# LAPORAN AKHIR

## PEKERJAAN

## KAJIAN PEMBANGUNAN GEDUNG PERKANTORAN PEMERINTAH 5 LANTAI DI BALAIKOTA SOLOK

**Lokasi : Jl. Lubuk Sikarah No.89, Kota Solok, Provinsi Sumatera Barat**

**TAHUN ANGGARAN 2018**

**BADAN PENELITAN DAN PENGEMBANGAN**

**PEMERINTAH KOTA SOLOK**

**LEMBAGA PENELITIAN DAN PENGABDIAN MASYARAKAT**
**UNIVERSITAS ANDALAS**
**2018**

# KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayahnya, sehingga pekerjaan ini yang berjudul ***"Penyusunan Kajian Pembangunan Gedung Perkantoran Pemerintah 5 Lantai di Balaikota Solok"*** Tahun 2018 dapat dilaksanakan sesuai dengan waktu yang disediakan.

Laporan Akhir ini disusun berdasarkan kajian telah dilakukan dan juga masukan-masukan Tim Teknis Kegiatan dan OPD terkait lainnya pada Presentasi Laporan Awal dan Presentasi Laporan Antara yang telah dilakukan sebelumnya. Kegiatan ini adalah merupakan kajian lanjutan yang dilaksanakan dalam rangka pengembangan gedung perkantoran di Balaikota Solok. Kegiatan ini dilaksanakan atas kerjasama Badan Penelitian dan Pengembangan Pemerintah Kota Solok dengan Lembaga Penelitian dan Pengabdian Masyarakat (LPPM) Universitas Andalas.

Kegiatan ***"Penyusunan Kajian Pembangunan Gedung Perkantoran Pemerintah 5 Lantai di Balaikota Solok"*** pada tahap ini dititik beratkan kepada aspek kajian teknis terkait masalah kegempaan dan liquifaksi. Oleh sebab itu dalam pelaksanaannya LPPM Unand melakukan kajian kelayakan melalui pendekatan beberapa aspek, yaitu aspek lokasi dan aspek teknis, lingkungan, dan arsitektural.

Demikianlah laporan ini disusun, semoga bermanfaat untuk berbagai pihak dan dapat memberikan kontribusi dalam pengambilan keputusan, khususnya bagi Pemerintah Kota Solok.

Padang, Desember 2018

Tim Penyusun

# DAFTAR ISI

**KATA PENGANTAR** ..... ***i***
**DAFTAR ISI** ..... ***ii***
**DAFTAR GAMBAR** ..... ***iv***
**DAFTAR TABEL** ..... ***vi***

**BAB I PENDAHULUAN** ..... **1**
1.1 Latar Belakang Kegiatan ..... 1
1.2 Tujuan dan Sasaran Kegiatan ..... 2
1.3 Keluaran Kegiatan ..... 2

**BAB II LINGKUP KEGIATAN** ..... **3**
2.1 Lingkup Kawasan Studi ..... 3
2.2 Lingkup Pekerjaan ..... 4

**BAB III TINJAUAN PUSTAKA** ..... **5**
3.1 Tinjauan Arsitektur dan Lingkungan ..... 5
3.2 Tinjauan Sistem Struktur Atas Bangunan ..... 8
3.3 Tinjauan Sistem Struktur Bawah Bangunan ..... 41
3.4 Tinjauan Kegempaan ..... 69
3.5 Teori Likuifaksi ..... 74

**BAB IV PENDEKATAN DAN METODOLOGI** ..... **90**
4.1 Metodologi Kajian ..... 90
4.2 Metoda Pelaksanaan Kegiatan ..... 91

**BAB V PELAKSANAAN PENGUMPULAN DAN PENGOLAHAN DATA .. 92**
5.1 Orientasi lapangan dan Survai Pendahuluan ..... 92
5.2 Data Undang-Undang dan Peraturan-Peraturan- Peraturan ..... 93
5.3 Data Lingkungan Kawasan Studi ..... 95
5.4 Data Gempa dan Soil/Tanah ..... 97

**BAB VI HASIL DAN PEMBAHASAN..... 100**
6.1 Aspek Lokasi dan Lingkungan ..... 100
6.2 Aspek Arsitektur ..... 100
6.3 Aspek Struktur ..... 101
6.4 Aspek Tataruang ..... 108

**BAB VII PENUTUP ..... 109**
7.1 Kesimpulan ..... 110
7.2 Rekomendasi ..... 111

**LAMPIRAN**

# DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Lokasi Komplek Perkantoran Balaikota Solok ..... 4

Gambar 3.1 Beberapa Jenis Sistem Struktur berdasarkan Ketinggian ..... 10
Gambar 3.2 Bentuk Tipikal Susunan (Denah) Pondasi Tiang Grup ..... 13
Gambar 3.3 Mekanisme Keruntuhan Struktur Gedung dengan Sendi Plastis terbentuk pada Ujung-Ujung Balok dan Kaki Kolom ..... 18
Gambar 3.4 Perbandingan Perilaku Bangunan Tanpa Base Isolator dan Menggunakan Base Isolator akibat Beban Lateral Gempa. ..... 21
Gambar 3.5 Detail *High Damping Rubber Bearing* (HDRB) ..... 22
Gambar 3.6 Detail *Lead Rubber Bearing* (LRB) ..... 23
Gambar 3.7 Detail *Natural Rubber Bearing* (NRB) ..... 23
Gambar 3.8 Model Struktur Bangunan Gedung untuk Analisis Dinamik (a). Model Struktur Portal ; (b). Model Massa Terpusat ..... 34
Gambar 3.9 Ragam Getar (*Mode Shape*) Struktur Bangunan Gedung 5 Lantai ..... 35
Gambar 3.10 Pondasi Tapak (*Pad Foundation*) ..... 45
Gambar 3.11 Pondasi Jalur (*Strips Foundation*) ..... 46
Gambar 3.12 Pondasi Tikar (*Raft Foundation*) ..... 47
Gambar 3.13 Pondasi Rakit (*Raft Foundation*) ..... 47
Gambar 3.14 Pondasi Sumuran ..... 48
Gambar 3.15 Pondasi Umpak ..... 49
Gambar 3.16 Pondasi Plat Beton Lajur ..... 49
Gambar 3.17 Pondasi Tiang Pancang ..... 51
Gambar 3.18 Pondasi Piers ..... 52
Gambar 3.19 Pondasi Bore Pile ..... 53

Gambar 3.20 Dimensi dan Daya Dukung Pondasi Tiang ..... 54
Gambar 3.20 Nilai Maksimum Faktor Daya Dukung Meyerhof ..... 57
Gambar 3.22 Nilai Faktor Adesi versus Kohesi Tanah ..... 58
Gambar 3.23 Penentuan Nilai $P_c$ ..... 60
Gambar 3.24 Koefisien Gesekan ($\lambda$) ..... 61
Gambar 3.25 Faktor Penurunan $I_o$ ..... 64
Gambar 3.26 Koreksi Kompresi, $R_k$ ..... 64
Gambar 3.27 Koreksi Kedalaman, $R_h$ ..... 65
Gambar 3.28 Koreksi Angka Poisson, $R_\mu$ ..... 65
Gambar 3.29 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung, $R_b$ ..... 66
Gambar 3.30 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung, $R_b$ ..... 66
Gambar 3.31 Daerah Tegangan Tiang Tunggal dan Kelompok Tiang ..... 68
Gambar 3.32 Rambatan Energi Gempa s ..... 71
Gambar 3.33 Intesitas Getaran MMI di Indonesia ..... 73
Gambar 3.34 Metode Evaluasi Potensi Likuifaksi Tanah ..... 80
Gambar 3.35 Grafik hubungan CN dan Tegangan Efektif Tanah ..... 82
Gambar 3.36 Hubungan $q_c$ dan CSR terhadap Potensi Likuifaksi ..... 83
Gambar 3.37 Data Percepatan Tanah Gempa 30 September 2009 ..... 85
Gambar 3.38 Grafik CN vs Tegangan Efektif Tanah ..... 87
Gambar 3.39 Grafik CSR vs Perlawanan Konus Terkoreksi Uji Sondir untuk Tanah Pasir ..... 88
Gambar 3.40 Grafik CSR vs Perlawanan Konus Terkoreksi Uji Sondir untuk Tanah Pasir Berlempung ..... 88

Gambar 5.1 Jarak Kantor Pemerintah Kota Solok dengan Sesar Semangko ..... 92
Gambar 5.2 Lokasi Rencana Gedung Perkantoran Pemerintah 5 Lantai di Komplek Perkantoran Pemerintah Kota Solok ..... 93
Gambar 5.3 Sungai Batang Lembang, Kota Solok ..... 96
Gambar 5.4 Segmen Patahan Sumatera di Sumatera Barat ..... 97
Gambar 5.5 Peta Bahaya Gempad Bumi Patahan Sumatera, Sumatera Barat ..... 98
Gambar 5.6 Sketsa Jalur Patahan Sumatera Barat ..... 99
Gambar 5.7 Peta Geologi Solok, Sumatera Barat ..... 99

# DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Perbedaan SRPMM, SRPMB dan SRPMK ..... 11
Tabel 3.2 Perbedaan Peta Gempa 2010 dan 2017 ..... 20
Tabel 3.3 Rentang Nilai Modulus Elastisitas Tanah ..... 67
Tabel 3.4 Perkiraan Angka Poisson (μ) ..... 68
Tabel 3.5 Skala MMI (*Modified Mercalli Intensity*) ..... 72
Tabel 3.6 Nilai Estimasi Berat Volume ..... 84

# BAB I

# PENDAHULUAN

## 1.1 LATAR BELAKANG KEGIATAN

Untuk meningkatkan kinerja penyelenggaraan pemerintahan daerah, ketersediaan infrastruktur merupakan salah satu faktor yang perlu dipertimbangkan. Keberadaan gedung perkantoran pemerintah yang layak, menjadikan suatu keharusan untuk penyelenggaraan pemerintahan yang baik.

Kota Solok memiliki satu komplek gedung perkantoran pemerintah yang biasa disebut Balaikota Solok. Keberadaan komplek Balaikota Solok tersebut sudah cukup lama dan telah mengalami perkembangan yang pesat.

Kawasan Komplek Balaikota Solok tersebut sudah sangat padat, untuk itu perlu pemikiran bagaimana mengembangkan perkantoran secara vertikal dengan cara merenovasi bangunan lama.

Berdasarkan kondisi tersebut, Dinas Perumahan dan Kawasan Pemukiman Kota Solok berinisiatif melakukan Pembangunan Gedung Perkantoran 5 Lantai di kawasan Komplek Balaikota Solok tersebut. Untuk mendukung rencana tersebut, dibutuhkan kajian akademis yang mendalam sebagai dasar dalam pengambilan keputusan terkait dengan Pembangunan Geding 5 Lantai tersebut.

## 1.2 TUJUAN DAN SASARAN KEGIATAN

### 1.2.1 Tujuan

Memberikan pandangan akademis terhadap Pembangunan Gedung Kantor 5 Lantai pada Komplek Perkantoran Balaikota Solok, dari sisi lingkungan, arsitektural dan struktural serta keruangan.

### 1.2.2 Sasaran

Sasaran dari pelaksanaan kegiatan ini adalah memberikan rekomendasi kepada Pemerintah Kota Solok, khususnya instansi terkait terhadap rencana Pembangunan Gedung Kantor Pemerintah 5 Lantai di Komplek Perkantoran Balaikota Solok.

## 1.3 KELUARAN KEGIATAN

Dari kajian ini diharapkan akan dihasilkan sebuah naskah dinas atau buku rekomendasi yang bersifat menyeluruh terhadap rencana Pembangunan Gedung Perkantoran Pemerintah 5 lantai di Kompleks Perkantoran Balaikota Solok di Jalan Lubuk Sikarah Kota Solok.

# BAB II

# LINGKUP KEGIATAN

## 2.1 LINGKUP KAWASAN STUDI

Kawasan studi meliputi Komplek Perkantoran Balaikota Solok, yang terletak di Jalan Lubuk Sikarah Kota Solok.

**Gambar 2.1 Lokasi Komplek Perkantoran Balaikota Solok**

## 2.2 LINGKUP PEKERJAAN

Lingkup pekerjaan dalam Kajian Pembangunan Gedung Perkantoran Pemerintah 5 Lantai di Balaikota Solok, meliputi substansi :

a. Mengumpulkan berbagai data sekunder dan primer yang mendukung kajian
b. Mengkaji konsep tataletak bangunan didalam komplek balaikota
c. Mengkaji aspek kelayakan lingkungan, arsitektur dan struktur bangunan yang ada di dalam komplek perkantoran balaikota dari sisi kegempaan dan likuifaksi, serta memberikan rekomendasi bagi pemerintah kota Solok.

# BAB III

# TINJAUAN PUSTAKA

## 3.1 TINJAUAN ARSITEKTUR DAN LINGKUNGAN

### 3.1.1 Pengertian Arsitektur

Arsitektur adalah seni dan ilmu dalam merancang bangunan. Dalam artian yang lebih luas, arsitektur mencakup merancang dan membangun keseluruhan lingkungan binaan, mulai dari level makro, yaitu perencanaan kota, perancangan perkotaan, arsitektur lansekap, hingga ke level mikro, yaitu desain bangunan, desain perabot dan desain produk. Arsitektur juga merujuk kepada hasil-hasil proses perancangan tersebut, yaitu kesatuan dari kekuatan/ kekokohan (firmitas), keindahan (venustas) dan kegunaan/ fungsi (utilitas).

### 3.1.2 Pengertian Lingkungan

Lingkungan adalah kombinasi antara kondisi fisik yang mencakup keadaan sumber daya alam, seperti tanah, air, energi surya, mineral, serta flora dan fauna yang tumbuh di atas tanah maupun di dalam lautan, dengan kelembagaan yang meliputi ciptaan manusia, seperti keputusan bagaimana menggunakan lingkungan fisik tersebut.

Dalam pengertian yang lebih luas, lingkingan dapat juga didefiniskan sebagai bangunan atau lingkungan binaan yang :

- efisien dalam penggunaan energi, air dan segala sumber daya yang ada.
- mampu menjaga keselamatan, keamanan dan kesehatan penghuninya dalam mengembangkan produktivitas penghuninya.
- mampu mengurangi sampah, polusi dan kerusakan lingkungan.

### 3.1.3 Koefisien Dasar Bangunan (KDB)

Koefisien Dasar Bangunan (KDB) bertujuan untuk menyediakan ruang terbuka hijau yang cukup untuk resapan air. KDB biasanya dinyatakan dengan % (prosentase), dengan rumusan KDB adalah : **KDB × Luas Lahan**.

Misalkan, kita memiliki lahan di suatu daerah dengan KDB 60% dengan luas lahan adalah 10.000 $m^2$. Artinya, kita hanya boleh membangun di lahan tersebut seluas 60% × 10.000 $m^2$ = 6.000 $m^2$ dan sisanya 4.000 $m^2$ adalah sebagai lahan terbuka baik untuk penghijauan ataupun fasilitas umum.

KDB hanya memperhitungkan luas bangunan yang tertutup atap. Jalan dan halaman dengan pengerasan yang tidak beratap tidak termasuk dalam aturan ini. Walaupun demikian, seharusnya lahan tersebut ditutup dengan bahan yang dapat meresap air, seperti paving blok dan/ atau ditanami pohon.

### 3.1.4 Koefisien Lantai Bangunan (KLB)

Koefisien Lantai Bangunan (KLB) merupakan **Perbandingan antara Luas Total Bangunan dengan Luas Lahan**. Luas bangunan yang dihitung KLB adalah seluruh luas bangunan yang ada, mulai dari lantai dasar hingga lantai paling atas. Lantai Mezanin atau bangunan yang dindingnya lebih tinggi dari 1.20 m' yang digunakan sebagai ruangan, harus dimasukkan kedalam perhitungan KLB. KLB biasanya dinyatakan dalam angka, misalnya KLB = 3.2.

Pada setiap daerah, mempunyai angka KLB yang berbeda-beda, dimana semakin padat suatu daerah maka akan semakin tinggi pula angka KLB. Bila tertera KLB = 2, maka total luas bangunan yang boleh didirikan adalah maksimal 2 kali luas lahan yang ada.

Contoh Perhitungan KLB

Misalnya luas lahan adalah 1.000 $m^2$ dengan KDB 40 % dan KLB = 2.4. Perhitungannya adalah sebagai berikut :

- Berdasarkan nilai KDB 40 %, maka luas lahan yang boleh dibangun adalah sebesar 40 % × 1.000 $m^2$ = 400 $m^2$. Artinya, luas tanah yang boleh kita bangun adalah 400 $m^2$.
- Berdasarkan nilai KLB = 2.4, maka luas total bangunan yang boleh dibangunan adalah sebesar 2.4 × 1.000 $m^2$ = 2400 $m^2$.
- Dari perhitungan KDB dan KLB di atas, didapatkan bahwa pada lahan seluas 1.000 $m^2$ hanya dapat didirikan bangunan dengan luas bangunan 2.400 $m^2$ di atas tanah seluas 400 $m^2$.
- Sehingga, jumlah lantai bangunan yang dapat dibangun adalah sebesar 2.400 $m^2$ : 400 $m^2$ = 6 lantai.
- Artinya, untuk lahan seluas 1.000 $m^2$ dengan KDB 40 % dan KLB = 2.4, bangunan hanya dapat didirikan di atas tanah seluas 400 $m^2$ dengan jumlah lantai bangunan adalah 6 lantai.

Di samping KLB dan KDB ini, pada kota-kota tertentu, biasanya pemerintah membuat kebijakan dalam tata bangunan kota. Dalam hal ini pemerintah memberikan kegiatan pembangunan di daerahnya (seperti pembangunan rumah, toko, kantor dan hotel), sebagai bentuk penyelarasan dengan alam, yakni untuk menghitung kemungkinan terbaik air hujan yang turun dapat diresap langsung oleh tanah dan juga intensitas cahaya matahari yang dibutuhkan oleh tumbuhan sekitar bangunan tersebut.

### 3.1.5 Aspek Legal

Dalam kajian ini, kami mencoba mengacu kepada Undang-Undang, Peraturan-Peraturan dan Standar-Standar yang berisikan :

a. Tentang Bangunan dan Lingkungannya
b. Tentang Struktur Bangunan dan Kegempaan
c. Tentang Geoteknik

## 3.2 TINJAUAN SISTEM STRUKTUR ATAS BANGUNAN

Struktur yang digunakan pada bangunan bertingkat tinggi dan menengah adalah Sistem **Struktur Rangka** (*frame*), yang terdiri dari balok-balok horizontal dan kolom sebagai unsur tegak,yang tersusun teratur dan tegak lurus yang dapat menahan beban yang disalurkan ke pondasi. Agar bangunan tetap stabil akibat gaya lateral, maka hubungan antara balok dan kolom diberi :

a. Hubungan kaku (*joint rigidty*), menciptakan sambungan kaku antara bagian rangka.
b. Triangulasi (*triangulation*), menjadikan rangka menjadi sistem segitiga (diberi ikatan angin atau bracing).
**c.** Dinding geser (*shear wall*), mengakukan rangka dengan diberi dinding geser. Sistem tersebut akan menyebabkan kekakuan pada rangka.

### 3.2.1 Sistem Struktur

Definisi struktur dalam konteks hubungannya dengan bangunan adalah sebagai sarana untuk menyalurkan beban dan akibat penggunaanya dan atau kehadiran bangunan ke dalam tanah (Scodek, 1998, dalam Haryanto, 2005). Struktur memiliki peranan utama dalam sebuah bangunan, sehingga diperlukan desain yang tepat agar dapat memikul semua kemungkinan beban yang akan diterima, namun tetap efisien dari segi biaya dan metode.

Dalam praktiknya, banyak jenis material yang digunakan sebagai komponen struktural, seperti kayu, baja, beton, atau kombinasi antara baja dan beton. Di Indonesia, kombinasi antara baja dan beton paling banyak digunakan sebagai material struktur, hal tersebut disebabkan oleh kekuatan beton yang mampu menahan gaya tekan dan baja yang akan memberikan sifat elastis pada beton. Selain itu, ketersediaan material kapur yang cukup berlimpah sebagai bahan utama material semen, menyebabkan penggunaan beton sangat populer di Indonesia karena cukup ekonomis.

Kombinasi beton dan baja, dapat dibagi pula menjadi dua jenis, yaitu beton komposit dan beton bertulang. Beton komposit adalah beton yang dikombinasikan dengan baja konvensional, sedangkan beton bertulang adalah beton yang dikombinasikan dengan baja tulangan atau *rebar*.

Adapun syarat-syarat struktur bangunan gedung beton bertulang untuk berlantai banyak adalah sebagai berikut (Saputra, 2016) :

a. Kekakuan

   Kekakuan adalah pengaruh dari modulus elastisitas bahan terhadap ukuran dari elemen tersebut. Modulus elastisitas memiliki hubungan kekuatan bahan yang berbanding lurus dengan kekakuan. Semakin kuat bahan, maka elemen tersebut juga semakin kaku. Namun bahayanya, jika terlalu kaku maka elemen tersebut akan bersifat getas (dapat patah seketika). Kekakuan struktur dapat dihitung dari besarnya simpangan antar lantai (*drift*), dimana semakin kecil simpangan struktur maka bangunan tersebut akan semakin kaku. Selain itu, kekakuan puntir juga dapat dihitung.

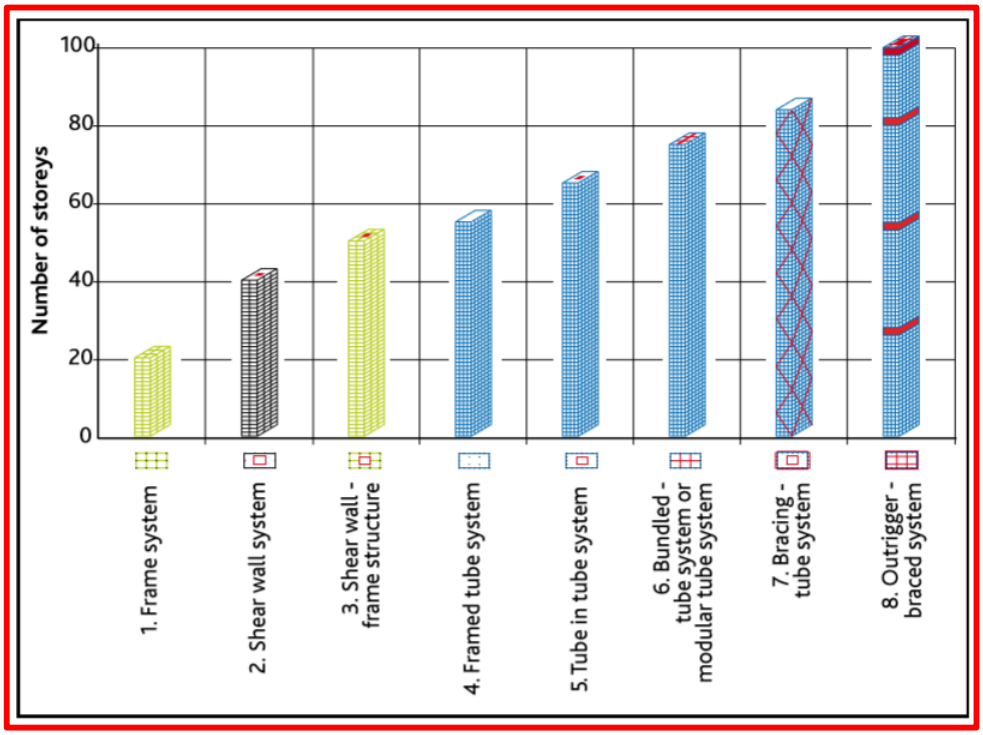
b. Kekuatan

   Struktur dan komponen struktur harus direncanakan agar mempunyai kekuatan desain disemua penampang struktur baik pelat, kolom, balok dan dinding geser paling sedikit sama dengan kekuatan perlu yang dihitung untuk beban ter faktor dalam kombinasi.

c. Kestabilan

Konsep pemeriksaan kestabilan ini dikemukakan oleh Mac Gregor dalam bukunya yang berjudul "*Reinforced Concrete, Mecjanics and Design*". Dalam bukunya tersebut dikemukakan konsep kestabilan struktur seperti sebuah bola yang berada pada suatu tempat dengan keadaan tertentu.

Sistem struktur dapat dipilih dan digunakan berdasarkan ketinggian bangunan. Menurut Fazlur R. Khan dalam buku "*Tall Building*", beberapa sistem struktur yang digunakan pada bangunan-bangunan tinggi ditunjukkan pada Gambar 3.1.




**Gambar 3.1 Beberapa Jenis Sistem Struktur berdasarkan Ketinggian**

*(Sumber: The Concrete Centre and fib Task Group 1.6, 2014)*

Dari gambar di atas, dapat dilihat bahwa untuk struktur dibawah 20 lantai dapat menggunakan sistem portal/ *frame*, dan untuk struktur yang lebih dari 100 lantai ditambahkan sistem *outriger*/ pengikat untuk memperkecil nilai simpangan antar lantai bangunan.

Sistem struktur yang paling umum digunakan di Indonesia adalah sistem portal (*frame*). Hal ini disebabkan oleh belum banyaknya bangunan-bangunan tinggi yang didirikan. Selain itu, sistem struktur portal merupakan sistem struktur yang paling ekonomis. Beberapa sistem struktur portal beton bertulang yang umum berdasarkan kemampuannya dalam memikul beban gempa dapat dikategorikan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Penjelasan tantang perbedaan ketiga kategori tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.1. berikut.

**Tabel 3.1 Perbedaan SRPMM, SRPMB dan SRPMK**

| No. | Keterangan | SRPMM | SRPMB | SRPMK |
|---|---|---|---|---|
| 1. | Nama Asing | *Ordinary Moment Resisting Frame*, OMRF | *Intermediate Moment Resisting Frame*, IMRF | *Special Moment Resisting Frame*, SMRF |
| 2. | Kategori Desain Seismik yang Diizinkan | *B* | *B* dan *C* | *B*, *C*, *D*, *E* dan *F* |
| 3. | Koefisien Modifikasi Respons, ***R*** | 3 (gaya dalam besar) | 5 (gaya dalam sedang) | 8 (gaya dalam kecil) |
| 4. | Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d$ | 2.5 (perpindahan kecil) | 4.5 (perpindahan sedang) | 5.5 (perpindahan besar) |
| 5. | Sendi Plastis (tulangan sudah leleh/ *joint* menjadi tumpuan sendi) | Sebelum terjadi keruntuhan secara masif, pada desain tidak terjadi sendi plastis | Sebelum terjadi keruntuhan secara masif, tidak semua *joint* mengalami sendi plastis: *detailing joint* tidak serumit SRPMK | Sebelum terjadi keruntuhan secara masif, sendi plastis terbentuk dahulu pada setiap *joint* balok-kolom: ada *detailing* untuk *joint* balok, dan kolom |

| No. | Keterangan | | SRPMM | SRPMB | SRPMK |
|---|---|---|---|---|---|
| 6. | Desain Elemen (besar beban sama) | Dimensi | Besar | Sedang | Kecil |
| | | Kekakuan | Besar | Sedang | Kecil |
| | | Daktilitas | Kecil | Sedang | Besar |
| | | Biaya | Murah | Sedang | Mahal |

### 3.2.2 Komponen Struktur Gedung

Komponen struktur gedung yang umum dapat dibagi menjadi 2 (dua) jenis, yaitu struktur bawah (*sub structure*) dan struktur atas (*upper structure*). Struktur bawah adalah segala komponen bangunan yang posisinya berada di bawah permukaan tanah dan bekerja langsung terhadap perilaku-perilaku tanah, seperti pondasi dan basemen. Struktur atas adalah struktur yang berada di atas permukaan tanah, seperti kolom, balok, dan pelat/ *slab* termasuk tangga.

#### A. Struktur Bawah (*Sub Structure*)

##### 1. Pondasi

Pondasi adalah elemen struktur yang berfungsi untuk memikul semua beban yang diterima oleh kolom lalu meneruskannya ke bumi. Pondasi harus mampu menahan beban yang diberikan oleh bangunan, sehingga bangunan tidak mengalami pergeseran atau penggulingan akibat beban bangunan yang terlalu besar, atau permukaan bumi yang tidak cukup kuat.

Pemilihan jenis pondasi harus mempertimbangkan keadaan tanah meliputi jenis tanah, daya dukung, dan kedalaman lapisan tanah keras. besarnya beban, arah beban, bentuk penyebaran beban dan sifat beban yang dinamis atau statis, lingkungan serta biaya dan waktu pelaksanaan juga menjadi faktor pemilihan jenis pondasi.

Pondasi dibagi menjadi 3 (tiga) jenis, sesuai peruntukannya. Pertama, pondasi dangkal biasanya digunakan untuk bangunan sederhana hingga menengah (1 s/d 3 lantai). Kedua, pondasi sedang digunakan untuk bangunan menengah (3 s/d 5 lantai) dan pondasi dalam digunakan untuk bangunan tinggi atau bangunan dengan beban besar (> 5 lantai). Selain dari jenis bangunan, peruntukan jenis pondasi tersebut juga tergantung jenis tanah lokasi berdirinya bangunan atau kedalaman dari tanah keras tempat bertumpunya pondasi.

Beberapa jenis pondasi dangkal, yaitu:

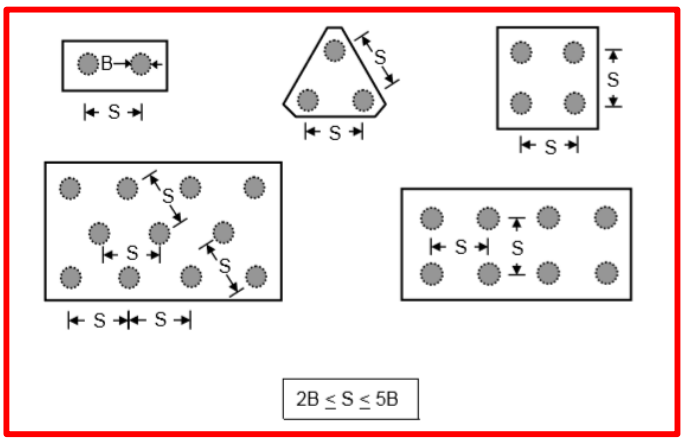
- Pondasi upak
- Pondasi batu kali

Beberapa jenis pondasi sedang, yaitu :

- Pondasi sumuran
- Pondasi telapak/ cakar ayam
- Pondasi rakit
- Pondasi sarang laba-laba

Beberapa jenis pondasi dalam, yaitu :

- Pondasi tiang pancang
- Pondasi borepile
- Pondasi Caisson




**Gambar 3.2 Bentuk Tipikal Susunan (Denah) Pondasi Tiang Grup**

*(Sumber: Hakam, 2008)*

Dalam beberapa perencanaan gedung bertingkat tinggi, sering direncanakan penggunaan pondasi tiang yang dibuat dalam bentuk tiang grup yang disebut juga dengan sistem *raft-pile* atau pondasi rakit.

