

**ANALISA PERHITUNGAN DINDING PENAHAN
TANAH PADA PROYEK PEMBANGUNAN
PARKIRAN MASJID AGUNG MEDAN
(STUDI KASUS)**

SKRIPSI

Disusun Oleh:

**PARALE M.T. SINAGA
15.811.0087**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MEDAN AREA
MEDAN
2019**

**ANALISA PERHITUNGAN DINDING PENAHAN
TANAH PADA PROYEK PEMBANGUNAN
PARKIRAN MASJID AGUNG MEDAN
(STUDI KASUS)**

SKRIPSI

*Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat untuk Menyelesaikan
Program Studi Strata 1 (S1) pada Jurusan Teknik Sipil
Universitas Medan Area*

Disusun Oleh:

**PARALE M.T. SINAGA
15.811.0087**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MEDAN AREA
MEDAN
2019**

LEMBAR PENGESAHAN
ANALISA PERHITUNGAN DINDING PENAHAN
TANAH PADA PROYEK PEMBANGUNAN
PARKIRAN MASJID AGUNG MEDAN

SKRIPSI

Disusun oleh:

PARALE M.T. SINAGA


15.811.0087

Disetujui Oleh:

Dosen Pembimbing I,

Dosen Pembimbing II,


Ir. H. Edy Hermanto, M.T.



Ir. Nurmaidah, M.T.

Mengetahui:

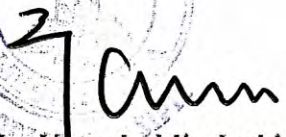
Dekan Fakultas Teknik

Ketua Program Studi Teknik Sipil




Prof. Dr. Ir. Armansyah Ginting, M.Eng




Ir. Kamaluddin Lubis, M.T

LEMBAR PERNYATAAN

Saya menyatakan bahwa Skripsi yang saya susun sebagai syarat memperoleh gelar sarjana merupakan hasil karya tulis saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan Skripsi ini saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan sumbernya secara jelas dan sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan ilmiah.

Saya bersedia menerima sanksi pencabutan gelar akademik yang saya peroleh dan sanksi-sanksi lainnya dengan peraturan yang berlaku apabila dikemudian hari ditemukan adanya plagiat dalam Skripsi ini.

Medan, Februari 2019

Penulis



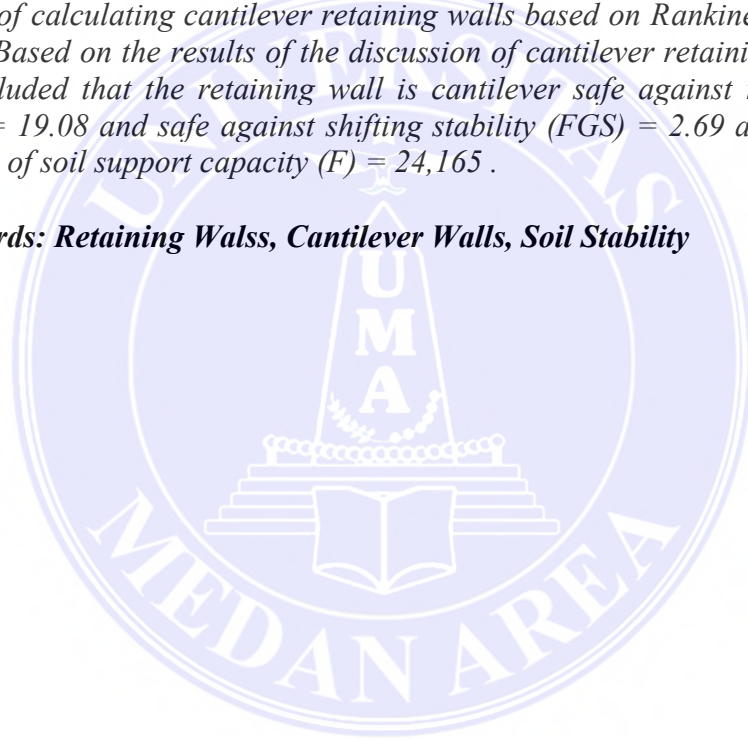
Parale M.T. Sinaga

15.811.0087

ABSTRACT

Soil Retaining Wall is one of the soil control techniques that is very necessary to maintain soil stability and prevent soil collapse beside the Basement. Cantilever walls (consoles) are reinforced concrete walls that use console action to hold the mass behind the wall from the natural slope that occurs. The planning of the retaining wall carried out in the Medan Great Mosque Parking Project is a planning of recommended cantilever retaining walls for medium height walls. The purpose of this study was to analyze the calculation of retaining walls in the Medan Great Mosque Parking Project. The purpose of this study was to determine the function of the cantilever retaining wall that was installed as a retaining wall for the basement in the Medan Grand Mosque Parking Building project and as our consideration especially users who want to plan a Ground Retaining Wall using cantilever Walls. The method used in the planning of cantilever retaining walls is a method of calculating cantilever retaining walls based on Rankine's soil pressure theory. Based on the results of the discussion of cantilever retaining walls, it can be concluded that the retaining wall is cantilever safe against rolling stability (FGL) = 19.08 and safe against shifting stability (FGS) = 2.69 and safe against collapse of soil support capacity (F) = 24,165 .

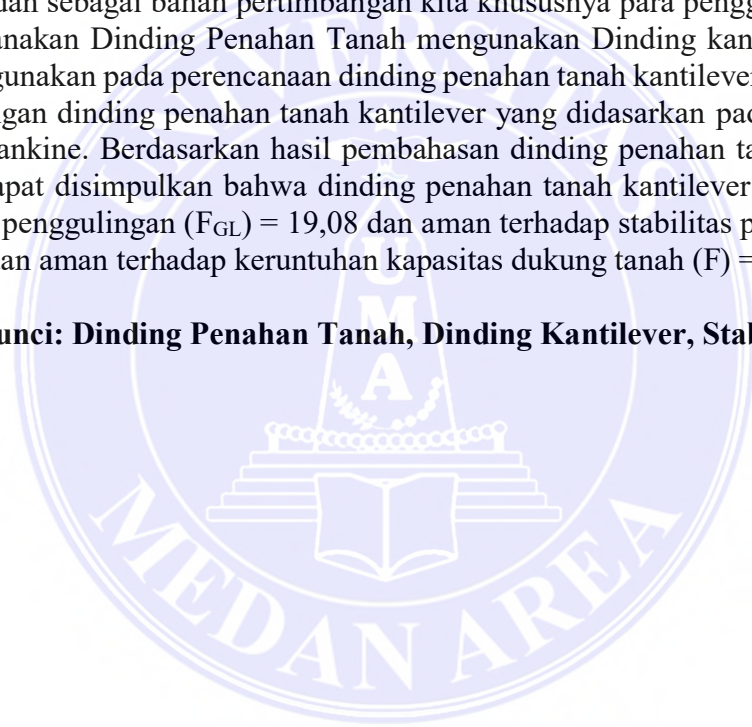
Key Words: Retaining Walls, Cantilever Walls, Soil Stability



ABSTRAK

Dinding Penahan Tanah merupakan salah satu teknik pengendalian tanah yang sangat diperlukan untuk menjaga kestabilan tanah dan mencegah keruntuhan tanah di samping *Basement*. Dinding Kantilever (konsol) adalah dinding beton bertulang yang menggunakan aksi konsol untuk menahan massa yang berada di belakang dinding dari kemiringan alami yang terjadi. Perencanaan dinding penahan tanah yang dilakukan pada Proyek Pembangunan Parkiran Masjid Agung Medan ini adalah perencanaan dinding penahan tanah kantilever yang direkomendasikan untuk dinding dengan ketinggian sedang. Maksud dari penelitian ini adalah untuk menganalisa perhitungan dinding penahan tanah pada Proyek Pembangunan Parkiran Masjid Agung Medan. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui fungsi dari dinding penahan tanah kantilever yang dipasang sebagai dinding penahan tanah untuk *basement* pada proyek Pembangunan Parkiran Masjid Agung Medan dan sebagai bahan pertimbangan kita khususnya para pengguna yang ingin merencanakan Dinding Penahan Tanah menggunakan Dinding kantilever. Metode yang digunakan pada perencanaan dinding penahan tanah kantilever adalah metode perhitungan dinding penahan tanah kantilever yang didasarkan pada teori tekanan tanah Rankine. Berdasarkan hasil pembahasan dinding penahan tanah kantilever, maka dapat disimpulkan bahwa dinding penahan tanah kantilever aman terhadap stabilitas penggulingan (F_{GL}) = 19,08 dan aman terhadap stabilitas pergeseran (F_{GS}) = 2,69 dan aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah (F) = 24,165.

Kata Kunci: Dinding Penahan Tanah, Dinding Kantilever, Stabilitas Tanah



DAFTAR GAMBAR

	Halaman
Gambar 2.1	Klasifikasi Berdasarkan Tekstur oleh Departement Pertanian Amerika Serikat (USDS) 11
Gambar 2.2	Nilai-nilai Batas Atterberg untuk Subkelompok Tanah 16
Gambar 2.3	Tekanan Tanah dalam Keadaan Diam (<i>at Rest</i>) 22
Gambar 2.4	Distribusi Tekanan Tanah dalam Keadaa Diam pada Dinding Penahan 23
Gambar 2.5 (a)	Tekanan Tanah Aktif menurut Rankine 26
Gambar 2.5 (b)	Lingkaran Mohr pada Tekanan Tanah Aktif 26
Gambar 2.5 (c)	Keadaan saat Tekanan Tanah Aktif menurut Rankine 27
Gambar 2.5 (d)	Distribusi Tekanan Tanah Aktif menurut Rankine pada Dinding Penahan 27
Gambar 2.6 (a)	Tekanan Tanah Pasif menurut Rankine 29
Gambar 2.6 (b)	Lingkaran Mohr pada Tekanan Tanah Pasif 29
Gambar 2.6 (c)	Keadaan saat Tekanan Tanah Pasif menurut Rankine 30
Gambar 2.6 (d)	Distribusi Tekanan Tanah Pasif menurut Rankine pada Dinding Penahan 30
Gambar 2.7	Berbagai Tipe Dinding Penahan Tanah 34
Gambar 2.8	Dimensi Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever 36
Gambar 2.9	Gaya-gaya pada Dinding Kantilever 37
Gambar 2.10	Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever 39
Gambar 2.11	Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah 41
Gambar 2.12	Stabilitas terhadap Penggeseran dan Penggulingan 44
Gambar 2.13	Memperbesar Tahanan Geser dengan Pengunci 45
Gambar 2.14	Resultante Gaya R masih di Inti 53
Gambar 2.15	Gaya Angkat oleh Air 54
Gambar 3.1	Bagan Alir Penelitian 58
Gambar 4.1	Dimensi Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever 62

DAFTAR ISI

	Halaman
ABSTRAK	i
ABSTRACT	ii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	v
DAFTAR GAMBAR	vii
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR NOTASI	ix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Maksud dan Tujuan	2
1.3. Rumusan Masalah	3
1.4. Batasan Masalah	3
BAB II LANDASAN TEORI	4
2.1. Klasifikasi Tanah	4
2.1.1 Sistem Klasifikasi USDA	10
2.1.2 Sistem Klasifikasi USCS	12
2.1.3 Sistem Klasifikasi AASHTO	14
2.2. Hubungan Antarfase	17
2.3. Tekanan Tanah Lateral	19
2.3.1 Tekanan Tanah dalam Keadaan Diam	20
2.3.2 Tekanan Tanah Aktif Menurut Rankine	23
2.3.3 Tekanan Tanah Pasif Menurut Rankine	28
2.4. Dinding Penahan Tanah	31
2.5. Dinding Penahan Beton dengan Balok Kantilever	34
2.6. Perencanaan Dinding Penahan Tanah	35
2.6.1. Penetapan Dimensi	35
2.6.2. Beban dan Reaksi Tanah	36
2.6.3. Stabilitas Konstruksi	38

2.6.4. Stabilitas Kekuatan Konstruksi	38
2.7. Pengaruh Tekanan Rembesan pada Stabilitas Dinding Penahan	40
2.8. Stabilitas Dinding Penahan	41
2.8.1. Stabilitas terhadap Penggeseran	42
2.8.2. Stabilitas terhadap Penggulingan	45
2.8.3. Stabilitas terhadap Keruntuhan Kapasitas Daya Dukung	46
2.8.4. Penurunan	52
BAB III METODOLOGI PENELITIAN	56
3.1. Lokasi dan Waktu Penelitian	56
3.2. Metode Analisis Data	56
3.3. Instrumen Penelitian	56
3.4. Teknik Pengumpulan Data	57
3.4.1. Data Hasil Laboratorium Mekanika Tanah	57
3.4.2. Data Hasil Boring di Lapangan	57
3.4.3. Gambar, Layout, dan Profil proyek	57
3.5. Bagan Alir Penelitian	58
BAB IV ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN	59
4.1. Perencanaan Dinding Kantilever	59
4.1.1. Parameter Dinding Semi Basement	59
4.1.2. Mobilisasi Tekanan Tanah pada Dinding Semi Basemant	62
4.1.3. Beban dan Reaksi Tanah	63
4.1.4. Stabilitas Dinding Penahan Tanah	63
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	69
5.1. Kesimpulan	69
5.2. Saran	69
DAFTAR PUSTAKA	70

LAMPIRAN

DAFTAR NOTASI

	Halaman
GI	Indeks Kelompok (<i>Group Indeks</i>) 16
F	Persen Butiran Lolos Saringan No. 200 (0,075 mm) 16
LL	Batas Cair 16
PI	Indeks Plastisitas 16
K _O	Koefisien Tekanan Tanah dalam Keadaan Diam 21
σ_h	Tekanan Arah Horizontal 21
σ_v	Tekanan Arah Vertikal 21
γ	Berat Volume Tanah 21
z	Jarak Vertikal 21
OCR	Rasio dari Overconsolidasi 21
P _O	Gaya Total per Satuan Lebar Dinding 23
CD	Jari-jari Lingkaran Keruntuhan 24
σ_a	Tekanan Aktif 24
\emptyset	Sudut Geser Tanah 25
K _a	Koefisien Tekanan Tanah Aktif 25
P _a	Gaya Aktif 26
σ_p	Tekanan Pasif 28
K _p	Koefisien Tekanan Tanah Pasif 28
F _{gs}	Faktor Aman terhadap Penggeseran 42
ΣR_h	Tahanan Dinding Penahan Tanah terhadap Penggeseran 42

W	Berat Total Dinding Penahan dan Tanah di atas	
	Pelat Fondasi	42
δ_b	Sudut Geser antara Tanah dan Dasar Fondasi	42
C_a	Adhesi antara Tanah dan Dasar Dinding	43
c	Kohesi Tanah Dasar	43
a_d	Faktor Adhesi	43
B	Lebar Fondasi	43
ΣP_h	Jumlah Gaya-gaya Horizontal	43
F	Koefisien Gesek antara Tanah Dasar dan Dasar Fondasi	43
F_{Guling}	Faktor Aman terhadap Penggulingan	45
ΣM_w	Momen yang Melawan Penggulingan	46
ΣM_{Guling}	Momen yang Mengakibatkan Penggulingan	46
B	Lebar Kaki Dinding Penahan	46
W	Berat Tanah di atas Pelat Fondasi dan Berat sendiri	
	Dinding Penahan	46
ΣP_{ah}	Jumlah Gaya-gaya Horizontal	46
ΣP_{av}	Jumlah Gaya-gaya Vertikal	46
D_f	Kedalaman Fondasi	47
B	Lebar Fondasi Dinding Penahan Tanah	47
N_c, N_q, N_γ	Faktor-faktor Kapasitas Dukung	47
d_c, d_q, d_γ	Faktor Kedalaman	47
i_c, i_q, i_γ	Faktor Kemiringan Beban	47
e	Eksentrisitas Beban	48

A'	Luas Efektif Fondasi	49
L'	Panjang Efektif	49
B'	Lebar Efektif	49
e_L	Eksentrisitas Beban terhadap Pusat Luasan Fondasi Arah L	49
e_B	Eksentrisitas Beban terhadap Pusat Luasan Fondasi Arah B	49
c_a	Adhesi antara Tanah dan Dasar fondasi	49
ϕ	Sudut Geser dalam Tanah	49
δ	Sudut Geser antara Tanah dan Dasar Fondasi	49
H	Komponen Beban Sejajar Dasar Fondasi	49
V	Komponen Beban Sejajar Dasar Fondasi	49
α	Sudut Kemiringan Dasar Fondasi	49
β	Sudut Lereng Pendukung Fondasi	49
ΣM	Total Berat Tanah di atas Pelat Fondasi dan Berat Sendiri	
	Dinding Penahan	52
q'	Tekanan akibat Beban Struktur	52
q_u	Kapasitas Dukung Ultimit	52
q	Tekanan akibat Beban Struktur	52
ΣM	Jumlah Momen dari semua Gaya terhadap Pusat Berat	
	Fondasi	53
ΣW	Jumlah Gaya Vertikal	53
SPT	Test Penetrasi tanah (<i>Standard Penetration Test</i>)	57

DAFTAR TABEL

	Halaman
Tabel 2.1	Komponen dalam Berbagai Macam Tipe Tanah 7
Tabel 2.2	Sifat Tanah Berdasarkan Uji Lapangan 8
Tabel 2.3	Uraian Struktur Endapan Tanah 9
Tabel 2.4	Penggolongan Jenis Tanah Berdasarkan Ukuran Butir Tanah 9
Tabel 2.5	Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem Unified (USCS) 13
Tabel 2.6	Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO 14
Tabel 2.7	Hubungan Antarfase pada Tanah 18
Tabel 2.7(a)	Hubungan Antarfase pada Tanah (Lanjutan) 19
Tabel 2.8	Ukuran Dasar Dinding Penahan Tanah Kantilever 39
Tabel 2.9	Koefisien Gesek (f) antara Dasar Fondasi dan Tanah Dasar 43
Tabel 2.10	Nilai-nilai Faktor Kapasitas Dukung Terzaghi (1943) 47
Tabel 2.11	Faktor Kedalaman Fondasi (Hansen, 1970) 48
Tabel 2.12	Faktor Kemiringan Beban (Hansen, 1970) 48
Tabel 2.13	Faktor Kedalaman Fondasi (Vesic, 1975) 49
Tabel 2.14	Faktor Kemiringan Beban (Vesic, 1975) 50
Tabel 2.15	Faktor-faktor Kapasitas Dukung Mayerhof (1963), Hansen (1961), dan Vesic (1973) 50
Tabel 2.15(a)	Faktor-faktor Kapasitas Dukung Mayerhof (1963), Hansen (1961), dan Vesic (1973) (Lanjutan) 51
Tabel 4.1	Gaya Vertikal dan Gaya Momen sesuai gambar 4.1 63
Tabel 4.2	Tekanan Tanah Aktif Total, Pa 63
Tabel 4.3	Hasil Perhitungan Stabilitas Tanah 68

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmad dan karunia-Nya penulis dapat menyelesaikan laporan Skripsi dengan Judul “**Analisa Perhitungan Dinding Penahan Tanah Pada Proyek Pembangunan Parkiran Masjid Agung Medan**” ini.

Skripsi ini merupakan syarat yang dipenuhi oleh seluruh mahasiswa Program Studi Teknik Sipil Universitas Medan Area untuk menyelesaikan studinya demi mencapai kelulusan sebagai seorang Sarjana Teknik.

Penulis menyadari keberhasilan dalam menyelesaikan penulisan Skripsi ini tidak lepas dari dukungan dan bantuan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada:

1. Bapak Prof. Dr. Dadan Ramdan, M.Eng, M.Sc., selaku Rektor Universitas Medan Area;
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Armansyah Ginting, M.Eng., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Medan Area;
3. Bapak Ir. Kamaluddin Lubis, M.T., selaku Ketua Program Study Teknik Sipil;
4. Bapak Ir. H. Edy Hermanto, M.T., selaku Pembimbing I, atas kesabaran, bimbingan, waktu yang telah banyak diberikan kepada penulis dan masukan yang telah diberikan serta ilmu yang telah diajarkan;
5. Ibu Ir. Nurmaidah, M.T., selaku pembimbing II atas kesabaran, bimbingan, waktu yang telah banyak diberikan kepada penulis dan masukan yang telah diberikan serta ilmu yang telah diajarkan;
6. Pimpinan dan karyawan PT. PP (Proyek Masjid Agung Medan) atas bantuan untuk memperoleh data-data yang penulis butuhkan dalam penyelesaian Skripsi ini;
7. Seluruh Dosen Teknik Sipil, Karyawan, dan Staf Universitas Medan Area;

8. Orang tua tercinta yang telah memberikan curahan kasih sayangnya, doa, dan bantuan berupa moral dan material yang tidak terhingga dalam pelaksanaan Skripsi ini;
9. Istri tercinta (Amar Tamba) yang telah memberikan curahan kasih sayangnya, doa, perhatian, semangat, dan dukungan dalam penyelesaian Skripsi ini;
10. Anak Saya tercinta yang selalu mengajak bermain pada saat saya mengerjakan Skripsi ini;
11. Seluruh sahabat dan teman-teman penulis yang telah memberikan saran, masukan, dukungan, perhatian, semangat, dan doa;
12. Seluruh Mahasiswa Program Studi Teknik Sipil Universitas Medan Area.

Penulis menyadari adanya keterbatasan kemampuan dan kendala yang dihadapi dalam pembuatan Skripsi ini. Oleh karena itu, penulis sangat mengharapkan saran dan kritik yang membangun guna memperbaiki penulisan Skripsi ini. Semoga Skripsi ini dapat memberikan manfaat dan pengetahuan bagi semua pihak yang membacanya.

Medan, Februari 2019
Penulis

Parale M.T. Sinaga

15.811.0087

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam perencanaan pembangunan sebuah gedung perkantoran, pertokoan, maupun apartemen, diperlukan lahan parkir yang cukup luas. Hal ini yang menjadi permasalahan tersendiri bagi pengembang (*developer*) karena tidak memungkinkan lagi pembangunan secara horizontal karena keterbatasan lahan dan harga yang semakin tinggi. Oleh karena itu, dibutuhkan solusi berupa pembangunan secara vertikal ke atas maupun ke bawah tanah. Pembangunan secara vertikal ke bawah berupa penggunaan *basement*. Hal inilah yang juga menjadi permasalahan bagi pembangunan pada proyek “Pembangunan Parkiran Masjid Agung Medan”.

Konstruksi dinding penahan tanah ini digunakan untuk menjaga kestabilan tanah dan mencegah keruntuhan tanah di samping *basement* tersebut. Tembok penahan tanah adalah konstruksi yang dibangun untuk penahan tanah yang mempunyai kemiringan atau lereng dimana kemantapan tanah tersebut tidak dapat dijamin oleh tanah itu sendiri. Bangunan Tembok Penahan Tanah digunakan untuk menahan tekanan lateral yang ditimbulkan oleh tanah urugan atau tanah asli yang labil akibat kondisi topografinya. Konsep dasar Tembok penahan tanah urugan atau tanah asli yang labil akibat topografinya dan berdasarkan perhitungan kestabilan lereng kondisi tanah dalam keadaan aktif maupun pasif.

Dinding kantilever adalah dinding yang terdiri dari kombinasi dinding dan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Ketebalan dari kedua bagian relatif tipis dan secara penuh diberi tulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja padanya. Kestabilan dinding penahan tanah diperoleh dari berat dinding kantilever, tekanan tanah, serta gaya aksial yang bekerja di atasnya.

Didasari oleh pentingnya kebutuhan akan konstruksi *basement*, saya mengambil studi kasus tentang pembangunan *basement* pada salah satu gedung bertingkat, dalam hal ini Parkiran Masjid Agung Medan, dengan konsentrasi khusus pada dinding penahan sebagai penahan keruntuhan galian.

1.2 Maksud Dan Tujuan

Maksud dari penelitian ini adalah untuk menganalisa perhitungan dinding penahan tanah pada Proyek Pembangunan Parkiran Masjid Agung Medan.

Adapun tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui fungsi dari dinding penahan tanah kantilever yang dipasang sebagai dinding penahan tanah untuk *basement* pada proyek Pembangunan Parkiran Masjid Agung Medan dan sebagai bahan pertimbangan kita khususnya para pengguna yang ingin merencanakan Dinding Penahan Tanah menggunakan Dinding Kantilever (*Cantilever Retaining Walls*).

1.3 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang dibahas dalam penelitian ini adalah:

- (1) Bagaimana perhitungan stabilitas guling dan stabilitas geser tanah untuk penanggulangan longsoran?
- (2) Bagaimana perhitungan Stabilitas terhadap Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah penanggulangan longsoran?

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah yang dibahas dalam penelitian ini adalah:

- (1) Keamanan terhadap gaya akibat penggeseran, dan penggulingan,
- (2) Keamanan terhadap stabilitas kapasitas daya dukung tanah.
- (3) Untuk menentukan kestabilan dinding penahan tanah maka penulis menggunakan berat sendiri dinding kantilever, dan tekanan tanah aktif, dan tidak memperhitungkan beban gempa.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Klasifikasi Tanah

Tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat (Braja M. Das, 1995: 1).

Menurut (Terzaghi, 1993: 4-5) berdasarkan asal mula penyusunannya, tanah dapat dibedakan ke dalam dua kelompok besar, yaitu sebagai hasil pelapukan (weathering) secara fisis dan kimia, dan yang berasal dari bahan organik. Jika hasil pelapukan masih berada di tempat asalnya disebut **tanah residual**, apabila telah berpindah tempat disebut **tanah angkutan**.

Tanah residual yang terjadi di daerah iklim sedang atau setengah kering biasanya kaku dan stabil serta tidak meluas ke kedalaman yang besar. Akan tetapi, khususnya di iklim lembab panas dimana lama penyinaran matahari lebih panjang, tanah residual mungkin meluas kedalaman beberapa ratus meter. Tanah jenis ini mungkin kuat dan stabil, tapi mungkin mengandung bahan yang sangat kompresibel (mudah mampat) disekitar bongkah-bongkahan batuan yang belum begitu lapuk. Dalam keadaan seperti ini, tanah tersebut dapat menimbulkan kesulitan pada fondasi dan konstruksi jenis lainnya.

Tanah angkutan atau yang biasa disebut tanah organik biasanya terbentuk di tempatnya berada, baik melalui pertumbuhan dan peluruhan beruntun tumbuhan-tumbuhan seperti lumut gambut, atau melalui penumpukan fragmen-fragmen rangka bahan anorganik atau kulit-kulit organisme. Ini berarti, yang dimaksud dengan tanah organik adalah tanah yang dapat berupa susunan unsur organik ataupun anorganik yang bisa berupa hasil pelapukan batuan dengan suatu campuran hasil luruhan bahan-bahan tumbuhan.

Sedangkan untuk di lapangan, tanah diklasifikasikan menjadi beberapa jenis seperti pasir, hardpan, lanau anorganik, lanau organik, lempung, lempung organik, gambut, kerikil, dan bongkah.

Pasir dan **kerikil** merupakan agregat yang tidak berkoheesi yang tersusun dari fragmen-fragmen yang bersudut (angular), biasanya berasal dari batuan atau mineral yang belum mengalami perubahan. Partikel yang berukuran sampai 2 mm dinamakan pasir, yang berukuran 2 mm sampai 200 mm disebut kerikil, sedangkan yang lebih besar dari 200 mm dikenal sebagai **bongkah (boulders)**.

Hardpan merupakan tanah yang tahanannya terhadap penetrasi alat pemboran besar sekali. Sebagian besar tanah jenis ini dijumpai dalam keadaan bergradasi baik, sangat padat, dan merupakan agregat partikel mineral yang kohesif.

Lanau anorganik (*inorganic silt*) merupakan tanah berbutir halus dengan plastisitas kecil atau sama sekali tidak memiliki plastisitas. Jenis yang plastisitasnya paling kecil biasanya mengandung butiran kuarsa sedimen, yang kadang-kadang disebut tepung batuan (*rock flour*), sedangkan yang sangat plastis mengandung partikel berwujud serpihan dan dikenal sebagai **lanau plastis**. Karena teksturnya

halus, lanau anorganik sering dianggap sebagai lempung, tetapi sebenarnya dapat dibedakan tanpa pengujian laboratorium. Jika diguncang dalam telapak tangan, selapis lanau anorganik jenuh akan mengeluarkan air sehingga permukaannya akan nampak berkilat. Selanjutnya bila dilekukkan diantara jari tangan, permukaannya kembali pudar/tidak berkilau. Setelah mengering, lapisan menjadi rapuh, dan debu dapat dikelupas dengan menggosokkan jari tangan. Lanau bersifat kedap air, namun dalam keadaan lepas, lanau bisa naik ke lubang pengeboran atau lubang galian seperti cairan kental. Tanah jenis ini bersifat sangat tidak stabil.

Lanau organik merupakan tanah agak plastis, berbutir halus dengan campuran partikel-partikel bahan organik terpisah secara halus. Mungkin juga ditemukan adanya kulit-kulit dan fragmen tumbuhan yang meluruh sebagian. Warna tanah bervariasi dari abu-abu terang ke abu-abu gelap, disamping itu mungkin mengandung H_2S , CO_2 , serta berbagai gas lain hasil peluruhan tumbuhan yang akan memberikan bau khas kepada tanah. Permeabilitas lanau organik sangat rendah sedangkan kompresibilitasnya tinggi.

