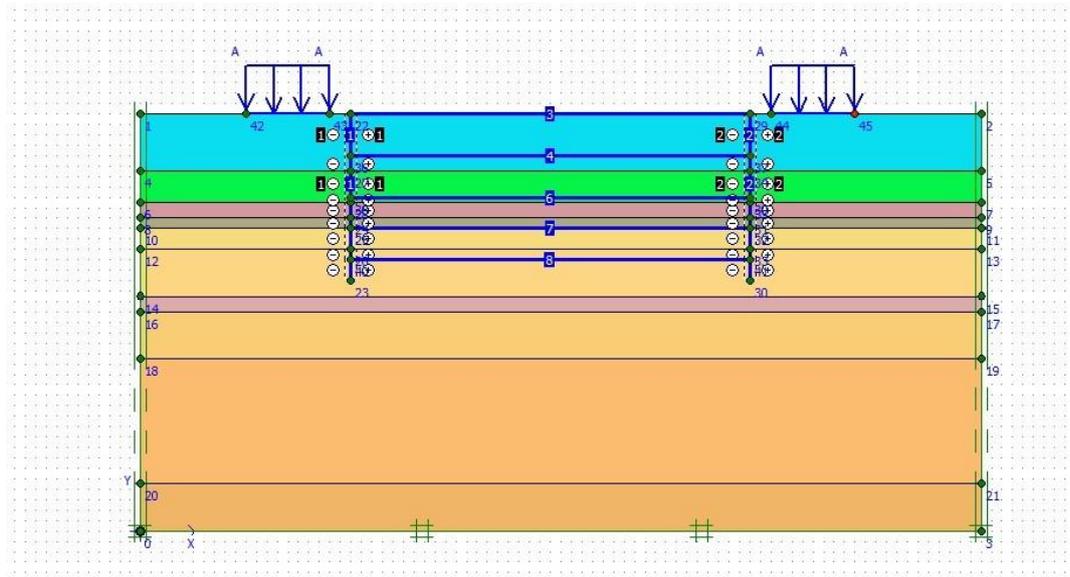
2.2.4.2 Analisis Stabilitas Dinding Diafragma

1. Stabilitas Dengan Plaxis

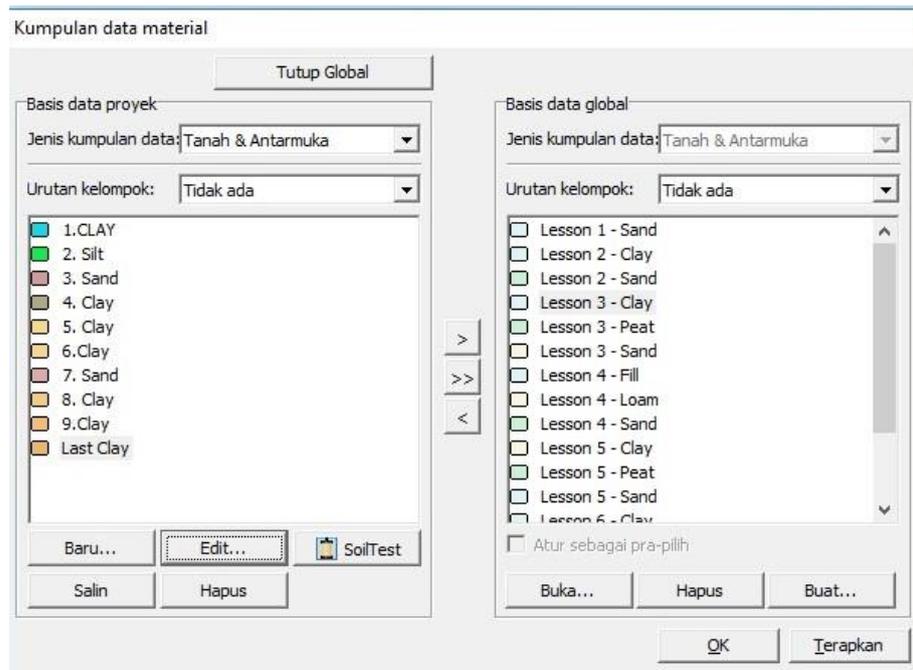
Kontrol terhadap gaya dalam dan stabilitas dinding dilakukan menggunakan *software Plaxis*. Pada program *Plaxis*, dapat disajikan hasil output berupa tabel dan grafik dari potongan melintang hasil analisis input. Dengan adanya permodelan pertemuan elemen akan memberikan nilai tegangan yang lebih akurat. Berikut adalah tampilan cara menggunakan plaxis :