Perhitungan daya dukung ujung pondasi toang grup, dapat didefinisikan dengan menganggap kelompok tiang tersebut sebagai sebuah blok solid dengan persamaan :

$$\boldsymbol{Q_{p,grup} = (B_g\, L_g)\, q_p} \qquad \ldots (1)$$

dimana :

$Q_{p,group}$ = daya dukung *ultimate* dari grup tiang

$B_g$ = lebar terluar dasar grup tiang

$L_g$ = panjang terluar dasar grup tiang

$q_p$ = tahanan ujung tiang

Nilai $Bg$ dan $L_g$ diperoleh dari persamaan berikut :

$$\boldsymbol{B_g = (n-1)\, S_n + B} \qquad \ldots (2)$$

$$\boldsymbol{L_g = (m-1)\, S_m + B} \qquad \ldots (3)$$

dimana :

$n$ = jumlah tiang pada arah x

$m$ = jumlah tiang pada arah y

$S_n$ = spasi tiang pada arah $B_g$

$S_m$ = spasi tiang pada arah $L_g$

$B$ = diameter tiang tunggal

Nilai $q_p$ diperoleh dari persamaan berikut :

$$\boldsymbol{q_p = c.Nc^* + q'.Nq^*} \qquad \ldots (4)$$

dimana :

$c$ = nilai kohesi tanah

$q'$ = $\Sigma\, \lambda\, L$, tegangan efektif tanah akibat berat di ujung tiang

$\lambda$ = berat volume tanah efektif di atas dasar grup tiang

$L$ = panjang tiang

$N_c^*$, $N_q^*$ = faktor kapasitas daya dukung Mayerholf, atau lainnya

Karena daya dukung pondasi tiang juga dipengaruhi oleh gaya friksi pada sisi-sisi tiang, maka perlu diperhitungkan daya dukung sisi tiang grup dengan persamaan :

$$Q_{s,grup} = 2\left(B_g + L_g\right) \Sigma L_i q_s \quad \ldots (5)$$

dimana :

$B_g$ = lebar terluar dasar grup tiang

$L_g$ = panjang terluar dasar grup tiang

$L_i$ = panjang bagian tiang yang memiliki nilai $q_s$ sama

$q_s$ = tahanan sisi tiang (dihitung sesuai jenis tanah)

## 2. Basemen

Basemen adalah lantai bangunan yang terletak di bawah permukaan tanah. Karena adanya pengaruh tekanan lateral akibat tanah dan air tanah pada bagian luar, maka basemen harus mempunyai dinding yang kuat. Tentunya banyak cara yang dapat dilakukan, seperti penggunaan beton bertulang langsung (cast *in situ*), ataupun penggunaan *precast sheet pile*. Prinsip perhitungannya sama dengan analisa dinding penahan tanah dengan memperhitungkan pengaruh tekanan tanah aktif, diam dan pasif yang akan menghasilkan momen pada dinding basemen.

a) **Tekanan Tanah Diam** (tekanan tanah lateral pada kondisi tanah tidak bergerak)

$$\sigma_0 = \gamma z K_0 \quad \ldots (6)$$

dimana :

$\sigma_o$ = tekanan tanah lateral dalam kondisi diam

$\gamma$ = berat jenis tanah

$z$ = kedalaman tanah

$K_o$ = koefisien tekanan tanah, 1 – sin Φ (berbutir dan lempung-NC)

Φ = sudut geser tanah

b) **Tegangan Tanah Pasif** (tekanan tanah lateral akibat dorongan gaya luar)

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad \ldots (7)$$

$$K_p = tan^2 (45 + \frac{\phi}{2}) \quad \ldots (8)$$

dimana :

$\sigma_v$ = tekanan vertikal

$K_p$ = koefisien tekanan tanah pasif

$c$ = nilai kohesi tanah

c) **Tegangan Tanah Aktif** (tekanan tanah lateral akibat dorongan gaya luar)

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad \ldots (9)$$

$$K_a = tan^2 (45 - \frac{\phi}{2}) \quad \ldots (10)$$

dimana :

$K_a$ = koefisien tekanan tanah aktif

## B. Struktur Atas (*Upper Structure*)

### 1. Balok

Balok adalah komponen struktur yang berfungsi menyalurkan beban dari pelat lantai ke kolom. Pada struktur yang berbentuk portal, balok juga berfungsi sebagai pengaku struktur. Beban utama yang dipikul oleh balok adalah momen lentur yang mengakibatkan terjadinya lendutan pada balok. Untuk sistem kolom kuat balok lemah, balok harus didesain se-elastis mungkin, karena sifat balok yang elastis akan dapat mempertahankan struktur saat terjadi guncangan atau balok tidak patah saat kolom mengalami defleksi yang cukup besar, sehingga

orang-orang yang berada di dalam gedung dapat menyelamatkan diri terlebih dahulu, sebelum terjadi keruntuhan.

**2. Pelat Lantai**

Pelat lantai merupakan elemen bidang tipis yang memikul beban transversal melalui aksi lentur ke masing-masing tumpuan terdekat.

Berdasarkan tumpuannya, pelat lantai terbagi atas :

a) Lantai *flat slab* (ditumpu langsung oleh kolom dengan atau tanpa *drop panel*/penebalan pada sambungan)
b) Lantai *Grid/ waffle* (ditumpu oleh balok-balok rapat dengan plat yang tipis seperti wafer)
c) Lantai plat dengan balok (plat yang dibuat monolit dengan balok)
d) Lajur balok (plat yang ditumpu dengan balok dangkal namun lebih lebar)

Dalam perencanaannya, plat lantai sangat dipengaruhi oleh beban lentur. Sehingga untuk perhitungannya, perlu kita menghitung kapasitas tulangan baja. Berdasarkan panjang bentangan pelat lantai, sistem penulangan pelat lantai dapat dibagi menjadi :

a) Pelat satu arah (*one way slab*), dimana $L_x/L_y \geq 2.0$
   Pelat dianggap menumpu pada satu atau dua tumpuan saja, atau pendistribusian beban tidak merata ke empat sisi pelat.

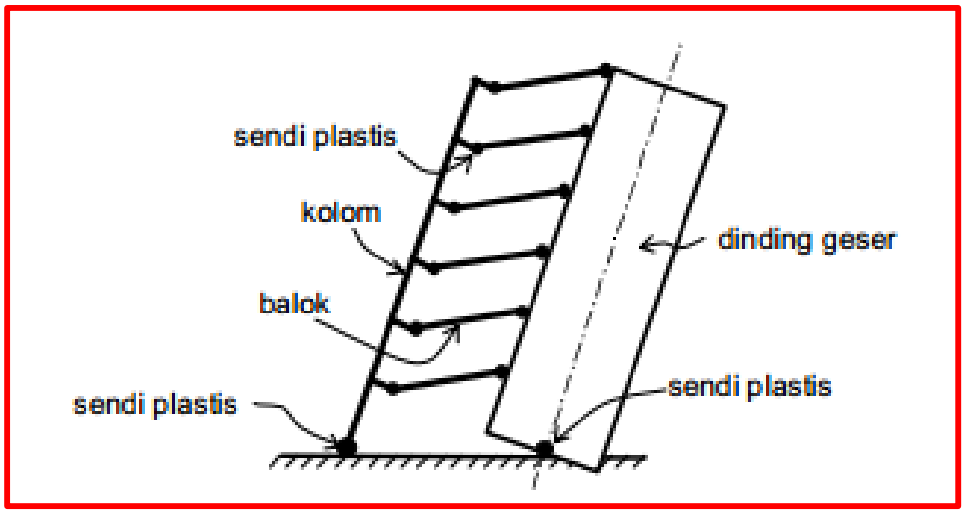
b) Pelat dua arah (*two way slab*), dimana $L_x/L_y \leq 2.0$
   Pelat dianggap menumpu pada keempat tumpuan, atau pendistribusian beban merata di empat sisi pelat.

**3. Kolom**

Kolom adalah komponen struktur yang meneruskan beban dari balok ke sloof dan pondasi. Menurut SNI 2847:2013, Kolom merupakan komponen struktur dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral terkecil melampaui 3 yang digunakan terutama untuk menumpu beban tekan aksial.

Untuk struktur rangka pemikul momen (SRPM) Kolom harus didesain selain dapat memikul beban aksial vertikal, juga harus mampu memikul kombinasi dari momen lentur karena akan ada kemungkinan kolom mengalami defleksi akibat beban lateral.

Kolom merupakan komponen pada struktur yang sangat vital, karena apabila terjadi kegagalan pada kolom, maka akan langsung terjadi keruntuhan pada bangunan secara masif. Oleh sebab itu, kolom harus direncanakan memiliki kekuatan yang lebih ketimbang komponen struktur lainnya. Konsep ini juga disebut dengan istilah "*strong column weak beam concept*" atau kolom kuat balok lemah, dimana keruntuhan yang ideal direncanakan terjadi adalah pada balok, bukan pada kolom.




**Gambar 3.3 Mekanisme Keruntuhan Struktur Gedung dengan Sendi Plastis terbentuk pada Ujung-Ujung Balok dan Kaki Kolom**

*(Sumber: Saputra, 2016)*

### 3.2.3 Peta Bahaya Gempa dan Peraturan Bangunan Tahan Gempa

Dari penelitian-penelitian tentang geografi, Indonesia merupakan salah satu negara yang mempunyai wilayah dengan intensitas kegempaan yang sangat tinggi.

Fenomena alam ini tidak jarang menelan korban manusia yang cukup banyak serta kerugian finansial yang sangat besar. Apalagi sampai saat ini, belum ada penelitian yang dapat memperkirakan secara akurat kapan, dimana dan berapa besar guncangan gempa yang akan terjadi.

Karena bencana gempa tidak dapat dicegah, maka satu-satunya langkah yang bisa dilakukan oleh manusia untuk mengurangi risiko gempa tersebut adalah dengan melakukan mitigasi terhadap bencana gempa, yaitu dengan merencanakan infrastruktur yang mampu memikul kemungkinan beban gempa yang akan terjadi, meningkatkan kesadaran masyarakat akan bahaya gempa dan sosialisi, serta cara-cara lain yang dapat mengurangi risiko bencana gempa.

Untuk merencanakan Infrastruktur yang mampu memikul beban gempa, maka dalam hal ini dikeluarkanlah ketentuan perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung di Indonesia yang diatur dalam SNI 1726, dan yang paling mutakhir saat ini adalah yang dikeluarkan pada tahun 2012 yang mengacu pada peraturan amerika ASCE 7-2010. Pembuatan Peta kawasan rawan bencana juga merupakan salah satu upaya mitigasi untuk menghadapi risiko bencana, dalam hal ini dibuatlah peta bahaya bencana gempa yang disusun berdasarkan rekaman aktivitas seismik di setiap wilayah. Dalam penyusunan SNI-1726:2012, ketentuan-ketentuan dan syarat-syarat yang ada di dalamnya merujuk kepada peta bahaya gempa Indonesia yang dikeluarkan pada tahun 2010.

Selama dalam perjalanannya hingga tahun 2018, tentu ada penambahan dalam rekaman gempa serta teknologi yang semakin mumpuni dalam membaca detail pergerakan seismik. Hal itulah yang menjadi dasar dikeluarkannya peta bahaya gempa terbaru yang dirilis oleh kementerian Pekerjaan Umum bekerja sama dengan instansi keilmuan geologi dan perguruan tinggi pada tanggal 27 November tahun 2017 di kota Padang. Adapun perbedaan yang mendasar antara peta bahaya gempa Indonesia 2010 dengan peta gempa 2017 adalah sebagai berikut.

**Tabel 3.2 Perbedaan Peta Gempa 2010 dan 2017**

| | PETA 2010 | PETA 2017 |
|---|---|---|
| Katalog Gempa | Untuk BG sources non relocation | Untuk BG sources **relocation** |
| Sumber Gempa Sesar Dangkal | Input PSHA = 81 sesar | Input PSHA = **251** sesar |
| *Software* | USGS Software<br><br>EZ-Frisk Soft ware (sebagai kontrol) | USGS Software<br>**OpenQuake Sofware**<br>EZ-Frisk Soft ware (sebagai kontrol) |
| *Attenuation*<br><br>*Shallow Crustal*<br><br><br><br><br>Subduksi<br><br><br><br><br><br>*Benioff Zone* | <br><br>1. Boore-Atkinson NGA, 2008)<br>2. Campbell-Bozorgnia NGA, 2008<br>3. Chiou-Youngs NGA, 2008<br><br>1. Youngs et al, SRL, 1997<br>2. Atkinson & Boore, 2003<br>3. Zhao et al, 2006)<br><br>1. Atkinson -Boore, 1995)<br>2. Youngs et al, 1997)<br>3. AB 2003 intraslab seismicity world data, BC-rock cond. (Atkinson -Boore, 2003) | <br><br>1. Boore-Atkinson NGA, 2008)<br>2. Campbell-Bozorgnia NGA, 2008<br>3. Chiou-Youngs NGA, 2008<br>**+ Update NGA West-2 (2015)**<br><br>1. Youngs et al, SRL, 1997<br>2. Atkinson & Boore, 2003<br>3. Zhao et al, 2006)<br>**+ BC Hydro Att (Abrahamson et al 2015)**<br><br>1. Atkinson -Boore, 1995)<br>2. Youngs et al, 1997)<br>3. AB 2003 intraslab seismicity world data, BC-rock cond. (Atkinson -Boore, 2003)<br>**+ BC Hydro Att (Abrahamson et al 2015)** |

*(Sumber: Sosialisasi peta bahaya gempa 2017 pada tanggal 27 November 2017 di hotel Mercure padang)*

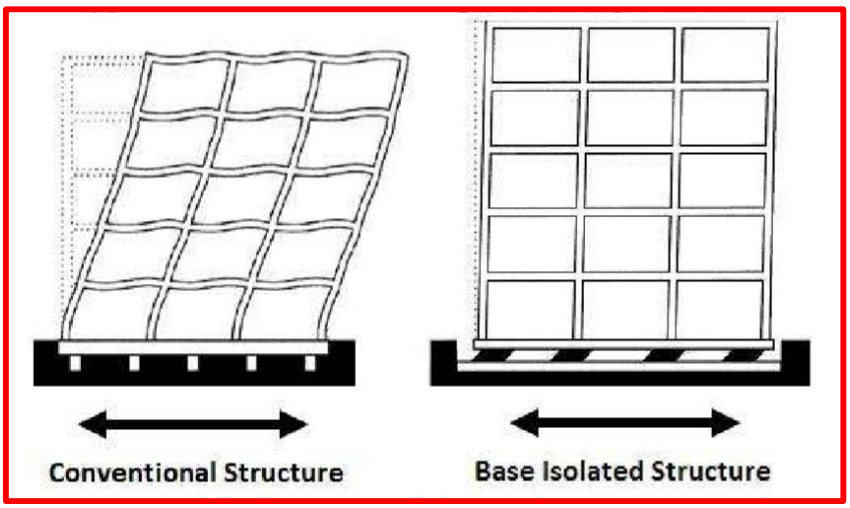
### 3.2.4 Base Isolator

Pada dasarnya, dalam merencanakan bangunan yang ramah akan bencana gempa adalah dengan membuat perencanaan elemen struktur (kolom, balok, dinding, dll) yang memiliki kemampuan yang cukup besar atau kuat dalam meredam gaya dalam oleh beban gempa. Akibatnya, perencanaan elemen struktur akan menjadi lebih besar

dan menguras biaya. Apalagi untuk bangunan yang memiliki total lantai yang cukup tinggi, beban gempa yang besar akan mengakibatkan bangunan memiliki *displacement* dan simpangan antar lantai yang cukup besar, sehingga elemen struktur juga harus direncanakan semakin kaku.

*Base isolator* merupakan salah satu teknologi yang digunakan untuk meredam beban gempa yang memiliki getaran tidak beraturan. Fungsi utama dari *base isolator* adalah memisahkan atau memberikan *free joint* antara struktur atas dengan struktur bawah (Ismail, 2012), sehingga beban gempa yang berasal dari gerakan tanah tidak langsung disalurkan ke struktur atas, namun melalui isolasi terlebih dahulu untuk direduksi dan disalurkan secara seragam ke struktur atas.

Perilaku gedung menggunakan *base isolator* dapat diilustrasikan seperti Gambar 3.4 berikut :




**Gambar 3.4 Perbandingan Perilaku Bangunan Tanpa Base Isolator dan menggunakan Base Isolator akibat Beban Lateral Gempa.**
*(Sumber: Ismail, 2012)*

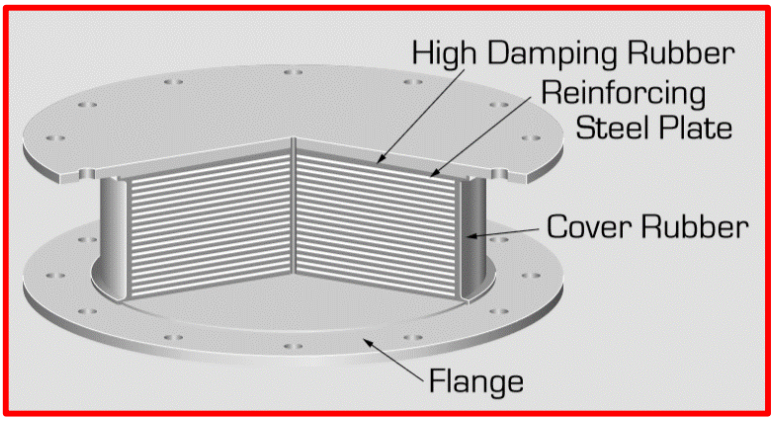
Dari gambar tersebut, dapat dilihat bahwa bangunan menggunakan *base isolator* memiliki perilaku yang kaku atau bergerak sebagai suatu kesatuan akibat beban gempa, sehingga simpangan antar lantai dapat direduksi. Jenis-jenis *base isolator*

sangat banyak, diantaranya penggunaan pasir halus, mika, pendulum dan yang paling populer adalah menggunakan *elastometric rubber bearing seismic base isolator.*

*Elastometric rubber bearing* terbuat dari bantalan berbahan karet berkekuatan tinggi dan dikombinasikan dengan logam-logam yang kuat sebagai kekakuannya. Prinsip kerjanya adalah memperpanjang waktu getar alami bangunan dan memiliki damping antara 10-20% (Muharam, 2017). Beberapa jenis *elastometric rubber bearing* yang banyak digunakan antara lain :

**A. *High Damping Rubber Bearing* (HDRB)**

HDRB terbuat dari bantalan karet bermutu tinggi yang dicampur dengan oil atau resin, *fine carbon block* dan bahan isian lainnya. HDRB memiliki perilaku seperti pegas dan sekaligus memberikan redaman. Umumnya, alat ini tidak membutuhkan peredam tambahan, sehingga sangat cocok digunakan untuk bangunan yang memiliki area terbatas. HDRB dapat digunakan dari beban aksial kolom yang ringan, hingga beban berat dari bangunan bertingkat sekalipun.

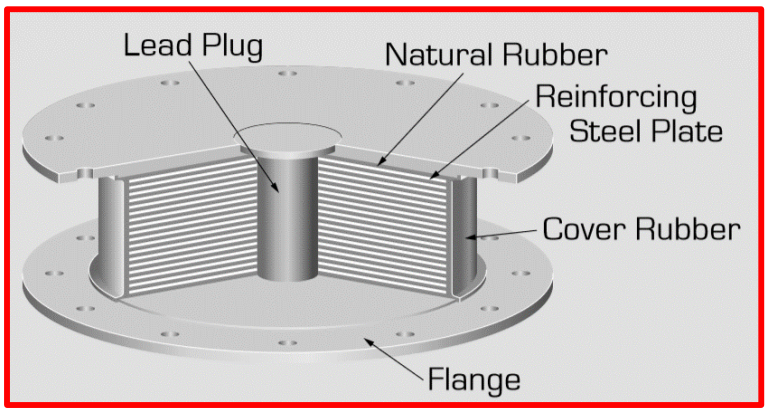



**Gambar 3.5 Detail *High Damping Rubber Bearing* (HDRB)**
*(Sumber: Bridgestone, 2017)*

**B. *Lead Rubber Bearing* (LRB)**

LRB terbuat dari bantalan karet alami yang dipadu dengan lapisan baja. Bantalan ini memiliki *lead plug* yang terbuat dari perunggu pada bagian tengahnya. Kombinasi

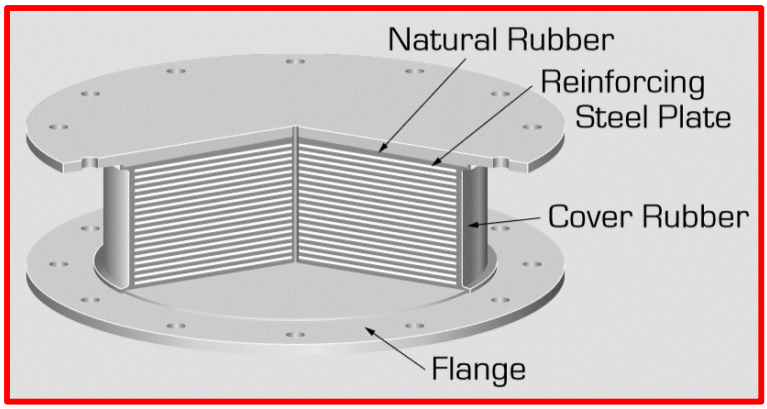
karet dan plat baja berfungsi sebagai pegas yang dapat mengembalikan posisi elemen ke posisi semula, sedangkan *lead plug* (perunggu) berfungsi sebagai penyedia redaman pada bantalan. Perencanaan bantalan ini dapat dilakukan dengan menyetel diameter *lead plug* tersebut.




**Gambar 3.6 Detail *Lead Rubber Bearing* (LRB)**
*(Sumber: Bridgestone, 2017)*

## C. *Natural Rubber Bearing* (NRB)

NRB terbuat dari bantalan karet alami yang dipadu dengan lapisan baja. Bantalan ini memiliki rasio redaman yang rendah (sekitar 2-3% rasio redaman ekuivalen), namun memiliki kemampuan pemulih yang sangat baik. Oleh sebab itu, dibutuhkan peredam eksternal jika bantalan ini digunakan.




**Gambar 3.7 Detail Natural Rubber Bearing (NRB)**
*(Sumber: Bridgestone, 2017)*

### 3.2.5 Kriteria Dasar Perencanaan Struktur Bangunan Tahan Gempa

Banyak kejadian menunjukkan bahwa kesalahan di dalam memilih konfigurasi struktur, jenis material yang digunakan, serta sistem struktural dari bangunan, dapat mengakibatkan kerusakan bahkan kehancuran secara menyeluruh dari struktur bangunan tersebut, akibat pembebanan berulang yang disebabkan oleh pengaruh gempa. Hal ini disebabkan karena struktur bangunan tidak mempunyai kinerja dan respon yang baik pada saat terjadi gempa, serta tidak mempunyai ketahanan yang tinggi terhadap pengaruh beban gempa yang bersifat dinamik, meskipun telah dilakukan prosedur perencanaan struktur tahan gempa.

Agar perencanaan struktur dapat dilakukan dengan cara analisis statik yang sederhana, tanpa melakukan prosedur analisis dinamik yang rumit, serta perilaku struktur diharapkan mempunyai kinerja yang baik pada saat terjadi gempa, maka sangat penting untuk mengatur tata letak dari struktur bangunan. Beberapa kriteria dasar yang dapat dipakai sebagai acuan untuk merencanakan tata letak struktur bangunan di daerah rawan gempa, adalah :

- Struktur bangunan harus mempunyai bentuk yang sederhana, kompak dan simetris
- Struktur bangunan tidak boleh terlalu langsing, mempunyai kekakuan yang cukup.
- Distribusi dari massa, kekakuan dan kekuatan disepanjang tinggi bangunan diusahakan seragam dan menerus.
- Elemen-elemen vertikal dari struktur (kolom) harus dibuat lebih kuat dari elemen-elemen horisontal dari struktur (balok), agar sendi plastis terbentuk terlebih dahulu pada balok- balok (*strong column – weak beam*).

#### A. Analisis Struktur terhadap Beban Gempa

Prosedur analisis yang paling sederhana dan yang langsung dapat digunakan untuk menentukan pengaruh dari beban gempa terhadap struktur bangunan adalah prosedur analisis statik. Analisis statik hanya boleh dilakukan untuk struktur-struktur

bangunan dengan bentuk yang sederhana dan beraturan atau simetris, yang tidak menunjukkan perbandingan yang menyolok dalam perbandingan antara berat dan kekakuan pada tingkat-tingkatnya. Prosedur analisis statik ini hanyalah suatu cara pendekatan yang menirukan pengaruh dinamik dari beban gempa yang sesungguhnya.

Untuk struktur-struktur bangunan gedung lainnya yang tidak begitu mudah untuk diperkirakan perilakunya terhadap pengaruh gempa (struktur dengan bentuk yang tidak beraturan), harus di analisis dengan prosedur analisis dinamik. Struktur-struktur bangunan yang beraturan, dapat juga dianalisis dengan prosedur analisis dinamik jika diinginkan.

**1) Pengaruh Beban Gempa Horisontal**

Pengaruh beban gempa horisontal dapat bekerja pada masing-masing arah dari sumbu utama bangunan, atau pada kedua arah sumbu utama dari struktur bangunan secara bersamaan. Pengaruh bekerjanya beban gempa secara bersamaan pada kedua arah sumbu utama, dapat sangat membahayakan kekuatan struktur. Kombinasi pembebanan yang perlu ditinjau untuk merencanakan kekuatan dari kolom-kolom struktur, adalah sebagai berikut :

- Beban gravitasi + 100% beban gempa arah X + 30% beban gempa arah Y
- Beban gravitasi + 30% beban gempa arah X + 100% beban gempa arah Y

Kombinasi pembebanan yang menghasilkan keadaan yang paling berbahaya bagi kolom-kolom struktur dan elemen-elemen vertikal struktur penahan gempa seperti dinding geser (*shear wall*), dinding inti (*core wall*), yang digunakan untuk perencanaan.

**2) Pengaruh Beban Gempa Vertikal**

Selain percepatan gerakan tanah pada arah horisontal, pada saat terjadi gempa terdapat juga percepatan gerakan tanah berarah vertikal. Gerakan tanah ke arah vertikal ini dapat mengakibatkan pengaruh beban gempa berarah vertikal yang

bekerja pada struktur bangunan. Meskipun dari beberapa pengalaman gempa yang telah terjadi, menunjukkan mekanisme ini, tapi sampai saat ini respon dari struktur bangunan terhadap gerakan tersebut belum banyak diketahui. Pada umumnya, tinjauan perencanaan struktur terhadap pengaruh beban gempa arah vertikal ini dapat diabaikan, dengan anggapan bahwa elemen-elemen dari struktur telah direncanakan berdasarkan beban gravitasi (beban mati dan beban hidup) yang arahnya vertikal ke bawah.

Analisis respon dinamik yang sesungguhnya dari unsur-unsur struktur tersebut terhadap gerakan vertikal tanah akibat gempa sangat rumit, karena terjadi interaksi antara respon elemen dengan respon struktur secara keseluruhan. Analisis terhadap unsur-unsur dari struktur bangunan ini dapat dilakukan secara sederhana dengan meninjau pengaruh dari percepatan vertikal tanah akibat gempa, sebagai beban gempa vertikal statik ekuivalen. Beban vertikal statik ekuivalen yang harus ditinjau bekerja ke atas atau ke bawah, besarnya dihitung sebagai perkalian antara Faktor Respon Gempa Vertikal $C_v$ dengan beban gravitasi, termasuk beban hidup yang sesuai. Faktor Respon Gempa Vertikal $C_v$ dapat dihitung menurut persamaan $C_v = \psi \times A_m \times I$, dimana koefisien $\psi$ bergantung pada Wilayah Gempa tempat struktur bangunan berada. Besarnya harga untuk koefisien $\psi$ adalah antara 0.50 sampai 0.80. $A_m$ adalah percepatan tanah maksimum, dan $I$ adalah Faktor Keutamaan struktur bangunan.

Komponen vertikal gerakan tanah akibat gempa relatif akan semakin besar, jika semakin dekat dengan pusat gempa dari lokasi yang ditinjau. karena itu, semakin tinggi kegempaan suatu wilayah gempa, semakin dekat wilayah tersebut dengan sumber gempa, maka koefisien $\psi$ nilainya akan meningkat. Perhitungan beban gempa kearah vertikal akibat pergerakan tanah, tidak tergantung pada waktu getar alami dan tingkat daktilitas struktur.

### 3) Pengaruh Beban Gravitasi Vertikal

Beban gravitasi vertikal pada struktur bangunan dapat terdiri dari kombinasi antara beban mati dan beban hidup. Beban-beban hidup yang bekerja pada

struktur bangunan pada umumnya dapat direduksi pada saat dilakukan analisis beban gempa pada struktur tersebut, tujuan mereduksi beban hidup ini adalah untuk mendapatkan desain struktur yang cukup ekonomis.

## B. Beban Gempa Statik Ekuivalen

Analisis perancangan struktur bangunan terhadap pengaruh beban gempa secara statik, pada prinsipnya adalah menggantikan gaya-gaya horisontal yang bekerja pada struktur bangunan akibat pengaruh pergerakan tanah yang diakibatkan gempa, dengan gaya-gaya statik yang ekuivalen.

Pada struktur gedung beraturan akan berperilaku sebagai struktur 2D, respons dinamik ragam fundamentalnya adalah sangat dominan, sehingga respons dinamik ragam-ragam lainnya dianggap dapat diabaikan. Kemudian, berhubung struktur gedung tidak terlalu tinggi, yaitu kurang dari 10 tingkat atau 40 m, maka bentuk ragam fundamental dapat dianggap mengikuti garis lurus. Dengan dua anggapan penyederhanaan ini, respons dinamik dari struktur bangunan gedung beraturan dapat ditampilkan seolah-olah sebagai akibat dari suatu beban gempa statik ekuivalen. Analisis perancangan struktur bangunan terhadap pengaruh beban gempa secara statik, adalah menggantikan beban-beban horisontal yang bekerja pada struktur bangunan akibat pengaruh dinamik pergerakan tanah yang diakibatkan gempa, dengan beban- beban statik yang ekuivalen, tujuannya untuk menyederhanaan prosedur perhitungan.

Prosedur analisis statik yang sering digunakan pada praktek perencanaan struktur bangunan gedung, adalah Analisis Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen. Pada metode ini diasumsikan bahwa gaya horisontal akibat gempa yang bekerja pada suatu elemen struktur, besarnya ditentukan berdasarkan perkalian antara suatu koefisien atau konstanta, dengan berat atau massa dari elemen-elemen struktur tersebut.

Analisis Beban Gempa Nominal Statik Ekivalen merupakan metode pendekatan dari sifat-sifat dinamik yang sebenarnya dari beban gempa yang bekerja pada struktur. Struktur- struktur yang tidak begitu mudah untuk diperkirakan perilakunya terhadap beban gempa, struktur-struktur dengan tinggi tingkat lebih dari 40 meter, atau

struktur-struktur gedung yang tidak beraturan dengan ketinggian tingkat kurang dari 40 meter, harus dianalisis dengan prosedur analisis dinamik.

Besarnya beban Gempa Nominal statik ekuivalen yang digunakan untuk perencanaan struktur ditentukan oleh tiga hal, yaitu oleh besarnya Gempa Rencana, oleh tingkat daktilitas yang dimiliki struktur, dan oleh nilai faktor tahanan lebih yang terkandung di dalam struktur. Berdasarkan pedoman gempa yang berlaku di Indonesia yaitu Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2002)., besarnya Beban Gempa Nominal (*V*) yang bekerja pada struktur bangunan, ditentukan menurut persamaan :

$$V = \frac{C\ I}{R} W_t \qquad \ldots (11)$$

dimana, *I* adalah Faktor Keutamaan Struktur, *C* adalah nilai Faktor Respon Gempa yang didapat dari Respon Spektrum Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental struktur *T*, dan $W_t$ ditetapkan sebagai jumlah dari beban mati ditambah beban hidup yang direduksi. *R* adalah Faktor Reduksi Gempa yang besarnya tergantung dari besarnya tingkat daktilitas struktur. Untuk struktur bangunan gedung yang berperilaku elastik penuh harga $R$ = 1.6, sedangkan untuk bangunan gedung yang berperilaku daktail penuh harga $R$ = 8.5.