Lempung merupakan agregat partikel-partikel berukuran mikroskopik dan submikroskopik yang berasal dari pembusukan kimiawi unsur-unsur penyusun batuan dan bersifat plastis dengan kadar air yang sedang sampai tinggi. Dalam keadaan kering sangat keras dan tidak mudah terkelupas hanya dengan jari tangan. Permeabilitas lempung sangat rendah, pada keadaan dengan kadar air yang tinggi (basah) lempung bersifat lengket.

Lempung organik adalah lempung yang sebagian sifat-sifat fisis pentingnya dipengaruhi oleh adanya bahan organik yang terpisah. Dalam keadaan jenuh

lempung organik cenderung bersifat sangat kompresibel, tapi pada keadaan kering kekuatannya sangat tinggi. Warnanya biasanya abu-abu tua atau hitam, disamping itu mungkin berbau menyengat.

Gambut (*peat*) adalah agregat agak berserat yang berasal dari serpihan makroskopik dan mikroskopik tumbuh-tumbuhan. Warnanya bervariasi antara coklat terang dan hitam. Gambut juga bersifat kompresibel, sehingga hampir selalu tidak mungkin menopang fondasi. Berbagai macam teknik telah dicoba untuk mendirikan tanggul tanah di atas lapisan gambut tanpa risiko runtuh, namun penurunan (*settlement*) tanggul tetap cenderung besar serta berlanjut dengan laju yang makin berkurang selama bertahun-tahun.

Tipe-tipe tanah yang telah dijelaskan di atas akan lebih mudah dipahami melalui tabel 2.1 sampai dengan tabel 2.4 berikut ini:

Tabel 2.1 Komponen dalam Berbagai Macam Tipe Tanah

KERIKIL sedikit berpasir	Sampai 5% pasir
KERIKIL berpasir	5% - 20% pasir
KERIKIL sangat berpasir	Pasir diatas 20%
KERIKIL/PASIR	Proporsinya kurang lebih sama
PASIR sangat berkerikil	Kerikil diatas 20%
PASIR berkerikil	5% - 20% kerikil
PASIR sedikit berkerikil	Sampai 5% kerikil
PASIR (atau KERIKIL) sedikit berlanau	Sampai 5% lanau
PASIR (atau KERIKIL) berlanau	5% - 15% lanau
PASIR (atau KERIKIL) sangat berlanau	15% - 35% lanau
PASIR (atau KERIKIL) sedikit berlempung	Sampai 5% lempung
PASIR (atau KERIKIL) berlempung	5% - 15% lempung
PASIR (atau KERIKIL) sangat berlempung	15% - 35% lempung
LANAU (atau LEMPUNG) berpasir	35% - 65% pasir
LANAU (atau LEMPUNG) berkerikil	35% - 65% kerikil

Sumber: Mekanika Tanah, R. F. Craig, 1987

Tabel 2.2 Sifat Tanah Berdasarkan Uji Lapangan

Tipe Tanah	Sifat	Uji Lapangan
Pasir/Kerikil	Lepas	Dapat digali dengan sekop; pasak kayu 50 mm dapat ditancapkan dengan mudah.
	Padat	Dibutuhkan cangkul untuk menggali; pasak kayu 50 mm sulit ditancapkan.
	Sedikit terikat	Pengujian secara visual; cangkul memindahkan gumpalan-gumpalan tanah yang dapat terkikis.
Lanau	Lunak atau lepas	Mudah diremas dengan jari.
	Keras atau padat	Dapat diremas dengan tekanan yang kuat pada jari-jari tangan.
Lempung	Sangat lunak	Meleleh diantara jari-jari tangan ketika diperas.
	Lunak	Dapat diremas dengan mudah.
	Keras	Dapat diremas dengan tekanan jari tangan yang kuat.
	Kaku	Tidak dapat diremas dengan jari; dapat ditekan dengan ibu jari.
	Sangat kaku	Dapat ditekan dengankuku ibu jari.
Organik/Gambut	Keras	Serat-serat telah tertekan.
	Berongga	Sangat kompresibel dan struktur terbuka.
	Plastis	Dapat diremas dengan tangan dan menyebar pada jari-jari.

Sumber: Mekanika Tanah, R. F. Craig, 1987

Tabel 2.3 Uraian Struktur Endapan Tanah

Homogen	Endapan mengandung satu tipe tanah saja.
Saling melapis	Lapisan-lapisan bolik-balik (alternatif) dari beragam tipe atau dengan batas atau lensa dari material lain (skala interval untuk jarak-jarak alas atau tebal lapisan dapat dipakai).
Heterogen	Campuran dari beberapa tipe tanah.
Lapukan	Partikel-partikel kasar dapat melemah dan membentuk pelapisan satu titik. Tanah halus biasanya memiliki struktur kolom atau remah-remah.
Bercelah (Lempung)	Pecah menjadi segi banyak sepanjang celah (skala interval dapat dipakai untuk jarak diskontinuitas).
Sempurna (Lempung)	Tidak ada celah-celah.
Berserat (Humus)	Tumbuh-tumbuhan yang tersisa dapat diterima dan memiliki sedikit kekuatan.
Tidak berbentuk/ Amortif (Gambut)	Tidak terdapat sisa-sisa tumbuhan.

Sumber: Mekanika Tanah, R. F. Craig, 1987

Tabel 2.4 Penggolongan Jenis Tanah Berdasarkan Ukuran Butir Tanah

Berangkal (boulder)	>20 cm
Kerakal (cobblestone)	8 – 20 cm
Kerikil (gravel)	0,2 – 8 cm
Pasir kasar (course sand)	0,06 – 0,2 cm
Pasir sedang (medium sand)	0,02 – 0,06 cm
Pasir halus (fine sand)	0,006 – 0,02 cm
Lanau (silt)	0,0002 – 0,006 cm
Lempung (clay)	<0,0002 cm

Sumber: Buku Teknik Sipil, V. Sunggono K. H., 1995

2.1.1. Sistem Klasifikasi *United States Department of Agriculture (USDA)*

Klasifikasi tekstur ini dikembangkan oleh Departemen Pertanian Amerika Serikat (*U.S. Department of Agriculture*) dan deskripsi batas susunan butir tanah dibawah sistem USDA. Kemudian dikembangkan lebih lanjut dan digunakan untuk pekerjaan jalan raya yang lebih dikenal dengan klasifikasi berdasarkan persentase susunan butir tanah oleh *U.S. Public Roads Administration* (Soedarmo, 1997: 60).

Dalam arti umum, yang dimaksud dengan tekstur tanah adalah keadaan permukaan tanah yang bersangkutan. Tekstur tanah dipengaruhi oleh ukuran tiap-tiap butir yang ada di dalam tanah. **Gambar 2.1** membagi tanah dalam beberapa kelompok: Kerikil (gravel), pasir (sand), lanau (silt), dan lempung (clay), atas dasar ukuran butir-butirnya. Pada umumnya, tanah asli merupakan campuran dari butir-butir yang mempunyai ukuran yang berbeda-beda (Braja M. Das, 1995: 64-66).

Pamakaian bagan dalam **gambar 2.1** ini dapat diterangkan secara jelas dengan menggunakan sebuah contoh. Apabila distribusi ukuran butir tanah A adalah: 30% pasir, 40% lanau, 30% butiran dengan ukuran lempung (<0,002 mm), klasifikasi tekstur tanah yang bersangkutan dapat ditentukan dengan cara seperti yang ditunjukkan dengan anak panah dalam **gambar 2.1**. Jenis tanah A termasuk dalam daerah lempung tanah liat. Bagan ini hanya didasarkan pada bagian tanah yang lolos lewat ayakan No. 10, apabila tanahnya mengandung butiran berdiameter lebih dari 2 mm dalam persentase tertentu, maka perlu diadakan koreksi. Sebagai contoh, apabila tanah B mempunyai pembagian ukuran butiran 20% kerikil, 10% pasir, 30% lanau, dan 40% lempung, komposisi tekstural yang dimodifikasi adalah:

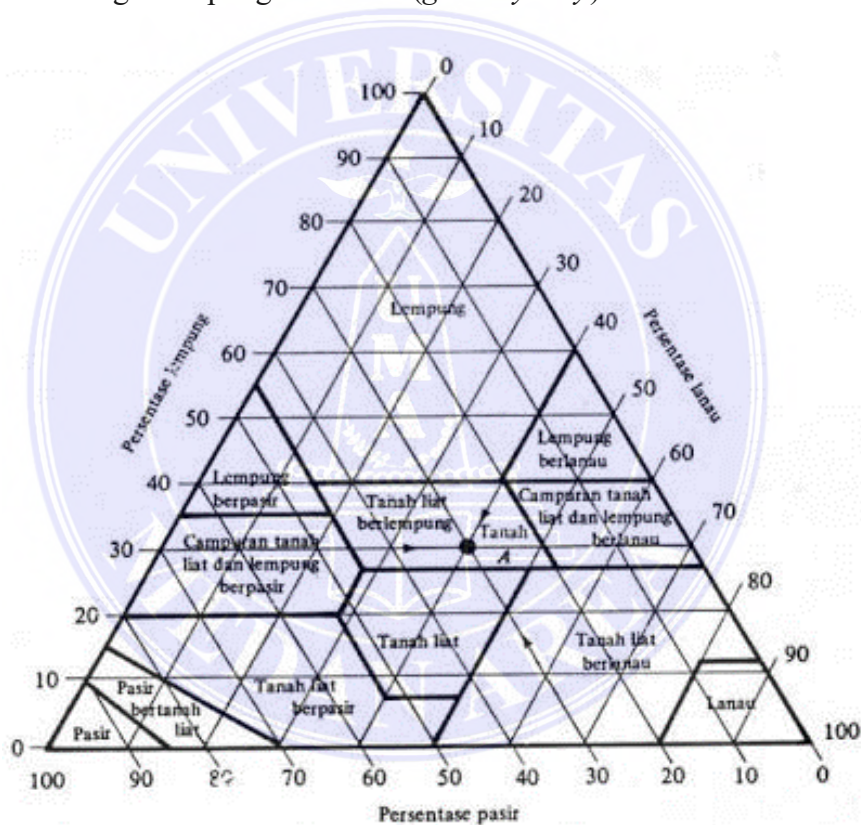
$$\text{Pasir} \quad : \frac{10 \times 100}{(100 - 20)} = 12,5\%$$

$$\text{Lanau} \quad : \frac{30 \times 100}{(100 - 20)} = 37,5\%$$

$$\text{Lempung} \quad : \frac{40 \times 100}{(100 - 20)} = 50,0\%$$

Sumber: Braja M. Das, 1995

Berdasarkan pada persentase butiran yang telah dimodifikasi tersebut, sistem klasifikasi USDA menunjukkan bahwa tanah B termasuk tanah lempung. Tetapi, karena persentase kerikil oleh tanah B cukup besar, maka tanah tersebut dapat dinamakan sebagai lempung berkerikil (*gravelly clay*).



Gambar 2.1 Klasifikasi Berdasarkan Tekstur oleh Departement Pertanian Amerika Serikat (USDS)

Sumber: Mekanika Tanah 1, Braja M. Das, 1995

2.1.2. Sistem Klasifikasi *unified Soil Classification System* (USCS)

Pada sistem *Unified*, tanah diklasifikasikan ke dalam tanah berbutir kasar (kerikil dan Pasir) jika kurang dari 50% lolos saringan nomor 200, dan sebagai tanah berbutir halus (lanau/lempung) jika lebih dari 50% lolos saringan nomor 200. Selanjutnya, tanah diklasifikasikan dalam sejumlah kelompok dan subkelompok yang dapat dilihat dalam tabel 2.5 (Hary C. Hardiyatmo, 2012: 59).

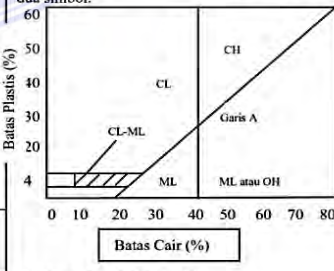
Menurut (Braja M. Das, 1995: 70), sistem klasifikasi USCS mengklasifikasikan tanah ke dalam dua kategori utama, yaitu:

1. Tanah berbutir kasar (*coarse-grained soil*), yaitu tanah kerikil dan pasir yang kurang dari 50% berat total contoh tanah lolos saringan No. 200. Simbol untuk kelompok ini adalah G (*gravel*) untuk tanah berkerikil dan S (*Sand*) untuk tanah berpasir. Selain itu juga dinyatakan gradasi tanah dengan simbol W (*well*) untuk tanah bergradasi baik dan P (*poor*) untuk tanah bergradasi buruk;
2. Tanah berbutir halus (*fine-grained soil*), yaitu tanah yang lebih dari 50% berat contoh tanahnya lolos dari saringan No. 200. Simbol kelompok ini dimulai dengan huruf awal M untuk lanau (*Silt*) anorganik, C (*clay*) untuk lempung anorganik dan O untuk lanau organik. Simbol Pt (*peat*) digunakan untuk gambut (*peat*), dan tanah dengan kandungan organik tinggi. Plastisitas dinyatakan dengan L (*low*) untuk plastisitas rendah dan H (*high*) untuk plastisitas tinggi.

Tanah berbutir kasar ditandai dengan simbol kelompok seperti GW, GP, GM, GC, SW, SP, dan SC. Untuk klasifikasi yang benar, faktor-faktor berikut ini perlu diperhatikan:

1. Persentase butiran yang lolos ayakan No. 200 (fraksi halus);
2. Persentase fraksi kasar yang lolos ayakan No. 40;
3. Koefisien keseragaman (*uniformity coefficient*, C_u) dan koefisien gradasi (*graduation coefficient* C_c) untuk tanah dimana 0-12% lolos ayakan No. 200;
4. Batas cail (LL) dan indeks plastisitas (PI) bagian tanah yang lolos ayakan No. 40 (untuk tanah dimana 5% atau lebih lolos ayakan No. 200).

Tabel 2.5. Klasifikasi Tanah Berdasarkan Sistem Unified (USCS)

Divisi Utama	Simbol	Nama Umum	Kriteria Klasifikasi				
Tanah berbutir kasar $\geq 50\%$ butiran tertahan saringan No. 200	Kerikil $50\% \geq$ fraksi kasar tertahan saringan No. 4	GW	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW Batas-batas <i>Atterberg</i> di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas <i>Atterberg</i> di bawah garis A atau $PI > 7$ Bila batas <i>Atterberg</i> berada didaerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol				
		GP					
		GM					
		GC					
	Pasir $\geq 50\%$ fraksi kasar lolos saringan No. 4	Kerikil dengan butiran halus	SW	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW Batas-batas <i>Atterberg</i> di bawah garis A atau $PI < 4$ Batas-batas <i>Atterberg</i> di bawah garis A atau $PI > 7$ Bila batas <i>Atterberg</i> berada didaerah arsir dari diagram plastisitas, maka dipakai simbol			
			SP				
		Pasir dengan butiran halus	SM				
			SC				
			Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos ayakan No. 200		Lanau dan lempung batas cair $\leq 50\%$	ML	Diagram Plastisitas: Untuk mengklasifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan kasar. Batas <i>Atterberg</i> yang termasuk dalam daerah yang di arsir berarti batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol. 
						CL	
OL							
Lanau dan lempung batas cair $\geq 50\%$	MH						
	CH						
	OH						
Tanah-tanah kandungan organik sangat tinggi	PT	Peat (gambut), muck, dan tanah-tanah lain dengan kandungan organik tinggi		Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488			

Sumber : Hary Christady, 1996.

Sumber: Mekanika Tanah I, Hary Christady Hardiyatmo, 2012

2.1.3. Sistem Klasifikasi American Association Of State Highway and Transportasi Officials Classification (AASHTO)

Sistem klasifikasi AASHTO (*American Association Of State Highway And Transportation Officials Classification*) berguna untuk menentukan kualitas tanah dalam perencanaan timbunan jalan, *subbesa*, dan *subgrade*. Tanah-tanah dalam tiap kelompoknya dievaluasi terhadap indeks kelompoknya yang dihitung dengan rumus-rumus empiris. Pengujian yang dilakukan adalah analisis saringan dan batas-batas Atterberg (Hary C. Hardiyatmo, 2012: 63).

Tabel 2.6 Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO

Klasifikasi umum	Tanah berbutir (35% atau kurang dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No. 200)							
	A-1		A-3	A-2				
Klasifikasi kelompok	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	
Analisis ayakan (% lolos)								
No. 10	Maks 50							
No. 40	Maks 30	Maks 50	Min 51					
No. 200	Maks 15	Maks 25	Maks 10	Maks 35	Maks 35	Maks 35	Maks 35	
Sifat fraksi yang lolos ayakan No. 40								
Batas Cair (LL)					Maks 40	Maks 41	Maks 40	Min 41
Indeks Plastisitas (PI)	Maks 6		NP		Maks 10	Maks 10	Min 11	Min 41
Tipe material yang paling dominan	Batu pecah, kerikil dan pasir		Pasir halus		Kerikil dan pasir yang berlanau atau berlempung			
Penilaian sebagai bahan tanah dasar	Baik sekali sampai baik							
Klasifikasi umum	Tanah berbutir (lebih dari 35% dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No. 200)							
Klasifikasi kelompok	A-4		A-5		A-6		A-7	
Analisis ayakan (% lolos)								
No. 10								
No. 40								
No. 200	Min 36		Min 36		Min 36		Min 36	
Sifat fraksi yang lolos ayakan No. 40								
Batas Cair (LL)	Maks 40		Maks 41		Maks 40		Min 41	
Indeks Plastisitas (PI)	Maks 10		Maks 10		Maks 11		Min 11	
Tipe material yang paling dominan	Tanah Berlanau				Tanah berlempung			
Penilaian sebagai bahan tanah dasar	Biasa sampai jelek							
Catatan:								
	Untuk A-7-5, $PI \leq - 30$							
	Untuk A-7-6, $PI > - 30$							

Sumber: Mekanika Tanah, Braja M. Das, 1995

Sistem klasifikasi AASHTO yang sekarang digunakan mengklasifikasikan tanah ke dalam tujuh kelompok besar yaitu A-1 sampai A-7. Tanah-tanah yang diklasifikasikan dalam kelompok A-1, A-2, dan A-3 adalah tanah-tanah berbutir kasar dimana 35% atau kurang dari jumlah butiran tanah tersebut lolos ayakan No. 200. Tanah-tanah yang 35% atau lebih lolos ayakan No. 200 diklasifikasikan dalam kelompok A-4, A-5, A-6, dan A-7. Pada umumnya tanah-tanah ini adalah lanau dan lempung (Soedarmo, 1997: 64).

Menurut (Braja M. Das, 1995: 66), sistem klasifikasi AASHTO didasarkan pada kriteria-kriteria sebagai berikut:

1. Ukuran Butir:

Kerikil, bagian tanah yang lolos ayakan dengan diameter 5 mm dan yang tertahan pada ayakan No. 10 (2 mm);

Pasir, bagian tanah yang lolos ayakan No. 10 (2 mm) dan yang tertahan pada ayakan No. 200 (0,075 mm);

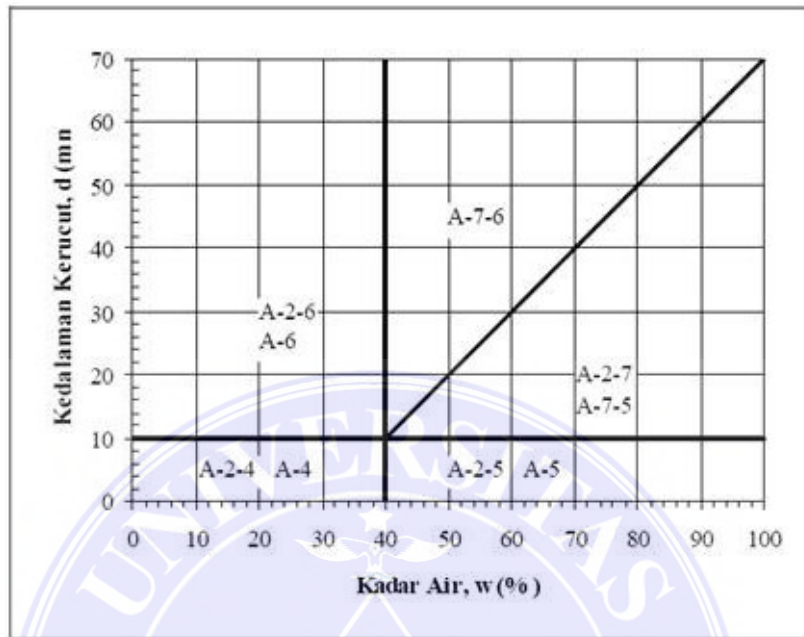
Lanau dan lempung, bagian tanah yang lolos ayakan No.200.

2. Plastisitas:

Apabila bagian-bagian yang halus dari tanah mempunyai indeks plastisitas (PI) sebesar 10 atau kurang, maka tanah tersebut dinamakan lanau. Apabila bagian-bagian yang halus dari tanah mempunyai indeks plastisitas (PI) sebesar 11 atau lebih, maka tanah tersebut dinamakan lempung.

3. Apabila batuan (ukuran lebih besar dari 75 mm) ditemukan di dalam contoh tanah yang akan ditentukan klasifikasi tanahnya, maka batuan-batuan tersebut

harus dikeluarkan terlebih dahulu. Tetapi, persentase dari batuan yang dikeluarkan tersebut harus dicatat.



Gambar 2.2 Nilai-Nilai Batas Atterberg untuk Subkelompok Tanah
Sumber: Mekanika Tanah 1, G. Djatmiko Soedarmo, 1997

Menurut (Hary C. Hardiyatmo, 2012: 63), untuk mengevaluasi lebih lanjut tanah-tanah dalam kelompoknya digunakan indeks kelompok (GI) yang dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$GI = (F-35)[0,2 + 0,005 (LL-40)] + 0,01 (F-15)(PI-10) \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

GI = Indeks kelompok (*group index*);

F = Persen butiran lolos saringan No. 200 (0,075 mm);

LL = Batas cair;

PI = Indeks plastisitas.

Bila indeks kelompok (GI) semakin tinggi, maka tanah semakin berkurang ketepatan penggunaannya. Tanah granuler diklasifikasikan ke dalam A-1 sampai

A-3. Tanah A-1 merupakan tanah granuler bergradasi baik, sedangkan A-3 adalah pasir bersih bergradasi buruk. Tanah A-2 termasuk tanah granuler (kurang dari 35% lolos ayakan No. 200), tetapi masih mengandung lanau dan lempung. Tanah berbutir halus diklasifikasikan dari A-4 sampai A-7, yaitu tanah lempung lanau.

Menurut (Soedarmo, 1997: 66), terdapat beberapa ketentuan dalam menentukan indeks kelompok (GI), antara lain:

1. Jika persamaan (2.1) menghasilkan harga GI negatif, maka diambil $GI = 0$;
2. Indeks kelompok yang dihitung dari persamaan (2.1) dibulatkan ke bilangan bulat yang terdekat dan ditempatkan dalam tanda kurung di belakang kelompok dan sub kelompok tanah, misalnya A-2-3 (3);
3. Dalam hal ini tidak ada batas lebih tinggi untuk indeks kelompok;
4. Indeks kelompok tanah digolongkan ke dalam kelompok-kelompok:
A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5, dan A-3 akan selalu nol;
5. Jika menghitung indeks kelompok untuk tanah-tanah yang tergolong dalam kelompok-kelompok A-2-6 dan A-2-7, maka bagian indeks kelompok untuk PI dapat digunakan persamaan:

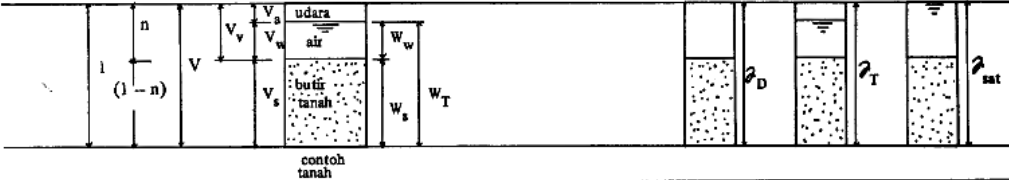
$$GI = 0,01 (F-15)(PI-10) \dots\dots\dots (2.2)$$

2.2 Hubungan Antarfase

Tanah merupakan komposisi dari dua atau tiga fase yang berbeda. Tanah yang benar-benar kering terdiri dari dua fase yang disebut partikel padat dan udara pengisi pori (*void*). Tanah yang jenuh sempurna (*fully saturated*) juga terdiri dua fase, yaitu partikel padat dan air pori. Sedangkan tanah yang jenuh sebagian terdiri

dari tiga fase yaitu partikel padat, udara pori, dan air pori. Komponen-komponen tanah dan hubungannya dapat dilihat dalam suatu diagram fase dan tabel berikut (R. F. Craig, 1987:20) :

Tabel 2.7 Hubungan Antarfase pada Tanah



Sifat	contoh jenuh (W_s, W_w , G , diketahui)	contoh tak jenuh (W_s, W_w , G, V , diketahui)	Hubungan rumus-rumus			
V_s (volume butir)	$\frac{W_s}{G \cdot \rho_w}$	$V - (V_a + V_w)$	$V(1-n)$	$\frac{V}{(1+e)}$	$\frac{V_v}{e}$	
V_w (volume air)	$\frac{W_w}{\rho_w}$	$V_v - V_a$	SV_v	$\frac{SV_c}{(1+e)}$	$SV_s e$	
V_a (volume udara)	nol	$V - (V_s + V_w)$	$V_v - V_w$	$(1-S)V_v$	$\frac{(1-S)V_e}{1+e}$	$(1-S)V_s e$
V_v (volume pori)	$\frac{W_w}{\rho_w}$	$V - \frac{W_s}{G \cdot w}$	$V - V_s$	$\frac{V_s n}{1-n}$	$\frac{V_e}{(1+e)}$	$V_s e$
Sifat	contoh jenuh (W_s, W_w , G , diketahui)	contoh tak jenuh (W_s, W_w , G, V , diketahui)	Hubungan rumus-rumus			
V (volume total)	$V_s + V_w$	dit kur (hitung)	$V_s + V_a + V_w$	$\frac{V_s}{1-n}$	$V_s(1+e)$	$\frac{V_v(1+e)}{e}$
n (porositet)	$\frac{V_v}{V}$	$\frac{1 - V_s}{V}$	$1 - \frac{W_s}{GV\rho_w}$	$\frac{e}{1+e}$		-
e (angka pori)	$\frac{V_v}{V_s}$	$\frac{V}{V_s - 1}$	$\frac{GV\rho_w - 1}{W_s}$	$\frac{W_w G}{W_s S}$	$\frac{n}{1-n}$	$\frac{WG}{S}$
W_s (berat butir)	diukur (timbang)	$\frac{W_T}{(1+w)}$	$GV\rho_w(1-n)$	$\frac{W_w G}{eS}$		-
W_w (berat air)	diukur (timbang)	wW_s	$S_w V_v$	$\frac{eW_s S}{G}$		-
W_T (berat total)	$W_s + W_w$	$W_s(1+w)$	-	-	-	-
ρ_d (berat isi kering)	$\frac{W_s}{V_s + V_w}$	$\frac{W_s}{V}$	$\frac{W_T}{V(1+w)}$	$\frac{G\rho_w}{1+e}$	$\frac{G\rho_w}{1+wG/S}$	-

Sumber: Buku Teknik Sipil, V. Sunggono K. H., 1995.

Tabel 2.7(a) Hubungan Antarfase pada Tanah (Lanjutan)

Sifat	contoh jenuh (W_s, W_w, G , diketahui)	contoh tak jenuh (W_s, W_w, G, V , diketahui)		Hubungan rumus-rumus		
γ_T (berat isi basah)	$\frac{W_s + W_w}{V_s + V_w}$	$\frac{W_s + W_w}{V}$	$\frac{W_T}{V}$	$\frac{(G+Se)\gamma_w}{1+e}$	$\frac{(1+w)\gamma_w}{w/S+1/G}$	-
γ_{sat} (berat isi jenuh)	$\frac{W_s + W_w}{V_s + V_w}$	$\frac{W_s + V_v \gamma_w}{V}$	$\frac{W_s + c}{V(1+e)} \gamma_w$	$\frac{(G+e)\gamma_w}{1+e}$	$\frac{(1+w)\gamma_w}{w+1/G}$	-
w (kadar air)		$\frac{W_w}{W_s}$	$\frac{W_T}{W_s} - 1$	$\frac{Se}{G}$	$S[\frac{\gamma_w}{\gamma_d} - (1/G)]$	-
S (derajat kejenuhan)	1,00	$\frac{V_w}{V_v}$	$\frac{W_w}{V_v \gamma_w}$	$\frac{wG}{c}$	$\frac{w}{(\frac{\gamma_w}{\gamma_d} - 1)G}$	-
G (berat jenis)		$\frac{W_s}{V_s \gamma_w}$	$\frac{Se}{w}$	-	-	-
γ_{sub} (berat isi celup)		$\gamma_{sat} - \gamma_w$	$\frac{W_s + c}{V(1+e)} \gamma_w$	$\frac{(G+e)}{1+e} \gamma_w$	$\frac{(1-1/G)\gamma_w}{w+1/G}$	-

Sumber: Buku Teknik Sipil, V. Sunggono K. H., 1995.

2.3 Tekanan Tanah Lateral

Konstruksi penahan tanah seperti dinding penahan, dinding bangunan bawah tanah (*basement*), dan turap baja biasanya digunakan untuk menahan massa tanah dengan talud vertikal. Agar dapat merencanakan konstruksi penahan tanah dengan benar, maka perlu diketahui gaya horizontal yang bekerja antara konstruksi penahan dan massa tanah yang ditahan. Gaya horizontal tadi disebabkan oleh tekanan arah horizontal (Braja M. Das, 1993: 47).