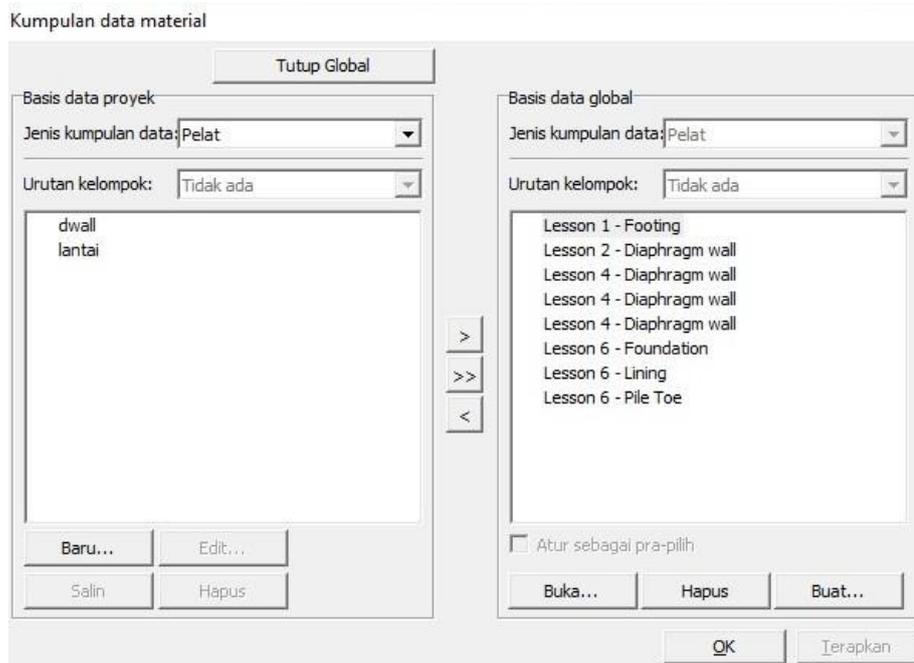
Gambar 2.9 Pengaturan global.



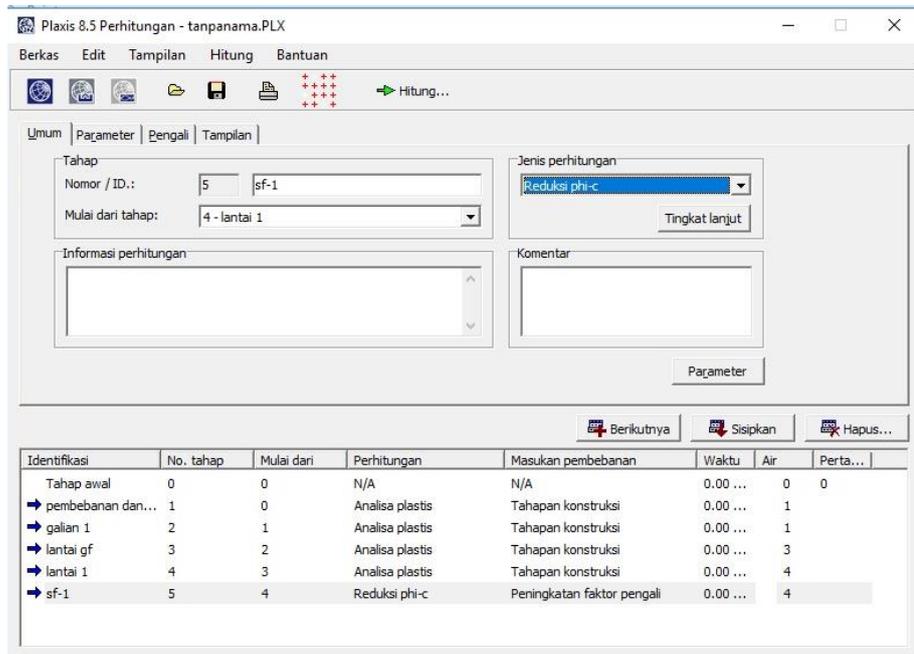
Gambar 2.10 Masukan gambar.