Pada struktur bangunan gedung bertingkat, beban gempa horisontal *V*, untuk selanjutnya didistribusikan pada setiap tingkat dari struktur bangunan gedung. Besarnya gaya gempa yang bekerja pada masing-masing tingkat dari bangunan gedung tergantung dari berat dan ketinggian tingkat.

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan merupakan gaya inersia. Besarnya gaya inersia ini tergantung dari banyak faktor. Berat atau massa bangunan dan percepatan gempa merupakan faktor yang paling utama. Faktor-faktor lainnya yang juga mempengaruhi besarnya beban gempa pada struktur adalah bagaimanan cara massa dari bangunan tersebut terdistribusi, kekakuan dari sistem struktur bangunan, kondisi tanah di dasar bangunan, mekanisme redaman pada struktur bangunan, dan perilaku dari getaran gempa. Faktor yang terakhir ini paling sulit ditentukan secara tepat karena sifatnya yang acak (random). Gerakan tanah yang

ditimbulkan oleh getaran gempa dapat berperilaku tiga dimensi. Pada umumnya, hanya gerakan tanah arah horisontal saja yang ditinjau di dalam perencanaan struktur.

Periode atau waktu getar struktur yang besarnya dipengaruhi oleh massa dan kekakuan struktur, merupakan faktor penting yang mempengaruhi respon struktur terhadap getaran gempa. Struktur yang kaku dengan periode getar yang pendek, misalnya struktur portal dengan dinding geser, akan menerima beban gempa yang lebih besar dibandingkan struktur yang fleksibel dengan periode getar yang panjang, misalnya struktur portal biasa. Penggunaan dinding geser pada sistem struktur sering tidak dapat dihindari, khususnya pada bangunan-bangunan tinggi atau pada bangunan-bangunan yang didirikan di wilayah atau zona gempa yang berat. Fungsi dari dinding geser disini adalah untuk membatasi besarnya simpangan horisontal yang terjadi pada struktur.

**1) Waktu Getar Struktur**

Untuk keperluan analisis pendahuluan, waktu getar alami ($T$) dari struktur bangunan gedung (dalam detik) dapat ditentukan dengan rumus empiris sebagai berikut :

- Untuk struktur-struktur bangunan gedung yang berbentuk portal tanpa unsur pengaku (dinding geser/ *shear wall* atau *bracing*) yang membatasi simpangan :

$$T_{\text{empiris}} = 0.085\, H^{0.75} \quad \text{(untuk portal baja)}$$

$$T_{empiris} = 0.060\, H^{0.75} \quad \text{(untuk portal beton)}$$

- Untuk struktur-struktur bangunan gedung lainnya :

$$T_{empiris} = 0.009\, H/(B)^{0.5}$$

dimana $H$ adalah ketinggian dari struktur bangunan gedung (dalam meter) di ukur dari taraf penjepitan lateral, dan $B$ adalah panjang dari denah struktur bangunan dalam arah gempa yang ditinjau (dalam meter).

Setelah didapatkan gaya-gaya gempa pada struktur dengan menggunakan $T_{empiris}$, waktu getar sebenarnya dari struktur gedung beraturan dalam arah

masing-masing sumbu utama dapat dihitung ulang dengan menggunakan Rumus Rayleigh. Waktu getar alami fundamental dari struktur bangunan gedung ditentukan dengan rumus- rumus empirik atau didapat dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari nilai waktu getar struktur yang dihitung dengan Rumus Rayleigh.

**2) Pembagian Beban Gempa Pada Struktur**

Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen (*V*) akibat gempa harus didistribusikan di sepanjang tinggi tingkat gedung menjadi beban-beban horisontal terpusat (*Fi*), yang bekerja pada masing-masing lantai tingkat. Taraf penjepitan lateral adalah taraf dimana gerakan tanah akibat gempa dipindahkan dari tanah kepada struktur atas bangunan melalui struktur bawahnya. Dalam analisis, struktur atas dapat dianggap terjepit pada taraf penjepitan lateral. Jika terdapat *basement*, taraf penjepitan lateral dapat dianggap terjadi pada taraf lantai dasar. Jika tidak ada *basement*, taraf penjepitan lateral dapat dianggap terjadi pada bidang telapak pondasi langsung atau pondasi rakit, dan pada bidang atas *pile cap* pondasi tiang.

Pembagian beban gempa statik ekuivalen (*V*) horisontal, harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Jika perbandingan antara tinggi struktur dan lebar denah bangunan adalah sama atau melebihi 3, maka 0.10 *V* harus dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang bekerja pada pusat massa lantai puncak bangunan, sedangkan 0,90 *V* sisanya harus dibagikan menjadi beban-beban horisontal terpusat menurut rumus di atas.
- Untuk cerobong yang berdiri di atas tanah, 0.20 *V* harus dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang bekerja pada puncaknya, sedangkan 0.80 *V* sisanya harus dibagikan menjadi beban-beban horisontal terpusat menurut rumus di atas.
- Untuk tangki di atas menara, beban horisontal terpusat sebesar *V* harus dianggap bekerja pada titik berat seluruh struktur menara dan tangki berikut isinya.

## C. Prosedur Analisis Dinamik

Analisis dinamik pada perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa dilakukan jika diperlukan evaluasi yang lebih akurat dari distribusi gaya-gaya gempa yang bekerja pada struktur bangunan gedung, serta untuk mengetahui perilaku dari struktur akibat pengaruh gempa yang sifatnya berulang atau dinamik. Pada struktur bangunan gedung yang tinggi atau struktur bangunan gedung dengan bentuk atau konfigurasi yang tidak beraturan, analisis dinamik diperlukan untuk mengevaluasi secara akurat respons dinamik yang terjadi dari struktur. Analisis dinamik perlu dilakukan pada struktur-struktur bangunan gedung dengan karakteristik sebagai berikut :

- Gedung-gedung dengan konfigurasi struktur sangat tidak beraturan
- Gedung-gedung dengan loncatan-loncatan bidang muka yang besar
- Gedung-gedung dengan kekakuan tingkat yang tidak merata
- Gedung-gedung yang tingginya lebih dari 40 meter

Posedur analisis dinamik yang dapat digunakan untuk menentukan besarnya beban gempa pada struktur seperti yang tercantum di dalam standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2002), adalah metode Analisis Ragam Spektrum Respon (*Spectral Modal Analysis*) dan Analisis Respon Dinamik Riwayat Waktu (*Time History Analysis*).

Nilai akhir dari respons dinamik struktur bangunan gedung terhadap pembebanan gempa dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya gempa, *V*, maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut :

$$V \geq 0.8\, V_1 \qquad \ldots (12)$$

dimana $V_1$ adalah Beban Gempa Nominal.

### 1) Analisis Ragam Spektrum Respons

Analisis Ragam Spektrum Respon pada umumnya dapat dipakai untuk menentukan respon elastis dari struktur bangunan tidak beraturan dengan

Banyak Derajat Kebebasan yang didasarkan pada kenyataan bahwa respon suatu struktur merupakan superposisi dari respon masing-masing ragam getarnya. Masing-masing ragam getar memberikan respon dengan sifat- sifatnya tersendiri, seperti bentuk simpangan dan frekuensi getaran.

Untuk perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana, dapat dilakukan dengan metoda Analisis Ragam Spektrum Respons dengan memakai Spektrum Respons Gempa Rencana yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi *I*/*R*, dimana *I* adalah Faktor Keutamaan, sedangkan *R* adalah Faktor Reduksi Gempa dari struktur gedung yang bersangkutan. Dalam hal ini, jumlah ragam getar yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Penjumlahan respons ragam getar untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan, apabila selisih nilainya kurang dari 15%. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares* atau SRSS).

Gaya gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil dari Analisis Ragam Spektrum Respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu Faktor Skala :

$$\textbf{Faktor Skala} = \frac{0.80\ V_1}{V_t} \geq 1 \qquad \ldots (13)$$

dimana $V_1$ adalah gaya gempa sebagai respons dinamik yang pertama saja dan $V_t$ adalah gaya gempa yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan.

**2) Analisis Respons Dinamik Riwayat Waktu**

Perhitungan respons dinamik struktur bangunan gedung tidak beraturan terhadap pengaruh Gempa Rencana, dapat dilakukan dengan metoda analisis dinamik berupa Analisis Respons Dinamik Riwayat Waktu yang bersifat linier atau non-linier dengan suatu akselerogram gempa yang diangkakan sebagai gerakan tanah masukan. Untuk Analisis Respons Dinamik Linier Riwayat Waktu terhadap pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan gempa nominal, percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan ke taraf pembebanan gempa nominal tersebut, sehingga nilai percepatan puncaknya *A* menjadi sebagai berikut :

$$A = \frac{A_o I}{R} \qquad \ldots (14)$$

dimana $A_o$ adalah Percepatan Puncak Muka Tanah, *R* adalah Faktor Reduksi Gempa dari struktur yang bersangkutan, sedangkan I adalah Faktor Keutamaan dari struktur bangunan. Nilai-nilai $A_o$, *I* dan *R* tercantum di dalam standar gempa. Dalam analisis ini redaman struktur yang harus diperhitungkan dapat dianggap 5% dari redaman kritis.

Untuk mengkaji perilaku pasca-elastik struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, harus dilakukan Analisis Respons Dinamik Non-linier Riwayat Waktu, dimana percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan, sehingga nilai percepatan puncaknya menjadi sama dengan $A_o$ *I*.

Akselerogram gempa masukan yang ditinjau harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau 4 (empat) buah akselerogram dari 4 (empat) gempa yang berbeda.

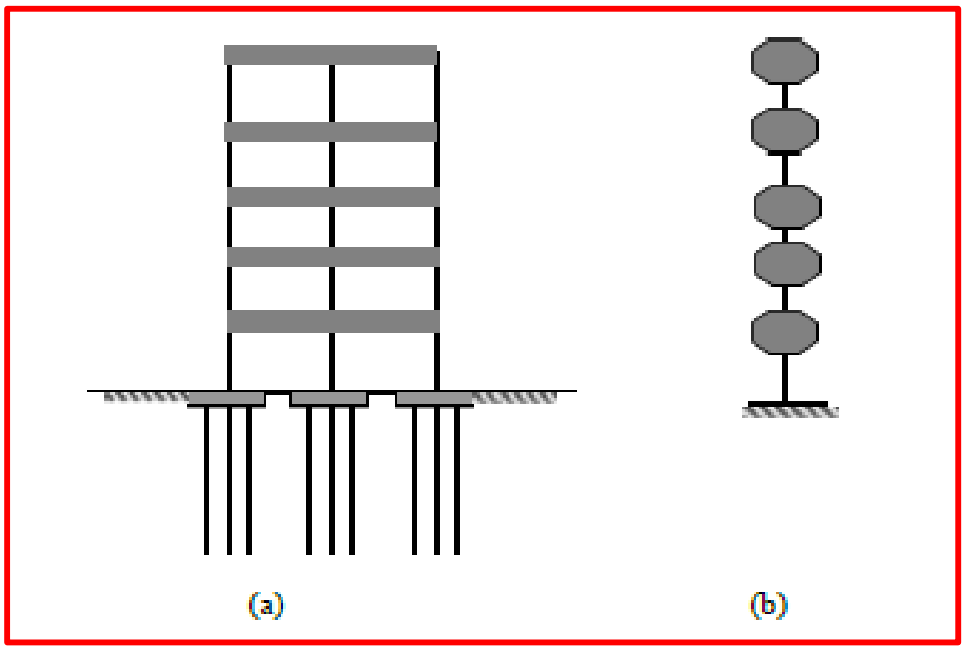
Berhubung gerakan tanah akibat gempa pada suatu lokasi tidak mungkin dapat diperkirakan dengan tepat, maka sebagai gempa masukan dapat juga dipakai

gerakan tanah yang disimulasikan. Parameter-parameter yang menentukan gerakan tanah yang disimulasikan ini antara lain terdiri dari waktu getar predominan tanah, konfigurasi spektrum respons, jangka waktu gerakan dan intensitas gempanya.

### 3) Ragam Getar Struktur

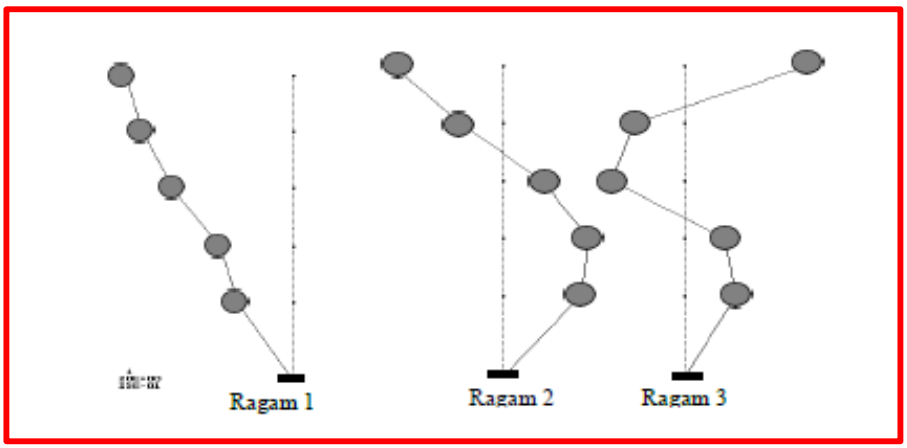
Pada perhitungan distribusi beban gempa dengan cara analisis dinamik, struktur bangunan gedung biasanya dimodelkan dengan berat atau massa setiap tingkat dipusatkan pada bidang lantainya. Pemodelan massa bangunan seperti ini disebut model massa terpusat, yang bertujuan untuk mengurangi jumlah derajat kebebasan yang terdapat pada struktur.

Sebagai contoh, pada Gambar 3.8 diperlihatkan suatu struktur bangunan gedung 5 (lima) lantai yang dimodelkan sebagai bangunan geser dengan massa-massa terpusat pada setiap bidang lantainya. Struktur mendapat pengaruh beban gempa pada tanah dasar.




**Gambar 3.8 Model Struktur Bangunan Gedung untuk Analisis Dinamik (a). Model Struktur Portal ; (b). Model Massa Terpusat**

Dari hasil analisis dinamik untuk 3 (tiga) ragam getar (*mode shape*), didapatkan bahwa waktu getar ($T$) dari struktur bangunan gedung tersebut adalah $T_1$ = 1.16 detik, $T_2$ = 0.46 detik dan $T_3$ = 0.31 detik. Ragam getar dari struktur bangunan gedung diperlihatkan pada Gambar 3.9.




**Gambar 3.9 Ragam Getar (*Mode Shape*) dari Struktur Bangunan Gedung 5 Lantai**

## D. Pemilihan Cara Analisis

Di dalam standar perencanaan struktur terhadap gempa pada umumnya dicantumkan konsep dari prosedur analisis statik maupun analisis dinamik. Pemilihan metode analisis yang akan digunakan untuk perencanaan suatu struktur bangunan ditentukan berdasarkan bentuk atau konfigurasi dari struktur bangunan, serta fungsi dari bangunan yang bersangkutan.

Pada analisis respon dari struktur terhadap gempa, semakin teliti prosedur perhitungan yang digunakan, akan semakin handal dan ekonomis struktur bangunan yang direncanakan, selain itu perlu dipertimbangkan beberapa hal antara lain, ukuran dan bentuk struktur, kepentingan dan kegunaan struktur, serta hal-hal lain yang berhubungan dengan kondisi tanah dasar dan wilayah kegempaan.

Untuk keperluan analisis perencanaan gempa dari struktur bangunan yang berukuran sedang atau menengah, dapat dilakukan prosedur analisis statik dengan metode

Analisis Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen. Disarankan untuk memeriksa gaya-gaya gempa yang bekerja pada struktur dengan menggunakan Spektrum Respon Gempa Rencana yang sesuai dengan wilayah gempa serta kondisi tanah dasar dimana struktur bangunan tersebut akan didirikan.

Untuk struktur bangunan yang besar dan cukup penting, analisis perencanaan terhadap pengaruh gempa tidak cukup hanya dilakukan dengan analisis statik saja, tetapi harus menggunakan prosedur analisis dinamik untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat.

Metode analisis dinamik yang sering digunakan dalam praktek perencanaan struktur adalah metode Analisis Ragam Spektrum Respon. Analisis dinamik perlu dilakukan pada struktur-struktur dengan karakteristik : bangunan gedung dengan konfigurasi struktur sangat tidak beraturan, bangunan gedung dengan kekakuan tingkat yang tidak merata.

Selain Analisis Ragam Spektrum Respon, analisis dinamik dapat juga dilakukan dengan metode Analisis Respon Dinamik Linier Riwayat Waktu. Untuk struktur bangunan yang sangat besar atau struktur yang sangat penting, selain analisis dinamik yang bersifat elastis, kadang- kadang diperlukan juga analisis dinamis yang bersifat inelastis dengan metode Analisis Respon Dinamik Non-linier Riwayat Waktu untuk memastikan bahwa struktur tersebut cukup aman terhadap pengaruh gempa kuat.

Untuk keperluan analisis dinamis, struktur bangunan dimodelkan sebagai bangunan geser dengan sistem massa-massa yang terpusat (*lumped-mass model*), dengan tujuan untuk mengurangi jumlah derajat kebebasan yang ada pada struktur. Model massa terpusat dapat menyederhanakan prosedur perhitungan.

## E. Kriteria Dasar Perencanaan

Pada tahap awal dari perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa, konfigurasi dari denah bangunan, material struktur dan bentuk atau sistem struktur, harus ditentukan terlebih dahulu yang akan mempengaruhi tahap selanjutnya dari

prosedur perencanaan struktur bangunan tahan gempa. Material-material untuk struktur bangunan, mempunyai sifat atau karakteristik yang berlainan dalam menerima pengaruh beban gempa yang bersifat dinamik, oleh karena itu meterial dari struktur harus dipilih sedemikian rupa sehingga didapatkan sistem struktur yang ekonomis dan cukup aman terhadap pengaruh beban-beban yang bekerja selama umur rencananya.

Yang perlu diperhatikan oleh seorang perencana struktur di dalam merancang struktur tahan gempa adalah bahwa, bentuk atau konfigurasi struktur akan berpengaruh terhadap respons statik maupun respons dinamik dari struktur, di dalam menerima beban gempa.

**1) Material Struktur**

Dari sudut pandang rekayasa sipil terhadap perencanaan struktur bangunan tahan gempa, beberapa kriteria atau persyaratan yang harus dipunyai oleh material dari struktur agar mampu untuk menahan pengaruh beban gempa adalah :

a. **Perbandingan antara kekuatan dan berat dari material struktur, harus cukup besar**

Karena beban gempa yang bekerja pada suatu struktur bangunan merupakan gaya inersia yang besarnya dipengaruhi oleh berat atau massa struktur dan percepatan gempa, maka akan lebih menguntungkan jika digunakan material konstruksi yang ringan tetapi kuat, sehingga intensitas gaya gempa yang bekerja pada struktur dapat berkurang.

**b. Material struktur harus mempunyai kemampuan untuk berdeformasi (bersifat daktail)**

Material struktur yang mempunyai kemampuan berdeformasi plastis serta mempunyai sifat daktilitas yang tinggi, akan mempunyai ketahanan yang baik terhadap pengaruh beban gempa yang bersifat bolak-balik, karena material struktur ini mempunyai tingkat pemencaran energi gempa yang baik. Sifat daktilitas dapat membatasi besarnya gaya gempa yang bekerja

pada struktur. Semakin besar sifat daktilitas dari material yang digunakan pada struktur, maka akan semakin besar pula tingkat pemencaran energi yang dipunyai oleh sistem struktur tersebut, sehingga gaya gempa yang bekerja atau masuk ke dalam struktur akan semakin kecil.

**c. Sifat degradasi kekuatan dan degradasi kekakuan dari material struktur, harus cukup rendah**

Material-material struktur, khususnya material untuk elemen-elemen struktur yang difungsikan menahan beban gempa, sedapat mungkin harus digunakan material yang mempunyai sifat degradasi kekakuan serta degradasi kekuatan yang rendah di bawah pengaruh beban gempa yang berulang. Degradasi adalah pengurangan kekuatan dan kekakuan dari suatu material akibat beban berulang.

**d. Keseragaman Kekuatan dan Kekakuan**

Agar didapatkan respons dinamik yang baik dari struktur pada saat terjadi gempa. maka perlu diusahakan agar konfigurasi dari sistem struktur yang meliputi ukuran dan jenis material yang digunakan, harus mempunyai kekuatan serta kekakuan yang seragam, baik dalam arah vertikal maupun arah horizontal bangunan. Sambungan antara elemen-elemen struktural, harus direncanakan lebih kuat dari pada elemen-elemen yang disambung, agar kerusakan struktur akibat gempa tidak terjadi pada sambungan.

**e. Harga yang ekonomis**

Di dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa perlu diusahakan pemilihan material dengan harga yang cukup ekonomis, tetapi dari segi structural atau dari segi kekuatan dapat dipertanggungjawabkan.

**2) Jenis Struktur**

Perilaku dari elemen-elemen struktur bangunan terhadap pengaruh gempa tidak dapat dievaluasi hanya dari segi material saja. Faktor-faktor lain seperti kontinuitas sambungan, keseragaman kekakuan, dan detail struktural, harus ikut

pula diperhitungkan di dalam mengevaluasi sistem struktur secara keseluruhan, agar tahan terhadap pengaruh gempa. Secara umum tingkat ketahanan suatu sistem struktur bangunan terhadap pengaruh beban gempa dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

**a. Struktur Baja (*Steel Structure*)**

Struktur baja sangat sesuai digunakan untuk bangunan bertingkat tinggi (*highrise building*), karena material baja mempunyai kekuatan serta tingkat daktilitas yang tinggi dibandingkan dengan material-material struktur lainnya. Sifat daktail diperlukan agar struktur mampu mengalami deformasi atau perubahan bentuk secara daktail dengan cara memencarkan energi gempa dan membatasi gaya gempa yang masuk ke dalam struktur. Selain itu material baja mempunyai kekuatan tarik dan kekuatan tekan yang sama besar, sehingga sangat sesuai digunakan sebagai elemen struktur yang memikul beban dinamik yang berarah bolak-balik.

**b. Struktur Komposit (*Composite Structure*)**

Struktur komposit merupakan struktur gabungan yang terdiri dari dua jenis material atau lebih. Pada umumnya struktur komposit yang sering dipergunakan adalah kombinasi antara baja struktural dengan beton bertulang. Di dalam menerima pembebanan gempa, struktur komposit menunjukkan perilaku yang baik karena struktur ini mempunyai sifat-sifat dari struktur baja dan struktur beton bertulang.

**c. Struktur Kayu (*Wooden Structure*)**

Struktur kayu merupakan struktur dengan ketahanan yang cukup baik terhadap pengaruh gempa, dan merupakan struktur yang ringan dan mampu menyerap banyak energi gempa sebelum runtuh. Kelemahan dari struktur kayu ini adalah tidak tahan terhadap kebakaran.

**d. Struktur Beton Bertulang (*Reinforced Concrete Structure*)**

Struktur beton bertulang merupakan struktur yang paling banyak digunakan atau dibangun orang dibandingkan dengan jenis struktur yang lainnya.

Struktur beton bertulang lebih murah dan lebih monolit dibandingkan dengan struktur baja maupun struktur komposit., maka struktur ini mempunyai perilaku yang baik di dalam memikul beban gempa. Untuk mendapatkan hal ini, maka di dalam perancangan struktur beton bertulang tahan gempa, perlu diperhatikan adanya detail penulangan yang baik dan benar.

**e. Struktur Beton Pracetak (*Precast Concrete Structure*)**

Struktur beton dengan elemen-elemen struktural yang terbuat dari elemen-elemen pracetak, umumnya ketahanan terhadap pengaruh gempa kurang baik. Evaluasi terhadap respon statik maupun respon dinamik dari struktur beton pracetak yang tersusun dari elemen- elemen pracetak berbentuk batang (balok atau kolom) lebih sulit diperhitungkan, dibandingkan dengan struktur beton pracetak yang tersusun dari elemen berbentuk panel (dinding atau pelat). Bagian yang terlemah pada sistem struktur beton pracetak terletak pada sambungan dan sering mengalami kerusakan atau kegagalan pada saat terjadi gempa.

**f. Struktur Beton Prategang (*Prestress Concrete Structure*)**

Penggunaan sistem prategang pada suatu elemen struktur beton, akan berakibat kurang menguntungkan pada kemampuan berdeformasi dari sistem struktur tersebut secara keseluruhan, dan akan mempengaruhi karakteristik respon dari struktur terhadap pengaruh beban gempa. Elemen struktur beton prategang mempunyai sifat daktilitas yang lebih rendah dibandingkan elemen struktur beton bertulang biasa, sehingga struktur beton prategang mempunyai sifat penyerapan energi gempa yang kurang baik.

**g. Struktur Pasangan Bata (*Mansory Structure*)**

Struktur pasangan bata yang diperkuat memiliki ketahanan yang baik terhadap beban gempa dengan melakukan prosedur perancangan serta pelaksanaan konstruksi yang baik dan benar. misalnya dengan memasang perkuatan dari baja.

## 3.3 TINJAUAN SISTEM STRUKTUR BAWAH BANGUNAN

### 3.3.1 Tanah

Kondisi geoteknik erat hubunganya dengan jenis tanah. Tanah dalam pengertian teknik secara umum dapat diartikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) minera-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lainya dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut. Butiran-butiran mineral yang membentuk bagian padat dari tanah merupakan hasil dari pelapukan batuan. Ukuran setiap butiran padat tersebut sangat bervariasi dan sifat fisik dari tanah bergantng pada faktor ukuran, bentuk dan komposisi kimia butiran.

Secara garis besar, karakteristik dari tanah dapat diuraikan sebagai berikut :

1. Pasir lepas

   Suatu deposit pasir dengan kepadatan yang rendah. Beban bergetar cenderung akan memadatkan deposit ini, sehingga getaran akan dapat mengakibatkan penurunan yang tidak dapat ditoleransikan pada tanah jenis ini.

2. Tanah Lepas (*looses*)

   Suatu deposit tanah yang relatif seragam, tanah lanau bawaan angin. Tanah ini memiliki permeabilitas vertikal yang relatif tinggi, tetapi permeabilitas horizontal yang relatif rendah. Tanah jenis ini akan menjadi sangat compressible apabila dalam keadaan jenuh.

3. Lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated clay*)

   Tanah lempung yang tidak pernah menderita tekanan yang lebih besar daripada tekanan yang ada saat sekarang. Tanah ini cenderung *compressible*, memiliki daya dukung ultimit yang rendah dan permeabilitas yang juga rendah.

4. Lempung Terkonsolidasi Lebih (*over consolidated clay*)

   Tanah lempung yang pada masa silam pernah menderita beban yang lebih besar daripada beban yang ada sekarang ini. Lempung jenis ini cenderung akan memiliki daya dukung ultimit yang lebih tinggi dan relatif tidak compressible.

5. Bentonit

   Lempung yang mempunyai plastisitas tinggi yang dihasilkan dari dekomposisi abu vulkanis. Tanah ini bersifat ekspansif yang akan mengembang cukup besar pada kondisi jenuh.

6. Gambut

   Bahan organis setegah lapuk berserat atau suatu tanah yang mengandung bahan organis berserat dalam jumlah besar. Gambut mempunyai angka pori yang sangat tinggi dan juga sangat compressible.

### 3.3.2 Pondasi

Pondasi bangunan adalah kontruksi yang paling terpenting pada suatu bangunan. Karena pondasi berfungsi sebagai "*penahan seluruh beban (beban mati dan beban hidup) yang berada di atasnya dan gaya-gaya dari luar*". Pondasi merupakan bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban menuju lapisan tanah pendukung di bawahnya. Dalam struktur apapun, beban yang terjadi baik yang disebabkan oleh berat sendiri ataupun akibat beban rencana harus disalurkan ke dalam suatu lapisan pendukung dalam hal ini adalah tanah yang ada di bawah struktur tersebut.

Beton bertulang adalah material yang paling cocok sebagai pondasi untuk struktur beton bertulang maupun bangunan baja, jembatan, menara, dan struktur lainnya. Beban dari kolom yang bekerja pada pondasi ini harus disebar ke permukaan tanah yang cukup luas sehingga tanah dapat memikul beban dengan aman. Jika tegangan tekan melebihi tekanan yang diizinkan, maka dapat menggunakan bantuan tiang pancang untuk membantu memikul tegangan tekan pada dinding dan kolom pada struktur.

## A. Persyaratan Perencanaan Pondasi

Dengan memperhatikan faktor-faktor dalam pemilihan tipe pondasi terdapat juga Syarat-syarat umum dari pondasi, yaitu :

1. Kedalaman harus memadai untuk menghindarkan pergerakan tanah lateral dari bawah pondasi khususnya untuk pondasi telapak dan pondasi rakit.
2. Kedalaman harus berada dibawah daerah perubahan volume musiman yang disebabkan oleh pembekuan, pencairan dan pertumbuhan tanaman.
3. Sistem harus aman terhadap penggulingan, rotasi, penggelinciran atau pergeseran tanah.
4. Sistem harus aman terhadap korosi atau kerusakan yang disebabkan oleh bahan berbahaya yang terdapat didalam tanah.
5. Sistem harus mampu beradaptasi terhadap beberapa perubahan geometri konstruksi atau lapangan selama proses pelaksanaan perlu dilakukan.
6. Metode pemasangan harus seekonomis mungkin.
7. Pergerakan tanah keseluruhan dan pergerakan diferensial harus dapat ditolerir dan elemen pondasi dan elemen bangunan atas.
8. Pondasi dan konstruksinya harus memenuhi syarat standar untuk perlindungan lingkungan.

## B. Pemilihan Pondasi berdasarkan Daya Dukung Tanah

Terdapat 2 (dua) kriteria dalam menentukan jenis pondasi, yaitu :

- Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2 – 3 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasinya adalah pondasi dangkal. tanah keras terletak pada kedalaman sekitar 10 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis pondasinya adalah pondasi tiang minipile, pondasi sumuran atau pondasi bored pile.
- Bila tanah keras terletak pada kedalaman 20 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis pondasinya adalah pondasi tiang pancang atau pondasi bored pile.

Standar daya dukung tanah menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung Tahun 1983 adalah :

- Tanah keras (lebih dari 5 kg/cm$^2$).
- Tanah sedang (2 – 5 kg/cm$^2$)
- Tanah lunak (0.5 – 2 kg/cm$^2$)
- Tanah amat lunak (0 – 0.5 kg/cm$^2$)

Kriteria daya dukung tanah tersebut dapat ditentukan melalui pengujian secara sederhana. Misalkan pada tanah berukuran 1 cm × 1 cm yang diberi beban 5 kg, tidak akan mengalami penurunan atau amblas, maka tanah tersebut digolongkan tanah keras.

## C. Jenis Pondasi

Bentuk pondasi ditentukan oleh berat bangunan dan keadaan tanah di sekitar bangunan, sedangkan kedalaman pondasi ditentukan oleh letak tanah padat yang mendukung pondasi. Jika terletak pada tanah miring lebih dari 10%, maka pondasi bangunan tersebut harus dibuat rata atau dibentuk tangga dengan bagian bawah dan atas rata. Jenis pondasi dibagi menjadi 2 (dua), yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam.