Tekanan tanah lateral adalah sebuah parameter perencanaan (*design parameter*) yang penting di dalam sejumlah persoalan teknik fondasi. Dinding penahan tanah maupun konstruksi-konstruksi lain yang ada dibawah tanah, semuanya ini memerlukan perkiraan tekanan lateral secara kuantitatif pada

pekerjaan konstruksi, baik untuk analisa perencanaan maupun untuk analisa stabilitas.

Tekanan tanah timbul selama pergeseran tanah (*soil displacement*) (atau selama peregangan) tetapi sebelum tanah tersebut mengalami kerutuhan (*on the verge of failure*) seperti yang yang didefinisikan oleh selubung kerutuhan Mohr, maka tegangan-tegangan (*stresses*) tersebut tidak mempunyai harga tertentu (*interminate*). Tegangan-tegangan tersebut juga belum tentu terdapat pada bagian yang runtuh (*rupture*) karena sangat sukar untuk menghasilkan keadaan kesetimbangan plastis secara serempak di mana-mana di dalam masa tanah, hal ini pada prakteknya sudah biasa dianalisis sebagai suatu kejadian keadaan yang ideal, baik untuk mempermudah persoalannya maupun dari segi pembatasan parameter tanah yang diperlukan dengan tingkat reliabilitas yang tinggi struktur (Joseph E. Bowles, 1991: 1).

2.3.1. Tekanan Tanah dalam Keadaan Diam

Pada **gambar 2.3** massa tanah yang dibatasi oleh dinding dengan permukaan licin (*frictionless wall*) AB yang dipasang sampai kedalaman tak terhingga. Suatu elemen tanah yang terletak pada kedalaman (z) akan terkena tekanan vertikal σ_v dan tekanan arah horizontal σ_h yang berupa tekanan efektif dan tekanan total, sedangkan tegangan geser pada bidang tegak dan bidang datar diabaikan (Braja M. Das, 1993: 47-49).

Bila dinding AB dalam keadaan diam, dimana dinding tidak bergerak ke salah satu arah baik ke kanan maupun ke kiri dari posisi awal, maka massa tanah akan berada dalam keadaan “keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*)”. Rasio tekanan

arah horizontal dan tekanan arah vertikal dinamakan “koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*coefficient of earth pressure at rest*), K_0 ”, atau

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots\dots\dots (2.3)$$

Karena $\sigma_v = \gamma z$, maka

$$\sigma_h = K_0 (\gamma z) \dots\dots\dots (2.4)$$

Untuk tanah berbutir, koefisien tanah dalam keadaan diam dapat dicari dengan menggunakan persamaan berikut:

$$K_0 = 1 - \sin \phi \dots\dots\dots (2.5)$$

Sedangkan untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal (*normally consolidated*) harga K_0 dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$K_0 = 0,95 - \sin \phi \dots\dots\dots (2.6)$$

atau

$$K_0 = 0,19 + 0,233 \log(IP) \dots\dots\dots (2.7)$$

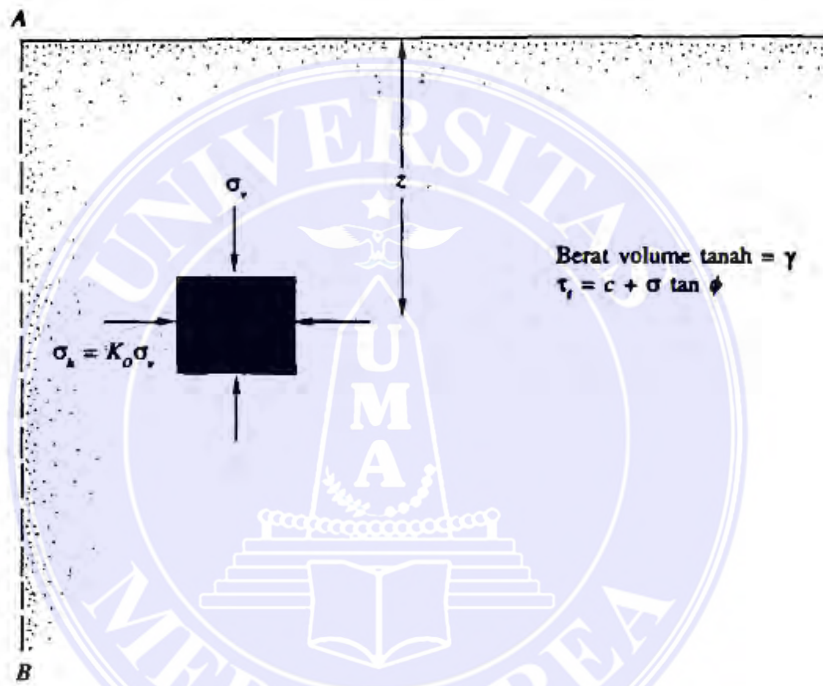
dimana PI adalah indeks plastis dan ϕ adalah sudut geser tanah dalam keadaan air teralirkan (*drined*).

Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi lebih (*over consolidated*), koefisien tanah dalam keadaan diam dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$K_0 (\text{over consolidated}) = K_0 (\text{normally consolidated}) \sqrt{OCR} \dots\dots\dots (2.8)$$

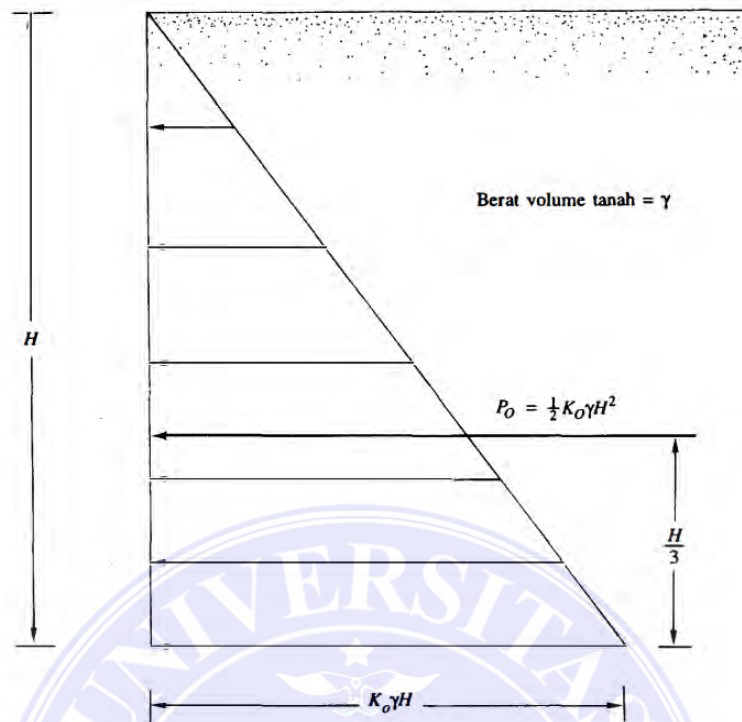
dimana OCR (*Over Consolidated Rasio*) adalah rasio tanah lempung yang terkonsolidasi dalam keadaan berlebih atau dapat didefinisikan dengan persamaan berikut ini:

$$OCR = \frac{\text{tekanan pra konsolidasi}}{\text{tekanan efektif akibat lapisan tanah diatasnya}} \dots\dots\dots (2.9)$$



Gambar 2.3 Tekanan Tanah dalam Keadaan Diam (*at Rest*)

Sumber: Mekanika Tanah 2, Braja M. Das, 1993



Gambar 2.4 Distribusi Tekanan Tanah dalam Keadaan Diam (*at Rest*) pada dinding penahan.

Sumber: Mekanika Tanah 2, Braja M. Das, 1993

Pada **gambar 2.4** ditunjukkan distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam yang bekerja pada dinding setinggi H . Gaya total per satuan lebar dinding (P_0) adalah sama dengan luas dari diagram tekanan tanah yang bersangkutan, maka:

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

2.3.2. Tekanan Tanah Aktif Menurut Rankine

Keseimbangan plastis (*plastic equilibrium*) di dalam tanah adalah suatu keadaan yang menyebabkan tiap-tiap titik didalam massa tanah menuju proses ke suatu keadaan runtuh. Teori tekanan tanah menurut Rankine menyelidiki keadaan tegangan di dalam tanah yang berada pada kondisi keseimbangan plastis. Pada

gambar 2.5(a) ditunjukkan suatu massa tanah seperti yang ditunjukkan pada **gambar 2.3**. Tanah tersebut dibatasi oleh tembok dengan permukaan licin (AB) yang dipasang sampai kedalaman tak terhingga. Tegangan-tegangan utama arah vertikal dan horizontal (total dan efektif) pada elemen tanah di suatu kedalaman (z) adalah berturut-turut σ_v dan σ_h (Braja M. Das, 1993: 51-52).

Apabila dinding AB tidak diijinkan bergerak sama sekali, maka $\sigma_h = K_0 \sigma_v$.

Akan tetapi, bila dinding AB diijinkan bergerak menjauhi massa tanah secara perlahan-lahan, maka tegangan utama arah horizontal akan berkurang secara terus-menerus. Akhirnya suatu kondisi keseimbangan plastis akan dicapai bila kondisi tegangan di dalam elemen tanah dan kelonggaran di dalam tanah terjadi. Keadaan tersebut dinamakan “kondisi aktif menurut Rankine”, tekanan σ_a yang bekerja pada bidang vertikal (yang merupakan bidang utama) adalah tekanan tanah aktif menurut Rankine. Nilai σ_a dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang didapat dari penurunan fungsi γ , z, c, dan ϕ dari gambar 2.5(b)

$$\sin \phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO+OC} \dots\dots\dots (2.11)$$

Dengan, $CD = \text{jari-jari lingkaran keruntuhan} = \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}$

$$AO = c \cot \phi$$

dan

$$OC = \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2} \dots\dots\dots (2.12)$$

sehingga

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}}{c \cot \phi + \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2}} \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

atau

$$\left(c \cot \phi + \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2} \right) \sin \phi = \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

atau

$$\sigma_a = \sigma_v \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

Dalam kasus ini $\sigma_v =$ tekanan efektif akibat lapisan tanah di atasnya $= \gamma z$

$$\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

dan

$$\frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} = \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

Dengan memasukkan persamaan-persamaan diatas, maka didapat:

$$\sigma_a = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

Variasi σ_a dengan kedalaman yang diberikan dalam **gambar 2.5(d)**. Untuk tanah yang tidak berkohesi, $c = 0$, maka:

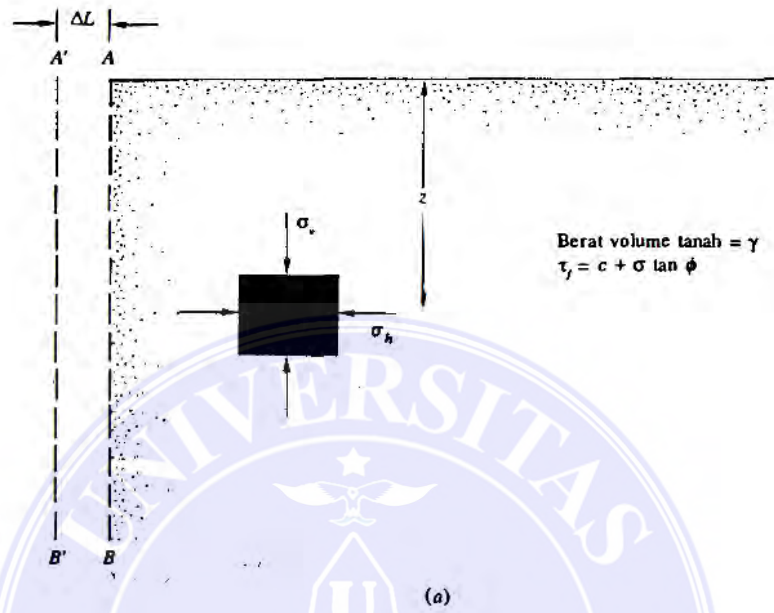
$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

Rasio antara σ_a dan σ_v dinamakan koefisien tekanan tanah aktif (K_a) yang nilainya dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

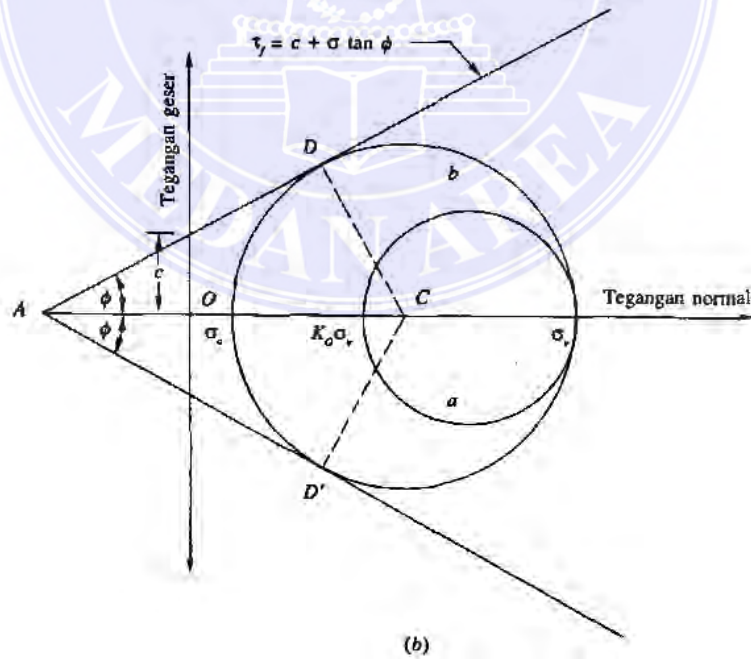
$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

Perhitungan tekanan tanah aktif :

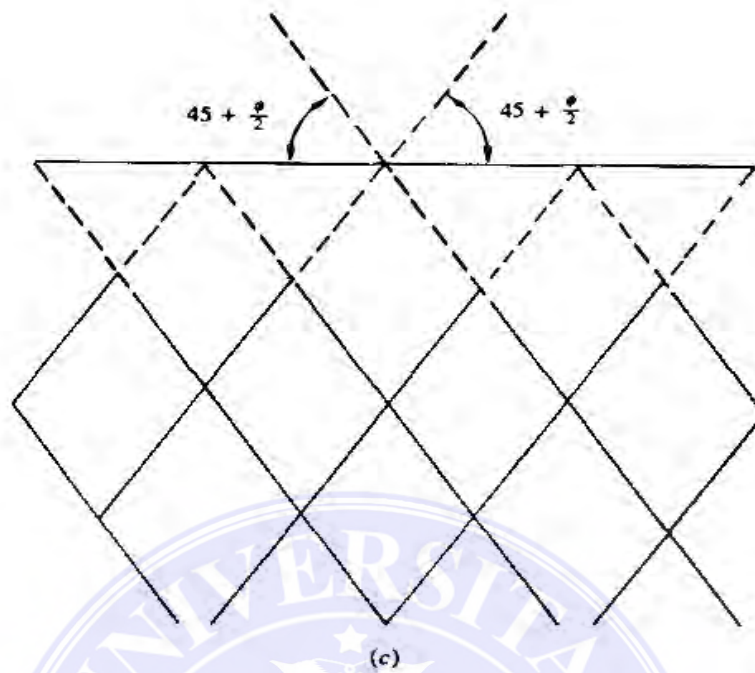
$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad \dots\dots\dots (2.21)$$



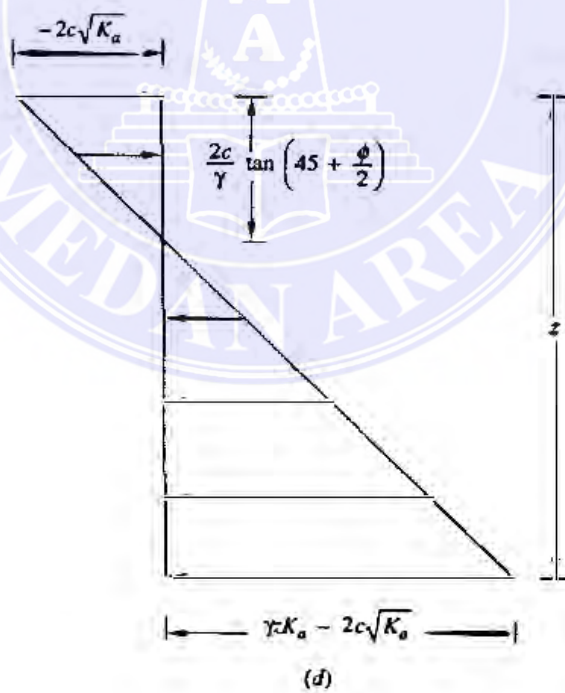
Gambar 2.5 (a) Tekanan Tanah Aktif menurut Rankine.
Sumber: Mekanika Tanah 2, Braja M. Das, 1993



Gambar 2.5 (b) Lingkaran Mohr pada Tekanan Tanah Aktif
Sumber: mekanika Tanah 2, Braja M. Das, 1993



Gambar 2.5 (c) Keadaan saat Tekanan Tanah Aktif menurut Rankine
 Sumber: Mekanika Tanah 2, Braja M. Das, 1993



Gambar 2.5 (d) Distribusi Tekanan Tanah Aktif menurut Rankine pada Dinding penahan
 Sumber: Mekanika Tanah 2, Braja M. Das, 1993

2.3.3. Tekanan Tanah Pasif Menurut Rankine

Tekanan tanah pasif menurut Rankine dapat dijelaskan dengan **gambar 2.6**, dimana AB adalah tembok licin dengan kedalaman tak terhingga. Keadaan tegangan awal pada suatu elemen tanah dapat dilihat pada lingkaran Mohr di **gambar 2.6 (b)**. Apabila tembok didorong perlahan-lahan ke arah masuk ke dalam massa tanah, maka tegangan utama σ_h akan bertambah secara terus-menerus. Sehingga didapat suatu keadaan yang menyebabkan kondisi tegangan elemen tanah. Pada keadaan ini, keruntuhan tanah akan terjadi yang dikenal dengan kondisi pasif menurut Rankine. Di samping itu, tekanan tanah ke samping (σ_p) yang merupakan tegangan besar utama dinamakan tekanan tanah pasif menurut Rankine. Nilai σ_p dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini:

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.22)$$

$$\sigma_p = \gamma z \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

Penurunan fungsi serupa dengan penurunan untuk kondisi aktif menurut Rankine. Untuk tanah tak berkohesi ($c = 0$) tekanan tanah aktif dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini:

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

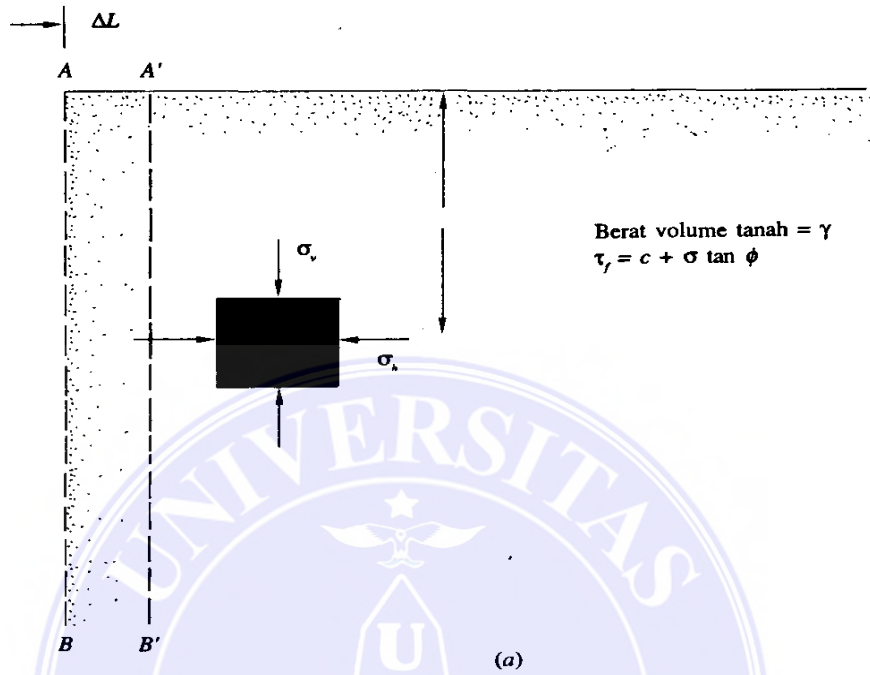
atau

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

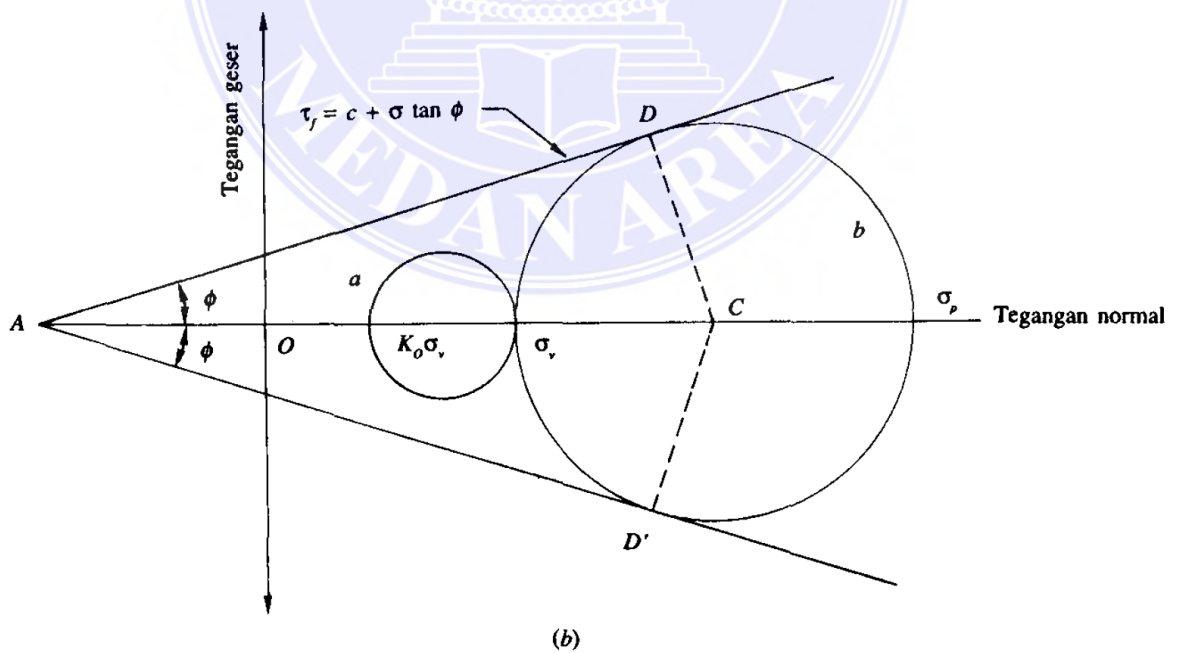
Dimana, K_p adalah koefisien tekanan tanah pasif menurut Rankine.

Perhitungan tekanan tanah aktif :

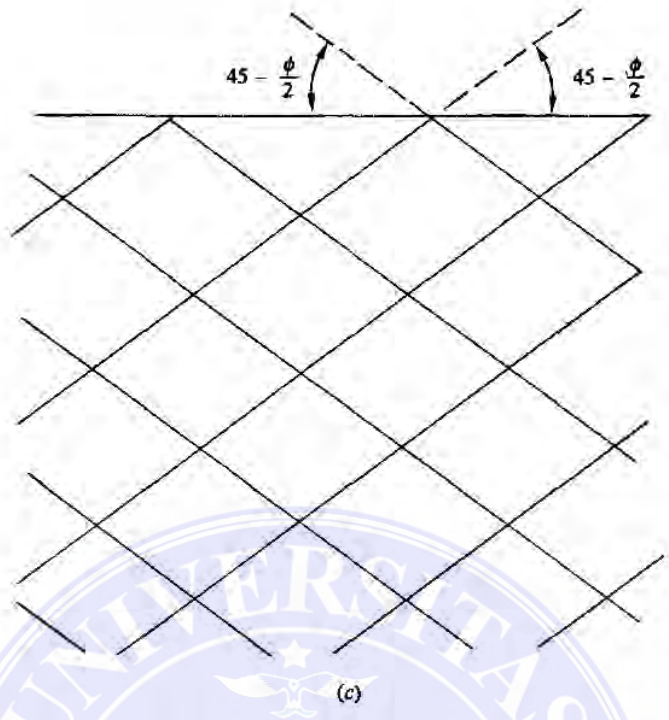
$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad \dots\dots\dots (2.26)$$



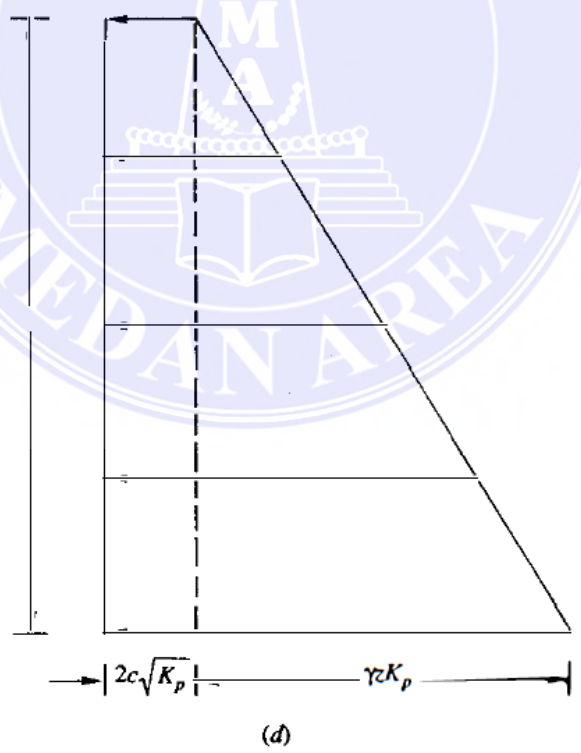
Gambar 2.6 (a) Tekanan Tanah Pasif menurut Rankine
Sumber: Mekanika Tanah 2, Braja M. Das, 1993



Gambar 2.6 (b) Lingkaran Mohr pada Tekanan Pasif
Sumber: Mekanika Tanah 2, Braja M. Das, 1993



Gambar 2.6 (c) Keadaan saat Tekanan Tanah Pasif menurut Rankine
 Sumber: Mekanika Tanah 2, Braja M. Das, 1993



Gambar 2.6 (d) Distribusi Tekanan Tanah Pasif menurut Rankine pada Dinding penahan
 Sumber: Mekanika Tanah 2, Braja M. Das, 1993

2.4 Dinding Penahan Tanah

Konstruksi dinding penahan tanah dewasa ini semakin banyak digunakan dan semakin berkembang sesuai dengan perkembangan kebutuhan. Banyaknya pemakaian dinding penahan tanah terutama dikarenakan oleh kebutuhan lahan yang semakin meningkat, sehingga banyak bangunan-bangunan yang didirikan di daerah-daerah yang punya kemiringan cukup besar/lereng (Surendro, 2015: 77).

Bangunan dinding penahan tanah digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah urug atau tanah asli yang labil. Bangunan ini banyak digunakan pada proyek-proyek : irigasi, jalan raya, pelabuhan, dan lain-lainnya. Elemen-elemen fondasi, seperti bangunan ruang bawah tanah (*basement*), pangkal jembatan (*abutment*), selain berfungsi sebagai bagian bawah dari struktur, berfungsi juga sebagai penahan tanah di sekitarnya. Kestabilan dinding penahan tanah diperoleh terutama dari berat sendiri struktur dan berat tanah yang berada di atas pelat fondasi. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah, sangat bergantung pada gerakan ke arah tanah relatif terhadap dinding (Hary C. Hardiyatmo, 2014: 440).

Menurut (Joseph Bowles, 1991: 49), berdasarkan cara mencapai stabilitasnya dinding penahan diklasifikasikan atas enam jenis utama. Dinding Gravitasi, stabilitasnya tergantung pada beratnya. Dinding Kantilever (konsol) adalah dinding beton bertulang (*reinforced concrete*) yang menggunakan aksi konsol untuk menahan massa yang berada di belakang dinding dari kemiringan alami yang terjadi. Sebagian stabilitas dinding ini dicapai dari berat tanah yang ada di atas bagian tumit pelat dasar. Dinding penahan pertebalan (*counterfort retaining wall*)

serupa dengan dinding penahan konsol, kecuali dinding penahan tersebut digunakan untuk konsol panjang atau untuk tekanan-tekanan yang sangat tinggi di belakang dan mempunyai pertebalan belakang, yang mengikat dinding dan dasar bersama-sama, yang dibangun pada interval-interval sepanjang dinding untuk mengurangi momen-momen lentur dan geser. Dinding penahan pertebalan depan (*buttressed retaining wall*) serupa dengan dinding pertebalan belakang, bedanya batang desaknya (*bracing*) berada di depan dinding dan batang desak tersebut mengalami kompresi sebagai ganti dari tarikan. Dinding penahan kisi (*crib walls*) merupakan bagian-bagian yang dibangun dari potong-potongan beton pracetak (*precast concrete*), logam, atau kayu dan didukung oleh potong-potongan anker yang ditanam (*embedded*) di dalam tanah untuk mencapai stabilitas dan dinding-dinding semi gravitasi, yaitu dinding-dinding yang sifatnya terletak antara sifat dinding gravitasi sebenarnya dan sifat dinding konsol.