Gambar 2.11 Masukan material lapisan tanah.



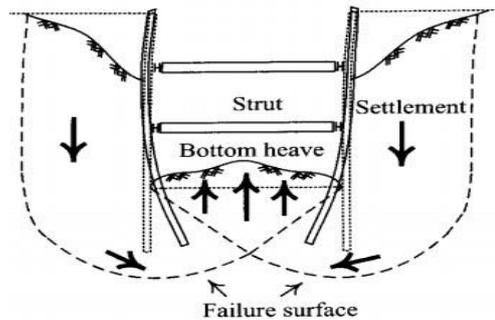
Gambar 2.12 Masukan material dinding diafragma.



Gambar 2.13 Melakukan perhitungan.

2. Angka Keamanan terhadap Keruntuhan *Basal Heave*

Analisis keruntuhan *basal heave* dilakukan untuk tanah lempung. Angka keamanan untuk analisis *basal heave* dilakukan dengan memperhitungkan rasio tahanan tanah terhadap gaya termobilisir yang terjadi sehingga dapat dievaluasi keruntuhan *basal heave* pada ekskavasi. Berikut adalah ilustrasi keruntuhan *Basal Heave* (penggembungan) terjadi ketika kekuatan tanah pada dasar galian relative lemah dibandingkan tegangan *overburden* yang dipengaruhi oleh tahanan sisi galian. Umumnya *heave* terjadi pada tanah yang memiliki sifat ekspansif seperti lempung.



Gambar 2.14 Ilustrasi keruntuhan *basal heave*
 (Principle of Foundation Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2011)

Faktor keamanan akibat *heave* pada tanah lempung yaitu:

Untuk $D \geq B\sqrt{2}$:

$$Fb = \frac{5.7Su_2B/\sqrt{2}}{(\gamma H + qs)B/\sqrt{2} - Su_1He} \quad (2.11)$$

Untuk $D \leq B\sqrt{2}$:

$$Fb = \frac{5.7Su_2D}{(\gamma H + qs)D - Su_1He} \quad (2.12)$$

dimana H_e adalah kedalaman galian (m), B adalah lebar galian (m), D adalah jarak permukaan galian terhadap tanah keras (m), S_{u1} adalah *undrained shear strength* tanah diatas permukaan galian tanah (kN/m^2), S_{u2} adalah *undrained shear strength* tanah dibawah permukaan galian tanah (kN/m^2), q adalah beban merata oleh karena beban konstruksi maupun tanah bekas galian (kN/m^2), dan γ adalah berat jenis tanah di atas permukaan galian (kN/m^3).

Menurut Swatek *et al.* (1972), angka keamanan untuk metode ini dikatakan aman apabila bernilai lebih besar sama dengan 1.5.

3. Galian Tanah

Perencanaan galian tanah terhadap angka keamanan dengan kriteria tertentu harus disesuaikan sedemikian rupa. berikut merupakan kriteria angka keamanan galian berdasarkan Pedoman Perencanaan Geoteknik dan Struktur Bangunan di Provinsi DKI Jakarta, Rapergrup, 2009 :

Tabel 2.8 Korelasi galian tanah terhadap angka keamanan
(Pedoman Perencanaan Geoteknik dan Struktur Bangunan di Provinsi
DKI Jakarta,2009)

Kondisi Lingkungan dan Resiko	Keandalan Parameter Tanah			
	Kurang		Cukup	
	Galian Sementara	Galian Tetap	Galian Sementara	Galian Tetap
Tidak ada hunian manusia atau bangunan disekitar	1.30	1.50	125	1.30
Banyak bangunan disekitar	1.50	2.00	1.30	1.50

Setiap tahap galian dengan kedalaman tertentu harus mencapai atau melebihi nilai angka keamanan sesuai syarat diatas untuk wilayah DKI Jakarta. Pada kondisi proyek tugas akhir ini, diasumsikan dengan melihat pemetaan dari *google earth* maka kondisi lingkungan dikategorikan memiliki banyak bangunan disekitarnya. Untuk keandalan parameter tanah diasumsikan kurang dengan kriteria galian sementara dimana setelah dinding penahan tanah, dan dilakukan tahapan galian maka struktur *basement* nantinya akan dimulai konstruksinya.