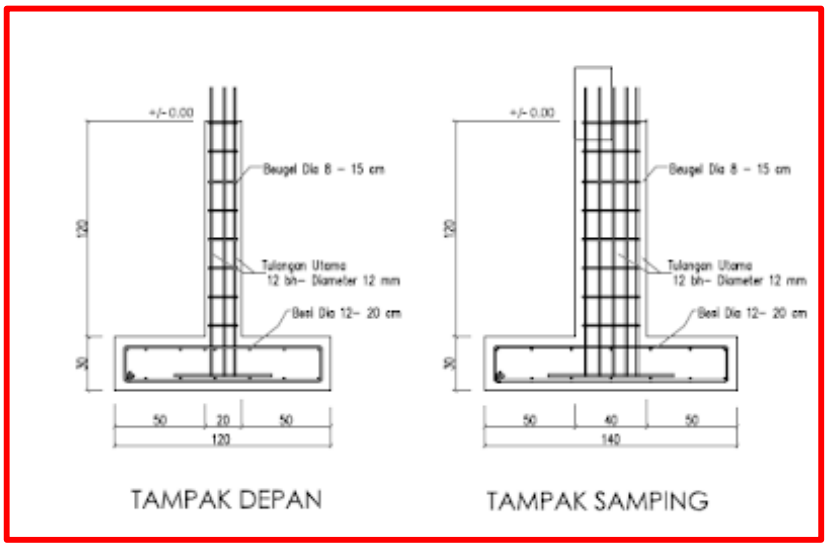
### 1. Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal biasanya dibuat dekat dengan permukaan tanah. Umumnya kedalaman pondasi didirikan kurang dari 1/3 dari lebar pondasi sampai dengan kedalaman kurang dari 3 m. Kedalaman pondasi dangkal ini bukan aturan yang baku, tetapi merupakan sebagai pedoman.

Pada dasarnya, permukaan pembebanan atau kondisi permukaan lainnya akan mempengaruhi kapasitas daya dukung pondasi dangkal. Pondasi dangkal digunakan bila bangunan yang berada di atasnya tidak terlalu besar, seperti pondasi untuk rumah sederhana. Pondasi ini juga bisa dipakai untuk bangunan umum lainnya yang berada di atas tanah yang keras.

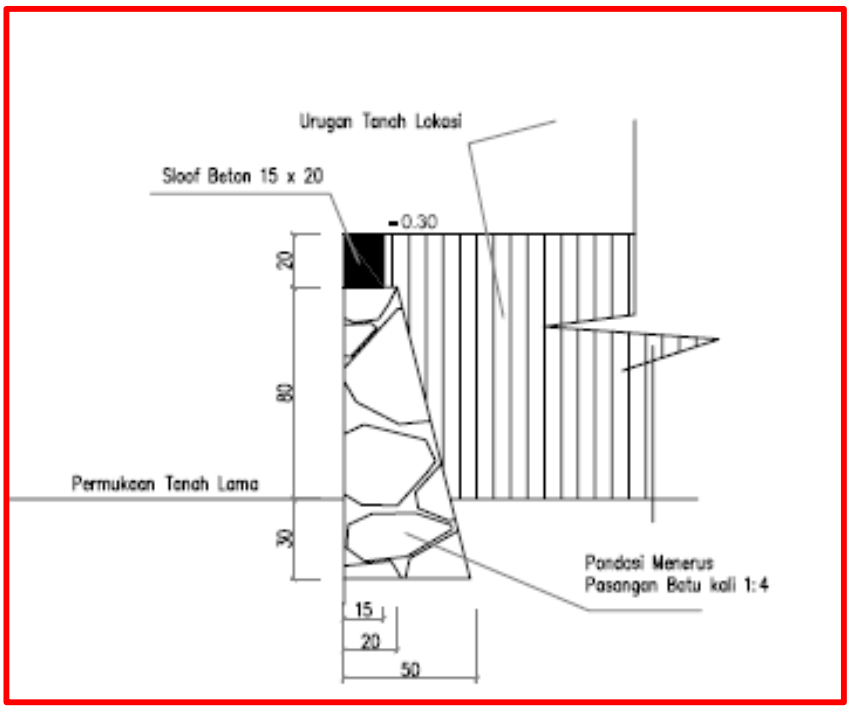
Pondasi dangkal biasanya digunakan ketika tanah permukaan yang cukup kuat dan kaku untuk mendukung beban yang dikenakan, dimana jenis struktur yang didukungnya tidak terlalu berat dan juga tidak terlalu tinggi. Pondasi dangkal umumnya tidak cocok dalam tanah kompresif yang lemah atau sangat buruk, seperti tanah urug dengan kepadatan yang buruk. Pondasi dangkal juga tidak cocok untuk jenis tanah gambut, lapisan tanah muda dan jenis tanah deposito alluvial. Apabila kedalaman alas pondasi ($D_f$) dibagi lebar terkecil alas pondasi ($B$) kurang dari 4, ($D_f/B < 4$) dan apabila letak tanah baik (kapasitas dukung ijin tanah > 2,0 kg/cm$^2$) relatif dangkal (0.6 – 2.0 m), maka digunakan pondasi Pondasi Dangkal. Yang termasuk dalam pondasi dangkal adalah :

a) **Pondasi Tapak (*Pad Foundations*)**. Pondasi tapak (*pad foundation*) digunakan untuk mendukung beban titik individual, seperti kolom struktural. Pondasi tapak ini dapat dibuat dalam bentuk bulat (melingkar), persegi atau rectangular. Jenis pondasi ini biasanya terdiri dari lapisan beton bertulang dengan ketebalan yang seragam. Pondasi tapak dapat juga dibuat dalam bentuk bertingkat (*haunched*), jika pondasi ini dibutuhkan untuk menyebarkan beban dari kolom berat. Pondasi tapak di samping sebagi pondasi dangkal, dapat juga digunakan untuk pondasi dalam.




**Gambar 3.10 Pondasi Tapak (*Pad Foundation*)**

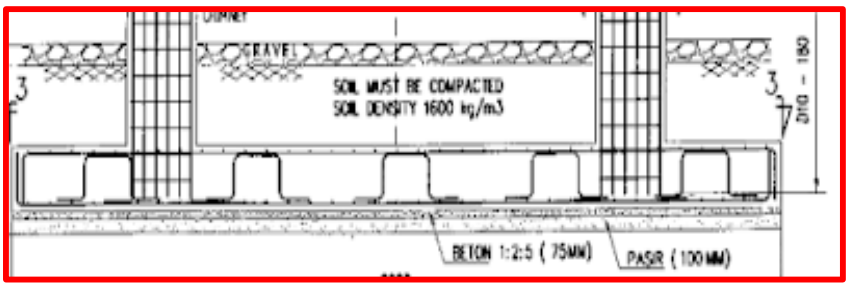
b) **Pondasi Jalur atau Pondasi Memanjang (*Strip Foundations*)**. Pondasi jalur/ pondasi memanjang (kadang disebut juga pondasi menerus) adalah jenis pondasi yangdigunakan untuk mendukung beban memanjang atau beban garis, baik untuk mendukung beban dinding atau beban kolom, dimana penempatan kolom dalam jarak yang dekat dan fungsional kolom tidak terlalu mendukung beban berat sehingga pondasi tapak tidak terlalu dibutuhkan. Pondasi jalur/ pondasi memanjang biasanya dapat dibuat dalam bentuk memanjang dengan potongan persegi ataupun trapesium. Bisanya digunakan untuk pondasi dinding maupun kolom praktis. Bahan untuk pondasi ini dapat menggunakan pasangan patu pecah, batu kali, cor beton tanpa tulangan dan dapat juga menggunakan pasangan batu bata dengan catatan tidak mendukung beban struktural.




**Gambar 3.11 Pondasi Jalur (*Strips Foundation*)**

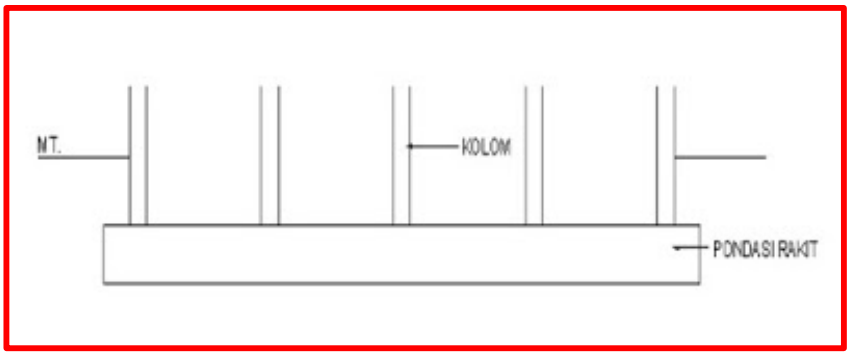
c) **Pondasi Tikar (*Raft Foundations*)**. Pondasi tikar/ pondasi raft digunakan untuk menyebarkan beban dari struktur atas area yang luas, biasanya dibuat untuk seluruh area struktur. Pondasi raft digunakan ketika beban

kolom atau beban struktural lainnya berdekatan dan pondasi pada saling berinteraksi. Pondasi raft biasanya terdiri dari pelat beton bertulang yang membentang pada luasan yang ditentukan. Pondasi raft memiliki keunggulan mengurangi penurunan setempat, dimana plat beton akan mengimbangi gerakan diferensial antara posisi beban. Pondasi raft sering dipergunakan pada tanah lunak dengan kapasitas daya tahan rendah karena pondasi raft dapat menyebarkan beban di area yang lebih besar.



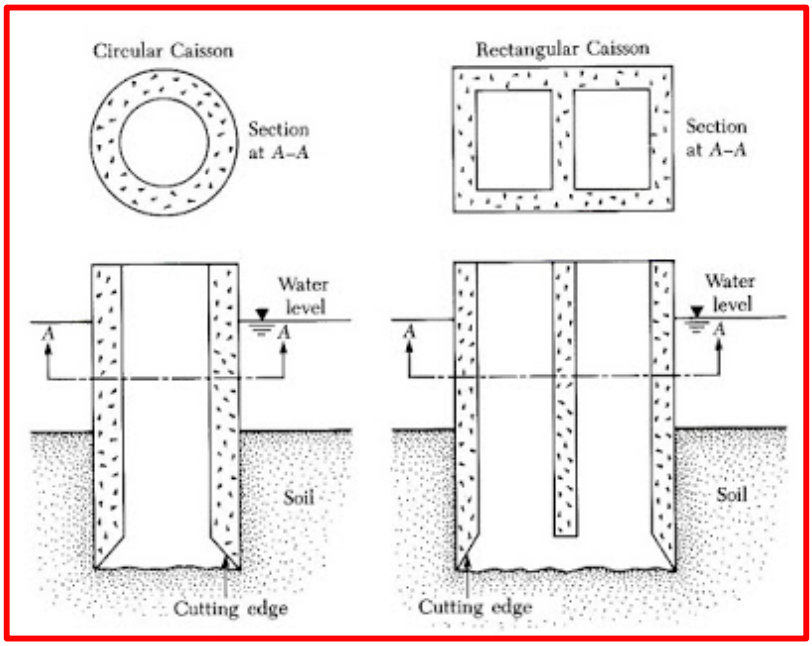

**Gambar 3.12 Pondasi Tikar (*Raft Foundation*)**

d) **Pondasi Rakit (*Raft Foundation*)**. Pondasi rakit adalah plat beton besar yang digunakan untuk mengantar permukaan dari satu atau lebih kolom di dalam beberapa garis/ beberapa jalur dengan tanah. Digunakan di tanah lunak atau susunan jarak kolomnya sangat dekat di semua arahnya. Bila memakai telapak, sisinya berhimpit satu sama lain.




**Gambar 3.13 Pondasi Rakit (*Raft Foundation*)**

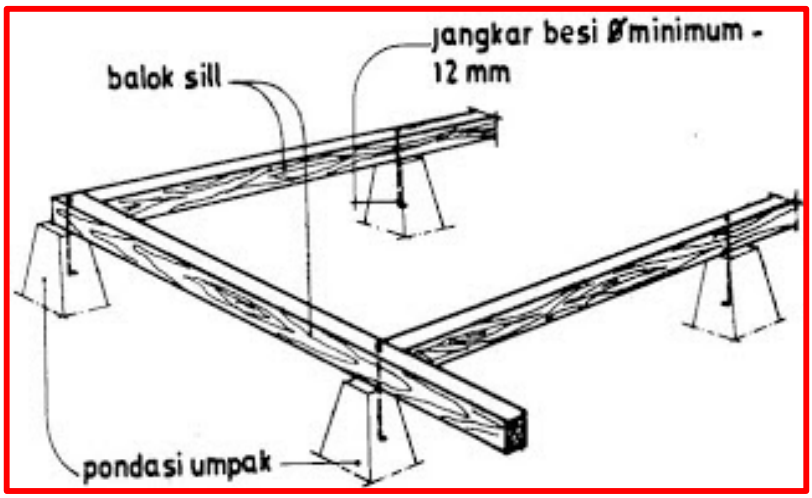
e) **Pondasi Sumuran**. Pondasi sumuran/ cyclop beton menggunakan beton berdiameter 60 – 80 cm dengan kedalaman 1 – 2 meter. Di dalamnya dicor beton yang kemudian dicampur dengan batu kali dan sedikit pembesian di bagian atasnya. Pondasi ini kurang populer sebab banyak kekurangannya, diantaranya boros adukan beton dan untuk ukuran sloof haruslah besar. Hal tersebut membuat pondasi ini kurang diminati. Pondasi sumuran dipakai untuk tanah yang labil, dengan sigma lebih kecil dari 1.50 kg/cm$^2$, seperti bekas tanah timbunan sampah, lokasi tanah yang berlumpur. Pada bagian atas pondasi dekat sloof, diberi pembesian untuk mengikat sloof.




**Gambar 3.14 Pondasi Sumuran**

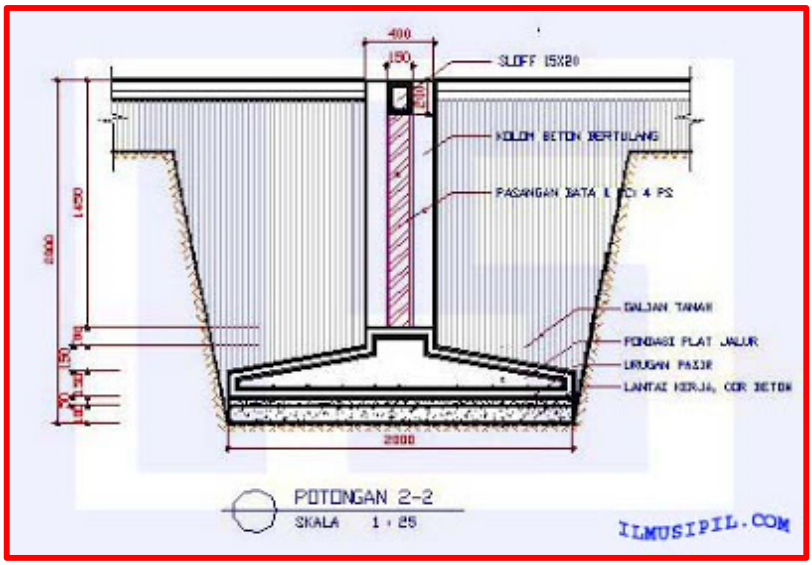
f) **Pondasi Umpak**. Pondasi ini diletakan di atas tanah yang telah padat atau keras. Sistem dan jenis pondasi ini sampai sekarang terkadang masih digunakan, tetapi ditopang oleh pondasi batu kali yang berada di dalam tanah dan sloof sebagai pengikat struktur, serta angkur yang masuk kedalam as umpak kayu atau umpak batu dari bagian bawah umpaknya atau tiangnya. Pondasi ini membentuk rigitifitas struktur yang dilunakkan, sehingga sistim membuat bangunan dapat menyelaraskan goyangan

goyangan yang terjadi pada permukaan tanah, sehingga bangunan tidak akan patah pada tiang-tiangnya jika terjadi gempa.




**Gambar 3.15 Pondasi Umpak**

g) **Pondasi Plat Beton Lajur**. Pondasi plat beton lajur adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom. Pondasi plat beton lajur sangat kuat, sebab seluruhnya terdiri dari beton bertulang dan harganya lebih murah dibandingkan dengan pondasi batu kali.




**Gambar 3.16 Pondasi Plat Beton Lajur**

Ukuran lebar pondasi lajur ini sama dengan lebar bawah dari pondasi batu kali, yaitu 70 cm. Sebab fungsi pondasi plat beton lajur adalah pengganti pondasi batu kali. berjarak dekat dengan telapak, sisinya berhimpit satu sama lain.

**2. Pondasi Dalam**

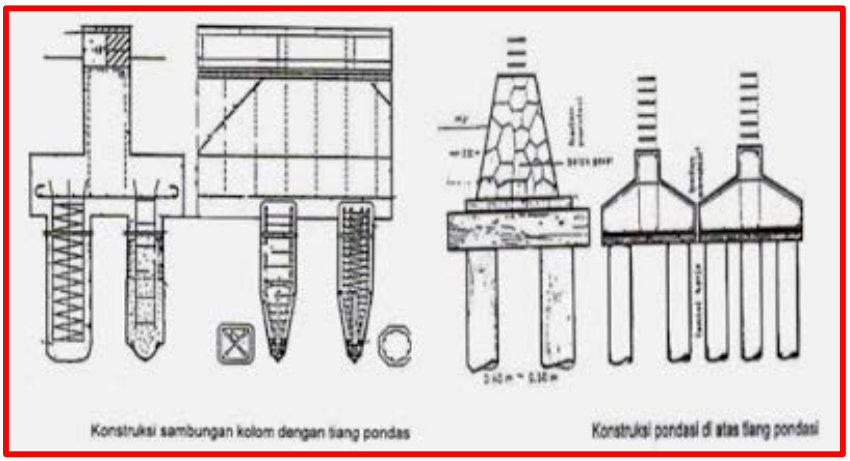
Pondasi dalam adalah pondasi yang didirikan pada permukaan tanah dengan kedalaman tertentu, dimana daya dukung dasar pondasi dipengaruhi oleh beban struktural dan kondisi permukaan tanah. Pondasi dalam biasanya dipasang pada kedalaman lebih dari 3 m di bawah elevasi permukaan tanah. Pondasi dalam dapat dijumpai dalam bentuk pondasi tiang pancang, dinding pancang dan caissons atau pondasi kompensasi.

Pondasi dalam dapat digunakan untuk mentransfer beban ke lapisan yang lebih dalam untuk mencapai kedalaman yang tertentu sampai didapat jenis tanah yang mendukung daya beban struktur bangunan sehingga jenis tanah yang tidak cocok di dekat permukaan tanah dapat dihindari. Apabila lapisan atas berupa tanah lunak dan terdapat lapisan tanah yang keras yang dalam, maka dibuat pondasi tiang pancang yang dimasukkan ke dalam sehingga mencapai tanah keras ($D_f/B$ > 10 m). Tiang-tiang tersebut disatukan oleh poer/ pile cap. Pondasi ini juga dipakai pada bangunan dengan bentangan yang cukup lebar (jarak antar kolom 6 m) dan bangunan bertingkat.

Yang termasuk didalam pondasi ini antara lain :*pondasi tiang pancang, (beton, besi, pipa baja), pondasi sumuran dan pondasi bor pile*.

a) **Pondasi Tiang Pancang**. Pada dasarnya sama dengan bore pile, hanya saja yang membedakan bahan dasarnya. Tiang pancang menggunakan beton jadi yang langsung ditancapkan langsung ke tanah dengan menggunakan mesin pemancang. Karena ujung tiang pancang lancip menyerupai paku, oleh karena itu tiang pancang tidak memerlukan proses pengeboran. Pondasi tiang pancang dipergunakan pada tanah-tanah lembek, tanah berawa, dengan kondisi daya dukung tanah (sigma tanah)

kecil, kondisi air tanah tinggi dan tanah keras pada posisi sangat dalam. Bahan untuk pondasi tiang pancang adalah bambu, kayu besi/ kayu ulin, baja dan beton bertulang.



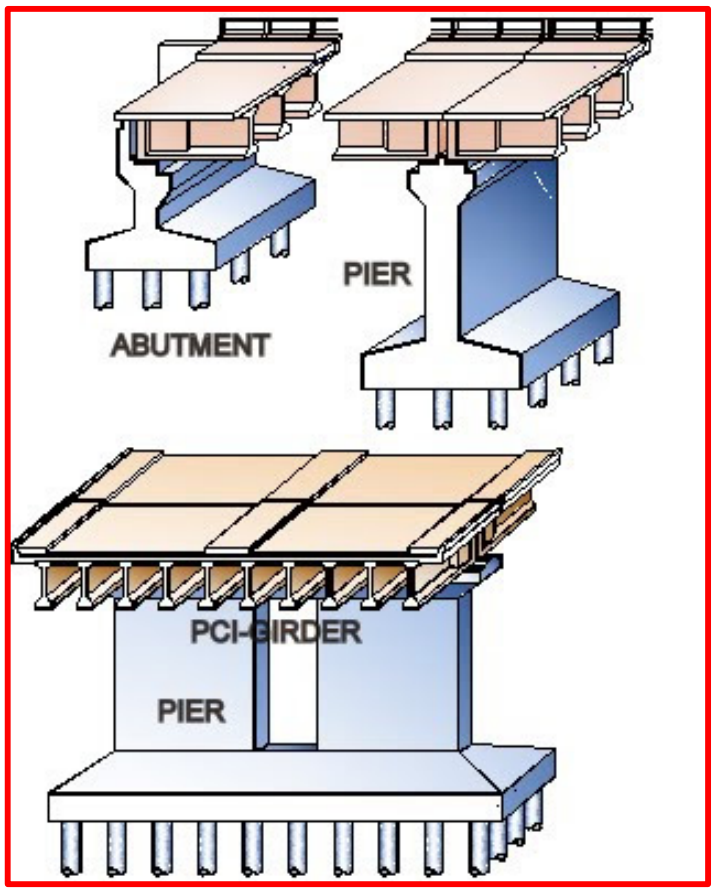

**Gambar 3.17 Pondasi Tiang Pancang**

b) **Pondasi Piers (Dinding Diafragma)**. Pondasi piers adalah pondasi untuk meneruskan beban berat struktural yang dibuat dengan cara melakukan penggalian dalam, kemudian struktur pondasi pier dipasangkan kedalam galian tersebut. Satu keuntungan pondasi pier adalah bahwa pondasi jenis ini lebih murah dibandingkan dengan membangun pondasi dengan jenis pondasi menerus. Kerugian yang dialami adalah jika lempengan pondasi yang sudah dibuat mengalami kekurangan ukuran, maka kekuatan jenis pondasi tidak menjadi normal. Pondasi pier standar dapat dibuat dari beton bertulang precast. Karena itu, aturan perencanaan pondasi pier terhadap balok beton diafragman adalah mengikuti setiap ukuran ketinggian pondasi yang direncanakan.

Pondasi pier dapat divisualisasikan sebagai bentuk table. Struktur adalah sistem kolom vertikal yang terbuat dari beton bertulang ditempatkan di bawah bangunan yang ditanamkan di bawah tanah yang sudah digali. Lempengan beton diafragma ini mentransfer beban bangunan terhadap

tanah. Balok dibangun di atas dinding diafragma vertikal (pondasi pier) yang menahan dinding rumah atau struktur.

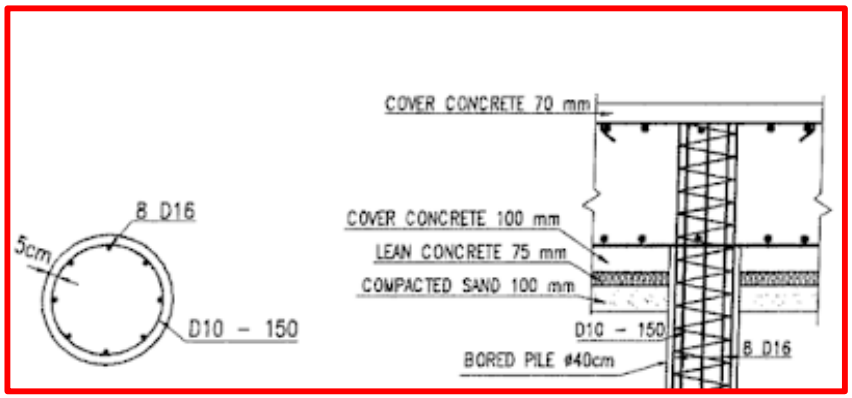
Banyak rumah didukung sepenuhnya dengan jenis pondasi ini, dimana beton yang dipasang juga berguna sebagai dinding pada ruang bawah tanah, dimana ruang tersebut digunakan sebagai gudang penyimpanan atau taman. Beton pondasi pier biasanya dibuat dalam bentuk precast dalam berbagai ukuran dan bentuk, dimana sering dijumpai dalam bentuk persegi memanjang dengan ketinggian sesuai dengan ukuran kedalaman yang diperlukan. Tapi beton dapat juga dibuat dalam bentuk bulatan. Setelah beton bertulang cukup kering kemudian di masukkan kedalam tanah yang sudah digali dan disusun secara bersambungan. Setelah tersusun dengan baik kemudian baru dilanjutkan dengan konstruksi di atasnya.




**Gambar 3.18 Pondasi Piers**

c) **Pondasi Caissons (Bor Pile)**. Pondasi bor pile adalah bentuk pondasi dalam yang dibangun di dalam permukaan tanah. Pondasi di tempatkan sampai kedalaman yang dibutuhkan dengan cara membuat lobang dengan sistim pengeboran atau pengerukan tanah. Setelah kedalaman sudah didapatkan kemudian pondasi pile dilakukan dengan pengecoran beton bertulang terhadap lobang yang sudah di bor.

Sistim pengeboran dapat dialakukan dalam berbagai jenis baik sistim maual maupun sistim hidrolik. Besar diameter dan kedalaman galian dan juga sistim penulangan beton bertulang didesain berdasarkan daya dukung tanah dan beban yang akan dipikul. Fungsional pondasi ini juga hampir sama pondasi pile, yang mana juga ditujukan untuk menahan beban struktur melawan gaya angkat dan juga membantu struktur dalam melawan kekuatan gaya lateral dan gaya guling.




**Gambar 3.19 Pondasi Bore Pile**

## D. Daya Dukung Pondasi Tiang

Sebagaimana halnya elemen struktur bangunan sipil lainnya, pondasi tiang juga harus kuat menahan/ mendukung beban yang ditanggungnya. Kekuatan pondasi tiang yang dimaksud adalah kekuatan dari material pondasi itu sendiri dan kekuatan secara keseluruhan dengan interaksinya terhadap tanah dan struktur lain yang ditahannya.

Selain kekuatan dari material pondasi itu sendiri, maka pondasi tiang dalam berinteraksi dengan tanah harus mampu mendukung beban yang diberikan. Secara

konvensi pula telah ditetapkan bahwa dukungan pondasi tiang adalah kombinasi dari dukungan ujungnya dan dukungan di sepanjang sisinya. Namun perlu diperhatikan bahwa dukungan tersebut sangat tergantung dari mekanisme pondasi tersebut dalam menyalurkan beban yang ditahannya ke dalam tanah. Untuk dukungan terhadap beban yang tidak bekerja searah sumbu memanjang tiang, perlu dianalisis dengan metoda tersendiri.

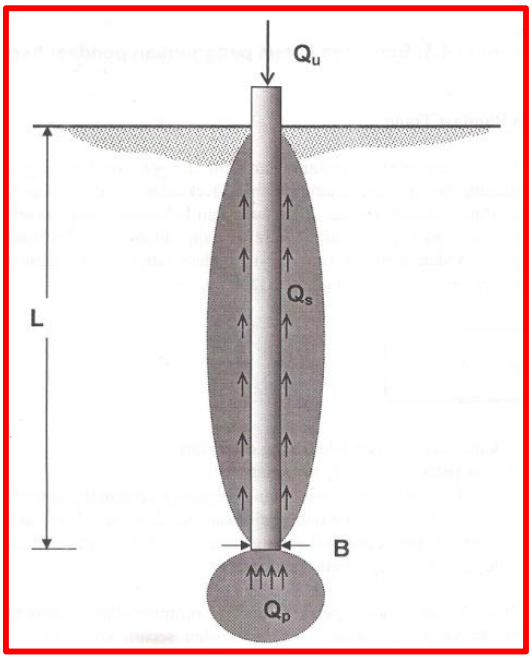
Daya dukung pondasi tiang untuk beban yang bekerja pada sumbu memanjang tiang, formula umumnya adalah :

$$Q_u = Q_p + Q_s \qquad \ldots (15)$$

dimana : $Q_u$ = kapasitas daya dukung beban pondasi

$Q_p$ = kapasitas daya dukung ujung (didasar) pondasi

$Q_s$ = kapasitas daya dukung sisi (gesekan) sepanjang pondasi




**Gambar 3.20 Dimensi dan Daya Dukung Pondasi Tiang**

Dalam beberapa kasus sering didapatkan pada tanah lunak (*difficult soil*), bahwa kedalaman tanah keras yang ditemui sangat dalam sekali. Dalam kasusnya, pondasi tiang yang yang dipancangkan sampai kepada kedalaman tanah keras dikenal dengan

nama *end bearing pile* atau *point bearing pile*. Sedang untuk pondasi yang tidak dipancangkan sampai kepada kedalaman tanah keras dikenal dengan *floating pile* (pondasi melayang).

**1. Estimasi Daya Dukung Ujung**

Estimasi daya dukung pondasi tiang dapat diestimasi dengan menggunakan persamaan sederhana sebagai penjumlahan dari daya dukung batas ujung tiang dan daya dukung sisi.Telah banyak sekali penelitian yang dilakukan untuk menghasilkan formulasi yang secara teori dapat digunakan untuk menentukan daya dukung pondasi, baik kapasitas daya dukung ujung maupun kapasitas tahanan sisi.

Dari sejumlah metoda yang dikembangkan untuk memprediksi daya dukung ultimit (batas) yang disumbangkan oleh ujung tiang, sebahagian besar masih mengacu pada formulasi yang dikembangkan oleh Terzaghi untuk pondasi dangkal, yaitu:

$$\boldsymbol{q_u = c\,N_c\,(s_c) + q'\,N_q + 0.5\,\gamma\,B\,N_\gamma\,(s_\gamma)} \qquad \ldots (16)$$

dimana : $q_1 = c\,N_c\,(s_c)$

$q_2 = q'\,N_q$

$q_3 = 0.5\,\gamma\,B\,N_\gamma\,(s_\gamma)$

Dari dimensi yang dimilikinya, pondasi tiang mempunyai ukuran panjang ($L$) yang relatif jauh lebih besar dibandingkan lebarnya ($B$). Apabila parameter-parameter daya dukung tersebut dimasukkan kedalam persamaan di atas, maka akan diperoleh nilai $q_1$ dan $q_2$ yang relatif jauh lebih besar dibandingkan dengan $q_3$. Dengan alasan tersebut, maka dalam penelitian/ pengembangan untuk rumusan estimasi daya dukung ujung tiang, bagian dari $q_3$ diabaikan.