Menurut (Hary C. Hardiyatmo, 2014: 440) terdapat beberapa tipe dinding penahan tanah, antara lain:

1. Dinding Gravitasi

Dinding gravitasi, adalah dinding penahan tanah yang dibuat dari beton tak bertulang atau pasangan batu. Sedikit tulangan beton kadang-kadang diberikan pada permukaan dinding untuk mencegah retakan permukaan akibat perubahan temperatur (**gambar 2.7 a**).

2. Dinding Semi Gravitasi

Dinding semi gravitasi, adalah dinding gravitasi yang berbentuk agak ramping. Kerana ramping, pada strukturnya diperlukan penulangan beton, namun hanya

pada bagian dinding saja. Tulangan beton yang berfungsi sebagai pasak, dipasang untuk menghubungkan bagian dinding dan fondasi (**gambar 2.7 b**).

3. Dinding Kantilever

Dinding kantilever, adalah dinding yang terdiri dari kombinasi dinding dan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Ketebalan dari kedua bagian ini relatif tipis dan secara penuh diberi tulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja padanya (**gambar 2.7 c**).

4. Dinding *Counterfort*

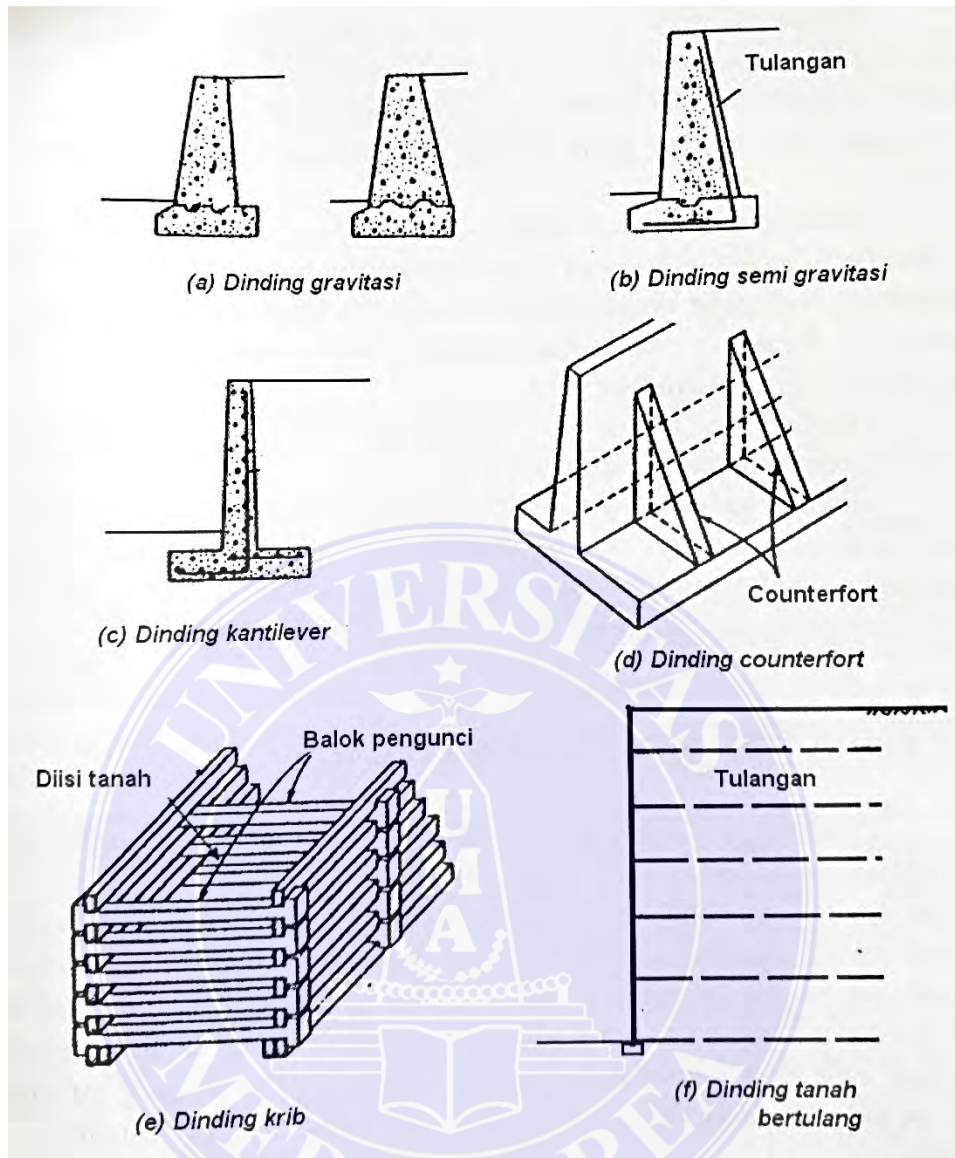
Dinding *Counterfort*, adalah dinding yang terdiri dari dinding beton bertulang tipis yang di bagian dalam dinding pada jarak tertentu didukung oleh pelat/dinding vertikal yang disebut *counterfort* (dinding penguat). Ruang di atas pelat fondasi, diantara *counterfort* diisi dengan tanah urug (**gambar 2.7 d**).

5. Dinding Krib

Dinding krib terdiri dari balok-balok beton yang disusun menjadi dinding penahan (**gambar 2.7 e**).

6. Dinding Tanah Bertulang (*reinforced earth wall*)

Dinding tanah bertulang atau dinding tanah diperkuat (*reinforced earth wall*) adalah dinding yang terdiri dari dinding yang berupa timbunan tanah yang diperkuat dengan bahan-bahan tertentu yang terbuat dari geosinetetik maupun dari metal (**gambar 2.7 f**).



Gambar 2.7 Berbagai tipe dinding penahan tanah
 Sumber: Analisis dan Perencanaan Fondasi I, Hary C. Hardiyatmo, 2014

2.5 Dinding Penahan Beton dengan Balok Kantilever

Dinding kantilever adalah dinding yang terdiri dari kombinasi dinding dan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Ketebalan dari kedua bagian ini relatif tipis dan secara penuh diberi tulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja padanya (Hary C. Hardiyatmo, 2014: 442).

Dinding penahan beton dengan sandaran berbeda dalam kondisi kemantapan dan direncanakan supaya keseimbangan tetap terjaga dengan keseimbangan berat sendiri badan dinding dan tekanan tanah pada permukaan bagian belakang, dengan kata lain dorongan dari kedua gaya tersebut. Akibatnya apabila tanah dibagian belakang permukaan dihilangkan akan mengakibatkan dinding itu terguling alasan-alasan diatas volume beton haruslah sedikit dan akibatnya dinding menjadi ekonomis dapat dipakai dalam jangkauan luas, tetapi tidak dapat digunakan apabila tanah fondasi ada dalam bahaya penurunan ataupun tergelincir.

2.6 Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Pada prinsipnya perencanaan dinding penahan tanah adalah menentukan bentuk dan dimensi/ukuran dinding sehingga diperoleh suatu konstruksi dinding penahan tanah yang stabil, kuat dan ekonomis. Untuk merencanakan dinding minimal harus ditinjau terhadap dua keadaan, yaitu: stabilitas konstruksi dan kekuatan konstruksi (Bambang Surendro, 2015: 88-90).

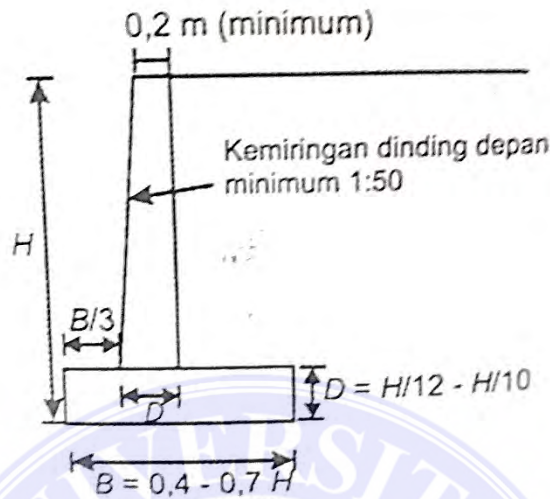
2.6.1. Penetapan Dimensi

Perencanaan dinding penahan ini untuk menganalisa stabilitas dari struktur yang memuaskan. Suatu dinding penahan kantilever tersusun atas bagian-bagian ujung, telapak dan badan. Perencanaan dibuat dengan anggapan bahwa hubungan tiap bagian dinding suatu ujung jepit kantilever.

Menurut Hardiyatmo (2014 : 493- 494), bentuk dan ukuran bagian dari dinding penahan kantilever dibawah kondisi normal adalah sebagai berikut:

1. Lebar pelat kaki (B) dengan ukuran $0,4H - 0,7H$;
2. Lebar pelat kaki depan (*teo*) dapat diambil antara $B/3$;

3. Tebal dinding vertikal (T) minimum 20 cm;
4. Tinggi pelat kaki biasanya diambil 8-10% dari tinggi total keseluruhan H.



Gambar 2.8 Dimensi dinding penahan tanah tipe kantilever
 Sumber : Hary Christady Hardiyatmo (2014)

2.6.2. Beban dan Reaksi Tanah

Bagian-bagian dinding kantilever terdiri dari: dinding, pelat fondasi belakang dan fondasi depan. Pada setiap bagian ini dirancang seperti cara merancang struktur kantilever. Untuk merancang pelat fondasi, tekanan yang terjadi pada bagian dasar fondasi yang dihitung lebih dulu, yaitu dengan menganggap distribusi tekanan tanah linier.

Tekanan pada tanah dasar akibat beban dinding penahan yang terjadi pada ujung-ujung pelat fondasi yang dihitung dengan cara sebagai berikut:

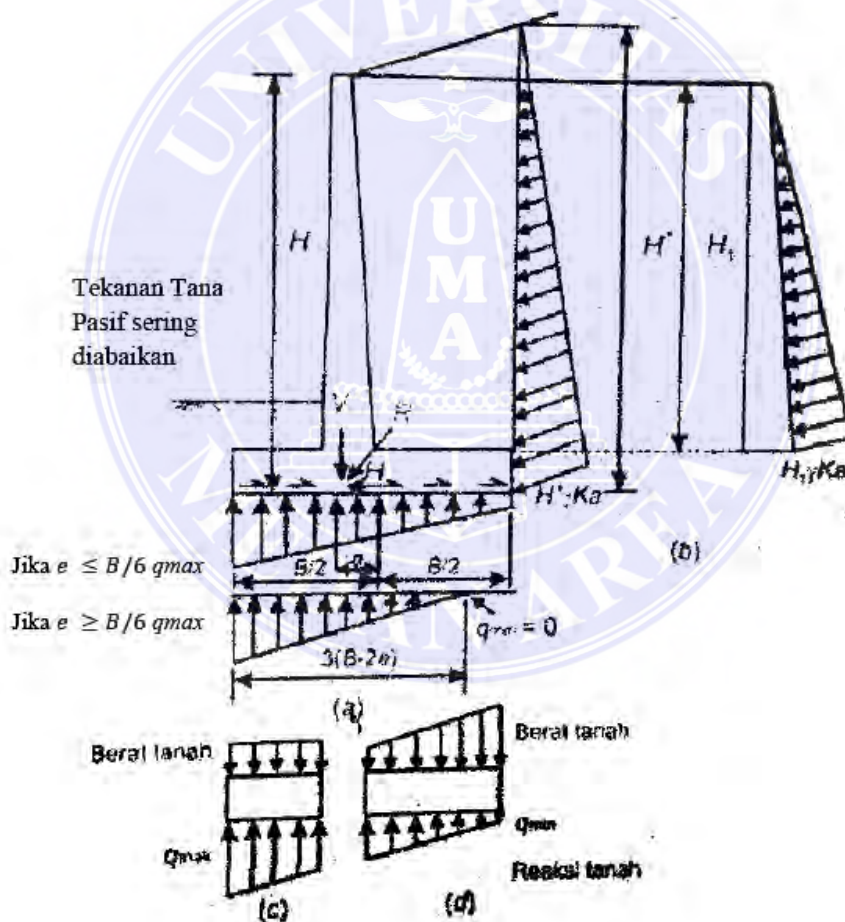
1. Bila $e \leq B/6$

$$q = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots (2.27)$$

2. Bila $e > B/6$

$$q_{max} = \frac{2V}{3(B-2e)} \dots\dots\dots (2.28)$$

Bila $e \leq B/6$, maka tekanan dinding ke tanah yang terjadi berbentuk trapesium, sedang bila $e > B/6$, maka diagram tekanan berupa segitiga. Pelat fondasi dianggap sebagai struktur kantilever yang bentangnya dibatasi oleh bagian vertikal dan tubuh dinding penahan dengan permukaan tanah urug miring. Pelat fondasi depan dianggap sebagai pelat yang dijepit oleh dinding vertikal di bagian depan. Gaya-gaya yang bekerja adalah gaya tekanan tanah ke atas dikurangi oleh berat tanah di atas pelat depan. Pada bagian depan ini pelat cenderung mengalami momen positif dengan tegangan tarik terletak pada sisi bawah.



Gambar 2.9 Gaya-gaya pada dinding kantilever
Sumber : Hary Christady Hardiyatmo (2014)

Bagian pelat fondasi belakang dianggap terjepit pada batas permukaan dinding vertikal di bagian belakang. Gaya tekanan tanah bekerja ke atas, sedangkan tekanan akibat berat tanah di atas pelat bekerja ke bawah. Tekanan neto yang dihasilkan cenderung mengakibatkan momen negatif pada pelat belakang, dengan tahanan tarik pada sisi atas pelat. Bagian tubuh dinding penahan dianggap sebagai struktur kantilever yang terjepit pada pelat fondasi bagian atas. Dengan gaya-gaya yang telah diketahui maka dapat dihitung dimensi komponen-komponen dinding penahan dan penulangannya.

2.6.3. Stabilitas konstruksi

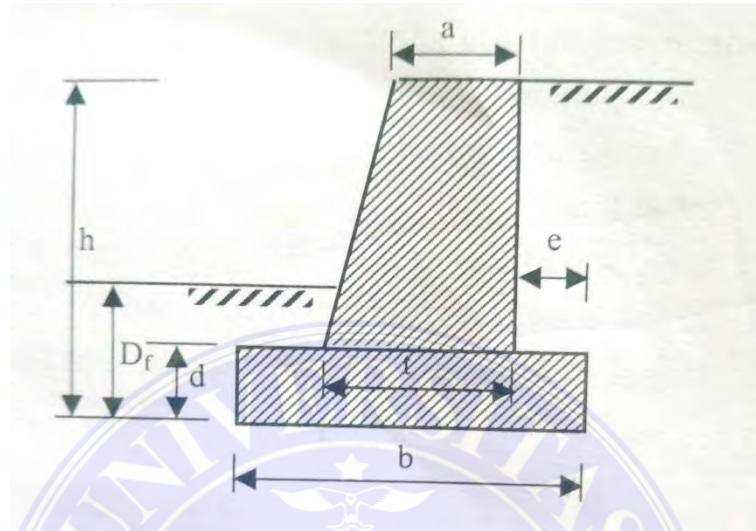
Perhitungan tentang stabilitas konstruksi dimaksudkan bahwa didalam perencanaan struktur dinding penahan tanah harus aman terhadap bahaya penggeseran, aman terhadap penggulingan dan aman terhadap penurunan konstruksi yang terlalu besar.

2.6.4. Stabilitas kekuatan konstruksi

Perhitungan tentang stabilitas kekuatan konstruksi dimaksudkan bahwa didalam perencanaan struktur dinding penahan tanah harus aman terhadap pecahnya konstruksi terutama pada bagian-bagian yang rawan retak. Bagian-bagian rawan retak ini harus mampu menahan momen, gaya lintang, dan gaya geser yang terjadi.

Pada umumnya perencanaan konstruksi, bahwa dalam perencanaan dinding penahan tanah juga dilakukan penentuan awal ukuran konstruksi, kemudian ukuran

yang telah ditentukan dilakukan kontrol terhadap stabilitas konstruksi dan stabilitas kekuatannya. Sebagai dasar ancer-ancer dalam penentuan ukuran awal dinding penahan tanah kantilever adalah sebagai berikut ini:



Gambar 2.10 Dinding penahan tanah tipe kantilever

Sumber: Rekayasa Fondasi (Teori dan Penyelesaian Soal), Bambang Surendro, 2015

Keterangan notasi pada gambar:

- | | | | |
|---|--|-------|-----------------------|
| a | = lebar puncak | d | = tebal kaki |
| b | = lebar dasar fondasi | D_f | = kedalaman fondasi |
| e | = lebar kaki/tumit | t | = tebal badan dinding |
| h | = tinggi dinding diukur dari dasar fondasi | | |

Tabel 2.8 Ukuran Dasar Dinding Penahan Tanah Kantilever

Bagian konstruksi dinding	Notasi	Ukuran dasar
Lebar puncak dinding	A	≥ 20 cm
Lebar dasar fondasi	B	$(0,4 \text{ s.d } 0,7) \cdot H$
Tebal kaki	C	$(1/10 \text{ s.d } 1/12) \cdot H$
Lebar kaki/tumit	D	$\pm 1/3 b$
Tebal badan dinding	E	$(1/10 \text{ s.d } 1/12) \cdot h$

Sumber: Rekayasa Fondasi (Teori dan Penyelesaian Soal), Bambang Surendro, 2015

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan dinding penahan tanah antara lain:

1. Bentuk muatan;
2. Keadaan tanah, tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif;
3. Mutu beton.

2.7 Pengaruh Tekanan Rembesan pada Stabilitas Dinding Penahan

Pada waktu hujan deras, berat volume tanah di belakang dinding penahan tanah akan bertambah akibat naiknya kadar air tanah. Jika perlengkapan drainase tidak diberikan air akan merembes kebawah melewati dasar fondasi dan kemudian naik sampai permukaan tanah di depan dinding. Rembesan air melewati tanah urug, berakibat:

1. Berat tanah urug bertambah. Akibatnya, tekanan tanah juga bertambah, karena berat volume tanah (γ) bertambah. Karena itu, jika tanah urug berupa lanau atau tanah berlempung, perancangan sebaiknya didasarkan pada kondisi jenuh air. Karena tanah-tanah ini cenderung menahan air pada jangka waktu yang lama;
2. Gaya angkat (*uplift*) akan timbul pada permukaan bidang runtuh;
3. Gaya angkat timbul pada dasar fondasi dinding penahan;
4. Pengurangan tekanan tanah pasif di depan dinding.

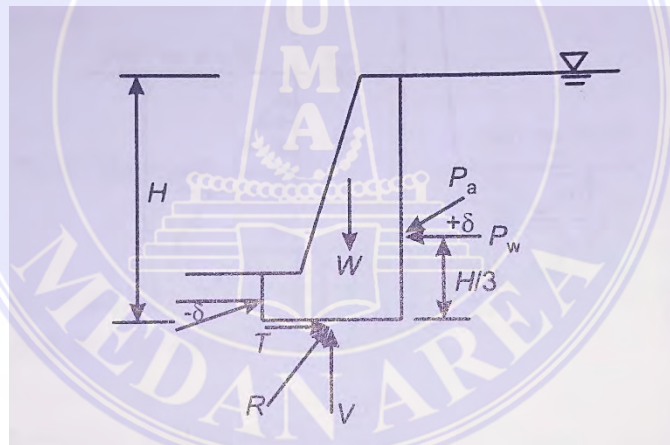
Tekanan rembesan pada bagian depan dinding yang arahnya keatas akan berakibat mengurangi berat volume efektif tanah. Bila tekanan rembesan sangat besar, tanah bagian depan dapat kehilangan beratnya, sehingga tanah dalam kondisi mengapung. Untuk mengurangi tekanan rembesan yang terlalu besar tersebut, struktur penahan tanah perlu dilengkapi dengan bangunan drainase. Hal ini dapat

dilakukan dengan menggunakan material granuler sebagai bahan timbunan yang dilengkapi dengan bangunan drainase.

2.8 Stabilitas Dinding Penahan

Menurut (Hary C. Hardiyatmo, 2014: 484–489) gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan meliputi (**gambar 2.11**):

1. Berat sendiri dinding penahan (W);
2. Gaya tekanan tanah aktif total tanah urug (P_a);
3. Gaya tekanan tanah pasif total di depan dinding (P_p);
4. Tekanan air pori di dalam tanah (P_w);
5. Reaksi tanah dasar (R).



Gambar 2.11 Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah
Sumber: Analisis dan Perencanaan Fondasi I, Hary C. Hardiyatmo, 2014

Jika dinding pada keadaan seimbang, jumlah vektor gaya-gaya akan sama dengan nol. Analisis stabilitas dinding penahan tanah ditinjau terhadap hal-hal berikut ini:

1. Faktor aman terhadap penggeseran dan pergulingan harus mencukupi;

2. Tekanan yang terjadi pada tanah dasar fondasi harus tidak boleh melebihi kapasitas dukung tanah ijin;
3. Stabilitas lereng secara keseluruhan harus memenuhi syarat.

2.8.1. Stabilitas terhadap Penggeseran

Gaya-gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh:

1. Gesekan antara tanah dengan dasar fondasi;
2. Tekanan pasif bila di depan dinding penahan terdapat tanah timbunan.

Faktor aman terhadap penggeseran (F_{gs}), didefinisikan sebagai berikut:

$$F_{gs} = \frac{\Sigma R_h}{\Sigma P_h} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots (2.29)$$

Untuk tanah granuler ($c = 0$):

$$\Sigma R_h = Wf \quad \dots\dots\dots (2.30a)$$

$$= W \tan \delta_b ; \text{ dengan } \delta_b \leq \varphi \quad \dots\dots\dots (2.30b)$$

Untuk tanah kohesif ($\varphi = 0$):

$$\Sigma R_h = c_a B \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

Untuk tanah c- φ ($\varphi > 0$ dan $c > 0$):

$$\Sigma R_h = c_a B + W \tan \delta_b \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

Dengan,

ΣR_h = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran;

W = Berat total dinding penahan dan tanah di atas pelat fondasi (KN);

δ_b = Sudut gesek antara tanah dan dasar fondasi,

biasanya diambil $1/3 - (2/3)\varphi$;

- c_a = $a_d \times c$ = adhesi antara tanah dan dasar dinding (kN/m²);
 c = Kohesi tanah dasar (kN/m²);
 a_d = Faktor adhesi;
 B = Lebar fondasi (m);
 ΣP_h = Jumlah gaya-gaya horizontal (kN);
 F = $\tan \delta_b$ = Koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar fondasi.

Faktor aman terhadap penggeseran dasar fondasi (F_{gs}) minimum, diambil 1,5.

Bowles (1997) menyarankan:

$F_{gs} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler;

$F_{gs} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif.

Dalam Tabel 2.9 ditunjukkan nilai-nilai f dari berbagai macam jenis tanah dasar. Jika dasar fondasi sangat kasar, seperti beton yang dicor langsung ke tanah, koefisien gesek $f = \tan \delta_b = \tan \varphi$, dengan φ adalah sudut gesek dalam tanah dasar.

Tabel 2.9 Koefisien Gesek (f) antara Dasar Fondasi dan Tanah Dasar

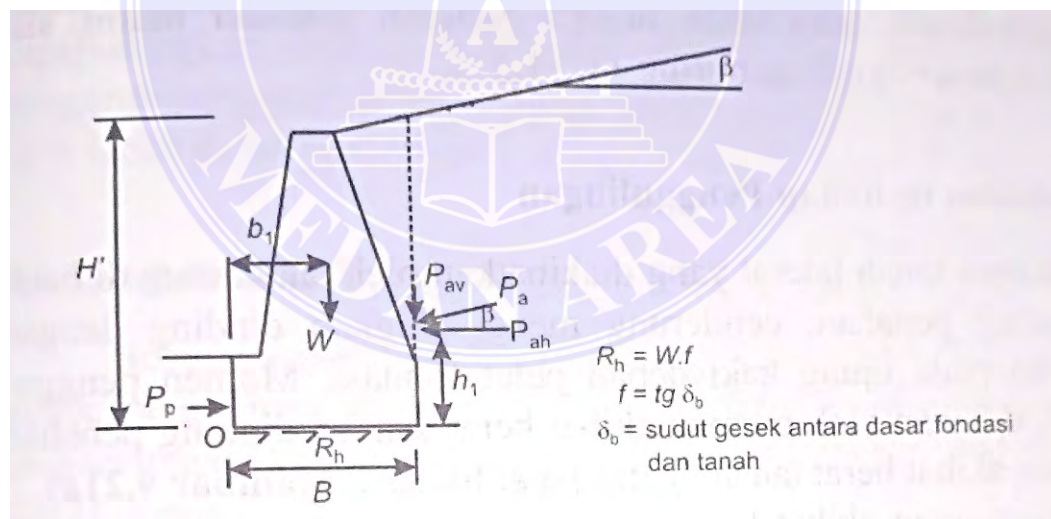
Jenis tanah dasar fondasi	$f = \tan \delta$
Tanah granuler kasar tak mengandung lanau atau lempung	0,55
Tanah granuler kasar tak mengandung lanau	0,45
Tanah lanau tak berkohesi	0,35
Batu keras permukaan kasar	0,60

Sumber: Analisis dan Perencanaan Fondasi I, Hary C.Hardiyatmo, 2014

Perhatian perlu diberikan jika dinding penahan tanah terletak pada tanah lanau dan lempung. Segera sebelum fondasi dicor, dasar fondasi lebih baik digali sedalam 10 cm, setelah itu ditimbun dengan tanah pasir kasar atau pasir campur kerikil yang dipadatkan setebal 10 cm. Koefisien gesek antara pasir dan tanah di

bawahnya (f) dapat diambil 0,35. Tetapi, jika kuat geser tak terdrainase (*undrained strength*) dari lapisan lunaknya lebih kecil dari tahanan geser dasar fondasi, penggeseran akan terjadi pada tanah lunak di bawah dasar fondasi tersebut. Untuk itu, nilai adhesi antara dasar fondasi dan tanah bawahnya dianggap sama dengan nilai kohesi tanah (c), dan sudut geser dalam (ϕ) dianggap sama dengan nol. Jika tanah berupa lempung kaku atau keras, tanah dasar harus dibuat kasar sebelum pengecoran. Hal ini untuk menyakinkan berkembangnya adhesi secara penuh. Dalam menggunakan nilai kohesi (c), pengurangan kohesi akibat penggalan, atau gangguan waktu pelaksanaan harus diperhitungkan.

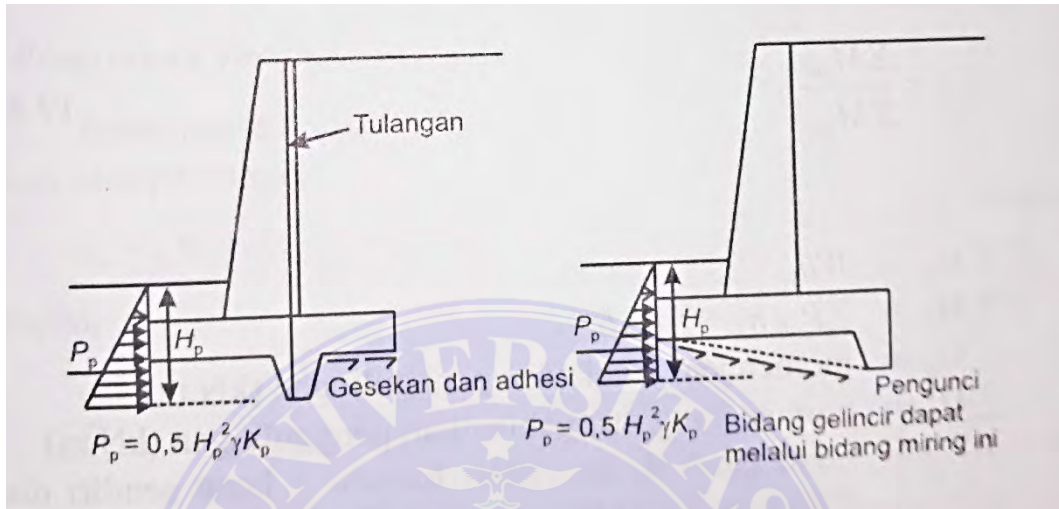
Jika dinding penahan tanah harus didukung oleh fondasi tiang, semua beban harus dianggap didukung oleh tiang. Karena itu, tahanan gesek dan adhesi pada dasar fondasi harus tidak diperhitungkan.



Gambar 2.12 Stabilitas terhadap Penggeseran Dan Penggulingan
 Sumber: Analisis dan Perencanaan Fondasi I, Hary C. Hardiyatmo, 2014

Jika faktor aman terhadap penggeseran $F_{gs} = 1,5$ sulit dicapai, maka lebih baik dipakai pengunci, seperti yang diperlihatkan dalam **gambar 2.13**. Penambahan pengunci ini akan menambah tahanan tanah pasif. Namun, keuntungan dari

pemakaian pengunci ini biasanya kecil, kecuali jika dasar fondasi terletak di atas lapisan batu atau tanah keras. Untuk itu, jika tanah dasar lunak atau tanah berupa material granuler murni, sisi pengunci sebaiknya dibuat miring 1 V: 1,5 H.



Gambar 2.13 Memperbesar Tahanan Geser dengan Pengunci.
 Sumber: Analisis dan Perencanaan Fondasi I, Hary C. Hardiyatmo, 2014

2.8.2. Stabilitas terhadap Pergulingan

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug di belakang dinding penahan, cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat fondasi. Momen penggulingan ini, dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas pelat fondasi (Gambar 2.12).