2.2.5 Tiang Pancang

Tiang pancang merupakan kolom langsing yang digunakan untuk mentransfer beban dari *super structure* ke lapisan tanah keras. Tiang pancang pada umumnya memiliki diameter 750 mm yang membedakan dengan tiang bor maupun *caisson*. Tiang pancang bervariasi menurut jenis materialnya, antara lain

tiang baja, tiang beton, ataupun kayu. Daya dukung tiang pancang didasarkan pada tahanan kulit tiang, tahanan ujung tiang ataupun keduanya.

2.2.5.1 Analisis Stabilitas

1. Daya Dukung Aksial Tekan Tiang

Kapasitas maksimum (*ultimate*) tiang terhadap beban tekan didapatkan melalui penjumlahan kapasitas tahanan ujung tiang (*end bearing*) dan tahanan geser selimut tiang (*skin friction*). Melalui desain faktor keamanan tertentu, dapat ditentukan nilai daya dukung izin (*allowed*) tiang terhadap beban tekan. Perumusan kapasitas tiang pancang berdasarkan Metode Mayerhoff:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.13)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (2.14)$$

dimana Q_{all} adalah kapasitas tekan izin tiang, Q_u adalah kapasitas *ultimate* tiang terhadap beban aksial tekan, Q_p adalah kapasitas *ultimate* tahanan ujung tiang (*end bearing*), Q_s adalah kapasitas *ultimate* geser selimut tiang (*skin friction*), dan SF adalah *safety factor* (umumnya digunakan lebih besar dari 3 untuk aksial tekan)

2. Daya Dukung Ujung Tiang (*End Bearing*)

Nilai *end bearing* tiang pancang merupakan nilai dari tahanan ujung tiang terhadap tanah. Perhitungan daya dukung ujung tiang pada tanah kohesif oleh Meyerhoff (1976) dan Vesic (1977) dijabarkan sebagai berikut:

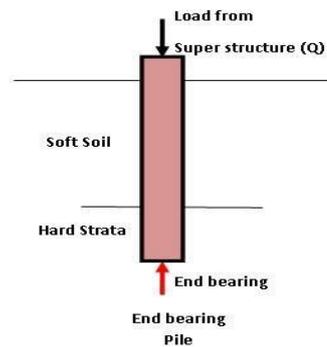
$$Q_p = 9c_u A_p \quad (2.15)$$

$$Q_p = A_p c_u N_c^* \quad (2.16)$$

$$I_r = I_{rr} = 347 \left(\frac{c_u}{p_a} \right)^{-3.3} \leq 300 \quad (2.17)$$

Tabel 2.9 Variasi dari N_C^* terhadap I_{rr} untuk $\phi = 0$
 (Principle of Foundation Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2011)

I_{rr}	N_C^*
10	6.97
20	7.90
40	8.82
60	9.36
80	9.75
100	10.04
200	10.97
300	11.51
400	11.89
500	12.19



Gambar 2.15 Ilustrasi *end bearing* tiang
 (Principle of Foundation Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2011)

O'Neill dan Reese (1999) menyarankan hubungan antara I_r dan c_u untuk tanah kohesif untuk mengikuti hasil yang didapatkan pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10 Hubungan antara I_r dan c_u untuk tanah kohesif
 (Principle of Foundation Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2011)