Selain itu, pondasi tiang mempunyai bentuk penampang yang tidak jauh berbeda antara panjang sisi satu dengan sisi yang lain, atau sering berbentuk lingkaran. Meskipun bentuk-bentuk lain seperti segitiga, segi empat, segi lima dan segi banyak lainnya telah banyak dikembangkan saat ini, namun bentuk penampang

tersebut tidak banyak dipertimbangkan dalam mengestimasi daya dukung. Sehingga rumusan daya dukung menjadi lebih sederhana lagi, tetapi masih memiliki pola yang mirip dengan yang dikembangkan Terzaghi. Dengan menghilangkan faktor bentuk $s_c$ dan $s_\gamma$, selanjutnya persaman estimasi daya dukung ujung, dituliskan sebagai berikut :

$$q_u = c\,N_c + q'\,N_q \qquad \ldots (17)$$

Dengan menggunakan rumus tersebut, selanjutnya dengan menggantikan notasi $q_u$ menjadi $q_p$ (subindeks $p$ = *point*, berarti titik ujung tiang) untuk daya dukung ujung pondasi, serta menambahkan tanda bintang pada faktor daya dukung menjadi $N_c^*$ dan $N_q^*$, maka kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang dalam satuan gaya dapat dituliskan sebagai berikut :

$$Q_p = A_p\,q_p \qquad \ldots (18)$$

dengan

$$q_p = c\,N_c^* + q'\,N_q^* \qquad \ldots (19)$$

dimana :

$c$ = nilai kohesi tanah di bawah dasar (ujung) pondasi

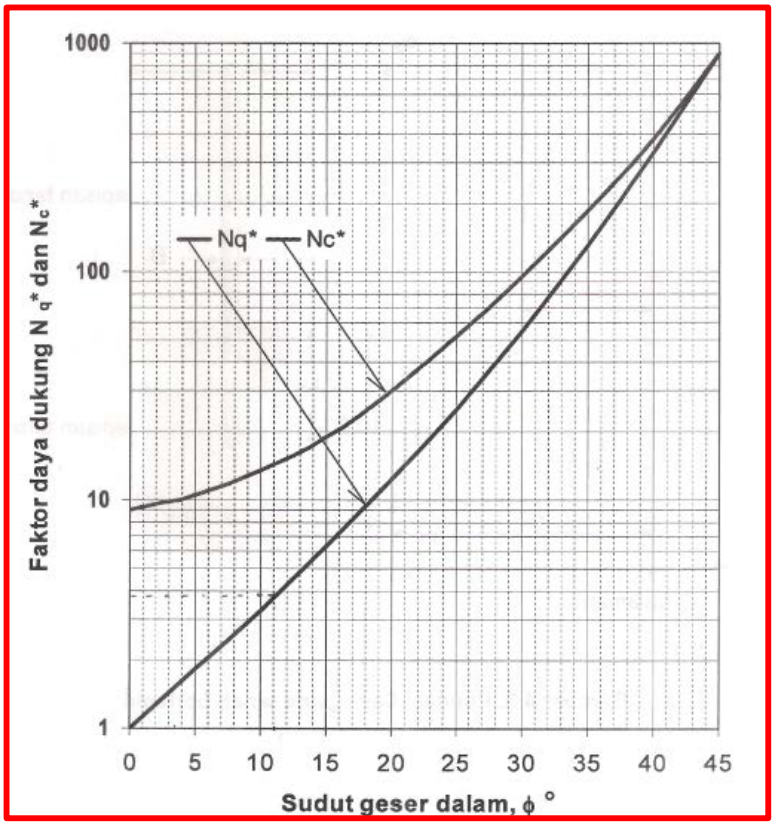
$q'$ = $\Sigma\,\gamma'\,L$ (tegangan efektif tanah akibat berat di atasujung tiang)

$\gamma'$ = berat volume tanah efektif di atas dasar pondasi

L = panjang tiang yang tertanam dalam tanah

$N_c^*$ dan $N_q^*$ adalah faktor kapasitas daya dukung tanpa satuan (*non-dimensional*) yang didapatkan hanya dari nilai sudut geser dalam tanah ($\phi$).

Rumusan di atas merupakan rumusan umum dari kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang. Beberapa metoda yang dikembangkan para peneliti terdahulu memiliki rumusan umum yang sama seperti di atas. Perbedaan yang ada dari para peneliti tersebut adalah dalam hal menentukan besarnya faktor daya dukung $N_c^*$ dan $N_q^*$.




**Gambar 3.21 Nilai Maksimum Faktor Daya Dukung Meyerhof**

## 2. Estimasi Daya Dukung Sisi

Kapasitas daya dukung sisi pondasi tiang merupakan bagian khusus yang dibahas untuk pondasi dalam. Daya dukung sisi merupakan penjumlahan (akumulasi = Σ) dari tahanan sisi sepanjang tiang yang berinteraksi dengan tanah disekelilingnya, yang dituliskan sebagai berikut :

$$Q_s = \sum A_s q_s \qquad \ldots (20)$$

dengan:

$$A_s = \Theta_i L_i \qquad \ldots (21)$$

dimana :

$q_s$ = nilai tahanan sisi tiang sepanjang $L_i$ dengan tanah setebal $L_i$

$\Theta_i$ = keliling tiang pada selang $L_i$

$L_i$ = panjang bagian tiang dengan keliling $\Theta_i$

Rumusan diatas merupakan rumusan umum dari kapasitas daya dukung sisi pondasi tiang. Beberapa metoda yang dikembangkan para peneliti terdahulu adalah untuk memprediksi nilai tahanan sisi tiang $q_s$ berdasarkan jenis dan perilaku interaksi tanah-tiang tertentu. Perbedaan yang ada dari peneliti adalah dalam hal meninjau perilaku interaksi tanah-tiang, jenis pembebanan dan jenis tanah di sekitar tiang.

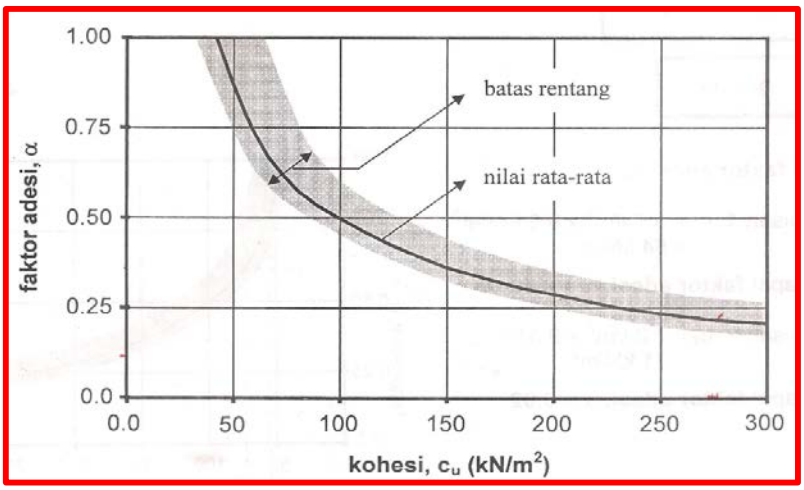
**a) Daya Dukung Sisi Tanah Kelempungan Metoda Alfa ($\alpha$)**

Metoda ini sangat cocok digunakan untuk tanah lempung terkonsolidasi normal pada kondisi tidak terdrainase (*undrained*). Metoda ini pertama kali diperkenalkan oleh Tomlinson (1971) dan selanjutnya juga dianjurkan untuk dipergunakan oleh American Petrolium Institute, API (1984). Tahanan sisi tiang pada lapisan lempung tertentu ditetapkan sebagai :

$$q_s = \alpha\, c \qquad \ldots (22)$$

dimana: $\alpha$ = faktor adesi tiang-tanah

$c$ = parameter kohesi tanah lempung ($c_u$ untuk *undrained*)




**Gambar 3.22 Nilai Faktor Adesi versus Kohesi Tanah**

Usulan Tomlison dan American Petrolium Institute terhadap nilai faktor adhesi ($\alpha$) mulanya berkisar antara 0.5o hingga 1.25 dan untuk lempung

kaku dan sangat kaku (*stiff and very stiff clay*). Pada perkembangan selanjutnya, formula ini dikembangkan untuk tanah lempung lunak sekalipun, dengan variasi nilai faktor adesi yang cukup banyak seperti pada Gambar 3.22.

**b) Daya Dukung Sisi Tanah Kelempunagn Metoda Beta ($\beta$)**

Metoda $\beta$ diusulkan pertama kali oleh Burlan (1973) dengan mengembangkan usulan yang diajukan Tomlison (1971), namun dengan mengkhususkan perhatian pada kontribusi dari beban vertikal akibat berat sendiri tanah disekeliling tiang.Pada awalnya metoda ini bergabung dengan metoda α, namun dalam perkembangannya metoda β ini dipakai terpisah dengan menggunakan nilai β yang beragam.

Metoda β digunakan untuk kasus tahanan sisi pada tanah lempung dalam kondisi dimana air tanah terdrainase. Sebagaimana pada tanah lempung jenuh yang terkonsolidasi normal, pada saat konstruksi (pemancangan atau pemukulan) tiang, peningkatan tekanan air tersebut akan berkurang (terdesipasi) hingga kembali pada kondisi awalnya. Fenomena ini terjadi pada lempung terkonsolidasi normal yang terdrainase (*drained normally consolidated clay*). Pada lempung normal terdrainase, nilai kohesinya akan bernilai nol dan nilai tegangan yang terjadi akan sama dengan tegangan efektifnya, sehingga parameter geser yang ada hanyalah sudut geser dalamnya saja. Untuk *drained normally consolidated clay* tersebut, tahanan sisi tiang dapat dihitung sebagaimana pada tanah pasir dan dituliskan sebagai berikut:

$$q_s = \beta \; q' \qquad \ldots (23)$$

$$\beta = K \tan \phi_d \qquad \ldots (24)$$

dimana: $\beta$ = koefisien geser tiang-tanah

$\phi_d$ = sudut geser tanah lempung normal terdrainase

$K$ = koefisien tekanan tanah lateral pada saat istirahat

$q'$ = tekanan tanah efektif pada kedalaman yang ditinjau

Pada lempung yang terkonsolidasi (*over consolidated clay*), pada keadaan terdrainase tetap memberikan nilai kohesi (c).Namun bila nilai ini sangat kecil, maka dapat diabaikan dalam perhitungan sehingga metoda β ini tetap dapat digunakan. Untuk menentukan nilai K secara umum dapat digunakan:

$$K = 1 - \left(\sin \phi_d \sqrt{OCR}\right) \qquad \ldots (25)$$

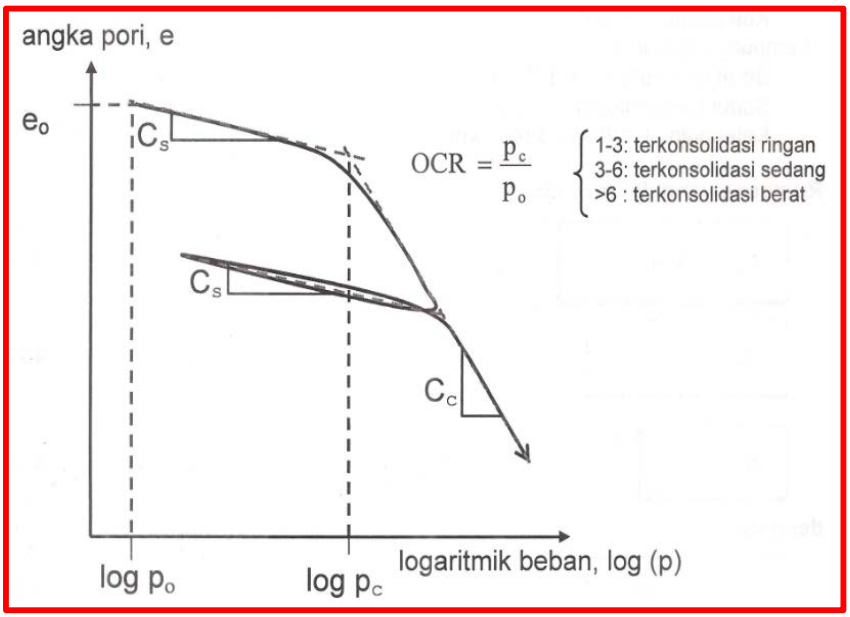
dimana OCR adalah perbandingan beban saat ini dengan beban yang mengakibatkan tanah terkonsolidasi (*over consolidated ratio*). Untuk tanah *normally consolidated clay*, nilai OCR sama dengan 1, sedangkan untuk tanah *over consolidated clay* nilainya akan lebih besar dari satu. Nilai OCR dapat ditentukan dari hasil pengujian konsolidasi pada tanah lempung seperti terlihat pada Gambar 2.17.

$$OCR = {}^{P_o}/_{P_c} \qquad \ldots (26)$$

dengan : $P_c$ = beban konsolidasi

$P_o$ = beban saat ini

$P_o$ = $q'$




**Gambar 3.23 Penentuan Nilai $P_c$**

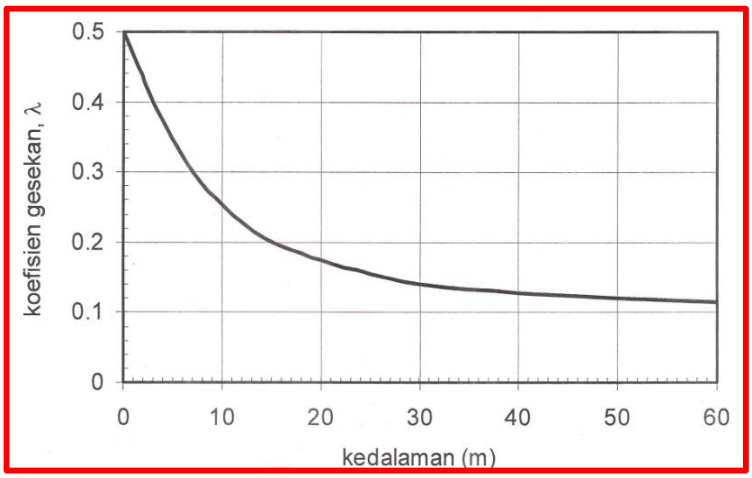
### c) Daya Dukung Sisi Tanah Kelempunagn Metoda Lamda ($\lambda$)

Metoda $\lambda$ diusulkan pertama kali oleh Vijayvergiya dan Focht (1972) dengan memperhatikan pada kontribusi dari proses pekerjaan pondasi tiang pada kasus tiang pancang yang ditekan atau dipukul (*hammer*). Metoda ini mengasumsikan bahwa akibat proses pemancangan terjadi peningkatan tekanan tekanan pasif di sekeliling tiang. Tekanan pasif ini diperkirakan sama dengan beban vertikal akibat berat sendiri tanah. Selain itu, pengaruh akibat kohesi tetap diperhitungkan, maka dapat dituliskan:

$$q_s = \lambda\,(q' + 2\,c_u) \qquad \ldots (27)$$

dimana $\lambda$ adalah koefisien gesekan tiang tanah lempung dari hasil uji pembebanan, $c_u$ adalah parameter kohesi tanah lempung kondisi undrained dan $q'$ adalah tekanan tanah efektif pada kedalaman yang ditinjau

Nilai λ berkurang dengan semakin dalamnya titik sisi tiang seperti pada Gambar 3.24. Sekilas rumusan ini mirip dengan metoda $\alpha$, tetapi dengan menggunakan faktor adhesi dan koefisien gesek yang berbeda. Namun yang lebih perlu ditekankan adalah konsep dasar pemikiran yang berbeda. Pada metoda ini, konsepnya adalah tanah lempung tidak terdrainase dan dalam keadaan terkonsolidasi normal, namun terjadi peningkatan tekanan di sekeliling tiang yang akibat gangguan pelaksanaan konstruksi pondasi.




**Gambar 3.24 Koefisien Gesekan ($\lambda$)**

## E. Daya Dukung Tiang dari Uji SPT

### 1. Daya Dukung Tiang pada Tanah Non-Kohesif

#### a) Daya Dukung Ujung Tiang berdasarkan dari Uji SPT

$$Q_p = 40\ \mathrm{N_{SPT}} \frac{L_b}{D} A_p \leq 400\ \mathrm{N_{SPT}}\ A_p \qquad \ldots (28)$$

dimana $Q_p$ adalah tahanan ujung ultimit (kN) dan $A_p$ adalah luas penampang tiang pancang (m$^2$). Nilai $N_{SPT}$ adalah nilai rata-rata pukulan uji penetrasi standard pada titik 10 kali diameter pondasi di atas ujung pondasi hingga 4 kali diameter di bawah ujung pondasi.

#### b) Tahanan Geser Selimut Tiang berdasarkan dari Uji SPT

$$Q_s = 2\ \mathrm{N_{SPT}}\ p\ L_i \qquad \ldots (29)$$

dimana $L_i$ adalah panjang lapisan tanah (m) dan $p$ adalah keliling tiang (m)

### 2. Daya Dukung Tiang pada Tanah Kohesif

#### a) Daya Dukung Ujung Tiang berdasarkan dari Uji SPT

$$Q_p = 9\ c_u\ A_p \qquad \ldots (30)$$

dimana $A_p$ adalah luas penampang tiang pancang (m$^2$), $c_u$ adalah kohesi undrained (kN/m$^2$)

#### b) Tahanan Geser Selimut Tiang berdasarkan dari Uji SPT

$$Q_s = \alpha\ c_u\ p\ L_i \qquad \ldots (31)$$

dimana : $\alpha$ = koefisien adhesi antara tanah dan tiang
$c_u$ = kohesi undrained (kN/m$^2$)
$p$ = keliling tiang (m)
$L_i$ = panjang lapisan tanah (m)

## F. Penurunan Pondasi Tiang

### 1. Penurunan Tiang Tunggal

Menurut Poulus dan Davis (1980) penurunan jangka panjang untuk pondasi tiang tunggal tidak perlu ditinjau karena penurunantiang akibat konsolidasi dari tanah relative kecil.Hal ini disebabkan karena pondasi tiang direncanakan terhadap kuat dukung ujung dan kuat dukung friksinya atau penjumlahan dari keduanya (Hardiyatmo, 2002).

Perkiraan penurunan tiang tunggal dapat dihitung berdasarkan :

**a) Untuk Tiang Apung atau Tiang Friksi**

$$S = \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot D}$$

dimana : $I = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_\mu$

**b) Untuk Tiang Dukung Ujung**

$$S = \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot D}$$

dimana : $I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_\mu$

dengan:

$S$ = Penurunan untuk tiang tunggal

$Q$ = Beban yang bekerja

$I_o$ = Faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat (Gambar 2.25)

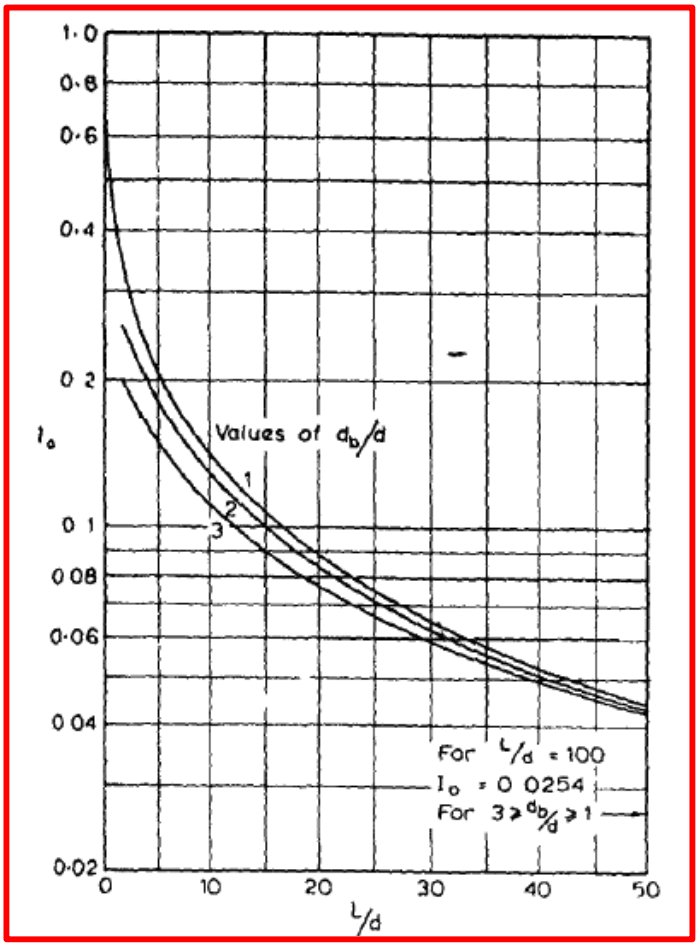
$R_k$ = Faktor koreksi kemudah mampatan tiang (Gambar 3.26)

$R_h$ = Faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (Gambar 3.27)

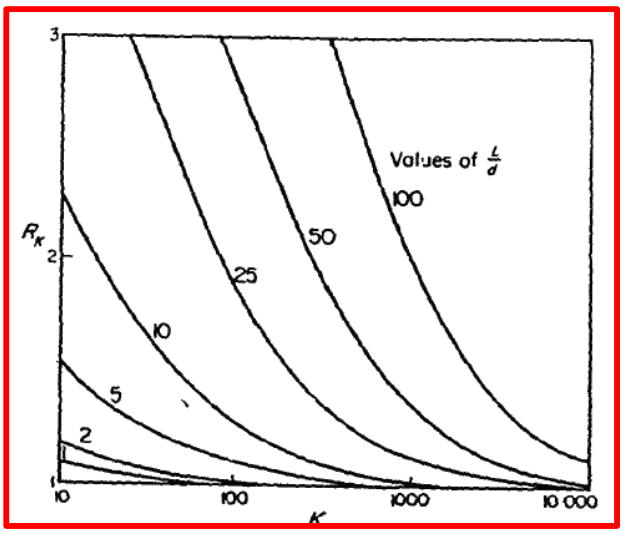
$R_\mu$ = Faktor koreksi angka poisson μ (Gambar 3.28)

$R_b$ = Faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (Gambar 3.29)

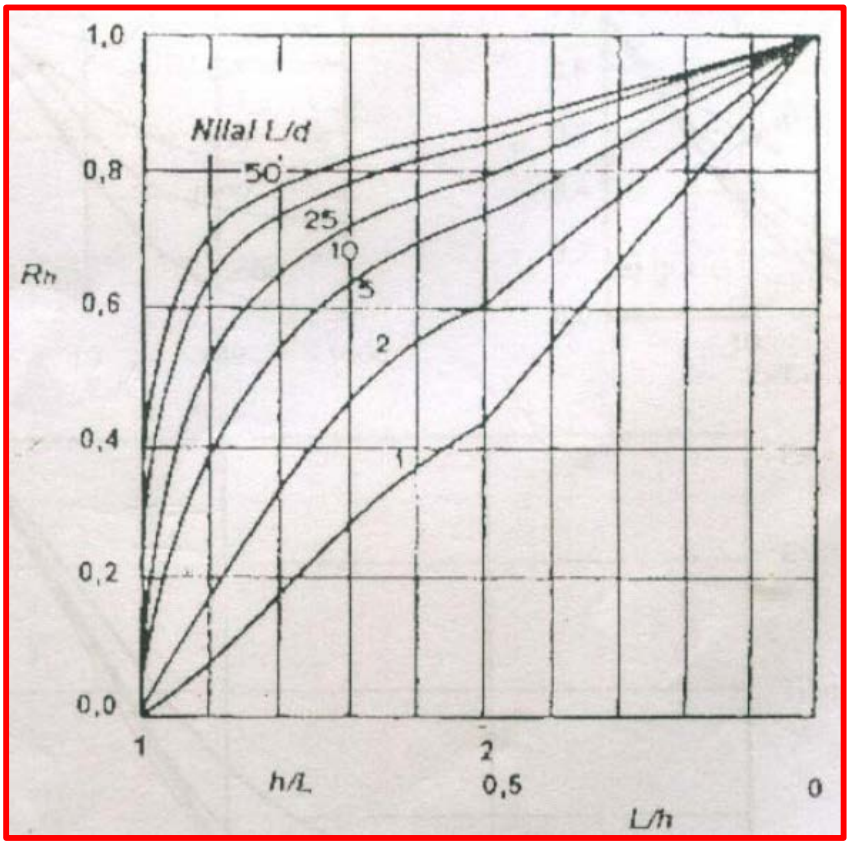
$D$ = Diameter tiang



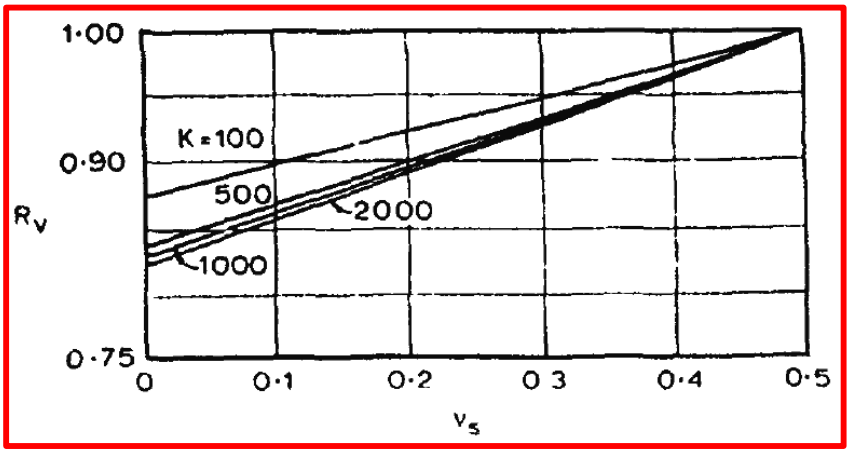

**Gambar 3.25 Faktor Penurunan $I_o$** (*Poulos dan Davis, 1980*)



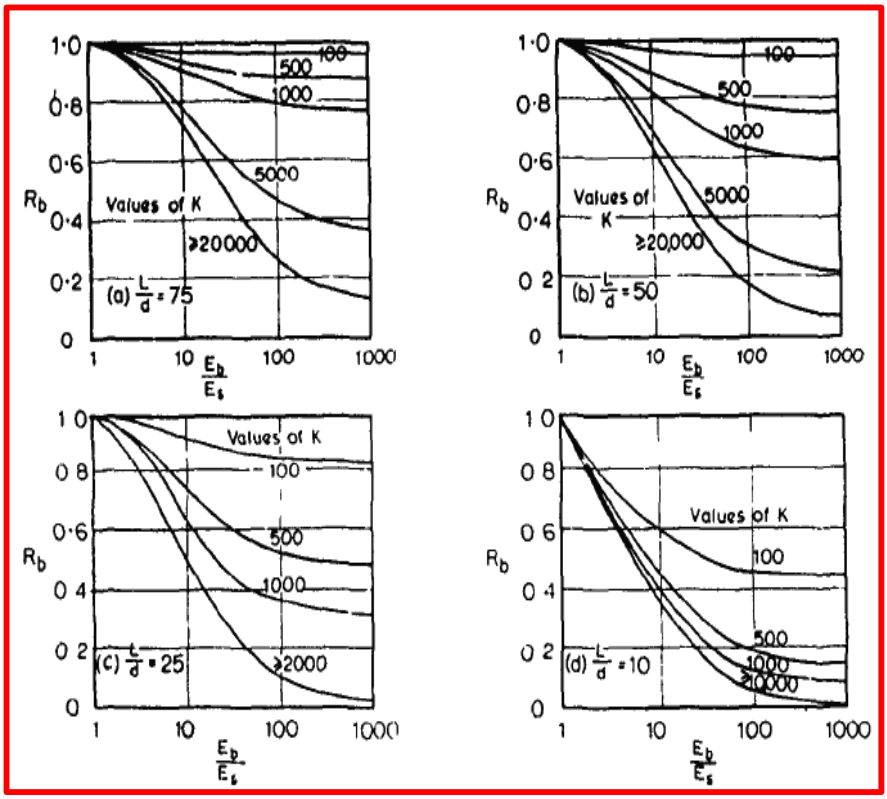

**Gambar 3.26 Koreksi Kompresi, $R_k$** (*Poulos dan Davis, 1980*)



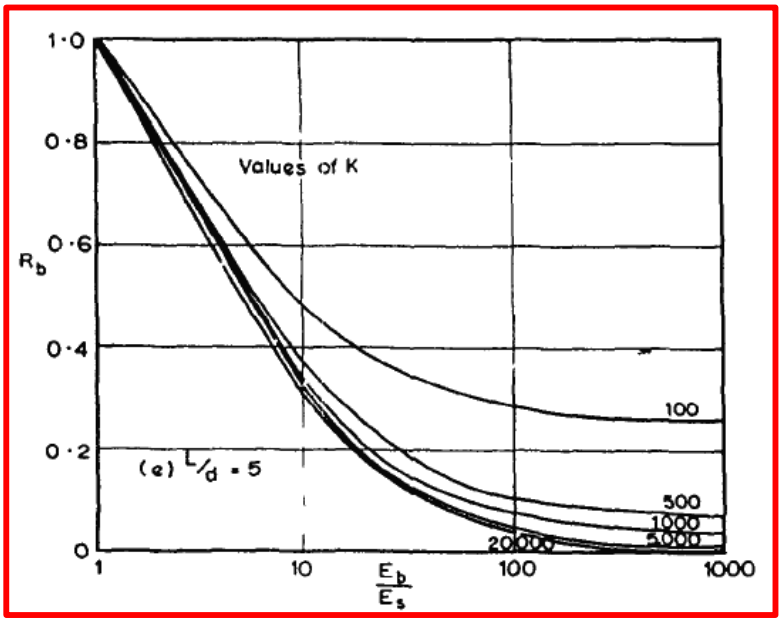

**Gambar 3.27** **Koreksi Kedalaman, $R_h$** (*Poulos dan Davis, 1980*)




**Gambar 3.28** **Koreksi Angka Poisson, $R_\mu$** (*Poulos dan Davis, 1980*)




**Gambar 3.29 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung, *$R_b$***
(*Poulos dan Davis, 1980*)




**Gambar 3.30 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung, *$R_b$***
(*Poulos dan Davis, 1980*)

Pada Gambar 3.26, Gambar 3.28 dan Gambar 3.29, nilai *K* merupakan suatu ukuran kompresibilitas relatif dari tiang dan tanah, yang dinyatakan dengan persamaan berikut.

$$K = \frac{E_p R_A}{E_s}$$

$$R_A = \frac{A_p}{1/_4 \, \pi \, . d^2}$$

dengan :

$K$ = Faktor kekakuan tiang

$E_p$ = Modulus elastisitas dari bahan tiang

$E_s$ = Modulus elastisitas tanah disekitar tiang

$E_b$ = Modulus elastisitas tanah di dasar tiang

Untuk perkiraan nilai modulus elastisitas tanah dan angka poisson ($\mu$), dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.3 di bawah ini.

**Tabel 3.3 Rentang Nilai Modulus Elastisitas Tanah**

| Jenis Tanah | Modulus elastisitas (kg/cm$^2$) | |
|---|---|---|
| | Bowles, 1998 | Das, 1994 |
| Lempung | | |
| Sangat lunak | 20 – 150 | |
| Lunak | 50 –250 | 20 – 50 |
| Sedang | 150 – 500 | 50 – 100 |
| Keras/kaku | 500 – 1000 | 100 – 250 |
| Lempung kepasiran | 250 – 2500 | |
| Lanau | 20 – 200 | |
| Pasir | | |
| Pasir kelanauan | 50 – 200 | 100 – 170 |
| Pasir lepas | 100 – 250 | 100 – 250 |
| Pasir sedang | 29 – 150 | 170 – 270 |
| Pasir padat | 500 – 810 | 350 – 550 |
| Kerikil berpasir | | 700 – 1730 |
| Lepas | 500 – 1500 | |
| Padat | 1000 – 2000 | |

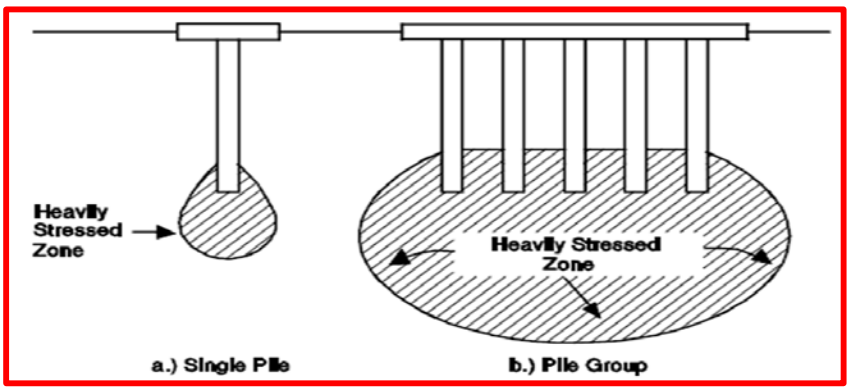
**Tabel 3.4 Perkiraan Angka Poisson ($\mu$)**

| Macam Tanah | μ |
|---|---|
| Lempung jenuh | 0,4 – 0,5 |
| Lempung tak jenuh | 0,1 – 0,3 |
| Lempung berpasir | 0,2 – 0,3 |
| Lanau | 0,3 – 0,35 |
| Pasir padat | 0,2 – 0,4 |
| Pasir kasar | 0,15 |
| Pasir halus | 0,25 |

## 2. Penurunan Tiang Kelompok

Perilaku tiang tunggal dengan kelompok tiang akan sangat berbeda apabila dikaitkan dengann penurunan. Penurunan pada kelompok tiang bisa jadi beberapa kali lebih besar dibandingkan dengan tiang tunggal dengan membawa beban yang sama.