Faktor aman terhadap penggulingan (F_{guling}), didefinisikan sebagai berikut:

$$F_{Guling} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{Guling}} \dots\dots\dots (2.33)$$

Dengan,

$$\Sigma M_w = Wb_1;$$

$$\Sigma M_{Guling} = \Sigma P_{ah} h_1 + \Sigma P_{av} B;$$

- ΣM_w = Momen yang melawan penggulingan (kN.m);
- ΣM_{Guling} = Momen yang mengakibatkan penggulingan (kN.m);
- B = Lebar kaki dinding penahan (m);
- W = Berat tanah di atas pelat fondasi + berat sendiri dinding penahan (kN);
- ΣP_{ah} = Jumlah gaya-gaya horizontal (kN);
- ΣP_{av} = Jumlah gaya-gaya vertikal (kN).

Faktor aman terhadap penggulingan (F_{guling}) bergantung pada jenis tanah, yaitu:

$$F_{guling} \geq 1,5 \text{ untuk tanah dasar granuler}$$

$$F_{guling} \geq 1,5 \text{ untuk tanah dasar kohesi}$$

Tahanan tanah pasif, oleh tanah yang berada di depan kaki dinding depan sering diabaikan dalam menghitung stabilitas. Jika tahanan tanah pasif yang ditimbulkan oleh pengunci pada dasar fondasi diperhitungkan, maka nilainya harus direduksi untuk mengantisipasi pengaruh-pengaruh erosi, iklim dan retakan akibat tegangan-tegangan tarik tanah dasar yang kohesif.

2.8.3. Stabilitas terhadap Keruntuhan Kapasitas Daya Dukung

1. Persamaan Terzaghi

Kapasitas dukung ultimit (q_u) untuk fondasi memanjang dinyatakan dengan persamaan:

$$q_u = cN_c + D_f \gamma N_\gamma + 0,5 B_\gamma N_\gamma \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

Dengan:

- c = Kohesi tanah (kN/m²);
- D_f = Kedalaman fondasi (m);
- γ = Berat volume tanah (kN/m³);
- B = Lebar fondasi dinding penahan tanah (m);
- N_c, N_q, dan N_γ = Faktor-faktor kapasitas dukung Terzaghi.

Tabel 2.10 Nilai-nilai faktor kapasitas dukung Terzaghi (1943)

Φ	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser lokal		
	N _c	N _q	N _γ	N _c '	N _q '	N _γ '
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Sumber: Analisis dan Perencanaan Fondasi I, Hary C.Hardiyatmo, 2014

2. Persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975)

Kapasitas dukung ultimit (q_u) dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) untuk beban miring dan eksentris:

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma \dots\dots\dots (2.35)$$

Dengan:

- d_c, d_q, d_γ = Faktor kedalaman;
- i_c, i_q, i_γ = Faktor kemiringan beban;

- B = Lebar dasar fondasi sebenarnya (m);
- e = Eksentrisitas beban (m);
- γ = Berat volume tanah (kN/m³);
- N_c, N_q, N_γ = Faktor-faktor kapasitas dukung.

Tabel 2.11 Faktor kedalaman fondasi (Hansen, 1970)

Faktor kedalaman	Nilai	Keterangan
d_c	$1 + 0,4 (B/D)$	
d_c'	$0,4(B/D)$	Bila $(B/D) > 1$ maka (D/B) Diganti dengan $\text{arc tg } (D/B)$
d_q	$1 + 2 (D/B) \text{tg } \phi (1 - \sin \phi)^2$	
d_γ	1	

Sumber: Analisis dan Perencanaan Fondasi I, Hary C.Hardiyatmo, 2014

Dalam tabel 2.12, bila dasar fondasi tidak sangat kasar, maka c (kohesi) diganti c_a (adhesi) = faktor adhesi (a_d) x kohesi (c).

Tabel 2.12 Faktor kemiringan beban (Hansen, 1970)

Faktor kemiringan beban	Nilai	Keterangan
i_c	$i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_q - 1}$	
i_c'	$0,5 - 0,5 \sqrt{1 - H/A'c_a}$	
I_q	$\left[1 - \frac{0,5 H}{V + A' c_a \text{ctg } \phi}\right]^5 \geq 0$	
i_γ	$\left[1 - \frac{0,7 H}{V + A' c_a \text{ctg } \phi}\right]^5 \geq 0$	Untuk dasar horizontal
i_γ	$\left[1 - \frac{(0,7 H - \frac{\alpha^\circ}{450^\circ})}{V + A' c_a \text{ctg } \phi}\right]^5 \geq 0$	Untuk dasar miring Batasan: $H \leq c_a A + V \text{tg } \delta$

Sumber: Analisis dan Perencanaan Fondasi I, Hary C.Hardiyatmo, 2014

Dengan:

- A' = Luas efektif fondasi = $B'L'$;
 L' = $L - 2e_L$ = panjang efektif;
 B' = $B - 2e_B$ = lebar efektif;
 e_L = Eksentrisitas beban terhadap pusat luasan fondasi arah L;
 e_B = Eksentrisitas beban terhadap pusat luasan fondasi arah B;
 D_f = Kedalaman fondasi;
 c_a = Faktor adhesi ($a_d \times c$) = adhesi antara tanah dan dasar fondasi;
 c = kohesi tanah di dasar fondasi;
 φ = Sudut gesek dalam tanah;
 δ = Sudut gesek antara tanah dan dasar fondasi;
 H = Komponen beban sejajar dasar fondasi;
 V = Komponen beban tegak lurus dasar fondasi;
 α = Sudut kemiringan dasar fondasi (positif searah jarum jam);
 β = Sudut lereng pendukung fondasi (positif searah jarum jam).

Tabel 2.13 Faktor Kedalaman Fondasi (Vesic, 1975)

Faktor bentuk	Nilai	Keterangan
d_c	$1 + 0,4 (D/B)$	Batasan:
d_q	$1 + 2 (D/B) \text{tg } \varphi (1 - \sin \varphi)^2$	Bila $(D/B) > 1$ maka (D/B)
d_γ	1	Diganti dengan $\text{arc tg } (D/B)$

Sumber: Analisis dan Perencanaan Fondasi I, Hary C.Hardiyatmo, 2014

Tabel 2.14 Faktor kemiringan beban (Vesic, 1975)

Faktor kemiringan beban	Nilai	Keterangan
i_c	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$	Untuk $\phi > 0$
i_c'	$1 - \frac{mH}{A' c_a N_c}$	Untuk $\phi > 0$
i_q	$\left[1 - \frac{H}{V + A' c_a \operatorname{ctg} \phi} \right]^m \geq 0$	Untuk $V/A' c_a \leq 1$
i_y	$\left[1 - \frac{H}{V + A' c_a \operatorname{ctg} \phi} \right]^{m+1} \geq 0$	Untuk dasar horizontal
	$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	Kemiringan beban searah lebar B
	$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	Kemiringan beban searah panjang L
	Jika inklinasi beban pada arah n dan membuat sudut θ_n terhadap arah L fondasi, maka m_n diperoleh dari $m_n = m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n$	$H \leq c_a A' + V \tan \delta$

Sumber: Analisis dan Perencanaan Fondasi I, Hary C.Hardiyatmo, 2014

Tabel 2.15 Faktor-faktor kapasitas dukung Mayerhof (1963), Hansen (1961) dan Vesic (1973)

ϕ (o)	Mayerhof (1963)			Hansen (1961)			Vesic (1973)		
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	5,14	1,00	0,00	5,14	1,00	0,00
1	5,38	1,09	0,00	5,38	1,09	0,00	5,38	1,09	0,07
2	5,63	1,20	0,01	5,63	1,20	0,01	5,63	1,20	0,15
3	5,90	1,31	0,02	5,90	1,31	0,02	5,90	1,31	0,24
4	6,19	1,43	0,04	6,19	1,43	0,05	6,19	1,43	0,34
5	6,49	1,57	0,07	6,49	1,57	0,07	6,49	1,57	0,45
6	6,81	1,72	0,11	6,81	1,72	0,11	6,81	1,72	0,57
7	7,16	1,88	0,15	7,16	1,88	0,16	7,16	1,88	0,71
8	7,53	2,06	0,21	7,53	2,06	0,22	7,53	2,06	0,86
9	7,92	2,25	0,28	7,92	2,25	0,30	7,92	2,25	1,03
10	8,34	2,47	0,37	8,34	2,47	0,39	8,34	2,47	1,22
11	8,80	2,71	0,47	8,80	2,71	0,50	8,80	2,71	1,44
12	9,28	2,97	0,60	9,28	2,97	0,63	9,28	2,97	1,69
13	9,81	3,26	0,74	9,81	3,26	0,78	9,81	3,26	1,97
14	10,37	3,59	0,92	10,37	3,59	0,97	10,37	3,59	2,29
15	10,98	3,94	1,13	10,98	3,94	1,18	10,98	3,94	2,65
16	11,63	4,34	1,37	11,63	4,34	1,43	11,63	4,34	3,06
17	12,34	4,77	1,66	12,34	4,77	1,73	12,34	4,77	3,53
18	13,10	5,26	2,00	13,10	5,26	2,08	13,10	5,26	4,07
19	13,93	5,80	2,40	13,93	5,80	2,48	13,93	5,80	4,68
20	14,83	6,40	2,87	14,83	6,40	2,95	14,83	6,40	5,39
21	15,81	7,07	3,42	15,81	7,07	3,50	15,81	7,07	6,20
22	16,88	7,82	4,07	16,88	7,82	4,13	16,88	7,82	7,13

Tabel 2.15(a) Faktor-faktor kapasitas dukung Mayerhof (1963), Hansen (1961) dan Vesic (1973) (Lanjutan)

23	18,05	8,66	4,82	18,05	8,66	4,88	18,05	8,66	8,20
24	19,32	9,60	5,72	19,32	9,60	5,75	19,32	9,60	9,44
25	20,72	10,66	6,77	20,72	10,66	6,76	20,72	10,66	10,88
26	22,25	11,85	8,00	22,25	11,85	7,94	22,25	11,85	12,54
27	23,94	13,20	9,46	23,94	13,20	9,32	23,94	13,20	14,47
28	25,80	14,72	11,19	25,80	14,72	10,94	25,80	14,72	16,72
29	27,86	16,44	13,24	27,86	16,44	12,84	27,86	16,44	19,34
30	30,14	18,40	15,67	30,14	18,40	15,07	30,14	18,40	22,40
31	32,67	20,63	18,56	32,67	20,63	17,69	32,67	20,63	25,99
32	35,49	23,18	22,02	35,49	23,18	20,79	35,49	23,18	30,21
33	38,64	26,09	26,17	38,64	26,09	24,44	38,64	26,09	35,19
34	42,16	29,44	31,15	42,16	29,44	28,77	42,16	29,44	41,06
35	46,12	33,30	37,15	46,12	33,30	33,92	46,12	33,30	48,03
36	50,59	37,75	44,43	50,59	37,75	40,05	50,59	37,75	56,31
37	55,63	42,92	53,27	55,63	42,92	47,38	55,63	42,92	66,19
38	61,35	48,93	64,07	61,35	48,93	56,17	61,35	48,93	78,02
39	67,87	55,96	77,33	67,87	55,96	66,76	67,87	55,96	92,25
40	75,31	64,20	93,69	75,31	64,20	79,54	75,31	64,20	109,41
41	83,86	73,90	113,99	83,86	73,90	95,05	83,86	73,90	130,21
42	93,71	85,37	139,32	93,71	85,37	113,96	93,71	85,37	155,54
43	105,11	99,01	171,14	105,11	99,01	137,10	105,11	99,01	186,53
44	118,37	115,31	211,41	118,37	115,31	165,58	118,37	115,31	224,63
45	133,87	134,87	262,74	133,87	134,87	200,81	133,87	134,87	271,75
46	152,10	158,50	328,73	152,10	158,50	244,65	152,10	158,50	330,34
47	173,64	187,21	414,33	173,64	187,21	299,52	173,64	187,21	403,65
48	199,26	222,30	526,45	199,26	222,30	368,67	199,26	222,30	496,00
49	229,92	265,50	674,92	229,92	265,50	456,40	229,92	265,50	613,14
50	266,88	319,06	873,86	266,88	319,06	568,57	266,88	319,06	762,86

Sumber: Analisis dan Perencanaan Fondasi I, Hary C.Hardiyatmo, 2014

Stabilitas kapasitas dukung tanah dapat dihitung dengan:

$$x_e = \frac{\sum M_w - \sum M_{gl}}{\sum W} \dots\dots\dots (2.36)$$

$$e = \frac{B}{2} - x_e \dots\dots\dots (2.37)$$

$$B' = B - 2e \dots\dots\dots (2.38)$$

Dengan:

$\sum M_w$ = Momen yang melawan penggulingan (kN.m);

$\sum M_{Guling}$ = Momen yang mengakibatkan penggulingan (kN.m);

- ΣM = Total berat tanah di atas pelat fondasi + berat sendiri dinding penahan (kN);
- e = Eksentrisitas beban (m);
- B = Lebar dasar fondasi (m);
- B' = Lebar efektif (m).

Jika tekanan fondasi ke tanah terbagi rata maka dapat dihitung:

$$q' = \frac{V}{B'} \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

Dengan:

- q' = Tekanan akibat beban struktur (kN/m²);
- V = Beban vertikal total (kN);
- B' = Lebar efektif (m).

Setelah didapat q' maka dapat dihitung faktor aman:

$$F = \frac{q_u}{q} \geq 3 \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

Dengan:

- q_u = Kapasitas dukung ultimit (kN/m²);
- q = Tekanan akibat beban struktur (kN/m²).

2.8.4. Penurunan

Seperti halnya struktur-struktur yang lain, dinding penahan tanah juga akan mengalami penurunan. Untuk ini, prinsip-prinsip dasar untuk menghitung besarnya

penurunan sama dengan cara menghitung penurunan fondasi (Hary C. Hardiyatmo, 2014: 492).

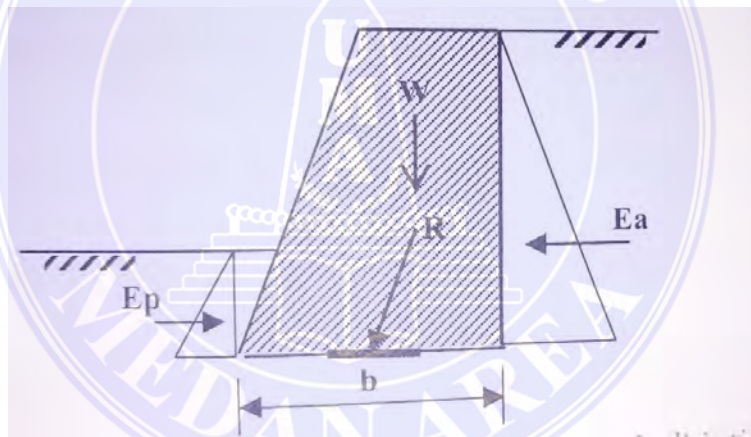
Menurut (Bambang Surendro, 2015: 93–94), persyaratan yang harus dipenuhi supaya konstruksi tidak turun adalah bahwa titik potong resultante gaya harus masih di dalam inti dasar fondasi atau nilai exentrisitas (e) $\leq 1/6 b$, lihat **gambar 2.14**.

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma W} \dots\dots\dots (2.41)$$

Dimana:

ΣM = Jumlah Momen Dari Semua Gaya Terhadap Pusat Berat Fondasi;

ΣW = Jumlah gaya vertikal.



Gambar 2.14 Resultante gaya R masih di inti
 Sumber: Rekayasa Fondasi (Teori dan Penyelesaian Soal), Bambang Surendro, 2015

Tekanan maksimum yang timbul tidak boleh melebihi daya dukung ijin tanah (σ) atau $\sigma > \sigma'$. Tegangan maksimum timbul (σ') dapat dihitung dengan sebagai berikut:

$$\sigma_{ektrim} = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6.e}{b_x} \right) \dots\dots\dots (2.42)$$

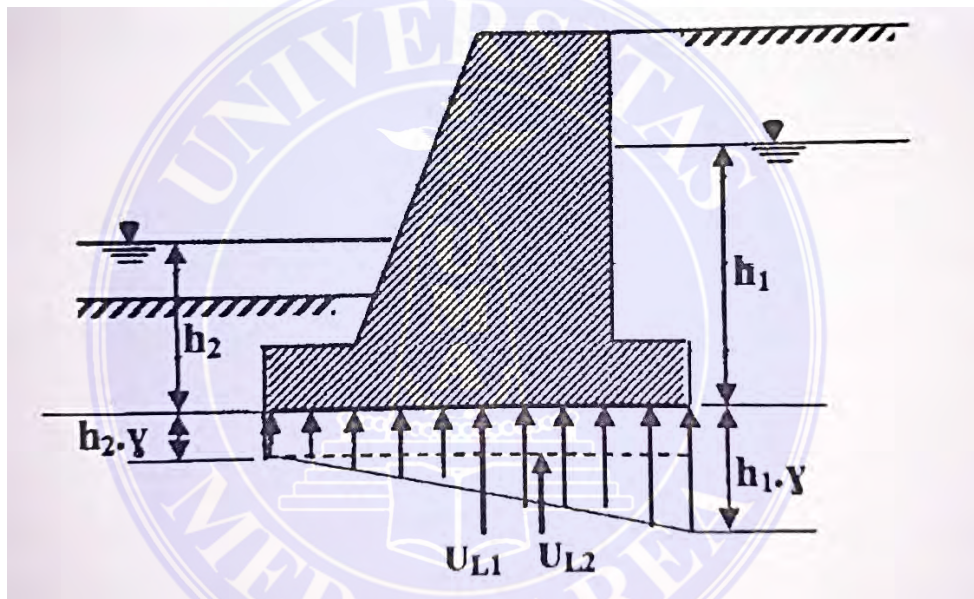
Dengan:

$$A = b.L;$$

L = dipandang 1 m tegak lurus bidang gambar.

Catatan:

1. Didalam melakukan perhitungan stabilitas konstruksi, apabila tanah yang ditahan banyak mengandung air, perlu diperhitungkan gaya angkat ke atas (*up lift*) oleh air. Adapun besarnya gay angkat ke atas dapat dilihat pada **gambar 2.15**.



Gambar 2.15 Gaya Angkat oleh Air

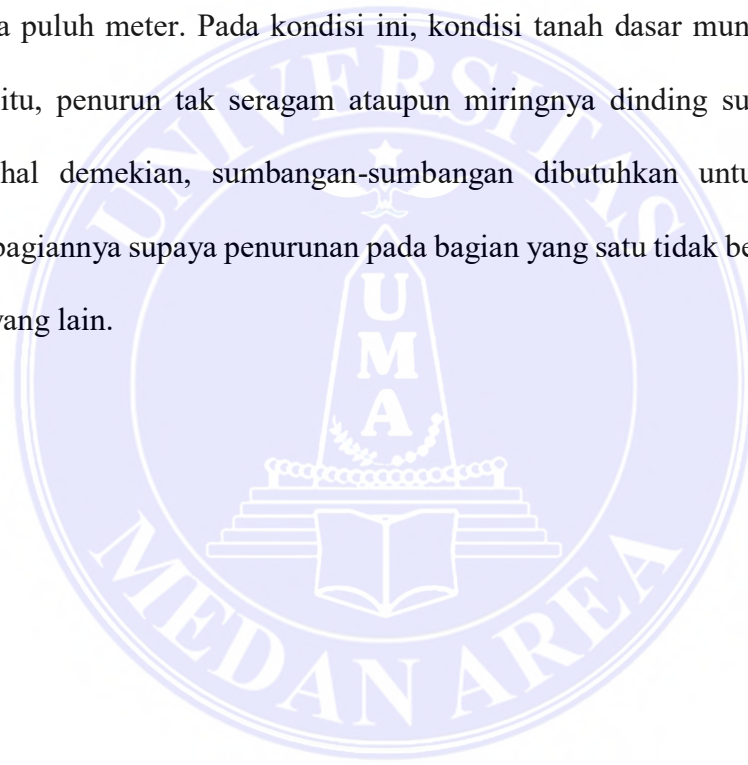
Sumber: Rekayasa Fondasi (Teori dan Penyelesaian Soal), Bambang Surendro, 2015

2. Kalau dasar fondasi berupa lapisan batu/cadas, maka harga $e < 1/6 b$ boleh tidak terpenuhi asal persyaratan lainnya terpenuhi, misal telah aman terhadap bahaya penggeseran.

Jika dinding terletak pada tanah fondasi yang normal, resultan gaya-gaya vertikal V sebaiknya terletak pada sepertiga lebar fondasi bagian tengah. Untuk tanah fondasi berupa lapisan batu, eksentrisitas resultan beban dapat diambil $e <$

(B/4). Untuk tanah fondasi yang sangat lunak, resultan beban vertikal V harus terletak di dekat pusat fondasi, berhubungan tekanan fondasi bertambah cepat bila eksentrisitas bertambah. Jika resultan beban eksentrisitas, ujung luar fondasi turun lebih besar daripada ujung dalamnya. Kemiringan struktur akibat tidak seragam tersebut akan semakin menambah besar eksentrisitas resultan beban. Fenomena ini berlangsung dengan sendirinya sampai dinding penahan mencapai keruntuhan.

Kadang-kadang, dinding penahan tanah dibangun memanjang sampai beberapa puluh meter. Pada kondisi ini, kondisi tanah dasar mungkin bervariasi. Karena itu, penurunan tak seragam ataupun miringnya dinding sulit dihindarkan. Dalam hal demikian, sumbangan-sumbangan dibutuhkan untuk memisahkan bagian-bagiannya supaya penurunan pada bagian yang satu tidak berpengaruh pada bagian yang lain.



BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Lokasi dan Waktu Penelitian

Lokasi yang dipilih untuk penelitian ini adalah pada Proyek Parkiran Masjid Agung Medan yang berada di Jl. Pangeran Diponegoro, Madras Hulu, Medan Polonia, Kota Medan, Sumatera Utara. Adapun waktu penelitian yang direncanakan berkisar selama 3 bulan mulai tanggal 06 Maret 2018 sampai 06 Juni 2018.

3.2 Metode Analisis Data

Metode yang digunakan dalam penelitian ini menggunakan teori dan rumus Rankine mengenai tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif dari beberapa modul mengenai dinding penahan tanah. Data-data yang diperoleh dari hasil laboratorium akan diambil untuk dijadikan bahan dalam menganalisis data baik secara manual ataupun *software*.

3.3 Instrumen Penelitian

Untuk memudahkan perhitungan dan untuk kelengkapan kajian pustaka maka analisis data dilakukan menggunakan Autocad, Microsoft Word, Microsoft Excel, serta beberapa Literatur dari buku-buku.

3.4 Teknik Pengumpulan Data

Pengumpulan data di lapangan harus dilakukan dengan cara seteliti mungkin agar diperoleh data akurat dan memenuhi. Data yang dibutuhkan untuk proses perhitungan akan langsung diminta kepada pihak Kontraktor atau Konsultan yang mengerjakan proyek tersebut. Ada beberapa data yang akan dikumpulkan untuk kebutuhan skripsi ini adalah sebagai berikut :

3.4.1 Data Hasil Laboratorium Mekanika Tanah

Data Properti yang dimiliki oleh tanah adalah data terpenting yang harus diperoleh untuk dimasukkan ke rumus-rumus agar nilai tekanan tanah dapat dihitung secara akurat, sehingga dapat ditentukan dimensi dan jenis dinding kantilever yang akan digunakan. Data ini dapat diminta secara langsung kepada PT. Pembangunan Perumahan (Persero) atau Teknik Pelaksana Proyek tersebut.

3.4.2 Data Hasil Boring di Lapangan

Data Borlog hasil Boring di lapangan diperlukan untuk mengetahui nilai SPT tanah, menentukan stratifikasi tanah dan sebagai acuan dalam menentukan kedalaman rencana dinding kantilever. Data ini dapat diminta secara langsung kepada Teknik Pelaksana Proyek atau Konsultan Pengawas Proyek tersebut.

3.4.3 Gambar, Layout, dan Profil Proyek

Untuk mengetahui apakah titik yang ditinjau untuk penelitian cukup representatif dalam perencanaan dalam konsolidasi pada proyek yang diteliti, diperlukan gambar layout proyek. Data-data ini terdapat pada gambar perencanaan proyek dan dapat diminta kepada Kontraktor Pelaksana Proyek.

3.5 Bagan Alir Penelitian



Gambar 3.1 Bagan Alir Penelitian

BAB IV

ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN

4.1. Perencanaan Dinding Kantilever

Dinding semi *basement* menyerupai pelat yang bertumpu sepanjang balok tepi. Peninjauan dilakukan pada ruang semi *basement* yang berada pada kedalaman -3,0 m dari permukaan tanah.

4.1.1. Parameter Dinding Semi *Basement*

Parameter dinding semi *basement* berdasarkan data perencanaan konstruksi yang digunakan dalam pelaksanaan pekerjaannya. Dari data primer yang diperoleh dari proyek, parameter dinding semi *basement* pada proyek Parkiran Masjid Agung Medan dinyatakan sebagai berikut:

$$\text{Berat tanah total (W)} = 51,88 \text{ gr}$$

$$\text{Berat tanah kering (W}_s) = 32,42 \text{ gr}$$

$$\text{Berat air (W}_w) = 19,46 \text{ gr}$$

$$\text{Volume tanah total (V)} = 31,40 \text{ cm}^3$$

$$\text{Berat volume air } (\gamma_w) = 1 \text{ gr/cm}^3$$

$$= \underline{1000 \text{ Kg/m}^3}$$

$$\text{Berat volume tanah basah } (\gamma_b) = \frac{\text{Berat Tanah Total (W)}}{\text{Volume Tanah Total (V)}}$$

$$= \frac{51,88 \text{ gr}}{31,40 \text{ cm}^3}$$

$$= 1,65 \text{ gr/cm}^3 = \underline{1650 \text{ Kg/m}^3}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat volume tanah kering } (\gamma_d) &= \frac{\text{Berat Tanah Kering } (W_s)}{\text{Volume Tanah Total } (V)} \\
 &= \frac{32,42 \text{ gr}}{31,40 \text{ cm}^3} \\
 &= 1,03 \text{ gr/cm}^3 \\
 &= \underline{1030 \text{ Kg/m}^3}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat volume jenuh air } (\gamma_{\text{sat}}) &= \frac{\gamma_w (G_s + e)}{1 + e} \\
 &= \frac{1 (2,65 + 1,57)}{1 + 1,57} \\
 &= 1,64 \text{ gr/cm}^3 \\
 &= \underline{1640 \text{ Kg/m}^3}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat spesifik butiran padat } (G_s) &= \frac{\text{Berat Volume Tanah Padat } (\gamma_s)}{\text{Berat Volume Air } (\gamma_w)} \\
 &= \frac{2,65 \text{ gr/cm}^3}{1 \text{ gr/cm}^3} \\
 &= \underline{2,65}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_s &= \frac{\text{Berat Tanah Kering } (W_s)}{\text{Volume Tanah Padat } (V_s)} \\
 &= \frac{32,42 \text{ gr}}{12,23 \text{ cm}^3} \\
 &= 2,65 \text{ gr/cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Angka pori (e)} &= \frac{\text{Volume Rongga (}V_V\text{)}}{\text{Volume Butiran (}V_S\text{)}} \\
 &= \frac{19,17 \text{ cm}^3}{12,23 \text{ cm}^3} \\
 &= \underline{1,57}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_S &= \frac{W_S}{G_S \gamma_w} \\
 &= \frac{32,42 \text{ gr}}{2,65 \times 1 \text{ gr/cm}^3} \\
 &= \underline{12,23 \text{ cm}^3}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_V &= V - V_S \\
 &= 31,40 \text{ cm}^3 - 12,23 \text{ cm}^3 \\
 &= \underline{19,17 \text{ cm}^3}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Porositas (n)} &= \frac{\text{Volume Rongga (}V_V\text{)}}{\text{Volume Total (}V\text{)}} \\
 &= \frac{19,17 \text{ cm}^3}{31,40 \text{ cm}^3} \\
 &= \underline{0,61}
 \end{aligned}$$

$$\text{Sudut geser dalam tanah } (\theta) = 19,75^\circ$$

$$\text{Material dinding semi } \textit{basement} = \text{Beton bertulang}$$

$$\text{Berat volume material} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Tinggi dinding} = 3,150 \text{ m}$$

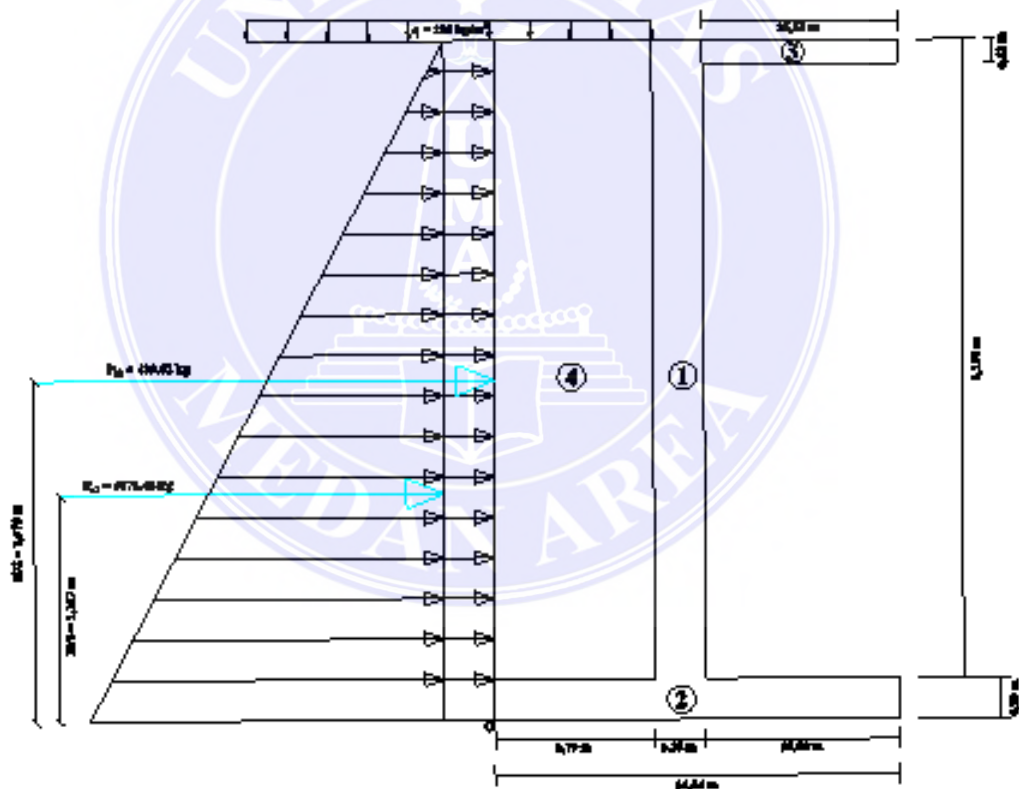
Catatan:

$$1 \text{ gr/cm}^3 = 1000 \text{ Kg/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$1 \text{ MPA} = 10 \text{ Kg/cm}^2$$

4.1.2. Mobilisasi Tekanan Tanah pada Dinding Semi *Basement*

Mobilisasi tekanan-tekanan tanah harus diperhatikan dalam perencanaan karena ketelitian dalam menentukan besarnya tekanan-tekanan tanah terhadap dinding semi *basement* tersebut akan berpengaruh terhadap nilai keamanan ekonomisnya suatu konstruksi.