$\frac{c_u}{p_a}$	I_r
0.24	50
0.48	150
≥ 0.96	250-300

p_a = tekanan atmosfer (100 kN/m²)

dimana Q_p adalah kapasitas *ultimate* tahanan ujung tiang (*end bearing*), c_u

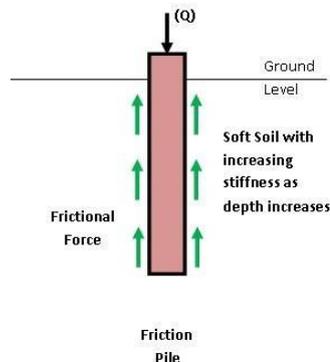
adalah kohesi tanah, A_p adalah luas penampang ujung tiang, dan q_p adalah nilai tekanan efektif tanah pada tumpuan ujung tiang

3. Tahanan Geser Selimut Tiang (*Skin Friction*)

Nilai *skin friction* merupakan tahanan yang terjadi oleh karena interaksi selimut tiang dengan partikel tanah di sekitarnya. Untuk perhitungan nilai tahanan geser selimut tiang pada tanah kohesif oleh Vijayvergia dan Focht (1972) ditentukan melalui persamaan berikut:

$$Q_s = \alpha \times c_{ui} \times p \times L_i \quad (2.18)$$

dimana α adalah koefisien adhesi antara tanah dan tiang, c_{ui} adalah *undrained shear strength* lapisan tanah i , p adalah keliling penampang tiang, dan L_i adalah kedalaman tanah i yang ditinjau.



Gambar 2.16 Ilustrasi *skin friction* tiang

(*Principle of Foundation Engineering, Braja M.Das, 7th Edition, 2011*)

Tabel 2.11 Nilai variasi dari α menurut Terzaghi, Peck dan Mesri, 1996
 (Principle of Foundation Engineering, Braja M.Das, 7th Edition,2011)

$\frac{C_u}{P_a}$	α
≤ 0.1	1.00
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1.0	0.48
1.2	0.42
1.4	0.40
1.6	0.38
1.8	0.36
2.0	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

p_a = tekanan atmosfer (100 kN/m²)

2.3 Data Sekunder

Data sekunder ini merupakan hasil pengolahan yang didasarkan oleh pengujian lapangan dan laboratorium oleh PT. Daya Creasi Mitrayasa. Data tersebut meliputi laporan faktual penyelidikan tanah berupa hasil pengujian lapangan *Standard Penetration Test* (SPT) di 2 titik *borehole* (DB-7, dan DB-8) namun dipilih yang paling kritis yaitu terletak di wilayah DB-7.

Tabel 2.12 Data sekunder proyek Verde II Condominiums, Jakarta Selatan
(Laporan Faktual Penyelidikan Tanah, 2013)

LAPISAN	TEBAL (m)	KEDALAMAN (m)	JENIS	KONDISI	Cu kN/m ²	e(angka pori)
1	5.5	5.5	CLAY	VERY SOFT	112.3	1.685
2	3	8.5	SILT	HARD	64.9	1.038
3	1.5	10	SAND	DENSE	0	1.19
4	1	11	CLAY	HARD	137.5	0.99
5	2	13	CLAY	VERY STIFF	120.8	1.089
6	4.5	17.5	CLAY	VERY STIFF	120.2	0.933
7	1.5	19	SAND	MEDIUM	0	1.309
8	4.5	23.5	CLAY	VERY STIFF	131.2	0.987
9	12	35.5	CLAY	VERY STIFF	113.5	0.993
10	4.5	40	CLAY	VERY STIFF	181.100	0.927

Beberapa data pengujian laboratorium yang masih belum terlalu lengkap juga disimplifikasi dengan korelasi terhadap percobaan empiris yang pernah ditemukan sebelumnya.

2.4 Kerangka Pemikiran

Dinding Diafragma pada proyek Verde II Condominiums Kuningan Jakarta Selatan mengalami pergeseran akibat desakan lateral tanah. Berkurangnya gaya prategang dari angkur yang berfungsi sebagai penahan lateral sementara pada dinding diafragma dan telah dibangunnya *area tower west dan east* membuat desakan lateral terpusat pada *area podium*.

Dari permasalahan-permasalahan tersebut dipilih perencanaan ulang dinding diafragma dengan metode semi top down agar mampu menahan desakan lateral dan menanamkan tiang pancang sebagai solusi agar dinding diafragma lebih pendek dari dinding diafragma konvensional, selain itu juga untuk mentransfer beban aksial ke lapisan tanah keras.