Gambar 3.31a menunjukkan tiang tunggal dengan hanya sedikit daerah tegangan di bawah kaki tiang yang merima tegangan vertikal. Sedangkan Gambar 3.31b menunjukkan kelompok tiang menyebabkan daerah tegangan yang jauh lebih besar di bawah kaki tiang. Penurunan pada kelompok tiang akan menjadi lebih besar karena kompressibiltas yang lebih besar di daerah tegangan.




**Gambar 3.31 Daerah Tegangan Tiang Tunggal dan Kelompok Tiang**

Skempton, Yassin dan Gibson (1953), menyarankan hubungan empiris antara tiang tunggal dan kelompok tiang sebagai berikut:

$$\frac{S_g}{S} = \frac{(4B+3)^2}{(B+4)^2}$$

dengan : $S_g$ = Penurunan kelompok tiang (m)

$B$ = Lebar kelompok tiang (m)

$S$ = Penurunan tiang tunggal pada intensitas beban yang sama (m)

## 3.4 TINJAUAN KEGEMPAAN

Gempa didefiniskan sebagai kejutan atau sentakan yang terjadi di dalam bumi dimana getaranya dapat dirasakan di permukaan bumi. Gempa disebabkan oleh menigngkatnya aktivitas geologi yang terjadi di dalam bumi, seperti terjadinya pergeseran antar lempeng benua, menigkatnya suhu yang dapat menimbulkan penumpukan energi dalam waktu yang lama, sampai akhirnya terlepas dan menyebabkan getaran pada tanah.

Informasi mengenai karakteristik pergerakan tanah akibat gempa bumi didapat dari hasil laporan accelerograph yang telah mancatat peristiwa gempa bumi yang pernah terjadi sebelumnya. Berdasarkan perkembangan dan proses rekaman accelerograph dapat disimpulkan bahwa karakteristik pergerakan tanah akibat gempa bumi terdiri dari :

1. Percepatan maksimum tanah
2. Kecepatan maksimum tanah
3. Perpindahan maksimum tanah
4. Durasi goncangan tanah

Parameter tersebut merupakan karakteristik utama dari pergerekan tanah yang terjadi akibat gempa bumi. Namun, parameter tersebut tidak dapat memastikan

gambaran efek negatif yang mungkin timbul akibat intensitas guncangan yang tejadi, dimana hal ini juga dipengaruhi oleh karakteristik frekuensi pergerakan yang terjadi. Sebagai contoh gempa dengan percepatan besar yang potensial terhadap kehancuran dan pengrusakan jika terjadi dalam waktu yang singkat , gempa tersebut hanya akan menimbulkan kerusakan kecil pada beberapa jenis struktur yang ada. Karakteristik gempa bumi di beberapa tempat dipengaruhi oleh beberapa faktor, diantaranya :

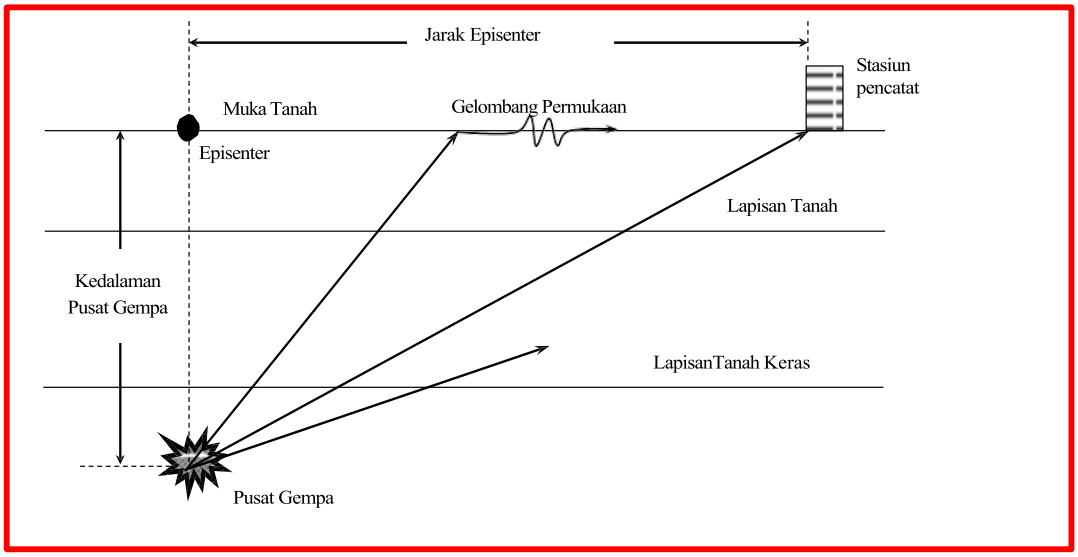
1. Kekuatan dari gempa itu sendiri
2. Jarak pusat gempa ke tempat energi dilepaskan
3. Karakteristik batuan sepanjang rambatan gelombang gempa
4. Mekanisme terbentuknya sumber gempa
5. Efek gangguan gelombang yang dipengaruhi arah dan kecepatan gelombang rambatan
6. Kondisi dan jenis tanah pada daerah tersebut.

Didalam Teori Tektonika Lempeng (Plate Tectonic) bagian bumi tersusun oleh litosfer yang terdiri dari kerak samudra dan kerak benua. Secara keseluruhan litosfer dibagi lagi menjadi beberapa satuan yang disebut dengan lempeng (plate). Lempeng-lempeng tersebut bergerak satu terhadap yang lain sehingga pada batas lempeng terjadi gempa bumi. Sumber gerak lempeng tektonik tersebut diakibatkan oleh adanya lapisan kulit bumi dengan ketebalan +100 km mempunyai temperatur relatif jauh lebih rendah dibanding dengan lapisan dalamnya (mantel dan inti bumi), sehingga terjadi aliran konveksi dimana massa dengan temperatur tinggi mengalir ke daerah temperatur rendah atau sebaliknya. Perbedaan ini menyebabkan adanya gangguan keseimbangan sehingga menimbulkan terjadinya arus konveksi panas yang selanjutnya menyeret lempeng-lempeng kulit Bumi untuk bergerak mengalir mengapung di atas Astenosfera.

Berdasarkan seismology, gempa tektonik dijelaskan oleh “Teori Lapisan Tektonik”. Teori ini menyebutkan bahwa lapisan bebatuan terluar yang disebut lithosphere mengandung banyak lempengan. Di bawah lithospere ada lapisan yang

disebut athenosphere, lapisan ini seakan-akan melumasi bebatuan tersebut sehingga mudah bergerak. Di sekitar lokasi pertemuan lempeng ini akumulasi energi tabrakan terkumpul sampai suatu titik dimana lapisan bumi tidak lagi sanggup menahan tumpukan energi sehingga lepas berupa gempa bumi. Pelepasan energi sesaat ini menimbulkan berbagai dampak terhadap bangunan karena percepatan gelombang seismik, tsunami, longsor, dan *liquefaction*.

Apabila terjadi gempa bumi, maka pertama-tama yang merasakan getaran adalah tanah disekeliling pusat gempa. Getaran akibat gempa kemudian disebarkan kesegala penjuru sampai pada ke lokasi pencatat gempa di permukaan tanah. Selama getaran menjalar dari pusat gempa sampai kepermukaan tanah, maka faktor tanah sebagai penghantar getaran mempunyai peran yang sangat penting. Secara skematis, energi gempa tersebut dapat digambarkan dengan Gambar di bawah ini:




**Gambar 3.32 Rambatan Energi Gempa**

Tempat dimana gelombang energi gempa berasal secara umum dinamakan pusat gempa. Pusat gempa umumnya berada di bawah tanah dengan kedalaman tertentu. Sedangkan tempat permukaan tanah tepat di atas pusat gempa disebut episenter. Kedalaman pusat gempa dapat diketahui dengan mengestimasi atau mengukur

kedalaman dari episenter sampai dengan pusat gempa. Jarak dari episenter sampai dengan stasiun pencatat gempa umumnya dinamakan jarak episenter.

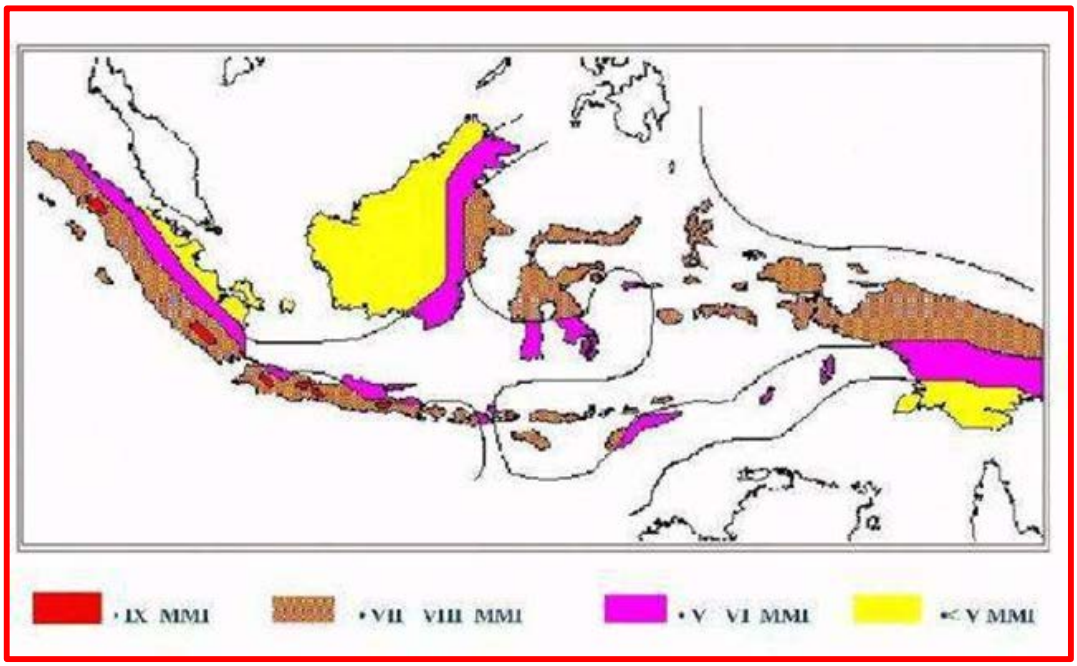
Ada dua besaran yang biasa digunakan untuk mengukur kekuatan gempa bumi, yaitu Skala Richter dan Skala dari Marcalli yang telah dimodifikasi (MMI, Modified Mercalli Intensity). Skala Richter atau Richter Magnitude yaitu suatu ukuran dari besarnya energy yang dilepaskan oleh sumber/pusat gempa (hypocentre). Sedangkan MMI adalah besar kecilnya getaran permukaan di tempat bangunan berada.

Skala MMI tersebut dibuat berdasarkan pengamatan manusia terhadap derajat kerusakan yang ditimbulkan oleh gempa terhadap bangunan, yang terdiri dari 12 skala Intensitas seperti yang ditunjukkan pada Tabel berikut.

**Tabel 3.5 Skala MMI (*Modified Mercalli Intensity*)**

| Skala MMI | Keterangan |
|---|---|
| Skala MMI I | Getaran tidak dirasakan kecuali dalam keadaan luar biasa oleh beberapa orang |
| Skala MMI II | Getaran dirasakan oleh beberapa orang, benda-benda ringan yang digantung bergoyang |
| Skala MMI III | Getaran dirasakan nyata dalam rumah, terasa getaran seakan-akan ada truk berlalu |
| Skala MMI IV | Pada siang hari dirasakan oleh orang banyak dalam rumah, diluar oleh beberapa orang terbangun, gerabah pecah, jendela/pintu gemerincing dan dinding berbunyi |
| Skala MMI V | Getaran dirasakan oleh hampir semua penduduk, orang banyak terbangun, gerabah pecah, jendela rusak, barang-barang terpelanting, tiang-tiang dan lain-lain barang besar tampak bergoyang, bandul lonceng dapat berhenti |
| Skala MMI VI | Getaran dirasakan oleh semua penduduk kebanyakan semua terkejut dan lari keluar, plester dinding jatuh dan cerobong asap pada pabrik rusak, kerusakan ringan |

| Skala MMI | Keterangan |
|---|---|
| Skala MMI VII | Tiap-tiap orang keluar rumah, kerusakan ringan pada rumah-rumah orang yang naik kendaraan |
| Skala MMI VIII | Kerusakan ringan pada bangunan dengan kontruksi yang kuat, retak-retak pada bangunan yang kuat, dinding dapat lepas dari rangka rumah, cerobong asap dari pabrik-pabrik dan monumen-monumen roboh, air menjadi keruh |
| Skala MMI IX | Kerusakan pada bangunan yang kuat rangka-rangka rumah menjadi tidak lurus banyak retak-retak pada bangunan yang kuat, rumah tampak agak berpindah dari fondasinya, pipa- pipa dalam rumah putus |
| Skala MMI X | Bangunan dari kayu yang kuat rusak, rangka-rangka rumah lepas dari fondasinya, tanah terbelah, rel melengkung, tanah longsor ditiap-tiap sungai dan ditanah-tanah yang curam |
| Skala MMI XI | Bangunan-bangunan hanya sedikit yang tetap berdiri. Jembatan rusak, terjadi lembah, pipa dalam tanah tidak dapat dipakai sama sekali, tanah terbelah, rel melengkung sekali |
| Skala MMI XII | Hancur sama sekali, gelombang tampak pada permukaan tanah, pemkitangan menjadi gelap, benda-benda terlempar ke udara |




**Gambar 3.33 Intesitas Getaran MMI di Indonesia**

## 3.5 TEORI LIKUIFAKSI

### 3.5.1 Umum

Likuifaksi didefinisikan sebagai transformasi material granular dari bentuk solid menjadi cair sebagai akibat dari naiknya tekanan air pori dan kehilangan tegangan efektif (Marcuson, 1978). Naiknya tekanan air pori ini disebabkan oleh kecenderungan dari material berbutir untuk menjadi padat akibat cyclic shear deformations. Perubahan dalam bentuk ini secara umum dapat dengan mudah terjadi pada tanah granular dengan tipe pengaliran yang buruk pada kepadatan lepas sampai sedang seperti pasir kelanauan atau pasir dan kerikil yang tersusun atas impermeabel sedimen. Berkurangnya volume lapisan tanah pada saat likuifaksi terjadi dapat memperbesar *cyclic deformation* yang terjadi.

Kemudian, jika lapisan tanah tersebut merupakan material lepas, maka perubahan ini akan disertai dengan hilangnya kekuatan geser tanah, yang dapat memicu terjadinya *shear deformation*. Pada tipikal tanah dengan tingkat kepadatan sedang sampai lepas, likuifaksi dapat mengawali terjadinya kehilangan sementara dan menigkatnya regangan geser siklik, namun memiliki kecenderungan berdilatasi selama pergeseran menghalangi terjadinya kehilangan kekuatan tanah dan meluasnya deformasi yang terjadi. *Cyclic mobility* dan *cyclic liquefaction* dapat berkembang mengikuti likuifaksi yang terjadi pada material berbutir dengan tingkat kepadatan sedang.

Pada kemiringan terlemah hingga tanah yang datar, likuifaksi dapat menyebabkan osilasi atau *lateral spreads* sebagai akibat dari *cyclic mobility* yang terjadi. Tanah dengan kepadatan lepas akan padat selama likuifaksi dan rekonsolidasi, yang mengawali terjadinya penurunan tanah, serta *sand boil* yang terbentuk sebagai akibat kelebihan tekanan air pori yang terdisipasi. Sehingga dapat disimpulkan bahwa likuifaksi adalah suatu gejala dimana pasir jenuh air yang dibebani secara siklik, akan mengalami perubahan sifat, yaitu dari sifat solid ke sifat liquid sebagai

akibat dari peningkatan tekanan air pori dan pengurangan teganan efektif dari tanah.

Pengertian likuifaksi diterjemahkan dalam berbagai bentuk di bawah ini diberikan beberapa definisi, diantaranya adalah :

1. Liquifaksi merupakan suatu kondisi pada massa tanah yang mengalami deformasi secara menerus pada tegangan residual yang rendah, disebabkan oleh terjadinya tekanan air pori yang meningkat yang menyebabkan berkurangnya tegangan efektif dan pada kondisi tertentu mencapai nol (Prakash, 1981).
2. Likuifaksi adalah fenomena pada suatu massa tanah, dimana tahanan geser tanah (shear resistance) berkurang karena beban monotonik, siklik, ataupun beban dinamik yang bekerja pada kondisi volume yang konstan dengan regangan geser terarah yang sangat besar (Poulus dan Castro, 1985).

Pembebanan siklik pada pengujian tak berdrainase terhadap contoh tanah menyebabkan kenaikan tegangan air pori (Das, 1983). Pengujian siklik pada massa pasir dilakukan untuk menyelesaikan permasalahan likuifaksi. Prakash (1981) memberikan defenisi likuifaksi sebagai hilangnya kekuatan tanah pasir jenuh dengan gembur (loose) akibat menigkatnya tekanan air pori. Kenaikan tekanan air pori ini menyebabkan berkurangnya kekuatan geser tanah, yang mungkin bisa hilang sama sekali.

Istilah likuifaksi sering digunakan untuk mengistilahkan berbagai macam peristiwa yang menimbulkan kerusakan pada struktur tanah jenuh air akibat beban yang ditrima tanah. Hal ini terjadi karena pada beberapa peristiwa yang ada, efek yang ditimbulkan identik dan menimbulkan kesulitan untuk mencirikanya satu sama lain meskipun mekanisme yang terjadi tersebut berbeda. Secara umum, perilaku likuifaksi pada tanah berdasarkan mekanisme terjadinya dibedakan atas 2 (dua) bagian yaitu *flow liquefaction* dan *cyclic mobility*.

A. *Flow Liquefaction*

*Flow liquefaction* adalah peristiwa rusaknya keseimbangan statis tanah akibat beban statis maupun dinamis pada deposit tanah dengan kekuatan residual tanah rendah. Dimana, kekuatan residual ini merupakan sisa kekuatan dari tanah yang terlikuifaksi. *Flow liquefaction* mampu meghasilkan efek yang paling dinamis dari semua peristiwa yang berkaitan dengan perilaku likuifaksi pada tanah, dan instabilitas luar biasa yang dikenal sebagai *flow failures*. *Flow liquefaction* terjadi pada saat tegangan geser yang dibutuhkan.

Untuk menjaga keseimbangan statis suatu massa tanah lebih besar daripada kekuatan geser tanah pada saat trlikuifaksi. Pada dasarnya, besarnya deformasi yang dihasilkan oleh flow liquefaction sangat dipengaruhi oleh tegangan geser statis. Tegangan siklik dapat dengan mudah membuat ketidakstabilan pda tanah ketika tanah mempunyai tahanan yang cukup untuk melawan *static stress*.

Gempa bumi, ledakan dan getaran yang dihasilkan dari *pile driving hammer* merupakan contoh beban dinamis yang dapat memicu terjadinya likuifaksi pada tanah. Dimana, ketika beban ini bekerja tanah tidak mempunyai waktu yang cukup untuk mempertahankan tegangan statis yang terjadi pada tanah sebelum terjadinya gangguan. Dan juga , kerusakan yang disebabkan oleh *flow liquefaction* selalu disertai dengan pergerakan yang besar dan cepat yang dapat mengakibatkan kegagalan luar biasa dalam hal kemampuan tanah memiul beban.

B. *Cyclic Mobility*

*Cyclic Mobility* adalah sebuah fenomena likuifaksi yang terjadi akibat beban skiklik pada saat tegangan geser statik lebih kecil daripada kekuatan gerer tanah terlikuifaksi. Deformasi yang dohasilkan adalah berupa kegagalan *cyclic mobility* yang terus meingkat selama guncangan gempa berlangsung. Berlawanan dengan *flow liquefaction*, *cyclic mobility* terjadi akibat beban siklik dan tegangan geser statik. Beban siklik merupakan beban getaran yang

dialami tanah akibat gempa bumi. Dimana, pada fase ini deformasi tanah yang disebabkan oleh *cyclic mobility* berkembang secara cepat akibat tegangan statis dan dinamis dari tanah masih bekerja selama gempa bumi berlangsung.

Di samping itu, likuifaksi yang terjadi menyebabkan naiknya tegangan air pori yang dapat mengakibatkan air pori mengalir dengan cepat ke permukaan tanah dengan membawa butiran pasir yang terlepas dari ikatan partikel berupa semburan lumpur dan letupan pasir (*sand boil*) melalui celah yang terbentuk dari proses likuifaksi yang terjadi. Hal ini senada dengan apa yang pernah diungkapkan Ishiara (1985), yaitu "Ketika pasir jenuh mengalami getaran akibat gempa maka tekanan air pori akanmeningkat, peningkatan tekana air pori tanah menyebabkan aliran air keatas permukaan tanah, yang berbentuk semburan lumpur dan letupan pasir melewati celah tanah. Pada kondisi ini terjadilah likuifaksi dimana tegangan efektif tanah menjadi nol, partikel-partikel tanah satu persatu akan dilepaskan dari pembatas manapun seolah-olah tanah terapung di atas air".

Banyak cara yang telah dilakukan oleh para ahli geoteknik dalam beberapa tahun yang lalu untuk megidentifikasi penyebab dasar terjadinya perilaku likuifaksi pada tanah, baik secara eksperimental maupun dengan berbagai macam analisa yang didasarkn kepada logika berpikir dan pengamatan atas peristiwa likuifaksi yang sudah terjadi sehingga menghantarkan kepada suatu kesimpulan mendasar, yang dapat dijadikan dasar berpijak dalam menuntaskan permasalahan yang berhubungan dengan perilaku likuifaksi pada tanah. Dari berbagai penelitian dan pengamatan yang dilakukan akhirnya diperoleh sebuah kesimpulan bahwa *perilaku likuifaksi pada tanah , potensial terjadi pada deposit tanah yang tergolong tanah berbutir dengan level muka air tanah tinggi dan kepadatan rendahsampai sedang*. Dimana, tanah dengan karakteristik seperti ini memiliki kecenderungan menjadi padat akibat getaran yang terjadi dalam tanah sehingga volume berkurang. Sementara itu, pada fase ini pengaliran air pori yang berada didalam rongga yang terbentuk dari formasi butiran tidak dapat terjadi sehingga tekanan air pori meningkat dan ketika tekanan air pori mencapai batasnya yaitu memiliki nilai yang

sama dengan tekanan overbuden tanah maka tegangan efektif tanah menjadi nol dan tanah secara keseluruhan telah kehilangan kekuatanya dan berada dalam kondisi terlikuifaksi.

Dalam kebanyakan terminologi kuantitatif, secara umum diyakini bahwa penyebab dasar dari perilaku likuifaksi pada tanah tak berkohesi, dan jenuh air selama gempa bumi berlangsung adalah bertambahnya tekanan hidrostatik secara berlebihan yang disebabkan oleh terjadinya tegangan geser siklik akibat pergerakan tanah. Dimana, tegangan geser ini dapat menyebabkan terjadinya kenaikan perambatan gelombang geser pada tanah sehingga struktur tanah menjadi lebih padat yang diiukuti dengan perpindahan tegangan air pori dan berkurangnya tegangan pada butir tanah yang mengakibatkan butiran tanah berusaha untuk menjaga kekonstanan volumenya, dimana dalam kondisi ini terjadi kenaikan tekanan air pori yang besar pada tanah.

Ketika tekanan air pori mencapai tekanan batas, pasir akan mengalami perubahan bentuk. Pada pasir lepas tekan air pori akan meningkat secara tiba-tiba mencapai nilai yang sma dengan tekanan batas, dan pasir akanberubah bentuk dengan cepat dengan tegangan- regangan mencapai 20% atau lebih. Jika perubahan bentuk pasir menjadi tidak terbatas tanpa diiringi daya tahan yang berarti maka tanah ini bisa dikatakan terlikuifaksi.

### 3.5.2 Evaluasi Likuifaksi dan Masalah yang Ditimbulkannya

Potensi likuifaksi pada suatu deposit tanah akan ditentukan oleh kombinasi beberapa komponen, antara lain :

a. Indeks properties tanah, seperti modulus dinamis, karakteristik kelembaban, berat volume, gradasi butiran, kepadatan relatif dan struktur tanah itu sendiri.
b. Faktor lingkungan, seperti jenis formasi tanah, sejarah seismik dan geologi, level muka air tanah dan tegangan efektif tanah.
c. Karakteristik gempa, seperti intensitas guncangan pada tanah dan lama guncangan yang terjadi.

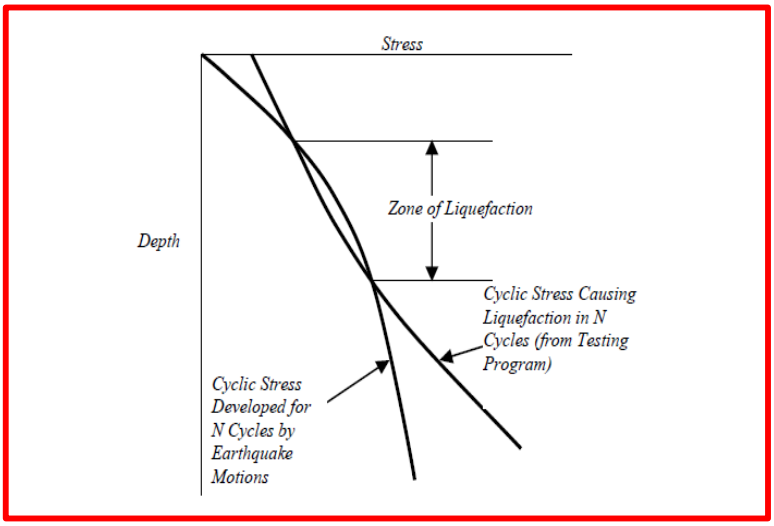
Dari beberapa faktor yang telah disebutkan di atas, tidak semua dari faktor tersebut dapat ditentukan besarannya secara langsung, akan tetapi dampak yang muncul dari ketiga faktor tersebut dapat digunakan atau dimasukkan kedalam prosedur evaluasi potensial likuifaksi, yaitu dengan melakukan uji beban siklik pada sampel tanah tak terganggu atau bisa juga dengan cara pengukuran karakteristik likuifaksi pada tanah menggunakan beberapa prosedur pengujian di lapangan.

Pada dasarnya, prosedur standar evaluasi likuifaksi, antara lain :

a. Menentukan besaran tegangan siklik yang muncul akibat pergerakan tanah pada saat gempa bumi, pada setiap kedalaman deposit tanah dan mengkonversi bentuk tegangan yang tidak beraturan tersebut hingga memiliki besaran yang sama dalam bentuk tegangan siklik. Dengan kata lain, intensitas guncangan, lama guncangan dan variasi guncangan yang terjadi akibat tegangan pada setiap kedalaman diubah menjadi suatu besaran yang dapat dihitung. Penentuan besaran tegangan siklik yang terjadi dapat dilakukan dengan cara menganalisa respon tanah terhadap tegangan yang terjadi dengan melibatkan berat sendiri tanah, modulus dinamik dan karakteristik kelembaban.

b. Menentukan besaran tegangan siklik dengan cara uji pembebanan di laboratorium yang diwakili oleh sampel tak terganggu yang dilakukan dengan variasi tekanan bebas yang telah ditentukan atau dengan cara mengkorelasikan properties tanah dengan karakteristik tanah di lapangan.

c. Membandingkan antara tegangan geser yang terjadi akibat gempa bumi dengan hal-hal yang dapat menyebabkan terjadinya likuifaksi untuk menentukan apakah deposit tanah berada dalam zona likuifaksi atau tidak, seperti yang ditunjukkan oleh gambar 3.34.




**Gambar 3.34 Metode Evaluasi Potensi Likuifaksi Tanah**
(*Ground Motion and Soil Liquefaction During Earthquakes, Seed & Idriss, 1982*)

Sebagaimana yang telah dijelaskan bahwa perilaku likuifaksi pada tanah bersifat merusak dan menimbulkan dampak negatif yang besar terhadap stabilitas tanah dan bangunan diatasnya. Adapun dampak yang ditimbulkan dari perilaku likuifaksi adalah :

1. Terjadinya penurunan tanah hingga 5 % ketebalan lapisan tanah terlikuifaksi.
2. Terjadinya kehilangan daya dukung lateral tanah.
3. Terjadinya kehilangan daya dukung tanah.
4. Terjadinya pengapungan struktur yang dibenamkan dalam tanah, seperti tanki di bawah tanah.
5. Meningkatkan tekanan lateral tanah yang dapat menyebabkan kegagalan pada struktur penahan tekanan lateral tanah, seperti *quay walls*.
6. Terjadinya *lateral spreading* (*limited lateral movements*).
7. Terjadinya *lateral flow* (*extensive lateral movements*).

### 3.5.3 Parameter Likuifaksi

Parameter likuifaksi merupakan parameter yang digunakan sebagai dasar dalam menentukan kriteria likuifaksi yang terjadi pada deposit tanah. Dimana dalam hal ini,

perilaku likuifaksi pada tanah dipengaruhi oleh dua parameter utama, yaitu perlawanan terkoreksi ($q_{c1}$) dan rasio tegangan siklik (CSR).