Gambar 4.1 Dimensi Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

4.1.3. Beban dan Reaksi Tanah

- a. Gaya vertikal dan gaya momen terhadap kaki belakang (titik O)

Tabel 4.1 Gaya vertikal dan gaya momen sesuai gambar 4.1

No.	Berat W (Kg)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (Kg)
1	$0,25 \times 3,150 \times 2400 = 1890$	0,915	1729,35
2	$0,20 \times 16,54 \times 2400 = 7939,20$	8,27	65657,18
3	$0,12 \times 15,50 \times 2400 = 44464$	8,79	39238,56
4	$0,79 \times 3,150 \times 1650 = 4106,03$	0,395	1621,88
Q	$0,79 \times 200 = 158$	0,395	62,41
$\Sigma W = 18557,23 \text{ Kg/m}$			$\Sigma M_w = 108309,38$

- b. Tekanan tanah aktif total dan momen terhadap O menurut rumus 2.20:

$$K_a = \tan^2(45 - \theta/2)$$

$$K_a = \tan^2(45 - 19,75/2)$$

$$K_a = 0,495$$

$$\Sigma P_a = 0,5 \times H^2 \times K_a \times \gamma + q \times H \times K_a$$

Tabel 4.2 Tekanan Tanah Aktif Total, Pa

Tekanan Tanah Aktif Total, P _a (Kg)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (Kg)
$0,5 \times (3,350)^2 \times 0,495 \times 1650 = 4582,99$	1,117	5119,20
$200 \times 3,350 \times 0,495 = 331,65$	1,675	555,51
$\Sigma P_a = 4914,64$		$\Sigma M_{gul} = 5674,71$

4.1.4. Stabilitas Dinding Penahan Tanah

- a. Stabilitas terhadap Pengguling

Stabilitas Penggulingan menurut rumus 2.33:

$$F_{GL} = \frac{\Sigma M_W}{\Sigma M_{GL}} \geq 1,5$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{108309,38 \text{ Kg/m}^2}{5674,71 \text{ Kg/m}^2} \\
&= 19,08 \quad \geq \quad 1,5 \quad (\text{Aman})
\end{aligned}$$

b. Stabilitas terhadap Pergeseran

Tahanan geser pada dinding sepanjang B = 4 m, dihitung dengan menganggap dasar dinding sangat kasar, sehingga sudut geser $\delta_b = \theta$ dan adhesi $C_d = C_1$, menurut rumus 2.32, yaitu:

$$\begin{aligned}
R_h &= C_d \times B + \Sigma W \tan \delta_b \\
&= (1650 \times 4) + (18557,23 \times \tan 19,75^\circ) \\
&= 6600 + 6662,73 \\
&= 13262,73
\end{aligned}$$

Stabilitas Pergeseran menurut rumus 2.29 :

$$\begin{aligned}
F_{GS} &= \frac{\Sigma R_h}{\Sigma P_h} \geq 1,5 \\
&= \frac{13262,73}{4914,64} \\
&= 2,69 \quad \geq \quad 1,5 \quad (\text{Aman})
\end{aligned}$$

c. Stabilitas terhadap Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah

Dalam hal ini akan digunakan persamaan Hansen. Pada hitungan dianggap fondasi terletak di permukaan, rumus 2.36 :

$$X_e = \frac{\Sigma M_W - \Sigma M_{GL}}{\Sigma W}$$

$$= \frac{108309,38 \frac{Kg}{m^2} - 5674,71 Kg/m^2}{18557,23 Kg/m}$$

$$= 5,531 \text{ m}$$

Eksentrisitas beban menurut rumus 2.37 :

$$e = \frac{B}{2} - x_e$$

$$= \frac{4 \text{ m}}{2} - 5,531 \text{ m}$$

$$= -3,531 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0,667 \text{ m}$$

Lebar efektif menurut rumus 2.38 :

$$B' = B - 2e$$

$$= 4 \text{ m} - (2 \times -3,531 \text{ m})$$

$$= 11,062 \text{ m}$$

$$A' = B' \times 1$$

$$= 11,062 \text{ m} \times 1 \text{ m}$$

$$= 11,062 \text{ m}^2$$

Gaya horizontal: $H = 4914,64 \text{ kg/m}$ dan gaya vertikal: $V = 18557,23 \text{ kg/m}$.

Dari tabel 2.15 tentang faktor kapasitas daya dukung dapat diambil nilai sebagai berikut: $N_c = 14,83$; $N_q = 6,40$; $N_\gamma = 2,95$.

Faktor kemiringan beban menurut rumus pada tabel 2.14, jadi:

$$\begin{aligned}
 i_q &= \left[1 - \frac{0,5 H}{V + A' C_d \cot \theta} \right]^5 \\
 &= \left[1 - \frac{0,5 \times 4914,64}{18557,23 + (11,062 \times 1650 \times \cot 19,75^\circ)} \right]^5 \\
 &= 0,835
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 i_c &= i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \tan \theta} \\
 &= 0,835 - \frac{(1 - 0,835)}{14,83 \tan 19,75^\circ} \\
 &= 0,804
 \end{aligned}$$

Catatan : $N_c \tan \theta = N_q - 1$

$$\begin{aligned}
 i_\gamma &= \left[1 - \frac{0,7 H}{V + A' C_d \cot \theta} \right]^5 \\
 &= \left[1 - \frac{0,7 \times 4914,64}{18557,23 + (11,062 \times 1650 \times \cot 19,75^\circ)} \right]^5 \\
 &= 0,775
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung ultimit untuk fondasi di permukaan menurut Hansen pada rumus 2.35, ($D_f = 0$, Faktor kedalaman $d_c = d_q = d_\gamma = 1$, faktor bentuk $S_c = S_q = S_\gamma = 1$):

$$\begin{aligned}
 q_u &= i_c c N_c + i_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma \\
 &= (0,804 \times 1650 \times 14,83) + (0,775 \times 0,5 \times 11,062 \times 1650 \times 2,95) \\
 &= 19673,478 + 20864,660 \\
 &= 40538,138
 \end{aligned}$$

Bila dihitung dengan berdasarkan lebar fondasi efektif, yaitu tekanan fondasi ke tanah dasar terbagi rata, menurut rumus 2.39, maka:

$$\begin{aligned}q' &= \frac{V}{B'} \\ &= \frac{18557,23}{11,062} \\ &= 1677,565\end{aligned}$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung menurut rumus 2.40, maka:

$$\begin{aligned}F &= \frac{q_u}{q'} > 3 \\ &= \frac{40538,138}{1677,565} \\ &= 24,165 > 3 \quad (\text{aman})\end{aligned}$$

Atau dapat pula faktor aman dihitung dengan:

$$\begin{aligned}F &= \frac{q_u \times B'}{V} \\ &= \frac{40538,138 \times 11,062}{18557,23} \\ &= 24,165 > 3 \quad (\text{aman})\end{aligned}$$

Tabel 4.3 Hasil Perhitungan Stabilitas Tanah

Stabilitas Penggulingan	19,08
Stabilitas Pergeseran	2,69
Stabilitas Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah	24,165

Jadi, dimensi ini memenuhi faktor aman seperti yang telah disyaratkan untuk kapasitas tanah guling, kapasitas tanah geser, maupun kapasitas keruntuhan daya dukung.



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa stabilitas dinding penahan tanah, maka diperoleh kesimpulan bahwa perhitungan dinding penahan tanah pada Proyek Pembangunan Parkiran Masjid Agung Medan, aman terhadap Stabilitas Penggulingan dengan nilai $19,08 \geq 1,5$ dan aman Stabilitas Pergeseran dengan nilai $2,69 \geq 1,5$ dan aman terhadap Stabilitas terhadap Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah dengan nilai $24,165 \geq 3$.

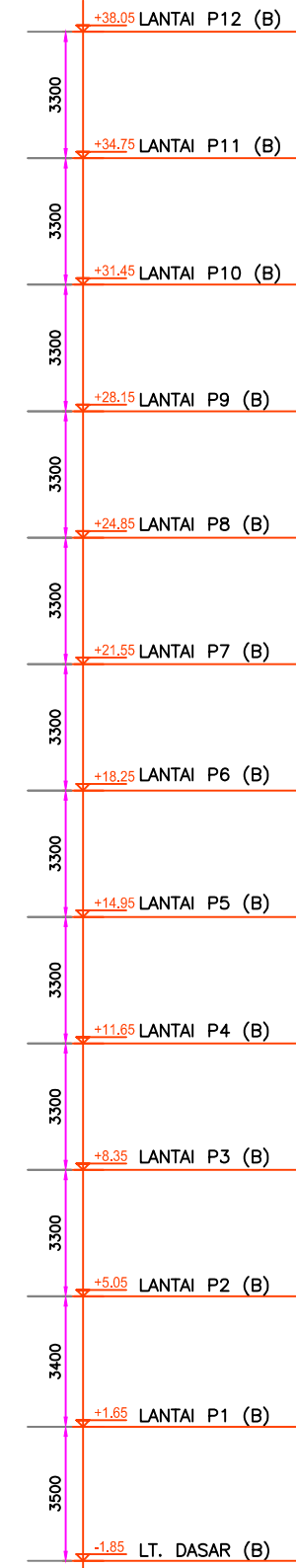
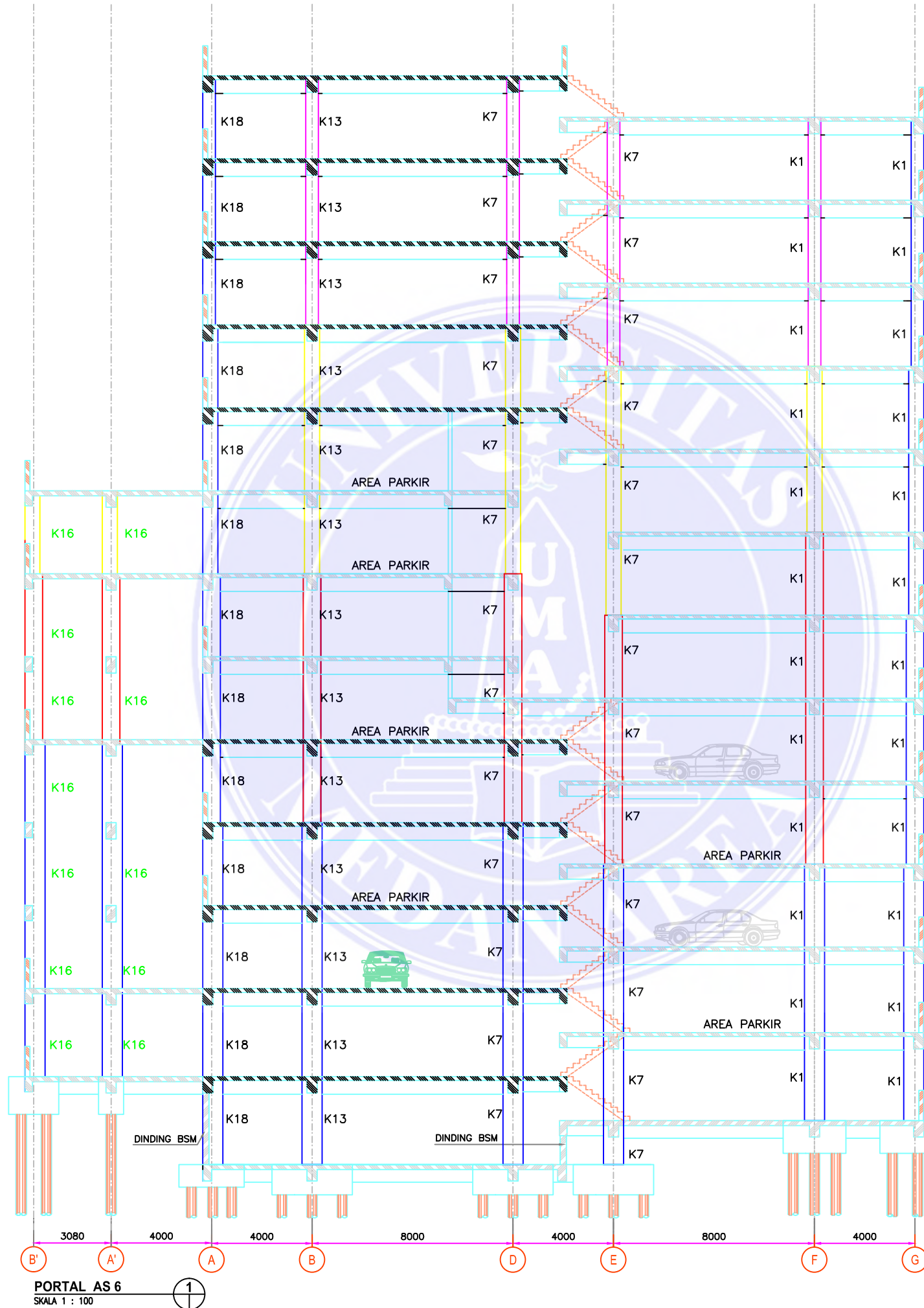
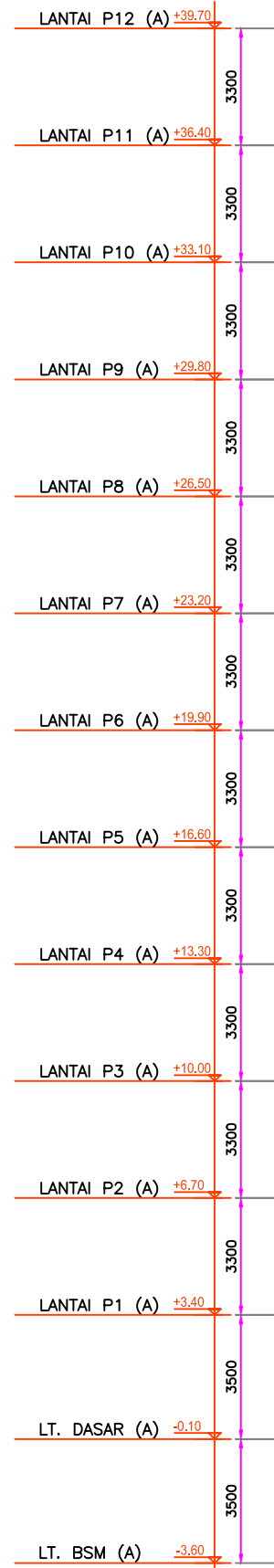
5.2. Saran

Berdasarkan hasil dari analisa stabilitas dinding penahan tanah, saran yang diajukan adalah sebagai berikut:

1. Untuk mengantisipasi semakin besarnya nilai koefisien tanah jenuh akibat hujan yang terus menerus, dapat dilakukan dengan melakukan pemavingan pada permukaan tanah sehingga air tidak meresap kedalam tanah dan mengakibatkan tanah semakin jenuh;
2. Perlu dilakukannya perbandingan perhitungan stabilitas dinding penahan tanah dengan menggunakan program, seperti *Plaxis* ataupun *Software SAP 2000*;
3. Perlu dilakukannya peninjauan perhitungan stabilitas dinding penahan tanah dengan sudut geser dan nilai kohesi tanah yang berbeda.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, Joseph E., (1991), *Analisa dan Disain Pondasi II*, Erlangga, Jakarta.
- Craig, R. F. dan Soepandji, Budi Susilo., (1987), *Mekanika Tanah*, Erlangga, Jakarta.
- Das, Braja M., (1995), *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)* Jilid I, Erlangga, Jakarta.
- Das, Braja M., (1993), *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)* Jilid II, Erlangga, Jakarta.
- Hardiyatmo, H. C., (2012), *Mekanika Tanah I*, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C., (2014), *Analisis dan Perencanaan Fondasi I*, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- KH, V. Sunggono., (1995), *Buku Teknik Sipil*, Nova, Bandung.
- Soedarmo, G. Djatmiko dan Purnomo, S. J. Edy., (1997), *Mekanika Tanah I*, Kansius, Yogyakarta.
- Sanglerat, G., Olivari, G., dan Cambou, B., (1989), *Soal-soal praktis dalam Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, Erlangga, Jakarta.
- Surendro, Bambang., (2015), *Rekayasa Fondasi (Teori dan Penyelesaian Soal)*, Graha Ilmu, Yogyakarta.
- Terzaghi, K. dan Peck, R. B., (1993), *Mekanika Tanah dalam Praktik Rekayasa*, Erlangga, Jakarta.



PORTAL AS 6
SKALA 1 : 100

Proyek
PEMBANGUNAN MASJID AGUNG MEDAN

SHOP DRAWING
STRUKTUR

CATATAN :

No.	Tgl	Kode Gambar	Paraf

Permitter Tugas
PANITIA PEMBANGUNAN MASJID AGUNG MEDAN

PIMPINAN
Konsultan Perencana
PT. GARIS RANCANG BANGUN (GRB)

PIMPINAN
Konsultan Perencana Arsitektur, Struktur, M/E
PT. PP (Persero) Tbk - KONSORSIUM

Kontraktor Pelaksana
PT. PP (Persero) Tbk
Divisi Gedung I
Plaza PP - Gedung Wisma Subiyanto
Jl. Lejend. TB. Simanung No. 57
Pasar Rebo, Jakarta 13760 - Indonesia
Telp. (021) 840 3883 (Hunting) , Fax (021) 840 3890

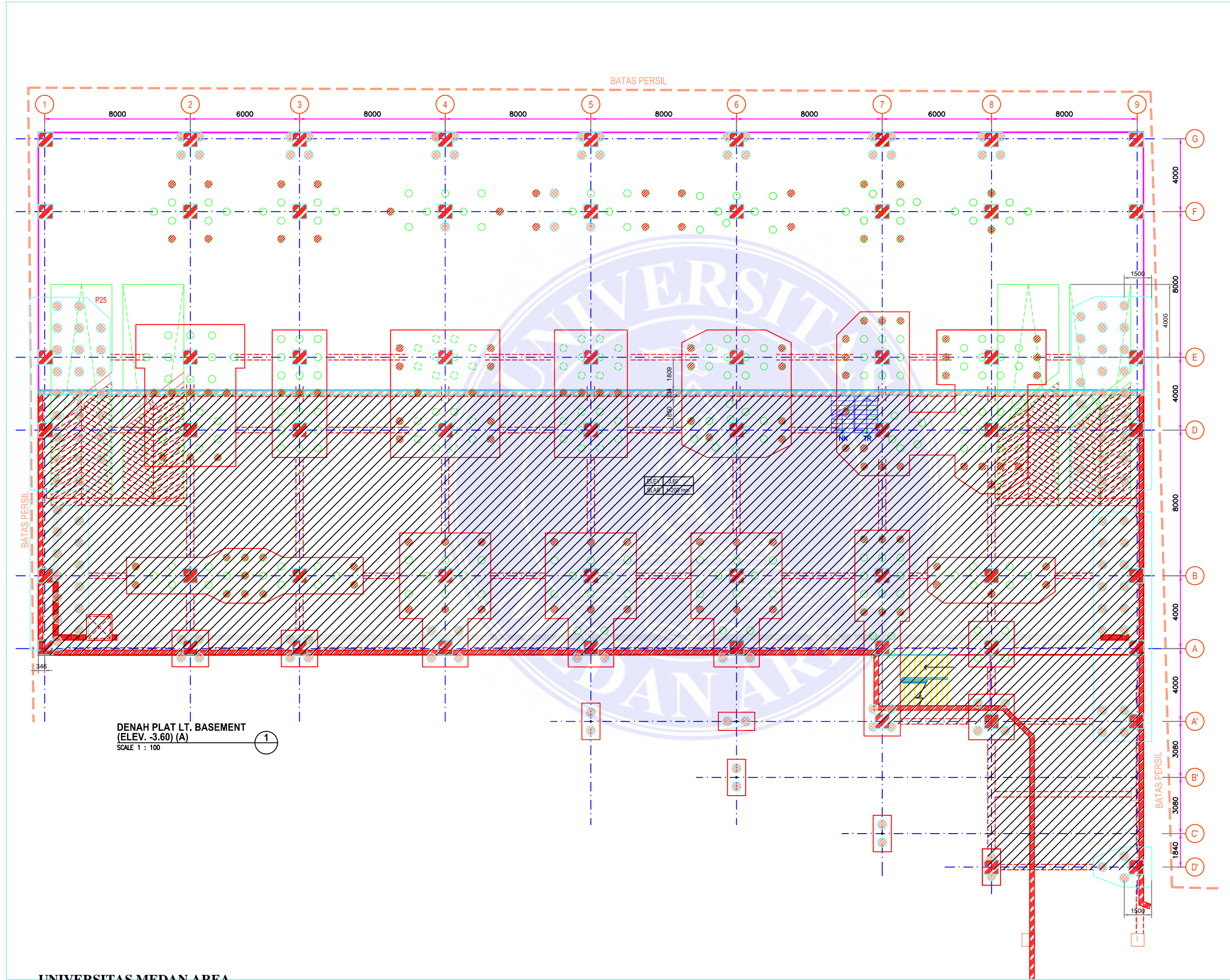
Digambar	Diperiksa	Disetujui
DRAFTER	(Reza Ibrahim) SEM	(Indrawan Sali Htg) PM

Judul Gambar
POTONGAN AS 6 (GEDUNG PARKIR)

Skala
1:100

Tanggal :

Kode Gambar	Nomor Gambar
STR P- 202	QSHE/DIV-G1/AE/S/001/R2



DENAH PLAT LT. BASEMENT
(ELEV. -3.60) (A)
SCALE 1 : 100

Proyek			
PEMBANGUNAN MASJID AGUNG MEDAN			
SHOP DRAWING STRUKTUR			
CATATAN :			
No.	Tgl.	Kode Gambar	Paraf
Pemberi Tugas			
PANITIA PEMBANGUNAN MASJID AGUNG MEDAN			
PIMPINAN			
Konsultan Perencana			
PT. GARIS RANCANG BANGUN (GRB)			
PIMPINAN			
Konsultan Perencana Arsitektur, Struktur, M/E			
PT. PP (Persero) Tbk GRB - KONSORSIUM			
Kontraktor Pelaksana			
 PT. PP (Persero) Tbk Divisi Gedung I Plaza PP - Gedung Wisma Subiyanto Jl. Lejend. TB. Simanung No. 57 Pasar Rebo, Jakarta 13760 - Indonesia Telp. (021) 840 3883 (Hunting) , Fax (021) 840 3890			
Digambar	Diperiksa	Disetujui	
			
DRAFTER	(Reza Ibrahim) SEM	(Indrawan Satri Htg) PM	
Judul Gambar		Skala	
DENAH PLAT BASEMENT ELEV. -3.60 (PARKIR A)		1:100	
Tanggal :			
Kode Gambar	Nomor Gambar		
STR P-101	QSHE/DIV-G1/AE/S/001/R2		

CATATAN :

- BD..A = 350x700
- BD..B = 300x600
- BD..C = 350x700
- BD..D = 350x700
- BD..E = 250x550
- BD..F = 300x600

No.	Tgl	Kode Gambar	Paraf

Permitter Tugas
PANITIA PEMBANGUNAN
MASJID AGUNG MEDAN

PIMPINAN
Konsultan Perencana
PT. GARIS RANCANG BANGUN (GRB)

PIMPINAN
Konsultan Perencana Arsitektur, Struktur, M/E

PT. PP (Persero) Tbk
-
GRB - KONSORSIUM

Kontraktor Pelaksana

PP
PT. PP (Persero) Tbk
Divisi Gedung I
Plaza PP - Gedung Wisma Subiyanto
Jl. Lejend. TB. Simanung No. 57
Pasar Rebo, Jakarta 13760 - Indonesia
Telp. (021) 840 3883 (Hunting) - Fax (021) 840 3890

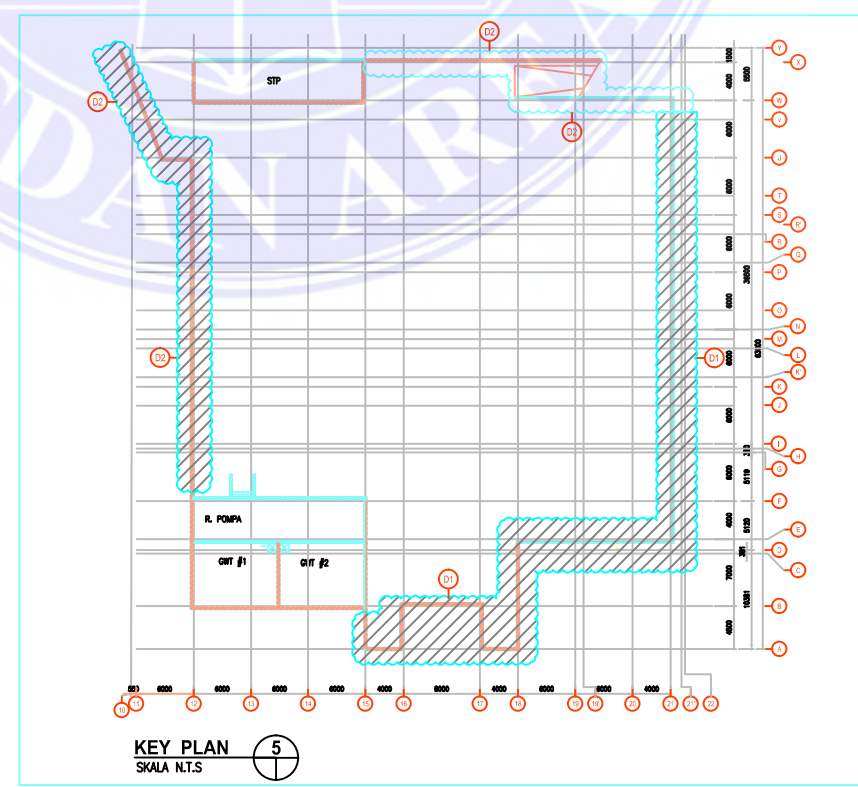
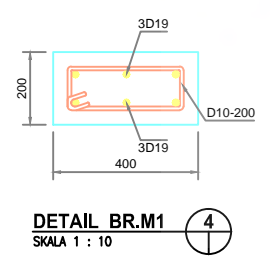
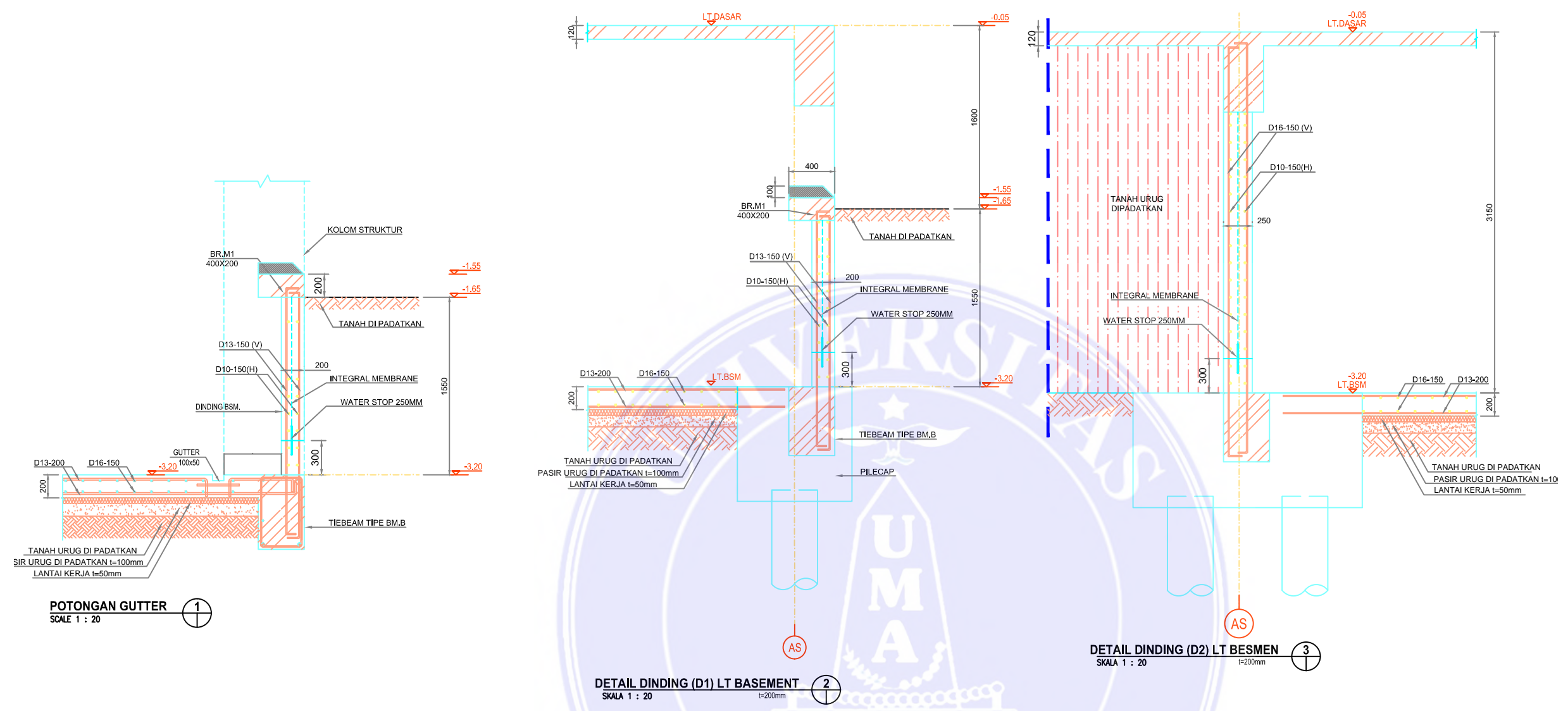
Digambar	Diperiksa	Disetujui
(DRAFTER)	(Reza Ibrahim) SEM	(Indrawan Sali Htg) PM

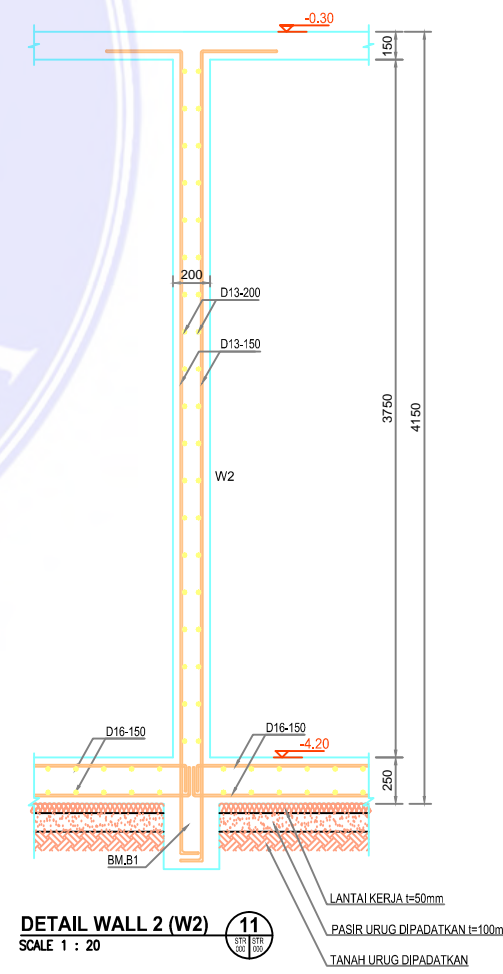
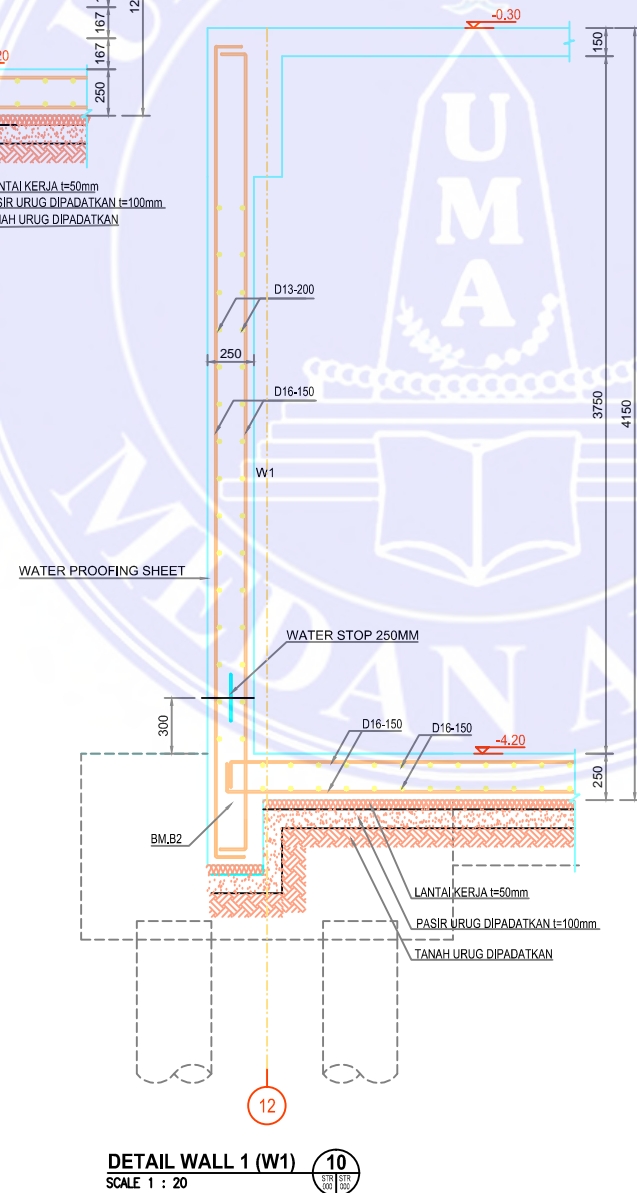
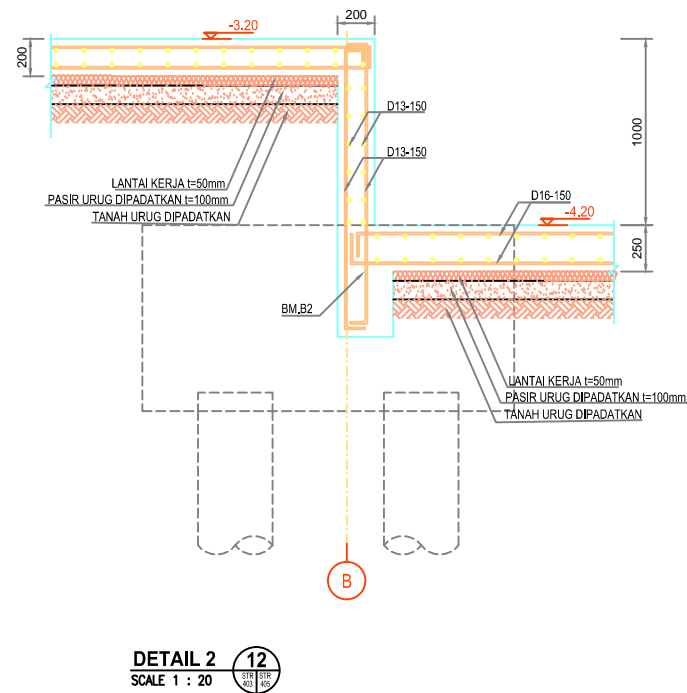
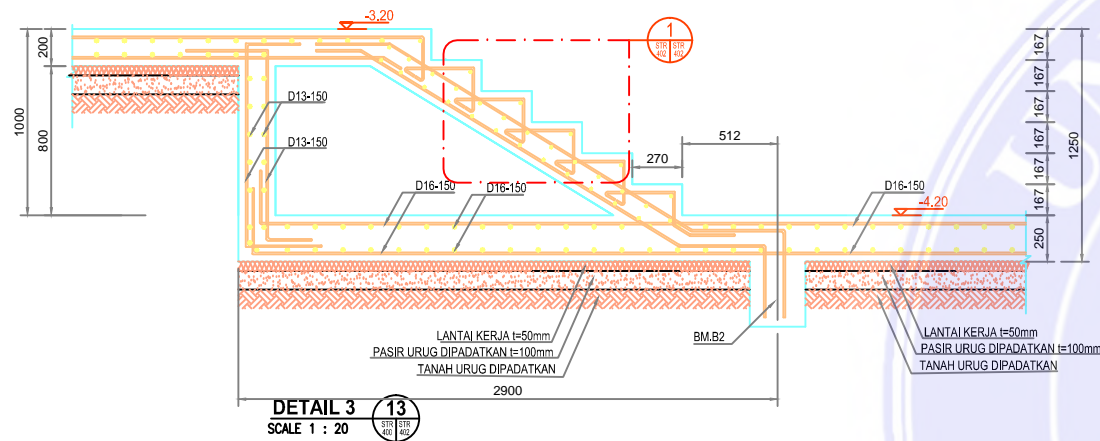
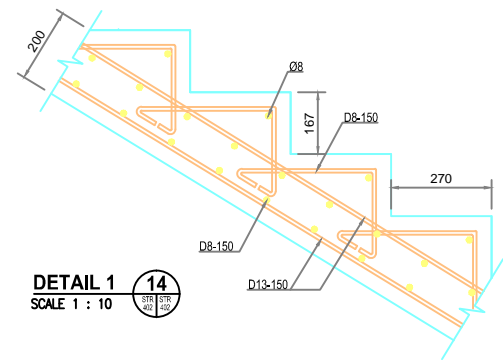
Judul Gambar
DENAH DAN POTONGAN
DINDING BASEMENT
(MASJID)

Skala
1:150

Tanggal :
Kode Gambar
STR-320

Nomor Gambar
QSHE/DIV-G1/AE/S/001





Proyek			
PEMBANGUNAN MASJID AGUNG MEDAN			
SHOP DRAWING			
STRUKTUR			
CATATAN :			
No.	Tgl	Kode Gambar	Paraf
△			
△			
△			
△			
Pemberi Tugas			
PANITIA PEMBANGUNAN MASJID AGUNG MEDAN			
PIMPINAN			
Konsultan Perencana			
PT. GARIS RANCANG BANGUN (GRB)			
PIMPINAN			
Konsultan Perencana Arsitektur, Struktur, M/E			
PT. PP (Persero) Tbk - GRB - KONSORSIUM			
Kontraktor Pelaksana			
 PT. PP (Persero) Tbk Divisi Gedung I Plaza PP - Gedung Wisma Subiyanto Jl. Lejend. TB. Simanung No. 57 Pasar Rebo, Jakarta 13760 - Indonesia Telp. (021) 840 3883 (Hunting) - Fax (021) 840 3890			
Digambar	Diperiksa	Disetujui	
			
DRAFTER	(Reza Ibrahim) SEM	(Indrawan Sati Htg) PM	
Judul Gambar		Skala	
DETAIL DINDING BASEMENT (MASJID)		As Shown	
Tanggal :			
Kode Gambar	Nomor Gambar		
STR-402	QSHE/DIV-G1/AE/S/001		

3.2. HASIL PENGUJIAN PENGEBORAN DAN SPT

Hasil pengujian pengeboran dengan alat bor mesin pada lubang bor titik, dapat dilihat seperti pada tabel di bawah ini.

Tabel 3.2 Hasil Pengujian Bor Mesin

No.	Titik Bore Hole	Kedalaman Pengeboran	Ground Water Level	Pengambilan Sampel UDS
		(m)	(m)	(m)
1.	Bor 2	50,50	- 2,00	3,0 - 3,5
				9,0 - 9,5
				20,0 - 20,5
2.	Bor 3	50,45	- 2,20	3,0 - 3,5
				5,0 - 5,5
				9,0 - 9,5
				11,5 - 12,0
3.	Bor 4	50,45	- 2,00	15,0 - 15,5
				3,0 - 3,5
4.	Bor 5	50,45	- 1,30	3,0 - 3,5
				5,5 - 6,0
				15,0 - 15,5

3.3. HASIL PENGUJIAN LABORATORIUM

Sedangkan untuk hasil pengujian laboratorium dari sampel Bor Mesin dilampirkan dalam Tabel 3.3.

Tabel 3.3 Hasil Pengujian Laboratorium

No.	Bor Hole	Depth (m)	Sample Type	Index Properties				Atterberg Limits			Sieves Analysis					Consolidation		Direct Shear		Triaxial UU		UCT	
				w	GS	Ywet	Ydry	LL	PL	PI	Gravel	Sand	Silt	Clay	% passing sieve #200	cc	cr	c	Ø	c	Ø	qu	
				%		gr/cm ³	gr/cm ³	%	%	%	%	%	%	%	%		cm ² /det	kg/cm ²	°	kg/cm ²	°	kg/cm ²	
1.	BH 2	3,0-3,5	UDS	36,41	2,66	1,87	1,37	33,99	25,94	8,05	0,00	35,16	55,76	9,08	62,94	0,241	0,0330	0,117	18,420	0,114	15,612	0,994	
		9,5-10,0	UDS	48,00	2,65	1,31	0,89	Non Plastis			4,98	95,02	0,00	0,00									
		20,0-20,5	UDS	30,84	2,66	1,39	1,06	Non Plastis			5,97	94,03	0,00	0,00									
2.	BH 3	3,0-3,5	UDS	31,87	2,67	1,81	1,38	Non Plastis			0,00	74,03	25,97	0,00	18,32	0,291	0,0419	0,106	20,506				
		5,0-5,5	UDS	49,22	2,65	1,70	1,14	54,02	43,42	10,60	0,00	21,19	67,98	10,84	78,28	0,285	0,0504	0,130	17,745	0,116	10,405	1,155	
		9,0-9,5	UDS	43,60	2,66	1,72	1,20	43,23	32,98	10,25	0,00	43,12	48,50	8,38	56,88	0,293	0,0161	0,127	17,640	0,091	7,526	0,922	
		11,5-12,0	UDS	65,62	2,65	1,67	1,01	51,7	40,44	11,26	0,00	16,84	71,43	11,72	82,13	0,301	0,0060	0,117	20,456	0,102	6,676	0,940	
		15,0-15,5	UDS	76,29	2,66	1,50	0,85	69,23	60,25	8,98	0,00	39,62	49,28	11,10	58,76	0,334	0,0068	0,133	16,541	0,085	6,403	0,803	
3.	BH 4	3,0-3,5	UDS	60,02	2,65	1,65	1,03	60,76	48,24	12,52	0,00	40,61	50,99	8,40	59,39	0,276	0,0095	0,126	19,750	0,084	14,388	1,126	
4.	BH 5	3,0-3,5	UDS	55,31	2,66	1,68	1,08	59,60	47,71	11,89	0,00	33,81	57,33	8,86	65,21	0,317	0,0096	0,140	19,290	0,097	13,407	1,095	
		5,5-6,0	UDS	42,29	2,68	1,70	1,20	56,90	49,26	7,73	0,00	43,68	47,39	8,93	54,25	0,296	0,0330	0,108	19,390	0,102	9,943	0,781	
		15,0-15,5	UDS	65,85	2,66	1,51	0,91	65,80	54,39	11,41	0,00	41,58	47,08	11,35	56,66	0,366	0,0398	0,131	18,21	0,110	9,096	1,076	



INDEX PROPERTIES

Project : Pembangunan Masjid Agung Sumut
Location : Jl. Diponegoro
Date : 10/01/2017

Bor : 4
Depth : 3,0-3,5 m

Sample No.	1
Depth (m)	3,0-3,5
Can/Ring No.	41/12
Wt. Of can	10,22
Wt. Of ring	61,94
Wt. of can + ring (gr)	72,16
Wt. of can + wet soil + ring (gr)	124,04
Wt. of can + dry soil + ring (gr)	104,58
Wt. of dry soil (gr)	32,42
Wt. of wet soil (gr)	51,88
Wt. of water (gr)	19,46
Height of ring (cm)	2,50
Diameter of ring (cm)	4,00
Volume of ring (cm ³)	31,40
w %	60,02
G _s	2,65
γ wet (gr/cm ³)	1,65
γ dry (gr/cm ³)	1,03
γ sat (gr/cm ³)	1,64
Sr	101,44
e	1,57
n	0,61

BERAT JENIS (SPECIFIC GRAVITY)

Project : Pembangunan Masjid Agung Sumut
Location : Jl. Diponegoro
Date : 11/01/2017

Bor : 4
Depth : 3,0-3,5 m

Number of flask	7	
Method of air removal ^a	0,9876	0,9915
Wt. flask + water + soil = W _{bws}	188,64	189,20
Temperature, °C	51	42
Wt. flask + water ^b = W _{bw}	173,908	174,433
Wt. of dry soil = W _s	23,52	23,52
$W_w = W_s + W_{bw} - W_{bws}$	8,79	8,75
$G_s = aW_s / W_w$	2,64	2,66

Average specific gravity of soil solids (G_s) = 2,65



DIRECT SHEAR TEST

Project : Pembangunan Masjid Agung Sumut
 Location : Jl. Diponegoro
 Date : 13/01/2017

Bor : 4
 Depth : 3,0-3,5 m

LRC	0,6256	Peak		Residual			
		0,5	1	2	0,5	1	2
Berat beban		0,5	1	2	0,5	1	2
Berat penutup	1,0307	1,0307	1,0307	1,0307	1,0307	1,0307	1,0307
Total beban	1,53	2,03	3,03	1,53	2,03	3,03	
Penampang contoh	33,69			33,69			
Tegangan normal	0,23	0,60	0,80	0,23	0,60	0,80	
Max. horiz. dial	11,25	17,50	22,50	10,25	15,10	20,00	
Max. gaya geser	7,038	10,948	14,076	6,412	9,447	12,512	
Max. teg. Geser	0,21	0,32	0,42	0,19	0,28	0,37	

Berat tanah basah + can	123,14	114,76	120,74
Berat tanah kering + can	96,22	89,84	93,54
Berat air	26,92	24,92	27,20
Berat can	33,74	32,72	33,04
Berat tanah kering	62,48	57,12	60,50
Berat tanah basah	89,40	82,04	87,70
Kadar air	43,09	43,63	44,96

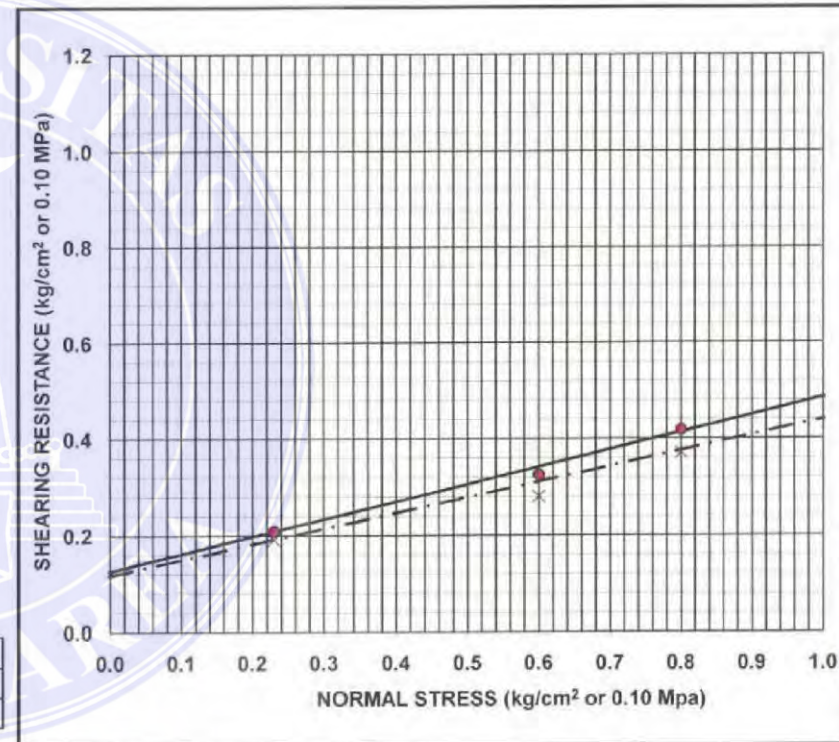
Berat Ring (gr)	58,10
Diameter Ring (cm)	6,5

Tinggi Ring (cm)	2,4
Volume	79,599

	Peak	Residual
APPARENT COHESION (kg/cm ² or x 0.10 Mpa)	0,126	0,117
ANGLE OF SHEARING RESISTANCE (Ø°)	19,75	17,90

SAMPLE NO.	1	2	3
NATURAL WATER CONTENT (%)	43,09	43,63	44,96
NATURAL UNIT WEIGHT, γ_t (t/m ³)	1,12	1,03	1,10
DRY UNIT WEIGHT, γ_d (t/m ³)	0,78	0,72	0,76

REMARKS :	UNCONSOLIDATED UNDRAINED TEST	
	—●—	: Peak
	—✕—	: Residual



PT MATRA BANGUN TECHNOCONSULT

Foundation Engineering Specialist

Alamat : Jalan Gagak Hitam Komplek Pertokoan Royal Sunggal No A-12, Medan

Telp : 061-8447110, Fax : 061-8444072, Hp : 085275005590



TRIAXIAL TEST (UU)

Project : Pembangunan Masjid Agung Sumut

Bor : 4

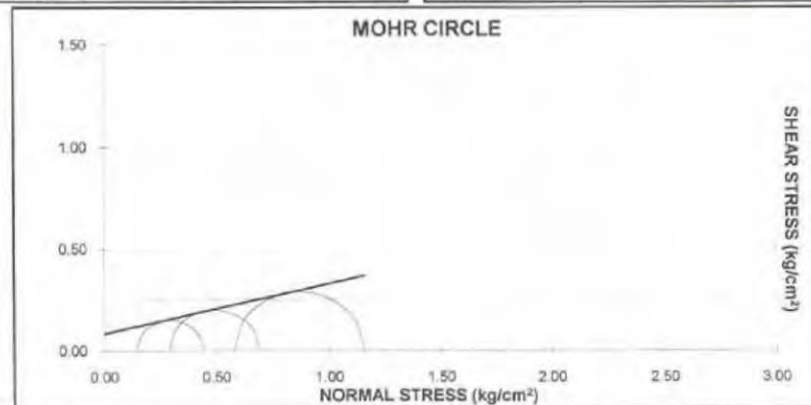
Location : Jl. Diponegoro

Depth : 3,0-3,5 m

Date : 12/01/2017

SPECIMEN DATA					ANGEL OF INTERNAL FRICTION	
Number Of Specimen		1	2	3	ϕ	
Specimen Diameter	cm	3,800	3,800	3,800	=	14,388 °
Specimen Height	cm	7,000	7,000	7,000		
Specimen Area	cm ²	11,341	11,341	11,341	ϕ'	= °
Dial Gauge Subdivision	mm/div	0,002	0,002	0,002		
Load Rate	kg/min	0,760	0,760	0,760		
Load Ring Constant	kg/div	0,075	0,075	0,075		
Lateral Pressure	kg/cm ²	0,145	0,290	0,580		
Maximum Deviator Stress	kg/cm ²	0,298	0,400	0,576		
Maximum Value Of Vertical Stress	kg/cm ²	0,443	0,690	1,156		
SPECIMEN DATA					COHESION	
					C	= 0,084 kg/cm ²
					C'	= kg/cm ²

SPECIMEN No. 1					SPECIMEN No. 2					SPECIMEN No. 3				
Deformation (dev)	Load Dial Reading	Unit Starin (%)	Correc Area (cm ²)	Dev Stress (kg/cm ²)	Deformation (dev)	Load Dial Reading	Unit Starin (%)	Correc Area (cm ²)	Dev Stress (kg/cm ²)	Deformation (dev)	Load Dial Reading	Unit Starin (%)	Correc Area (cm ²)	Dev Stress (kg/cm ²)
A	B	C	D	E	G	H	I	J	K	M	N	O	P	Q
0	0,00	0,000	11,341	0,000	0	0,00	0,000	11,341	0,000	0	0,00	0,000	11,341	0,000
20	5,10	0,571	11,406	0,034	20	6,00	0,571	11,406	0,039	20	7,30	0,571	11,406	0,048
40	8,50	1,143	11,472	0,056	40	10,50	1,143	11,472	0,069	40	13,50	1,143	11,472	0,088
60	11,20	1,714	11,539	0,073	60	12,15	1,714	11,539	0,079	60	15,50	1,714	11,539	0,101
80	14,15	2,286	11,606	0,091	80	13,60	2,286	11,606	0,088	80	17,15	2,286	11,606	0,111
100	16,20	2,857	11,675	0,104	100	14,70	2,857	11,675	0,094	100	19,20	2,857	11,675	0,123
120	20,05	3,429	11,744	0,128	120	15,50	3,429	11,744	0,099	120	21,25	3,429	11,744	0,136
140	24,50	4,000	11,814	0,156	140	17,15	4,000	11,814	0,109	140	24,15	4,000	11,814	0,153
160	27,40	4,571	11,884	0,173	160	19,50	4,571	11,884	0,123	160	27,30	4,571	11,884	0,172
180	29,50	5,143	11,958	0,185	180	23,15	5,143	11,956	0,145	180	31,00	5,143	11,956	0,194
200	32,10	5,714	12,028	0,200	200	34,00	5,714	12,028	0,212	200	35,90	5,714	12,028	0,224
220	36,50	6,286	12,102	0,226	220	37,50	6,286	12,102	0,232	220	40,00	6,286	12,102	0,248
240	40,00	6,857	12,176	0,246	240	43,00	6,857	12,176	0,265	240	47,50	6,857	12,176	0,293
260	45,00	7,429	12,251	0,275	260	45,00	7,429	12,251	0,275	260	52,75	7,429	12,251	0,323
280	48,90	8,000	12,327	0,298	280	50,00	8,000	12,327	0,304	280	58,10	8,000	12,327	0,353
300					300	54,50	8,571	12,404	0,330	300	65,90	8,571	12,404	0,398
320					320	61,00	9,143	12,482	0,367	320	74,50	9,143	12,482	0,448
340					340	67,00	9,714	12,561	0,400	340	79,10	9,714	12,561	0,472
360					360					360	83,00	10,286	12,641	0,492
380					380					38	88,00	1,086	11,466	0,576
400					400					400				
420					420					420				
440					440					440				
460					460					460				
480					480					480				
500					500					500				
520					520					520				
540					540					540				
560					560					560				
580					580					580				
600					600					600				
620					620					620				
640					640					640				
660					660					660				



MODE OF FAILURE SPECIMEN No. 1

MODE OF FAILURE SPECIMEN No. 2

MODE OF FAILURE SPECIMEN No. 3

**UNCONFINED COMPRESSION TEST**

Tanah Asli

Project : Pembangunan Masjid Agung Sumut

Bor : 4

Location : Jl. Diponegoro

Depth : 3,0-3,5 m

Date : 13/01/2017

Diameter (ϕ)	:	3,80	Cm	Weight	:	136,88	gr
Initial Length (Lo)	:	7,00	Cm	Proving Ring No.	:	6000-071215-2	
Initial Area (Ao)	:	11,34	Cm ²	Calibration	:	0,925	

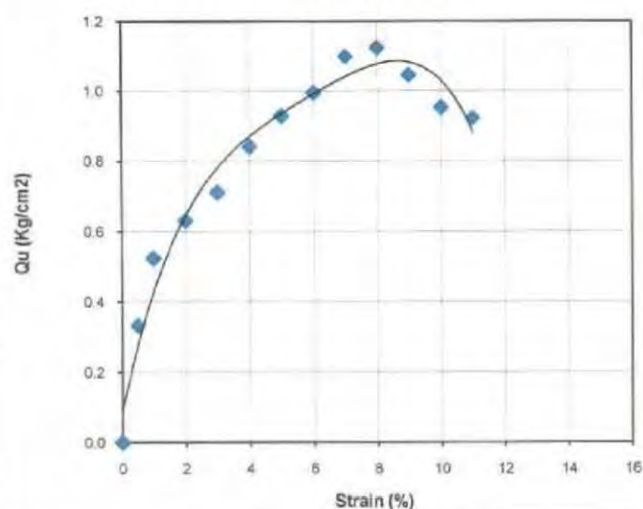
Time	Deflection (d)	Strain (%)	Proving Ring Division	Axial Load	Correction Factor	Area (Cm ²)	Qu (Kg/Cm2)
0	0	0	0	0	1	11,34	0
0,5	10	0,5	4,10	3,793	1,005	11,40	0,333
1	25	1	6,50	6,013	1,010	11,46	0,525
2	50	2	7,90	7,308	1,020	11,57	0,631
3	75	3	9,00	8,325	1,031	11,69	0,712
4	100	4	10,75	9,944	1,042	11,81	0,842
5	150	5	12,00	11,100	1,053	11,94	0,930
6	200	6	13,00	12,025	1,064	12,07	0,997
7	300	7	14,50	13,413	1,075	12,19	1,100
8	400	8	15,00	13,875	1,087	12,33	1,126
9	500	9	14,10	13,043	1,099	12,46	1,047
10	600	10	13,00	12,025	1,111	12,60	0,954
11	700	11	12,75	11,794	1,124	12,74	0,926
12	1632	12					
13	1768	13					
14	1904	14					
15	2040	15					
16	2176	16					
17	2312	17					
18	2448	18					
19	2534	19					
20	2720	20					