Normalisasi perlawana konus perlu dilakukan karena pada dasarnya nilai qc yang diperoleh dari uji sondir yang dilakukan untuk mengkoreksi nilai qc yang didapatkan berdasarkan besarnya tegangan efektif overbuden tanah, $\sigma_o'$ (Seed et al. 1983) adalah sebagai berikut:

$$q_{c1} = C_N \cdot q_c \qquad \ldots (32)$$

dimana :

$q_{c1}$ = perlawanan konus tekoreksi (kg/cm$^2$)

$q_c$ = perlawanan konus (kg/cm$^2$)

$C_N$ = faktor koreksi (gambar 3.25)

*Cyclic Stress Ratio* (CSR) merupakan sebuah variabel yang digunakan untuk mendefinisikan gejala kegempaan yang terjadi pada lapisan tanah. Dimana, dalam beberapa tahun terakhir variabel dimasukkan sebagai variabel perhitungan potensi likuifaksi pada tanah. Tokimatsu dan Yoshimi (1983) mengeluarkan persamaan untuk perhitungan CSR sebagai berikut:

$$\mathbf{CSR} = 0.1 \times (M - 1) \times \frac{\alpha_{max} \times \sigma_o}{g \times \sigma_o'} \times (1 - 0.015 \times z) \qquad \ldots (33)$$

dimana :

$\sigma_o$ adalah inisial dari tegangan vertical yang terjadi

$\sigma_o'$ adalah inisial terhadap tegangan vertical efektif

$M$ adalah magnitudo gempa bumi

$\alpha_{max}$ adalah percepatan maksimum tanah

$z$ adalah kedalaman yang dinyatakan dalam meter (z < 25 m)

Seed dan Idriss (1971) juga pernah merumuskan persamaan perhitungan nilai CSR tanah, yaitu:

$$\mathbf{CSR} = 0.65 \times \left(\frac{a_{max} \times \sigma_o}{g \times \sigma_o'}\right) \times r_d \qquad (34)$$

dimana:

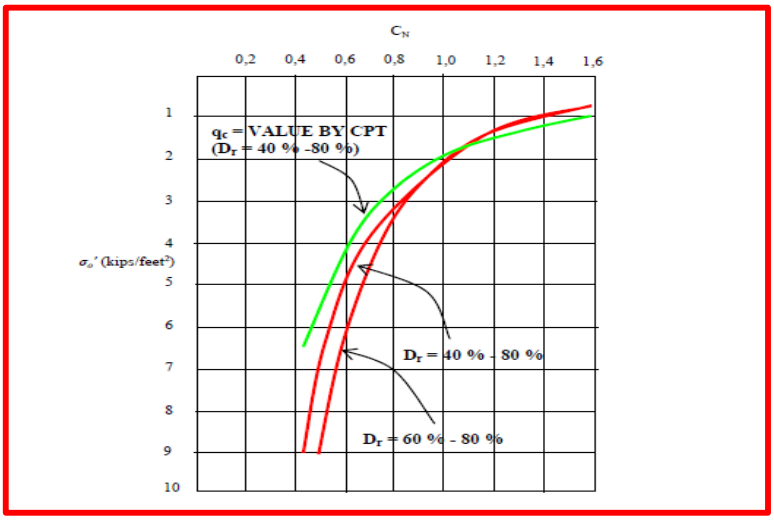
$\alpha_{max}$ = percepatan tanah maksimum (gal)

$g$ = percepatan gravitasi (mm/s)

$\sigma_o'$ = tekanan efektif tanah (kg/cm$^2$)

$\sigma_o$ = tekanan total pada tanah (kg/cm$^2$)

$r_d$ = reduksi tegangan




**Gambar 3.35 Grafik hubungan $C_N$ dan Tegangan Efektif Tanah**
(*Ground Motion and Soil Liquefaction During Earthquakes, Seed & Idriss, 1982*)

Dimana $r_d$ merupakan koefisien reduksi tegangan pada suatu kedalaman yang dirumuskan untuk mengestimasi besarnya koefisien reduksi besaran *CSR*. Beberapa ahli mengembangkan dan mengusulkan formulasi untuk mengestimasi koefisien reduksi tegangan, diantaranya :

**Liao and Whitman (1986)**

$$r_d = 1.0 - 0.00765\, z \quad \text{for } z \leq 9.15 \text{ meters} \qquad \ldots (35a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.00267\, z \quad \text{for } 9.15 \text{ meters} < z < 23 \text{ meters} \qquad \ldots (35b)$$

**Blake (1996)**

$$r_d = \frac{1{,}0 - 0{,}4113\, z^{1,5} + 0{,}04052\, z + 0{,}001753\, z^{1,5}}{1{,}0 - 0{,}4177\, z^{0,5} + 0{,}05729\, z - 0{,}006205\, z^{1,5} + 0{,}00121 z^{2}} \qquad \ldots (36)$$

Selain parameter yang telah disebutkan, dalam melakukan analisa potensi likuifaksi dibutuhkan suatu variabel yang diintrepetasikan dalam sebuah persamaan yang dapat mendefinisikan kapasitas tanah sebagai tahanan likuifaksi. Para ahli menginisiasikan tahanan tanah terhadap likuifaksi dengan simbol *CRR* (*Cyclic Resistance Ratio*). Robertson dan Wride (1998) membuat sebuah rujukan dalam bentuk grafik hubungan *CRR* dengan Nilai *qc*1 terkoreksi pada pasir halus dengan *FC* (*Fine Contents*) ≤ 5 % dan grafik ini hanya berlaku untuk magnitude gempa yang terjadi sebesar 7,5 SR. Grafik hubungan antara *CRR* dan *qc*1 terkoreksi ditunjukkan oleh gambar 3.36.

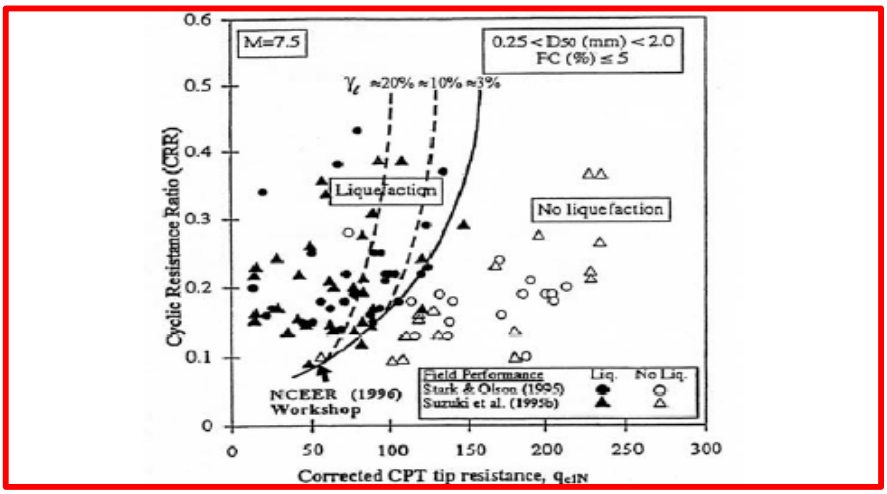
Grafik hubungan *qc*1 dan *CRR* atau *CSR* dari Robertson dan Wride (1998) ini didasarkan pada persamaan yang digunakan untuk memperkirakan nilai *CRR* pada tanah, yaitu :

Jika, $q_{c1} < 50$ $$CRR_{7,5} = 0{,}833\,(q_{c1} / 1000) + 0.05 \quad (37a)$$

Jika, $50 < q_{c1} < 160$ $$CRR_{7,5} = 93\,(q_{c1} / 1000)^3 + 0.08 \quad (37b)$$

Nilai *CRR* tanah ini digunakan untuk menentukan faktor keamanan dari perilaku likuifaksi pada tanah, yaitu dengan cara membandingkan antara *CSR* dengan *CRR* :

$$F_{SL} = \left(\frac{CSR}{CRR}\right) . MSF \quad (38)$$




**Gambar 3.36 Hubungan $q_c$ dan CSR terhadap Potensi Likuifaksi**
(*Robertson and Wride, 1998*)

dimana nilai MSF (*Magnitude Scalling Factor*) dihitung dengan menggunakan rumus Youd, et.al (2001) yaitu:

$$\mathbf{MSF = 10^{2,24} / M^{2,56}} \quad (39)$$

### 3.5.4 Perhitungan Potensi Likuifaksi

#### A. Menentukan Jumlah Lapisan dan Penomoran Lapisan

Jumlah dan penomoran lapisan ditentukan berdasarkan bentang kedalaman tertentu, yang bertujuan untuk mempermudah dalam melakukan analisa dan perhitungan. Dalam laporan ini, perhitungan dilakukan untuk setiap lapisan dengan rentang data 1 meter kedalaman untuk CPT dan rentang 2 meter untuk SPT.

#### B. Estimasi Berat Volume Tanah

Estimasi berat volume tanah dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah dengan melihat Tabel 3.6.

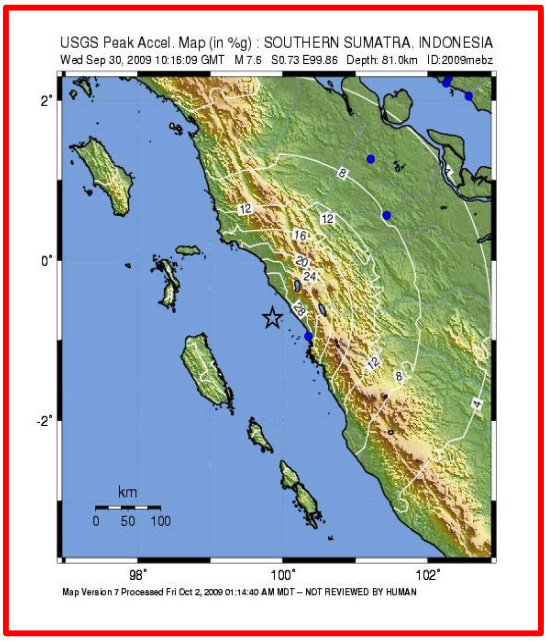
**Tabel 3.6 Nilai Estimasi Berat Volume Tanah (*Robertson et al, 1986*)**

| The Estimation of unit weight based soil descripton | |
|---|---|
| Soil Behavior Type | Approximate of unit weight (kg/cm²) |
| Sensitive fine grained | 0,00175 |
| Organic material | 0,00125 |
| Clay | 0,00175 |
| Silty Clay to clay | 0,0018 |
| Clayey silt to silty clay | 0,0018 |
| Sandy silt to clayey silt | 0,0018 |
| Silty sand to sandy silt | 0,00185 |
| Sand to silty sand | 0,0019 |
| Sand | 0,00195 |
| Gravelly sand to sand | 0,002 |
| Very stiff fine grained | 0,0025 |
| Sand to clayey sand | 0,0019 |

(*"Use of piezometer cone data" Robertson et al., 1986*)

## C. Menentukan Magnitude dan Percepatan Tanah Maksimum ($a_{max}$)

Magnitude gempa dan percepatan tanah maksimum digunakan dalam perhitungan *cyclic stress ratio*. Parameter ini diperoleh dari data gempa Padang Pariaman pada tanggal 30 September 2009, yaitu magnitude 7.6 SR dan $a_{max}$ sebesar 0.28 g berdasarkan Gambar 3.27. Dalam perhitungan, percepatan tanah digunakan dalam satuan Gal.




**Gambar 3.37 Data Percepatan Tanah Gempa 30 September 2009**

## D. CPT (*Cone Penetration Test*)

### 1. Menghitung nilai Cyclic Stress Ratio (CSR)

Besarnya nilai *Cyclic Stress Ratio* ditentukan berdasarkan persamaan dari Seed & Idriss (1971) :

$$\mathbf{CSR} = 0.65 \times \left(\frac{a_{max} \times \sigma_o}{g \times \sigma_o'}\right) \times r_d$$

dimana $\sigma_o$' adalah tekanan efektif tanah (kg/m$^2$), $\sigma_o$ adalah tekanan total pada tanah (kg/m$^2$) dan $g$ adalah percepatan gravitasi (cm/dtk$^2$)

**2. Menentukan Tegangan Total**

Tegangan total pada tanah dihitung menggunakan persamaan dari Seed & Idris (1971);

$$\sigma_o = h \cdot \gamma$$

dimana $\sigma_o$ adalah tegangan total(kg/m$^2$), $h$ adalah kedalaman (m) dan $\gamma$ adalah berat volume (kg/m$^3$)

**3. Menentukan Tegangan Efektif**

Tegangan efektif pada tanah dihitung menggunakan persamaaan dari Seed & Idriss (1971);

$$\sigma_o' = \sigma_o - u$$

$$= (h \times \gamma) - (h_w \times \gamma_w)$$

dimana :

$\sigma_o'$ = Tekanan efektif tanah (kg/m$^2$)

$\sigma_0$ = Tekanan total pada tanah (kg/m$^2$)

$u$ = Tekanan air pori(kg/m$^2$)

$h$ = Kedalaman (m)

$\gamma$ = Berat volume tanah (kg/m$^3$)

$h_w$ = Kedalaman muka air tanah (m)

$\gamma_w$ = Berat volume air (kg/m$^3$)

**4. Menentukan Faktor Reduksi Tegangan ($r_d$)**

Faktor reduksi tegangan dihitung berdasarkan persamaan Blake tahun 1996:

$$r_d = \frac{1{,}0 - 0{,}4113\, z^{1,5} + 0{,}04052\, z + 0{,}001753\, z^{1,5}}{1{,}0 - 0{,}4177\, z^{0,5} + 0{,}05729\, z - 0{,}006205\, z^{1,5} + 0{,}00121\, z^2}$$

dimana :

$z$ = nomor lapisan

$r_d$ = koefisien reduksi tegangan di setiap kedalaman yang ditinjau

**5. Menentukan Perlawanan Konus Terkoreksi ($q_{c1}$)**

Perlawanan konus terkoreksi dihitung berasarkan persamaan yang dikeluarkan oleh Seed & Idriss (1982);

$$q_{c1} = C_N \cdot q_c$$

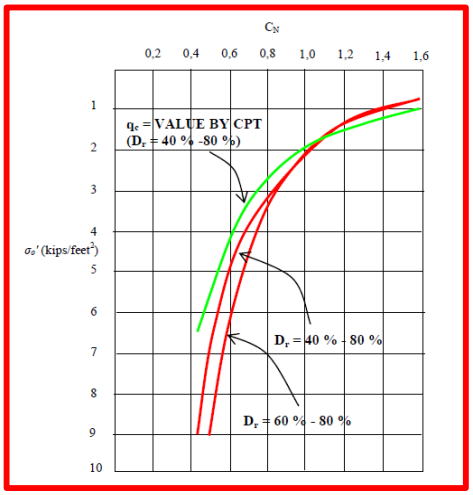
dimana :

$q_{c1}$ = Perlawanan konus terkoreksi (kg/m$^2$)

$C_N$ = Perlawanan konus (kg/m$^2$)

$q_c$ = Koreksi perlawanan konus

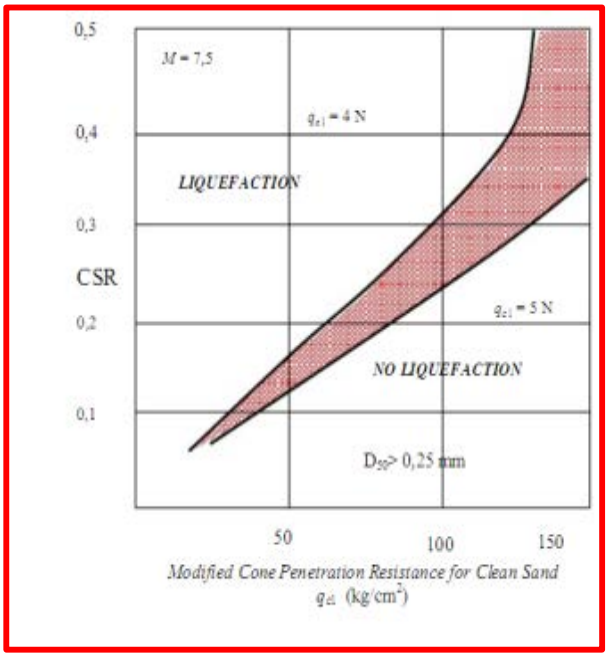
Dari nilai $C_N$ berdasarkan gambar 3.38, yaitu hubungan antara tegangan efektif dan $C_N$.



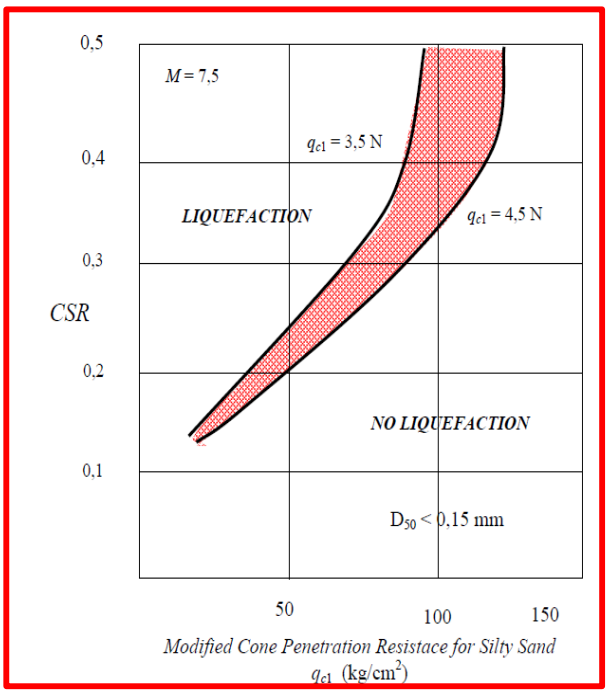

**Gambar 3.38 Grafik CN vs Tegangan Efektif Tanah**
(*Ground Motion and soil liquefaction during earthquakes, Seed & Idriss, 1982*)

**6. Menentukan Potensi Likuifaksi berdasarkan Hubungan CSR dan Perlawanan Konus Terkoreksi**

Seed & Idriss (1971) menentukan potensi likuifaksi berdasarkan grafik pada Gambar 3.39 dan Gambar 3.40. Pemilihan grafik didasari dari nilai $D_{50}$ berdasarkan dari data skunder yang ada. Grafik merupakan hubungan antara CSR dan perlawanan konus terkoreksi.




**Gambar 3.39** **Grafik CSR vs Perlawanan Konus Terkoreksi Uji Sondir untuk Tanah Pasir** (*Ground Motion and soil liquefaction during earthquakes, Seed & Idriss, 1982*)




**Gambar 3.40** **Grafik CSR vs Perlawanan Konus Terkoreksi Uji Sondir untuk Tanah Pasir Berlempung** (*Ground Motion and soil liquefaction during earthquakes, Seed & Idriss, 1982*)

**7. Menghitung nilai Cyclic Resistant Ratio (CRR)**

Besarnya nilai CRR dapat dihitung dengan menggunakan persamaan di bawah ini:

Jika, $q_{c1} < 50$ $\quad$ $\boldsymbol{CRR_{7,5} = 0{,}833\ (q_{c1} / 1000) + 0{,}05}$

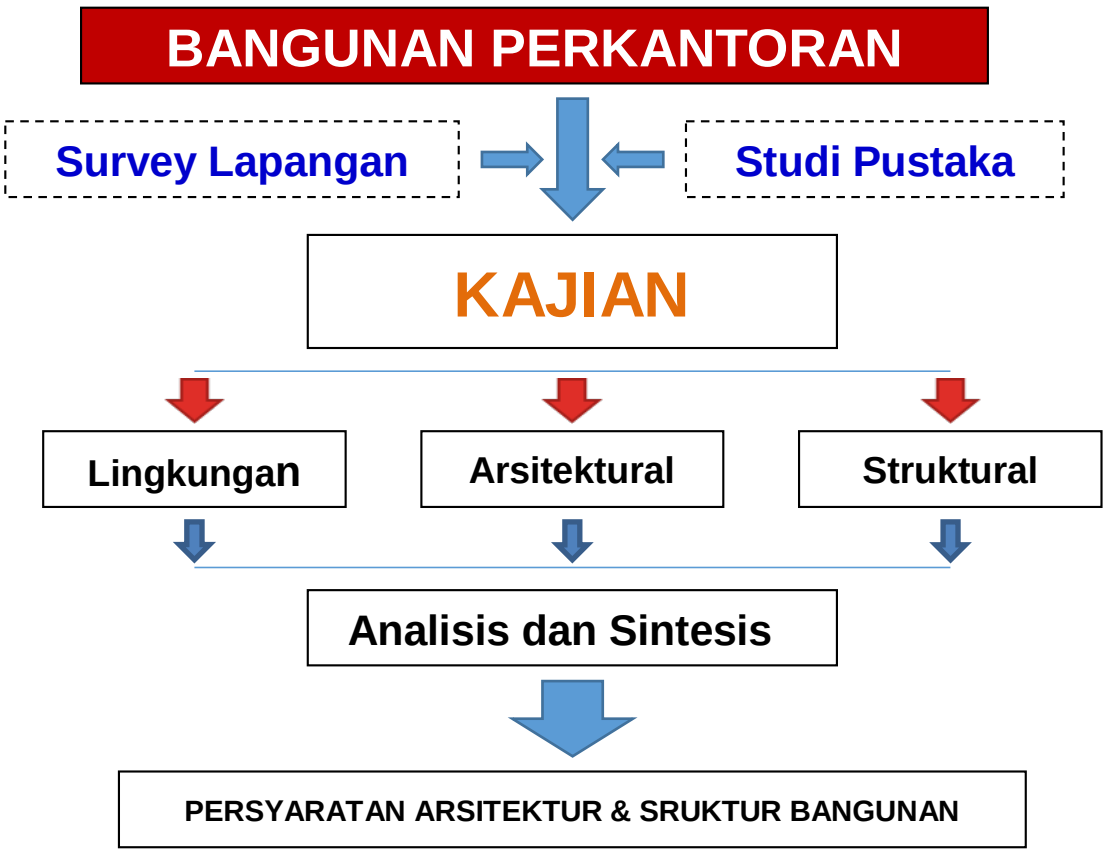
Jika, $50 < q_{c1} < 160$ $\quad$ $\boldsymbol{CRR_{7,5} = 93\ (q_{c1} / 1000)^3 + 0{,}08}$

# BAB IV

# PENDEKATAN DAN METODOLOGI

## 4.1 METODOLOGI KAJIAN

Metodologi kajian yang dilakukan dalam ***Penyusunan Kajian Pembangunan Gedung Perkantoran Pemerintah 5 Lantai di Balaikota Solok*** sebagai berikut :



## 4.2 METODA PELAKSANAAN KEGIATAN

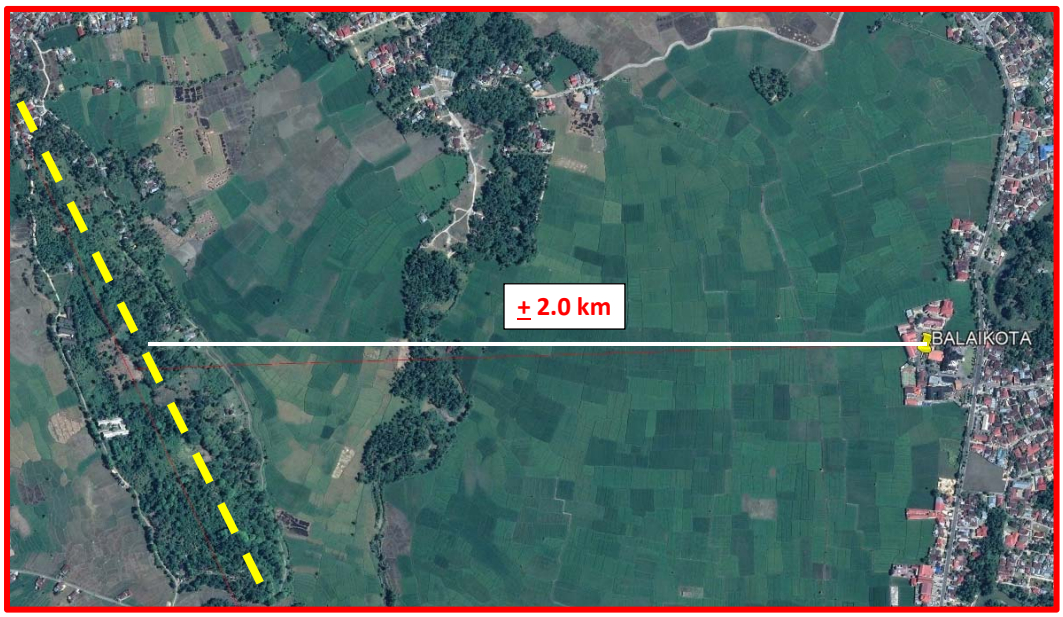
Untuk pelaksanaan pekerjaan kajian ini, perlu mencari data primer maupun data sekunder. Seperti Perundang-undangan, Peraturan Menteri dan SNI yang menyangkut pembebanan, pembesian, pondasi dan gempa serta likuifaksi.

# BAB V

# PELAKSANAAN PENGUMPULAN DAN PENGOLAHAN DATA

## 5.1 ORIENTASI LAPANGAN DAN SURVEI PENDAHULUAN

Berdasrkan hasil pengamatan di lapangan dan juga berdasakan peta geologi dan peta satelit, Gedung Perkantoran Pemerintah Kota Solok berada sangat dekat dengan Sesar Semangko, seperti yang ditunjukkan pada Gambar berikut.




**Gambar 5.1 Jarak Kantor Pemerintah Kota Solok dengan Sesar Semangko**

Lokasi rencana Gedung Perkantoran Pemerintah 5 Lantai di Komplek Perkantoran Pemerintah Kota Solok, dapat dilhat pada Gambar berikut.

**Gambar 5.2 Lokasi Rencana Gedung Perkantoran Pemerintah 5 Lantai di Komplek Perkantoran Pemerintah Kota Solok**

## 5.2 DATA UNDANG UNDANG DAN PERATURAN PERATURAN

Dalam kajian Pembangunan Gedung Perkantoran Pemerintah 5 Lantai di Balaikota Solok ini, kami melakukan pendekatan dengan mengacu pada Undang-Undang dan Peraturan-Peraturan yang dikeluarkan oleh pemerintah, yaitu sebagai berikut :

1. Undang-Undang Republik Indonesia Nomor 28 Tahun 2002 tentang Bangunan Gedung
2. Undang-Undang Republik Indonesia Nomor 01 Tahun 2011 tentang Perumahan dan Kawasan Permukiman
3. Peraturan Pemerintah Republik Indonesia Nomor 36 Tahun 2005 tentang Peraturan Pelaksanaan Undang-Undang Nomor 28 Tahun 2002 tentang Bangunan Gedung

4. Peraturan Presiden Republik Indonesia Nomor 73 Tahun 2011 tentang Pembangunan Bangunan Gedung Negara
5. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor 29/PRT/M/2006 tentang Pedoman Persyaratan Teknis Bangunan Gedung
6. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor 06/PRT/M/2007 tentang Pedoman Umum Rencana Tata Bangunan dan Lingkungan
7. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor 24/PRT/M/2007 tentang Pedoman Teknis Izin Mendirikan Bangunan Gedung
8. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor 25/PRT/M/2007 tentang Pedoman Sertifikat Laik Fungsi Bangunan Gedung
9. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor 24/PRT/M/2008 tentang Pedoman Pemeliharaan dan Perawatan Bangunan Gedung
10. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor 11/PRT/M/2014 tentang Pengelolaan Air Hujan pada Bangunan Gedung dan Persilnya
11. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor 02/PRT/M/2015 tentang Bangunan Gedung Hijau
12. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor 05/PRT/M/2016 tentang Izin Mendirikan Bangunan Gedung
13. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor 06/PRT/M/2017 tentang Perubahan Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor 05/PRT/M/2016 tentang Izin Mendirikan Bangunan Gedung
14. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor 14/PRT/M/2017 tentang Persyaratan Kemudahan Bangunan Gedung
15. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor 11/PRT/M/2018 tentang Tim Ahli Bangunan Gedung, Pengkaji Teknis & Penilik Bangunan
16. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor 19/PRT/M/2018 tentang Penyelenggaraan Izin Mendirikan Bangunan Gedung dan Sertifikat Laik Fungsi Bangunan Gedung melalui Pelayanan Perizinan Berusaha Terintegrasi secara Elektronik
17. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor 22/PRT/M/2018 tentang Pembangunan Bangunan Gedung Negara

18. Keputusan Menteri Pekerjaan Umum Nomor 61/KPTS/1981 tentang Prosedur Pokok Pengadaan Bangunan Gedung Negara
19. Keputusan Menteri Permukiman dan Prasarana Wilayah Nomor 332/KPTS/M/ 2002 tentang Pedoman Teknis Pembangunan Bangunan Gedung Negara
20. Peraturan Daerah Kota Solok Nomor 13 Tahun 2012 tentang Rencana Tata Ruang Wilayah Kota Solok Tahun 2012 - 2031

Disamping itu, Standar-Standar yang menjadi acuan dalam Kajian Pembangunan Gedung Perkantoran Pemerintah 5 Lantai di Balaikota Solok ini adalah sebagai berikut :

| | | |
|---|---|---|
| 1. | SNI 1726-2012 | Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan |
| 2. | PBI 1971 | Peraturan Beton Bertulang Indonesia (N.I-2) |
| 3. | SNI 2847-2013 | Persyaratan Beton Stuktural untuk Bangunan Gedung |
| 4. | SNI 1729-2015 | Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural |
| 5. | SNI 1727-2013 | Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung |
| 6. | SNI 03-1735-2000 | Tata Cara Perencanaan Akses Bangunan dan Akses Lingkungan |
| 7. | RSNI-3 | Persyaratan Perancangan Geoteknik |

## 5.3 DATA LINGKUNGAN KAWASAN STUDI

Secara geografis Kota Solok berada pada posisi $0^0$32’ LS sampai $1^0$45’ LS dan $100^0$32’ BT sampai $101^0$41’ BT, terdiri dari daerah datar, bergelombang, curam, sangat curam dan berbukit dengan ketinggian rata-rata mencapai 390 meter di atas permukaan laut (390 dpl). Dilihat dari kondisi geografis Kota Solok, bentangan alam yang berada pada wilayah Kota Solok memiliki topografi yang bervariasi antara dataran dan berbukit dengan ketinggian antara 100 - 1525 meter di atas permukaan laut.

Berdasarkan jenis tanah yang ada di Kota Solok, sebagian besar didominasi oleh tanah jenis komplek podsolik merah kuning, podsolik cokelat dan latosol (2.006 Ha atau 34,80%), aluvial 1.248 Ha (21.65%), brown forest soil 1.190 Ha (20,64%), padsolik merah kuning 935 Ha (16,22%) dan latosol 385 Ha (6,68%).

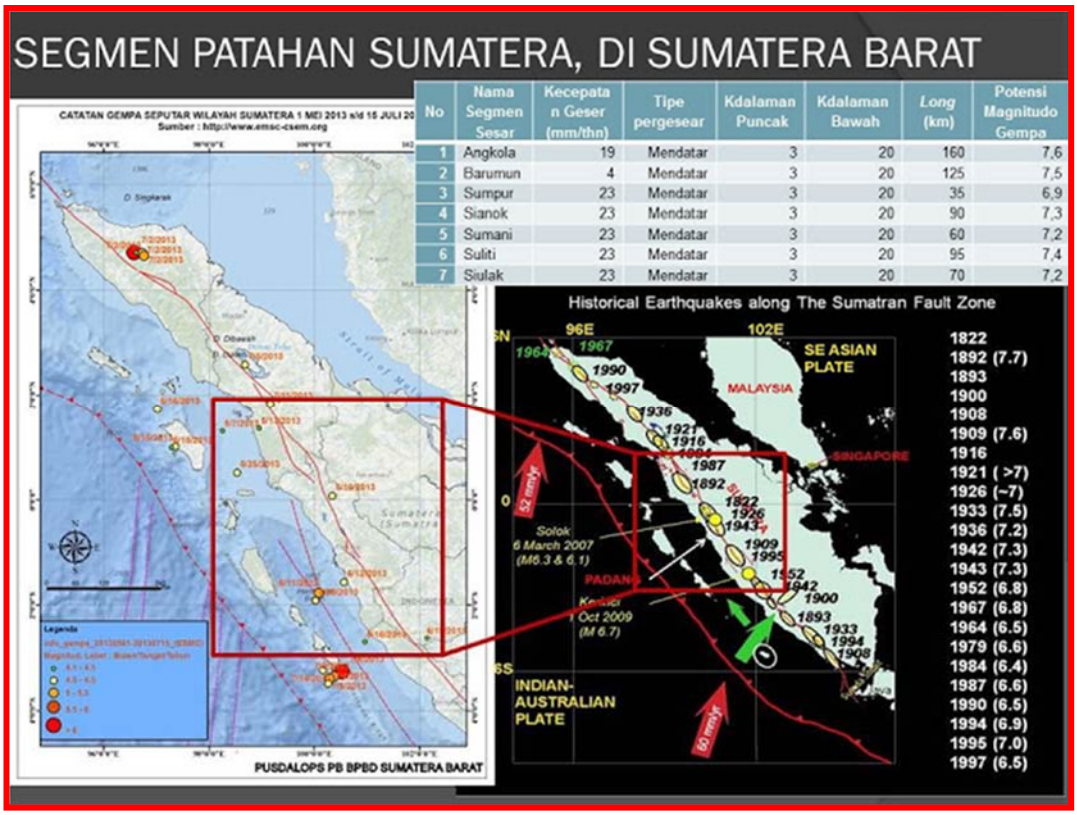
Kota Solok dilewati oleh 3 (tiga) aliran sungai, yaitu Batang Lembang, Batang Gawan dan Batang Binguang. Sungai Batang Lembang mencakup wilayah Kota dan Kabupaten Solok yang membelah Kota Solok, dimana terdapat beberapa titik rawan longsor dan terkadang meluap pada waktu hujan sehingga menimbulkan genangan pada beberapa kawasan.