Natural Moisture Content

Container No.	:	27
Wt. of Cont + Wet Soil	:	147,12 gr
Wt. of Cont + Dry Soil	:	98,98 gr
Wt. of Container	:	10,24 gr
Wt. of Water	:	48,14 gr
Wt. of Dry Soil	:	88,74 gr
Moisture Content (%)	:	54,25 gr

Test Result

Wet Density	:	1,724	gr/cm ³
N.M.C	:	54,25	%
Dry Density	:	1,118	gr/cm ³
Qu	:	1,126	Kg/Cm ²

Graph Strain and Compressive Strength

**UNCONFINED COMPRESSION TEST**

Tanah Remoulded

Project : Pembangunan Masjid Agung Sumut

Bor : 4

Location : Jl. Diponegoro

Depth : 3,0-3,5 m

Date : 13/01/2017

Diameter (ϕ)	:	3,80	Cm	Weight	:	136,88	gr
Initial Length (L_0)	:	7,00	Cm	Proving Ring No.	:	6000-071215-2	
Initial Area (A_0)	:	11,34	Cm ²	Calibration	:	0,925	

Time	Deflection (d)	Strain (%)	Proving Ring Division	Axial Load	Correction Factor	Area (Cm ²)	Qu (Kg/Cm ²)
0	0	0	0	0	1	11,34	0
0,5	10	0,5	3,50	3,238	1,005	11,40	0,284
1	25	1	5,00	4,625	1,010	11,46	0,404
2	50	2	5,90	5,458	1,020	11,57	0,472
3	75	3	6,10	5,643	1,031	11,69	0,483
4	100	4	7,00	6,475	1,042	11,81	0,548
5	150	5	7,25	6,706	1,053	11,94	0,562
6	200	6	6,90	6,383	1,064	12,07	0,529
7	300	7	6,00	5,550	1,075	12,19	0,455
8	400	8	5,50	5,088	1,087	12,33	0,413
9	500	9					
10	600	10					
11	700	11					
12	1632	12					
13	1768	13					
14	1904	14					
15	2040	15					
16	2176	16					
17	2312	17					
18	2448	18					
19	2534	19					
20	2720	20					

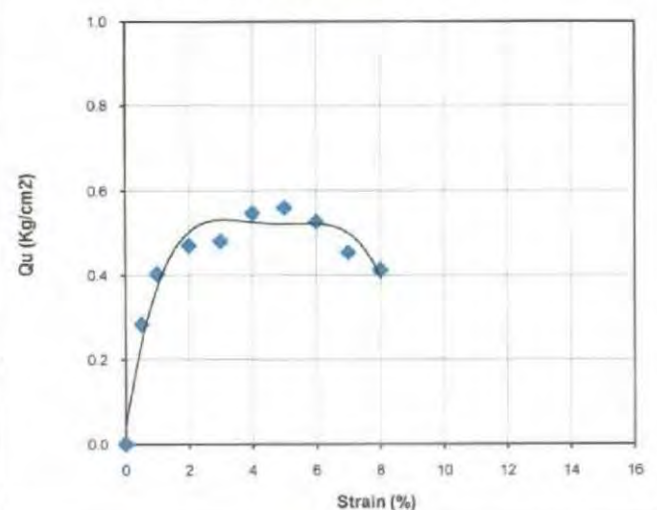
Natural Moisture Content

Container No.	:	27
Wt. of Cont + Wet Soil	:	147,12 gr
Wt. of Cont + Dry Soil	:	98,98 gr
Wt. of Container	:	10,24 gr
Wt. of Water	:	48,14 gr
Wt. of Dry Soil	:	88,74 gr
Moisture Content (%)	:	54,25 gr

Test Result

Wet Density	:	1,724	gr/cm ³
N.M.C	:	54,25	%
Dry Density	:	1,118	gr/cm ³
	:	1,162	Kg/Cm ²

Graph Strain and Compressive Strength



PT MATRA BANGUN TECHNOCONSULT

Foundation Engineering Specialist

Alamat : Jalan Gagak Hitam Komplek Pertokoan Royal Sunggal No A-12, Medan
Telp : 061-8447110, Fax : 061-8444072, Hp : 085275005590



KONSOLIDASI

Project : Pembangunan Masjid Agung Sumut
Location : Jl. Diponegoro
Date : 10/01/2017

Bor : 4
Depth : 3,0-3,5 m

Waktu Pembacaan	LOADING (kg)							
	1	2	4	8	16	8	4	1
0.00 second	0,00	60,50	91,00	148,00	208,00	295,00	285,00	280,00
9.60 second	30,50	70,00	105,00	166,00	234,50			
21.40 second	35,00	72,10	114,00	170,00	241,00			
38.40 second	38,00	73,50	117,10	174,50	245,50			
1.00 minutes	42,00	75,00	120,00	178,00	252,00			
2.15 minutes	45,00	77,00	123,50	182,50	259,25			
4.00 minutes	48,50	80,00	128,00	186,10	268,00			
9.00 minutes	53,00	81,90	130,00	192,00	272,50			
16.00 minutes	55,10	84,50	134,50	195,00	276,10			
25.00 minutes	55,90	85,00	135,00	197,00	278,00			
36.00 minutes	56,50	86,10	137,10	199,00	280,50			
49.00 minutes	58,10	88,00	138,00	203,50	286,00			
24.00 hours	60,50	91,00	148,00	208,00	295,00	285,00	280,00	271,00
Corelation 10 ⁻³ cm	0,0605	0,0910	0,1480	0,2080	0,2950	0,2850	0,2800	0,2710

water Content and Unit Weight	Before	After	Void Ratio and Deegree of saturation	before	after
weight of soil + ring	145,58	138,20	height of soil (cm)	2,00	1,850
weight of ring	82,00	82,00	void ratio (e)	2,554	2,287
weight of wet soil	63,58	58,20	tinggi teoritis, Ht (cm)	0,56	0,56
weight of dry soil	45,00	45,00	Diameter of ring (cm)	6,20	6,20
weightof water	18,58	11,20	sample area (cm ²)	30,18	30,18
water content	41,29	24,89	Volume (cm ³)	60,351	55,824
wet density	1,054	1,007	degree of saturation (%)	42,84	28,83
			specific gravity (Gs)	2,650	2,650

Tekanan kg/cm ²	Pembacaan- arloji (cm)	Penurunan- kotor (cm)	Koreksi alat	Penurunan- (dH) (cm)	d e = dH/Ht	e = eo - de (cm)	Penurunan- rata2 (cm)	Tinggi rata-rata (cm)	t90 (detik)	Cv Tv.hm ² /t90
0.316	0,0605	0,0605	-	0,0605	0,1075	2,44648	0,0303	1,9698	60,00	0,0137
0.632	0,0910	0,0910	-	0,0910	0,1617	2,39228	0,0758	1,9243	79,35	0,0099
1.264	0,1480	0,1480	-	0,1480	0,2630	2,29100	0,1195	1,8805	79,35	0,0094
2.528	0,2080	0,2080	-	0,2080	0,3696	2,18438	0,1780	1,8220	67,42	0,0104
5.056	0,2950	0,2950	-	0,2950	0,5242	2,02978	0,2515	1,7485	163,35	0,0040
2.528	0,2850	0,2850	-	0,2850	0,5084	2,04755	0,2900	1,7100		
1.264	0,2800	0,2800	-	0,2800	0,4976	2,05643	0,2825	1,7175		
0.316	0,2710	0,2710	-	0,2710	0,4816	2,07243	0,2755	1,7245		
								Cv rata-rata		0,0095

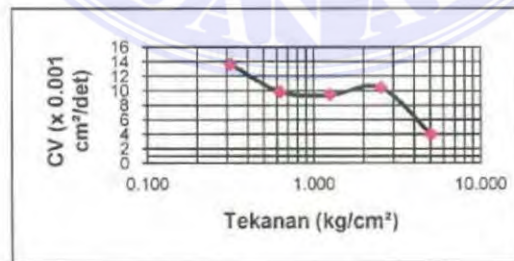
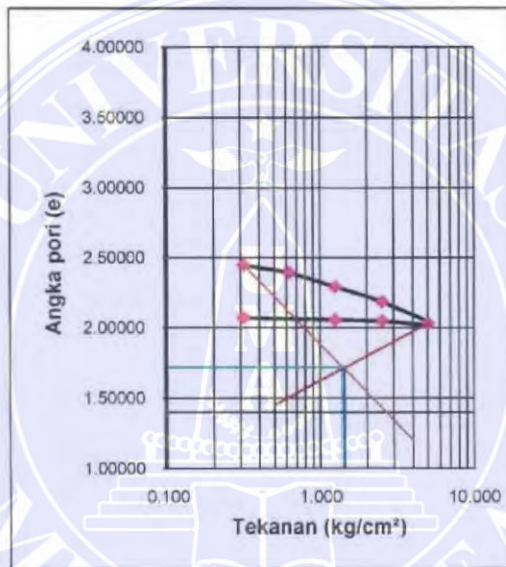
PERMEABILITY (k) FOR CONSOLIDATION

Project : Pembangunan Masjid Agung Sumut
 Location : Jl. Diponegoro
 Date : 10/01/2017

Bor : 4
 Depth : 3,0-3,5 m

kg/cm ²	H cm	AH	AH/H	mv cm ² /kg	cm ² /det	k cm/det
0,316	1,9698	0,0303	0,0153573	0,0048529	0,01370903	6,65286E-08
0,632	1,9243	0,0758	0,039366	0,024879304	0,00989263	2,46122E-07
1,264	1,8805	0,1195	0,0635469	0,080323318	0,00944791	7,58887E-07
2,528	1,8220	0,1780	0,0976948	0,246972558	0,01043926	2,57821E-06
5,056	1,7485	0,2515	0,1438376	0,72724278	0,00396778	2,88554E-06
k =						1,30706E-06

GRAPH FOR CONSOLIDATION



Cc = 0,276

PT MATRA BANGUN TECHNOCONSULT

Foundation Engineering Specialist

Alamat : Jalan Gagak Hitam Komplek Pertokoan Royal Sunggal No A-12, Medan

Telp : 061-8447110, Fax : 061-8444072, Hp : 085275005590

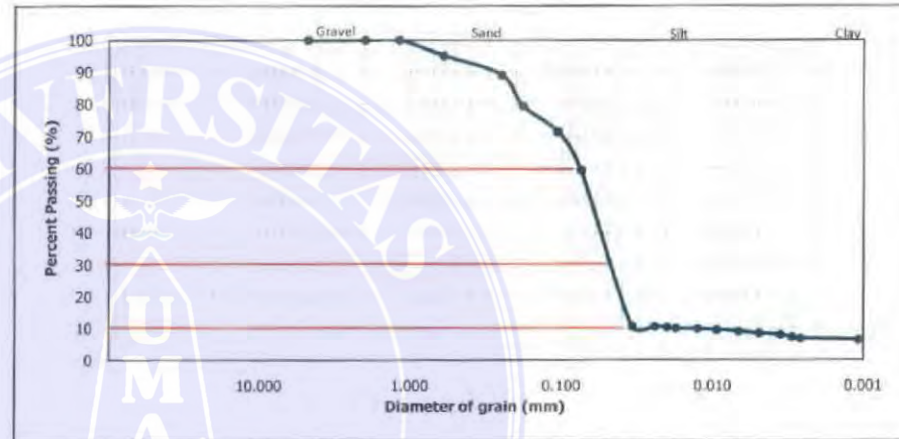


SIEVES AND HYDROMETER

Project : Pembangunan Masjid Agung Sumut
 Location : Jl. Diponegoro
 Date : 11/01/2017

Bor : 4
 Depth : 3,0-3,5 m

Weight of soil =		500,00			
Sieve No	Diameter of grain (mm)	Mass Retained (gr)	Percent Retained (%)	Percent Cumulative Retained (%)	Percent Passing (%)
#	(mm)	(gr)	(%)	(%)	(%)
49,900	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00
1	25,000	0,00	0,00	0,00	100,00
3/4	19,000	0,00	0,00	0,00	100,00
1/2	12,500	0,00	0,00	0,00	100,00
3/8	9,500	0,00	0,00	0,00	100,00
4	4,750	0,00	0,00	0,00	100,00
10	2,000	0,00	0,00	0,00	100,00
16	1,180	8,40	1,68	1,68	98,32
30	0,600	16,00	3,20	4,88	95,12
60	0,250	30,15	6,03	10,91	89,09
80	0,180	48,53	9,71	20,62	79,38
140	0,106	40,42	8,08	28,70	71,30
200	0,075	59,55	11,91	40,61	59,39
		203,05			



Gs = 2,65
 a (Table 6-2) = 1
 Ws (Wt of soil) = 296,95
 Zero correction = 0
 Meniscus correction = 5
 Retained On # 200 = 59,39

Result

Gravel = 0,00 D₁₀ = 0,035
 Sand = 40,61 D₃₀ = 0,050
 Silt = 50,99 D₆₀ = 0,080
 Clay = 8,40
 Cu = 2,286
 Cc = 0,893

Time of Reading	Temp (C)	Actual Hydro Reading (Ra)	Table 6-3 Temp (Ct)	Corr Hydro (RC)	% Finer	Hyd. Corr Only for Meniscus R	L from Table 6-5	L/t	L from Table 6-4	Diam (mm)	Final Finer %
1	27	56	2,00	53,00	17,85	51,00	7,90	7,90	0,01220	0,0343	10,60
2	27	55,5	2,00	52,50	17,68	50,50	8,00	4,00	0,01220	0,0244	10,50
3	27	54,5	2,00	51,50	17,34	49,50	8,20	2,73	0,01220	0,0202	10,30
4	27	53	2,00	50,00	16,84	48,00	8,40	2,10	0,01220	0,0177	10,00
8	27	52	2,00	49,00	16,50	47,00	8,60	1,08	0,01220	0,0126	9,80
15	27	50,5	2,00	47,50	16,00	45,50	8,85	0,59	0,01220	0,0094	9,50
30	27	48	2,00	45,00	15,15	43,00	9,20	0,31	0,01220	0,0068	9,00
60	27	45	2,00	42,00	14,14	40,00	9,70	0,16	0,01220	0,0049	8,40
120	27	42,5	2,00	39,50	13,30	37,50	10,15	0,08	0,01220	0,0035	7,90
180	27	39	2,00	36,00	12,12	34,00	10,70	0,06	0,01220	0,0030	7,20
1440	27	35	2,00	34,00	11,45	32,00	11,10	0,05	0,01220	0,0026	6,80
1440	27	35	2,00	32,00	10,78	30,00	11,40	0,01	0,01220	0,0011	6,40

PT MATRA BANGUN TECHNOCONSULT

Foundation Engineering Specialist

Alamat : Jalan Gagak Hitam Komplek Pertokoan Royal Sunggal No A-12, Medan

Telp : 061-8447110, Fax : 061-8444072, Hp : 085275005590

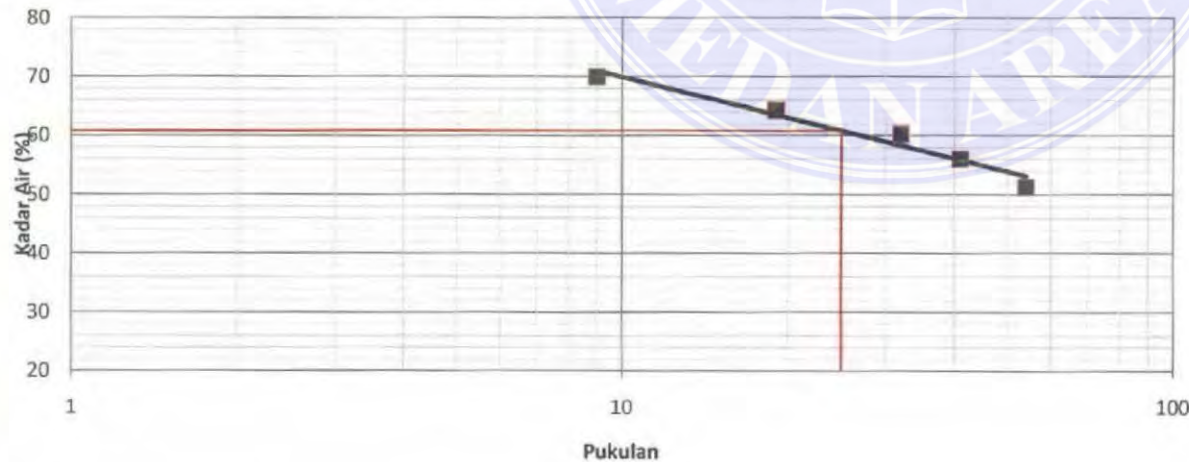


ATTERBERG LIMITS

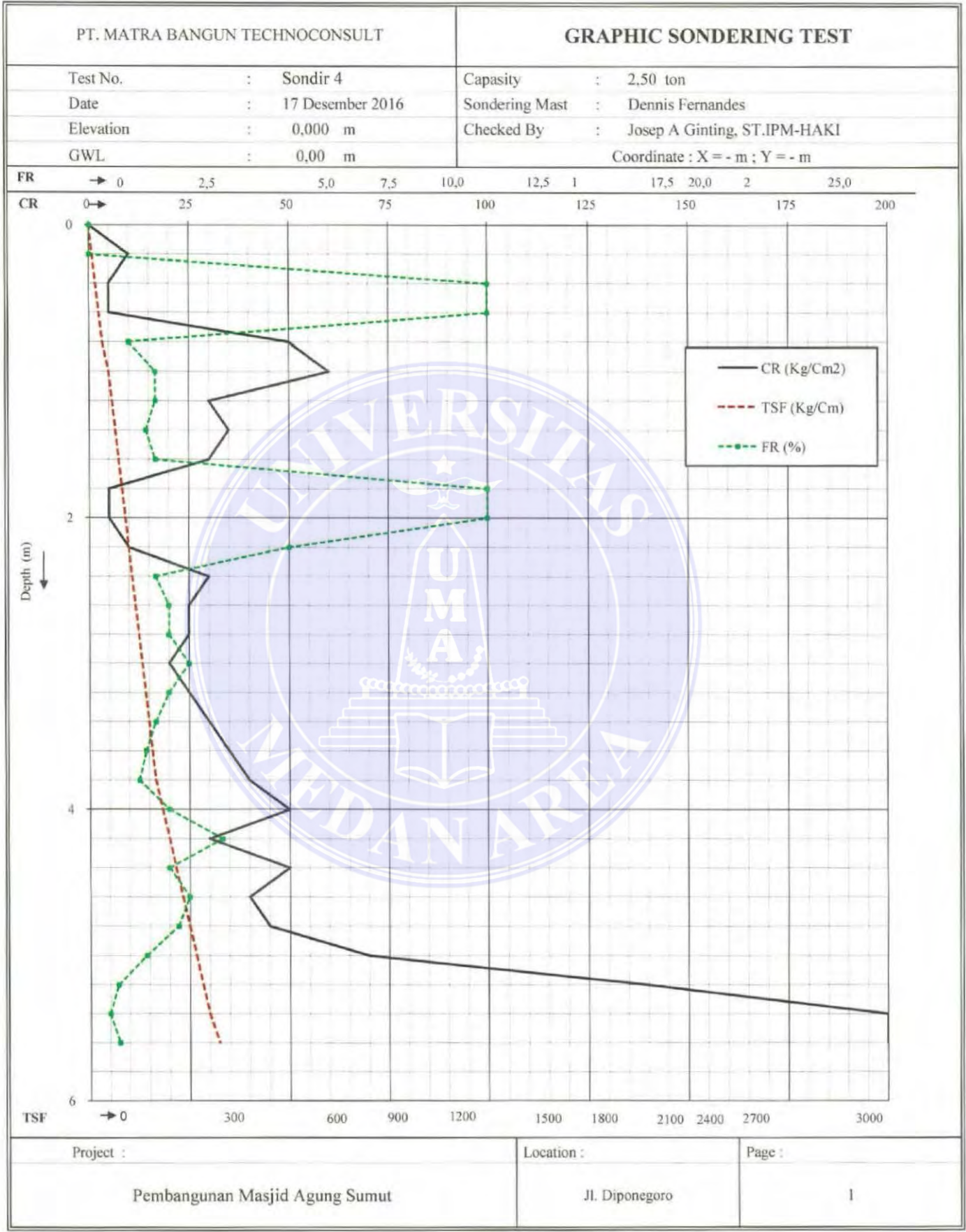
Project : Pembangunan Masjid Agung Sumut
 Location : Jl. Diponegoro
 Date : 10/01/2017

Bor : 4
 Depth : 3,0-3,5 m

Batas Cair (LL)		9	19	32	41	54	Batas Plastis	
No cawan		9	27	2	24	12	62	55
Berat cawan + tanah basah	gr	31,18	28,46	26,28	27,50	24,88	21,02	20,06
Berat cawan + tanah kering	gr	22,82	21,34	20,26	21,36	20,02	17,88	16,88
Berat air	gr	8,36	7,12	6,02	6,14	4,86	3,14	3,18
Berat cawan	gr	10,86	10,26	10,26	10,40	10,54	10,80	10,78
Berat tanah kering	gr	11,96	11,08	10,00	10,96	9,48	7,08	6,10
Kadar air	%	69,90	64,26	60,20	56,02	51,27	44,35	52,13
							48,24	



Liquid Limit = 60,76
 Plastic Limit = 48,24
 Plasticity Index = 12,52



PT. MATRA BANGUN TECHNOCONSULT				SONDERING TEST (DUTCH CONE PENETRATION TEST)			
Test No : Sondir 4				Capacity : 2,50 ton			
Date : 17 Desember 2016				Sondering Master : Dennis Fernandes			
Elevation : m				Checked By : Josep A Ginting, ST.IPM-HAKI			
GWL : m				Coordinate : X = - m ; Y = - m			
Depth (m)	Cone Resistant (CR) Kg/Cm ²	Total Resistant (TR) Kg/Cm ²	Skin Friction (SF) Kg/Cm ²	Skin Friction x 20/10 Kg/Cm	Total Skin Friction (TSF) Kg/Cm	Local Skin Friction (LSF) Kg/Cm	Friction Ratio (FR) %
0,00	0	0	0	0	0	0,00	0,00
0,20	10	15	5	10	10	0,50	0,00
0,40	5	10	5	10	20	0,50	10,00
0,60	5	10	5	10	30	0,50	10,00
0,80	50	55	5	10	40	0,50	1,00
1,00	60	70	10	20	60	1,00	1,67
1,20	30	35	5	10	70	0,50	1,67
1,40	35	40	5	10	80	0,50	1,43
1,60	30	35	5	10	90	0,50	1,67
1,80	5	10	5	10	100	0,50	10,00
2,00	5	10	5	10	110	0,50	10,00
2,20	10	15	5	10	120	0,50	5,00
2,40	30	35	5	10	130	0,50	1,67
2,60	25	30	5	10	140	0,50	2,00
2,80	25	30	5	10	150	0,50	2,00
3,00	20	25	5	10	160	0,50	2,50
3,20	25	30	5	10	170	0,50	2,00
3,40	30	35	5	10	180	0,50	1,67
3,60	35	40	5	10	190	0,50	1,43
3,80	40	45	5	10	200	0,50	1,25
4,00	50	60	10	20	220	1,00	2,00
4,20	30	40	10	20	240	1,00	3,33
4,40	50	60	10	20	260	1,00	2,00
4,60	40	50	10	20	280	1,00	2,50
4,80	45	55	10	20	300	1,00	2,22
5,00	70	80	10	20	320	1,00	1,43
5,20	140	150	10	20	340	1,00	0,71
5,40	200	210	10	20	360	1,00	0,50
5,60	200	215	15	30	390	1,50	0,75
5,80							
6,00							
6,20							
6,40							
6,60							
6,80							
7,00							
7,20							
7,40							
Project :				Location :		Page :	
Pembangunan Masjid Agung Sumut				Jl. Diponegoro		2	

SOIL INVESTIGATION

GEOLOGIC DRILLING LOG

Project : PEMBANGUNAN MASJID AGUNG MEDAN

Koordinator :

LOCATION : JALAN DIPONEGORO

BOR : 04

START : 08 Januari 2017 BORING MACHINE : YBM S 05

DATE : 12 Januari 2017 DRILL MASTER : Fransius S

TOTAL DEPTH : 50,45 meter LOGGED BY : Fransius S

FINAL GWL : - 2,00 meter CHECKED BY : Irene, ST

Company Name

PT. MATRA BANGUN TECHNOCONSULT

DATE	G.WL (M)	THICKNESS OF ROCK/SOIL(m)	End of Depth (M)	SOIL TYPE	SOIL AND / OR ROCK DESCRIPTION	GRAPH N - VALUE			DEPTH (M)	SOIL SAMPLE	NO. OF BLOW / 30 CM	Dia Casing
						10	20	30				

1					Top Soil Tanah Timbun							
2					Jenis Tanah : Lempung berpasir							
3					Warna : Abu-abu cerah							
4					Depth : 0,00 - 1,50 m	10	9	6			15	
5					Jenis Tanah : Pasir sedang ke kasar							
6					Warna : Coklat							
7					Plastis : Non Plastis	3	7	18			25	
8					Kadar air : Rendah							
9					Consistency : Medium dense							
10					Depth : 1,50 - 3,00 m	15	21	21			42	
11					Jenis Tanah : Lempung berpasir halus							
12					Warna : Hijau keabu-abuan							
13					Plastis : Sedang	9	13	18			31	
14					Kadar air : Rendah							
15					Consistency : Very stiff							
16					Depth : 3,00 - 5,00 m	9	10	11			21	
17					Jenis Tanah : Pasir halus							
18					Warna : Abu-abu cerah							
19					Plastis : Non plastis	4	5	8			13	
20					Kadar air : Rendah							
21					Consistency : Dense							
22					Depth : 5,00 - 10,00 m	5	8	10			18	
23					Jenis Tanah : Pasir berbatu							
24					Warna : Abu-abu cerah							
25					Plastis : Non plastis	5	8	10			18	
26					Kadar air : Rendah							
27					Consistency : Medium dense							
28					Depth : 10,00 - 11,00 m	9	11	14			25	
29					Jenis Tanah : Lempung sedikit pasir							
30					Warna : Abu-abu gelap							
31					Plastis : Sedang	7	9	9			18	
32					Kadar air : Sedang							
33					Consistency : Stiff ke very stiff							
34					Depth : 11,00 - 14,50 m	6	8	10			18	
35					Jenis Tanah : Pasir halus ke sedang							
36					Warna : Abu-abu gelap							
37					Plastis : Non plastis	12	16	19			35	
38					Kadar air : Rendah							
39					Consistency : Dense							
40					Depth : 14,50 - 18,00 m	15	17	21			38	
41					Jenis Tanah : Pasir tupa							
42					Warna : Abu-abu cerah							
43					Plastis : Non plastis							
44					Kadar air : Rendah							
45					Consistency : Medium dense	14	20	22			42	
46					Depth : 18,00 - 33,00 m							
47					Jenis Tanah : Pasir sedang ke kasar							
48					Warna : Abu-abu cerah							
49					Plastis : Non plastis	10	16	20			36	
50					Kadar air : Rendah							
51					Consistency : Dense							
52					Depth : 33,00 - 38,00 m	10	14	20			34	

SOIL INVESTIGATION

GEOLOGIC DRILLING LOG

Project : PEMBANGUNAN MASJID AGUNG MEDAN

Koordinator :

LOCATION : JALAN DIPONEGORO

BOR : 04

START : 08 Januari 2017 BORING MACHINE : YBM S 05
 DATE : 12 Januari 2017 DRILL MASTER : Fransius S
 TOTAL DEPTH : 50,45 meter LOGGED BY : Fransius S
 FINAL GWL : - 2,00 meter CHECKED BY : Irene, ST

Company Name

PT. MATRA BANGUN TECHNOCONSULT

DATE	G.WL (M)	THICKNESS OF ROCK/SOIL(m)	End of Depth (M)	SOIL TYPE	SOIL AND / OR ROCK DESCRIPTION	GRAPH N - VALUE			DEPTH (M)	SOIL SAMPLE	NO. OF BLOW / 30 CM	Dia Casing
						10 20 30 40 50 60 70	N 1	N 2				
31					• Jenis Tanah : Lempung Warna : Abu-abu gelap Plastis : Sedang Kadar air : Sedang Consistency : Very stiff Depth : 38,00 - 39,50 m				31			
32							22	32	28/1cm	32		>60
33										33		
34					• Jenis Tanah : Pasir halus berlanau Warna : Abu-abu cerah Plastis : Sangat rendah Kadar air : Rendah Consistency : Dense Depth : 39,50 - 41,50 m		14	13	17	34		30
35										35		
36							10	14	18	36		32
37										37		
38					• Jenis Tanah : Lempung Warna : Abu-abu gelap Plastis : Sedang Kadar air : Sedang Consistency : Very stiff Depth : 41,50 - 46,00 m		8	9	10	38		19
39										39		
40							18	18	26	40		44
41										41		
42					• Jenis Tanah : Pasir halus Warna : Abu-abu cerah Plastis : Non plastis Kadar air : Rendah Consistency : Dense Depth : 46,00 - 49,00 m		5	7	9	42		16
43										43		
44							6	8	10	44		18
45					• Jenis Tanah : Lempung Warna : Abu-abu cerah Plastis : Sedang Kadar air : Sedang Consistency : Very stiff Depth : 49,00 - 50,45 m					45		
46							15	25	28	46		53
47										47		
48							16	30	30/1cm	48		>60
49										49		
50							10	14	16	50		30
51										51		
52										52		
53										53		
54										54		
55										55		
56										56		
57										57		
58										58		
59										59		
60										60		