**Gambar 5.3 Sungai Batang Lembang, Kota Solok**

## 5.4 DATA GEMPA DAN TANAH/ SOIL

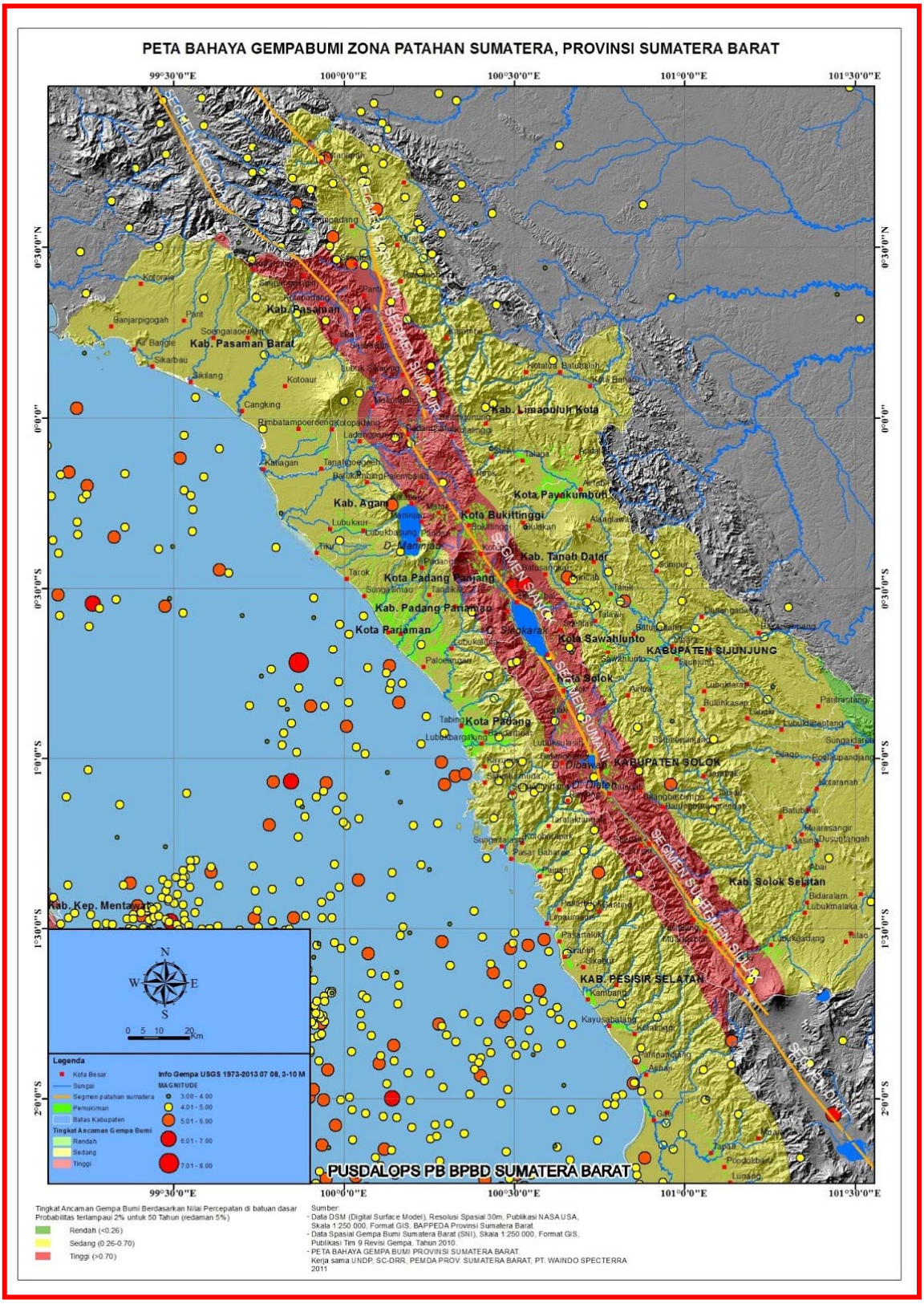
Ujung Utara Segmen Sumani ini berada di sisi Utara D. Singkarak, menyirisi sisi Barat Daya danau tersebut melintasi daerah Kota Solok, Sumani, Selayo dan berakhir di Utara D. Diateh Tenggara Gunung Talang. Panjang segmen 90 km dengan potensi 65 km kuat gempa maksimum pada segmen ini adalah M 7.2.

Gempa merusak tercatat terjadi pada 9 Juni 1943, M 7.4, di bawah Danau Singkarak dan menghasilkan pergeseran horizontal sejauh 1 m 4 (Danny Hilaman Natawijaya dkk. 1995), dan gempa pada 6 Maret 2007 juga telah menyebabkan banyak kerusakan di sepanjang segmen ini dari Sumani hingga Selayo.



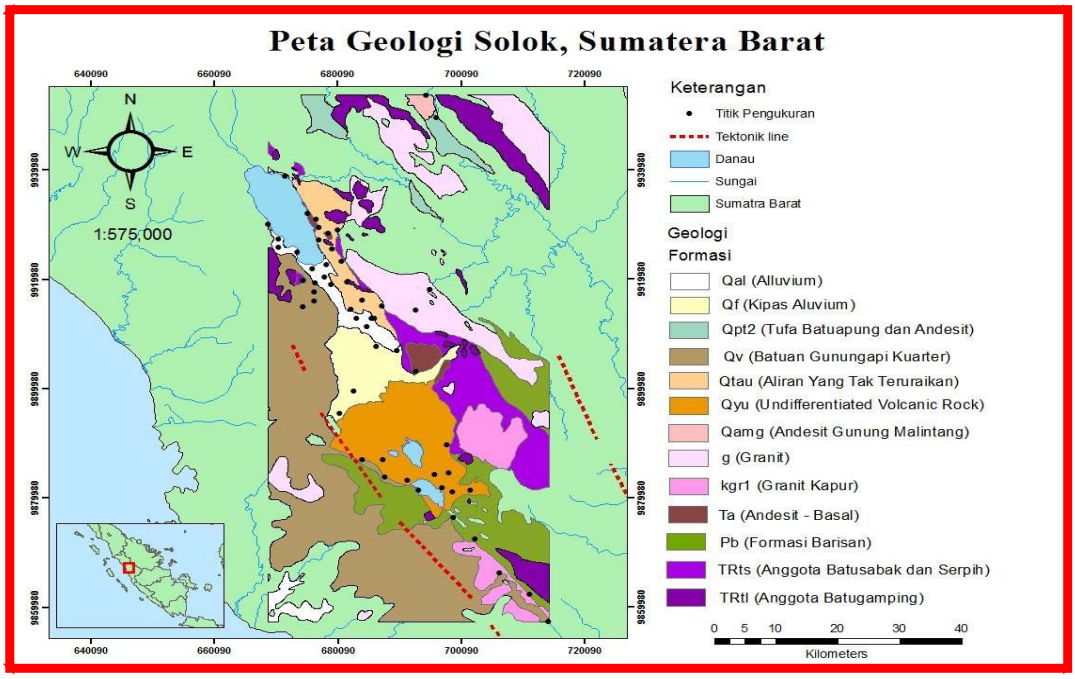

| No | Nama Segmen Sesar | Kecepatan Geser (mm/thn) | Tipe pergesear | Kdalaman Puncak | Kdalaman Bawah | Long (km) | Potensi Magnitudo Gempa |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Angkola | 19 | Mendatar | 3 | 20 | 160 | 7,6 |
| 2 | Barumun | 4 | Mendatar | 3 | 20 | 125 | 7,5 |
| 3 | Sumpur | 23 | Mendatar | 3 | 20 | 35 | 6,9 |
| 4 | Sianok | 23 | Mendatar | 3 | 20 | 90 | 7,3 |
| 5 | Sumani | 23 | Mendatar | 3 | 20 | 60 | 7,2 |
| 6 | Suliti | 23 | Mendatar | 3 | 20 | 95 | 7,4 |
| 7 | Siulak | 23 | Mendatar | 3 | 20 | 70 | 7,2 |

**Gambar 5.4 Segmen Patahan Sumatera di Sumatera Barat**




**Gambar 5.5 Peta Bahaya Gempa Bumi Patahan Sumatera, Sumatera Barat**

**Gambar 5.6 Sketsa Jalur Patahan Sumatera Barat**




**Gambar 5.7 Peta Geologi Solok, Sumatera Barat**

# BAB VI

# HASIL DAN PEMBAHASAN

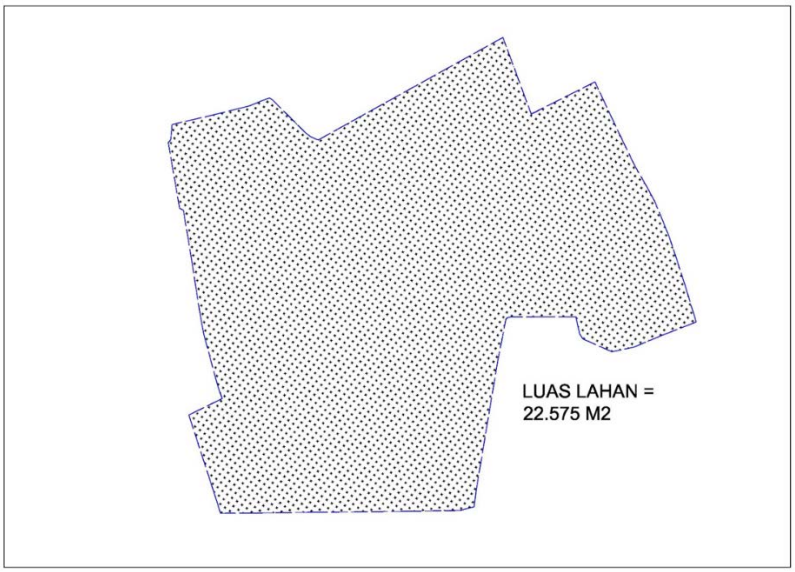
## 6.1 ASPEK LOKASI DAN LINGKUNGAN

Kantor balaikota solok terletak dalam sebuah kompleks perkantoran pemerintah kota solok yang mempunyai luas lahan sebesar lebih kurang 2,2 Hektar. Didalam lahan terdapat banyak gedung kantor yang umumnya berlantai 2.

Luas gedung perkantoran yang ada pada saat ini diperkirakan cukup besar. Kalau mengacu pada maka kawasan ini termasuk kawasan dengan kepadatan tinggi dengan KDB 80% dan KLB 1,5 . Kalau dihitung kepadatan bangunan yang ada pada saat ini adalah luas lahan komplek dibagi dengan total luas bangunan ( lantai dasar), maka didapat KDB nya lebih besar dari 80%.

Gbr. Site Plan komplek Kantor Balaikota Solok, menunjukkan perbandingan luas bangunan dengan luas lahan.

Peta Foto Komplek Perkantoran Balaikota Solok



Gambar Blok Bangunan yang ada pada saat ini

A = 1534 M2 ..... 3,068 M2
B = 545 M2
C = 240 M2
D = 726 M2 ..... 1.452 M2
E = 437 M2 ..... 874 M2
F = 372 M2 ..... 744 M2
G = 470 M2
H = 682 M2 ..... 1.364 M2
I = 371 M2
J = 206 M2
K = 290 M2
L = 125 M2
M = 120 M2

TOTAL LUAS LANTAI DASAR = ***6.118*** M2

TOTAL LUAS BANGUNAN = ***9869*** M2

Masalah krusial lainnya adalah masalah parkir. Jumlah kendaraan yang sangat banyak yang berada didalam kawasan, merupakan persoalan yang makin pelik, kalau tidak diantisipasi dari saat ini. Kalau mengikuti peraturan yang dikeluarkan oleh dirjen perhubungan darat nomor 272/HK.105/DRJD/96 tentang Pedoman Teknis Penyelenggaraan Fasilitas Parkir. Disebutkan dalam peraturan tersebut, bahwa untuk perkantoran harus mempunyai 1 parkir kendaraan roda empat untuk 100 m2 luas kantor. Kalau dihitung sesuai peraturan, maka kawasan komplek perkantoran balaikota Solok saat ini perlu menyediakan ruang parkir kendaraan roda sekitar 100 parkir kendaraan roda empat . Kalau bangunan 5 lantai dibangun dengan luas lebih kurang 8000 m2, maka diperlukan tambahan parkir sebanyak 80 kendaraan.

## 6.2 ASPEK STRUKTUR

Dari pengamatan lapangan bangunan yang ada saat ini umumnya menggunakan sistem struktur rangka kaku, tanpa perkuatan dengan shearwall. Material konstruksi yang digunakan secara umum adalah beton bertulang.

Kerentanan bangunan merupakan fungsi kinerja struktur bangunan dalam merespon gempa, yaitu semakin tinggi level kegempaannya, maka semakin berat kinerja struktur untuk mengurangi dampak kerusakannya. Standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung (SNI 03-1726-2002), mensyaratkan kriteria kinerja struktur terhadap gempa:

a. Akibat gempa ringan, struktur bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada elemen strukturnya maupun pada elemen non struktural.
b. Akibat gempa sedang, elemen struktural bangunan tidak boleh rusak tetapi elemen non strukturnya boleh mengalami kerusakan ringan, namun struktur bangunan masih dapat dipergunakan.
c. Akibat gempa besar, baik elemen struktural maupun elemen nonstruktural akan mengalami kerusakan, tetapi struktur bangunan tidak boleh runtuh.

Untuk dapat memenuhi kriteria kinerja yang disyaratkan oleh SNI tersebut di atas, harus mengikuti prinsip-prinsip dasar dalam perencanaan, perancangan, dan pelaksanaan srtuktur bangunan bertulang tahan gempa (Imran, 2010). Adapun prinsip-prinsip dasar tersebut adalah:

1. Prinsip Struktur:
   a. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan tingkat kerawanan daerah tempat struktur bangunan tersebut berada.
   b. Aspek kontinuitas dan integrasi struktur bangunan perlu diperhatikan. Dalam pendetailan penulangan dan sambungan-sambungan, unsur struktur bangunan harus terikat secara efektif menjadi satu kesatuan untuk meningkatkan integritas struktur secara menyeluruh
   c. Konsistensi sistem struktur yang diasumsikan dalam disain dengan sistem struktur yang dilaksanakan harus terjaga
   d. Material beton dan baja tulangan yang digunakan harus memenuhi persyaratan material konstruksi untuk struktur bangunan tahan gempa
   e. Unsur-unsur arsitektural yang memiliki masa yang besar harus terikat dengan kuat pada sistem portal utama dan harus diperhitungkan pengaruhnya terhadap sistem struktur
   f. Metode pelaksanaan, sistem quality control dan quality assurance dalam tahapan konstruksi harus dilaksanakan dengan baik dan harus sesuai dengan kaidah yang berlaku
2. Prinsip Arsitektur
   a. Bentuk denah bangunan yang terbaik untuk menahan gempa adalah bentuk yang sederhana, simetris, dan tidak terlalu panjang.
   b. Masa bangunan sebaiknya dibuat seringan mungkin, untuk menghindari beban inersia yang timbul pada saat terjadi gempa. yaitu menghindari penggunaan unsure-unsur arsitektural memiliki massa yang besar.

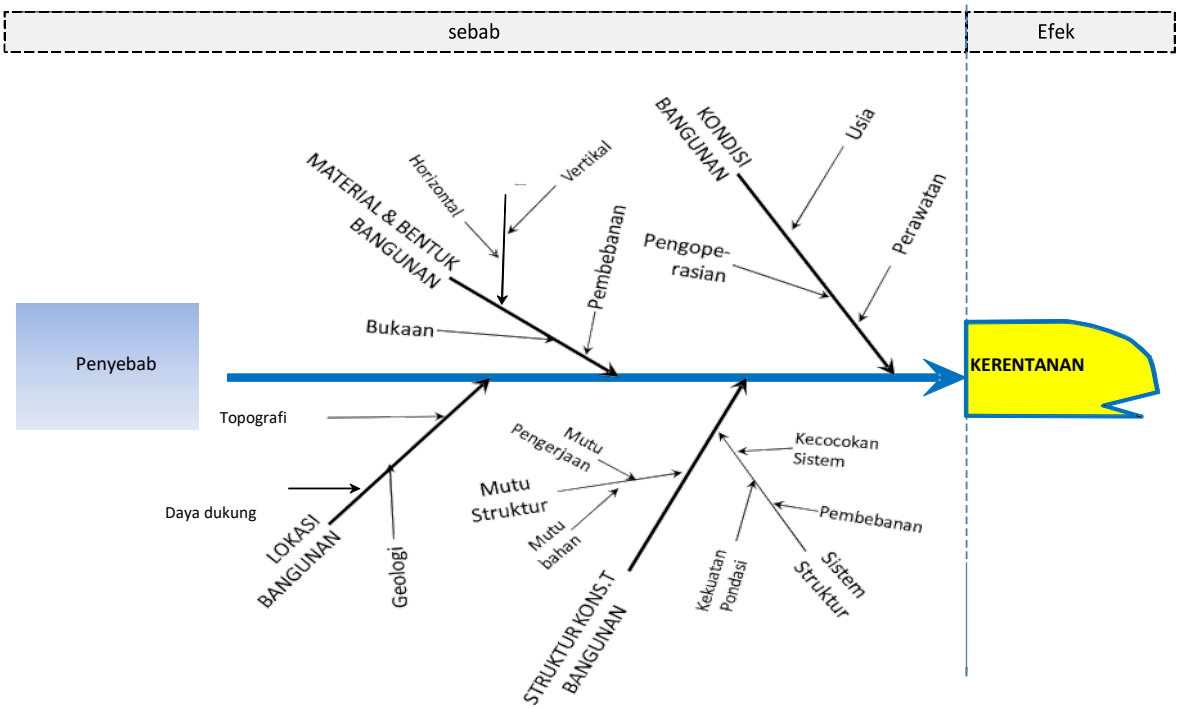



Diagram Penyebab kerentanan bangunan (*fishbone diagram*)

Kategori penyebab utama kerentanan (Boen, 2010) dapat dikelompokkan:

1. Lokasi Bangunan
   a. Topografi: bangunan di atas lahan miring/lereng menyebabkan perbedaan penurunan
   b. Geologi: bangunan berada di daerah patahan/rawan pergerakan tanah, menimbulkan keretakan dan penurunan tanah
   c. Daya dukung tanah: bangunan berada di atas jenis lapisan tanah yang daya dukungnya rendah (misalnya tanah mengalami likuifaksi dapat menyebabkan kehilangan kekuatan)
2. Masa dan Bentuk Bangunan
   a. Pembebanan: penggunaan material terlalu berat, memperberat kinerja struktur

b. Keteraturan vertikal dan horizontal: konfigurasi bangunan yang tidak beraturan dan tidak simetris menyebabkan torsi

c. Bukaan: ukuran bukaan cenderung memperlemah struktur

3. Struktur Konstruksi Bangunan

Sistem Struktur: kecocokan sistem struktur disesuaikan dengan tingkat kerawanan daerah setempat terhadap gempa.

a. Struktur atas : konstruksi dinding pemikul (*unconfined masonry*) tanpa rangka dan konstruksi dinding dengan rangka (*confined masonry*): rangka kayu, kolom balok praktis, struktur rangka beton pengisi dan rangka baja.

b. Struktur bawah: kerusakan bangunan struktur atas akibat kegagalan pondasi atau penurunan pondasi yang tidak merata, hal ini

4. Kondisi Bangunan

a. Pemanfaatan: merubah peruntukan bangunan (pembebaan struktur yang berlebihan tidak sesuai perencanaan awal).

b. Perawatan: minimnya perawatan mempertahankan dan memulihkan kinerja bangunan.

c. Usia pakai bangunan: berkurangnya kinerja struktur bangunan.

## 6.3. ASPEK PONDASI / TANAH

Faktor tanah menentukan jenis pondasi yang akan digunakan.

Berdasarkan jenis tanah yang ada di Kota Solok, sebagian besar didominasi oleh tanah jenis komplek podsolik merah kuning, podsolik cokelat dan latosol (34,80%), aluvial (21.65%), brown forest soil (20,64%), padsolik merah kuning (16,22%) dan latosol (6,68%). Melihat hasil bor log pada tabel dibawah ini, maka pada lokasi ini kita harus menggunakan pondasi tiang pancang sedalam lebih kurang 25 – 30 meter untuk mencapai kondisi tanah keras.

Data boring pada lokasi kantor balai kota solok yang didapat dari konsultan DED

## 6.4. ASPEK TATARUANG

Sesuai dengan Perda Kota Solok no. 13 tahun 2012 , Tentang RTRW Kota Solok 2012-2013, dalam lampirannya dinyatakan bahwa lokasi balaikota solok terletak pada daerah dengan KDB 80% dan KLB 1,5. Hasil perhitungan didapatkan luas bangunan yang boleh dibangun adalah 2800 m2.

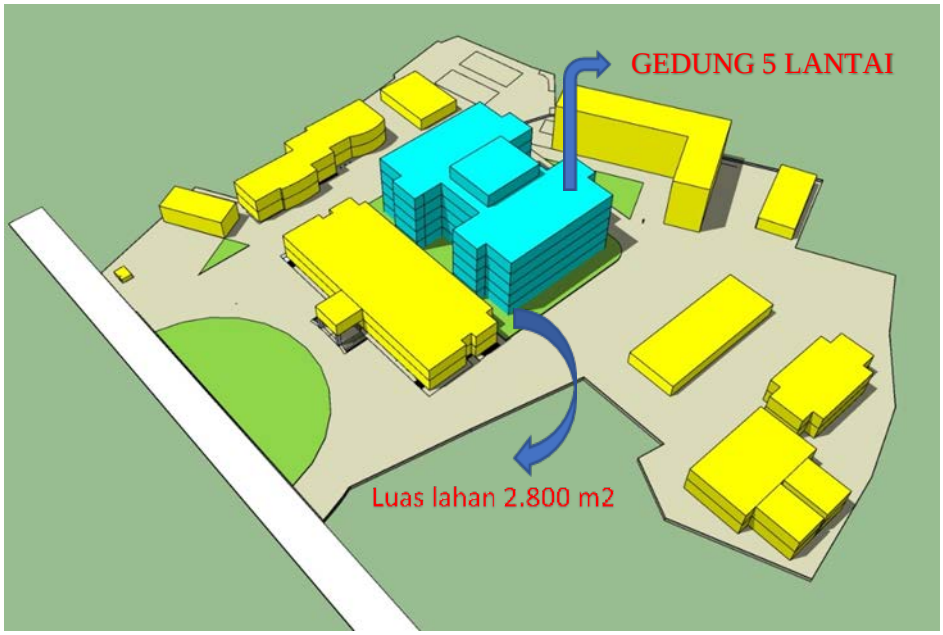
# BAB VII

# PENUTUP

## 7.1 KESIMPULAN

### 7.1.1 Aspek Lingkungan dan Arsitektur

Peta foto drone diatas ini menunjukkan kepadatan bangunan yang tinggi pada kawasan komplek kantor Balaikota Solok.




Gambar diatas memperlihatkan rencana bentuk masa bangunan yang cocok dengan lingkugan sekitarnya. Sebaiknya massa bangunan posisinya tegak lurus terhadap garis patahan atau sesar.

Sesuai dengan Perda Kota Solok no. 13 tahun 2012 , Tentang RTRW Kota Solok 2012-2013, bahwa letak kompleks kantor Balaikota Solok berada didaerah kepadatan tinggi dengan KDB 80% dan KLB 1,5. Luas lahan yang akan dibangun lebih kurang 2800 m2.

KDB 80%, artnya luas lantai dasar bangunan = 80/100 x 2.800 m2= 2.240 m2

KLB 1,5 , artinya luas total lantai bangunan yang

boleh di bangun = 1,5 x 2.800 m2 = 4.200 m2

Artinya jumlah Lantai bangunan yang boleh dibangun adalah

4.200 m2 : 2.240 m2 = 2 Lantai

### 7.1.2 Sistem Struktur

#### 7.1.2.1 Struktur Atas

Sistem struktur yang cocok adalah sistem rigid frame dengan tambahan shearwall pada bagian yang lemah dari sistem struktur, disamping memperkuat kekakuan.

#### 7.1.2.2 Struktur Bawah / Pondasi

1. Sumber Gempa yang paling dominan untuk kota Solok adalah akibat Gempa Patahan Semangko, yang berjarak kisaran 2 sampai 3 km dari lokasi Balaikota.
2. Jenis tanah yang mungkin dominan adalah Tanah Lunak sampai sedang, Muka Air Tanah dangkal
3. Dari hasil analisa asal usul tanah yang merupakan tanah Aluvial seperti halnya kota Padang dan Palu, kemungkinan Likuifaksi bisa terjadi.
4. Daya Dukung Tanah rendah sampai sedang pada lapisan bagian atas jika dilihat dari lingkungan yang ada, yaitu persawahan.

## 7.2 SARAN

### 1. Arsitektur dan Lingkungan

Bentuk massa bangunan yang baik adalah berbentuk simetris (bujursangkar, segi empat) dan mempunyai perbandingan sisi yang baik yaitu panjang < 3 kali lebar, ini dimaksudkan untuk mengurangi gaya puntir yang terjadi pada saat terjadi gempa. Untuk bangunan yang panjang dapat dilakukan pemisahan ruangan (dilatasi) sehingga dapat mengurangi efek gempa. Juga harus diperhatikan bukaan akibat jendela dan pintu tidak boleh terlalu besar. Apabila bukaan itu besar akan terjadi pelemahan pada jendela dan pintu tersebut.

Masa dan Bentuk Bangunan

a. Bentuk denah bangunan yang terbaik untuk menahan gempa adalah bentuk yang sederhana, simetris, dan tidak terlalu panjang.

b. Masa bangunan sebaiknya dibuat seringan mungkin, untuk menghindari beban inersia yang timbul pada saat terjadi gempa. yaitu menghindari penggunaan unsur-unsur arsitektural memiliki massa yang besar.

c. Pembebanan: penggunaan material terlalu berat, memperberat kinerja struktur

d. Keteraturan vertikal dan horizontal: konfigurasi bangunan yang tidak beraturan dan tidak simetris menyebabkan torsi

d. Bukaan: ukuran bukaan yang besar cenderung memperlemah struktur

**Parkir**

Akibat penambahan luas gedung kantor pemerintah kota solok, berdampak secara langsung dengan parkir kendaraan, baik roda empat maupun roda dua. Parkir untuk kendaraan karyawan sebaiknya di pisah dengan parkir kendaraan tamu maupun masyarakat yang ada keperluan di Balaikota Solok.

Karena kondisi lahan yang sangat terbatas, maka kami merekomendasikan perlu *dibuat gedung parkir* untuk memenuhi kebutuhan pelayanan kepada masyarakat .

## 2. Struktur Bawah / Pondasi

a. Dalam perencanaan Pondasi untuk bangunan tinggi (5 lantai) dituntut perencana untuk memperhitungkan dengan baik akibat resiko gempa.

b. Agar dipertimbangkan pengaruh akibat kemungkinan terjadinya Likuifaksi, bisa dihitung dengan menggunakan data Sondir dan SPT/Bor Inti.

c. Gunakan jenis pondasi Dalam agar terpenuhi daya dukung pondasi dan terhindar dari kemungkinan akibat terjadinya Likuifaksi.

d. Dalam merencanakan pondasi diperlukan data-data Sondir, Bor Mesin/bor inti dan pemeriksaan Paremeter Laboratorium minimal. (sondir 4 titik, bor Mesin 2 titik dengan kedalaman tiap titik 30 meter)

e. Pondasi yang cocok adalah pondasi tiang pancang beton bulat (precast) sampai kedalaman tanah keras

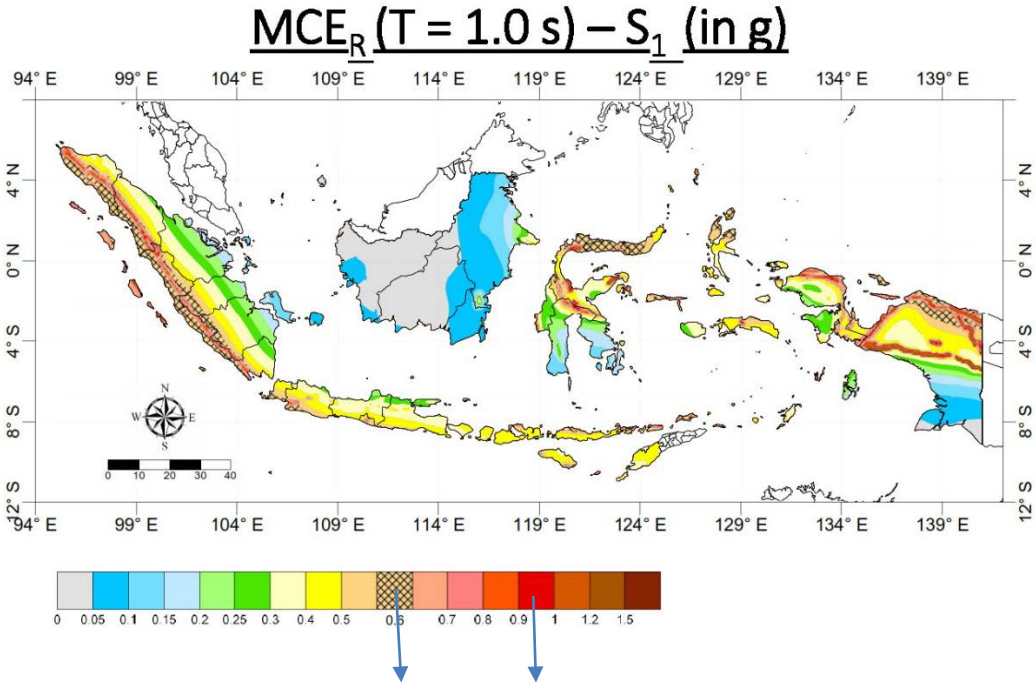
## 3. Struktur Atas

Sistem struktur bangunan sebaiknya menggunakan Sistem struktur Rangka kaku digabung dengan Shearwall. Untuk joint antar kolom dan balok perlu perkuatan tertentu.

Sebagai alternatif disarankan pondasi menggunakan sistem ***Based Isolation*** pada bagian bawah kolom atau balok.

CONTOH BASED ISOLATION

Untuk Perencanaan sistem struktur atas bangunan perlu mengikuti peraturan gempa yang baru, seperti peta zona tingkat bahaya gempa terbaru 2018.



## 4. Tata Ruang

Untuk dapat membangun bangunan 5 lantai di kawasan balaikota solok , perlu adanya *revisi* Perda No. 13 tahun 2012 tentang RTRW Kota Solok 2012 – 2031. Hal ini dimaksudkan agar tidak melanggar aturan yang sudah ditetapkan.