

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1 Tanah

2.1.1 Pengertian Tanah

Istilah tanah dalam bidang mekanika tanah dipakai untuk mencakup semua bahan dari tanah lempung (*clay*) sampai berangkal (batu-batu yang besar) (Wesley, 1977).

2.1.2 Klasifikasi Tanah

Dari sudut pandang teknis, tanah dapat digolongkan menjadi :

1. Batu kerikil (*gravel*)
2. Pasir (*sand*)
3. Lanau (*silt*)
4. Lempung (*clay*)

Batu kerikil dan pasir seringkali dikenal sebagai golongan bahan-bahan yang berbutir kasar/tidak *cohesive*, sedangkan lanau dan lempung dikenal sebagai golongan bahan-bahan yang berbutir halus/*cohesive*.

Batu Kerikil dan Pasir

Golongan ini terdiri dari pecahan-pecahan batu dengan berbagai ukuran dan bentuk. Butiran-butiran batu kerikil biasanya terdiri dari pecahan batu, tetapi kadang-kadang mungkin pula terdiri dari satu macam zat mineral tertentu, misalnya *kwartz* atau *flint*. Butiran-butiran pasir hampir selalu terdiri dari satu macam zat mineral, terutama *kwartz*.

Butiran-butiran tersebut bisa terdapat dalam satu ukuran saja (*uniformly graded*) atau mencakup seluruh ukuran dari batu besar sampai pasir halus, keadaan ini disebut bahan yang bergradasi baik (*well graded*).

Lempung

Lempung terdiri dari butiran yang sangat kecil dan menunjukkan sifat-sifat *plastisitas* dan *cohesive*. *Plastisitas* adalah sifat yang memungkinkan bentuk bahan itu berubah-ubah tanpa perubahan isi atau tanpa kembali ke bentuk aslinya, dan

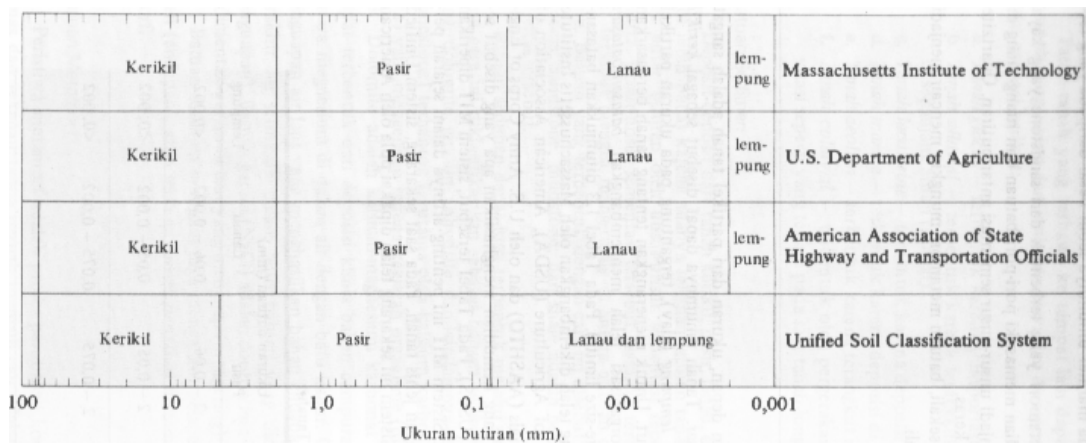
tanpa terjadi retak-retak atau pecah-pecah, sedangkan *cohesive* menunjukkan kenyataan bahwa bagian-bagian itu melekat satu sama lainnya.

Lanau

Lanau adalah bahan yang merupakan peralihan antara lempung dan pasir halus. Kurang *plastis* dan lebih mudah ditembus air daripada lempung dan memperlihatkan sifat dilatansi yang tidak terdapat pada lempung. Dilatansi adalah sifat yang menunjukkan gejala perubahan isi apabila lanau itu dirubah bentuknya.

2.1.2.1 Deskripsi Sistematis

Sedikit banyak, sifat-sifat tanah selalu tergantung pada ukuran butirannya dan ini dipakai sebagai titik tolak untuk klasifikasi teknis dari tanah. Klasifikasi tanah berdasarkan ukuran butirannya disajikan dalam Gambar 2.1.

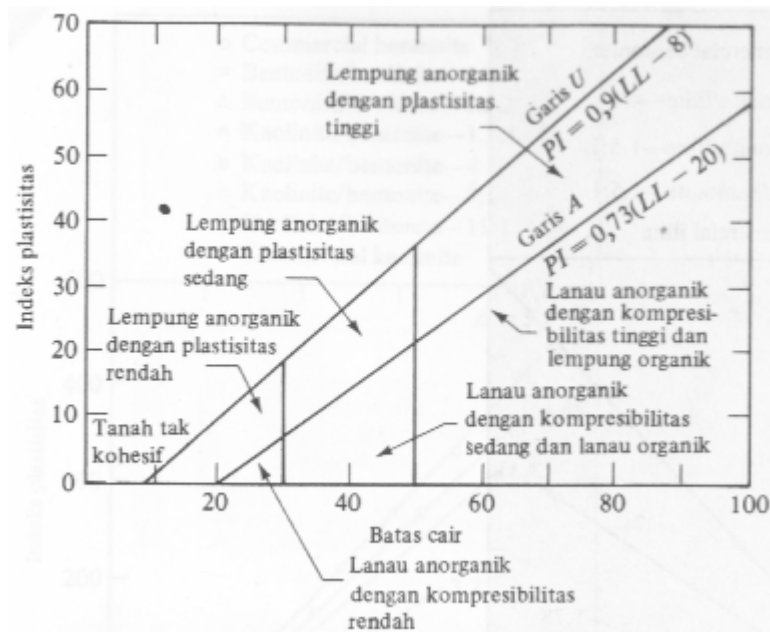


Sumber : Mekanika Tanah Jilid 1, Braja M. Das, 1995

Gambar 2.1 Batasan-batasan ukuran golongan tanah menurut beberapa sistem

Telah diketahui bahwa sifat-sifat tanah yang berbutir kasar sangat tergantung pada ukuran butirannya, karena itu distribusi ukuran butiran adalah satu-satunya sifat yang dipakai untuk mengklasifikasikan tanah berbutir kasar. Lain halnya dengan tanah yang berbutir halus. Pada tanah ini diketahui bahwa tidak ada hubungan langsung antara sifat-sifatnya dengan ukuran butiran, tetapi sifat-sifatnya lebih bergantung pada komposisi zat mineralnya. Karena itu untuk menyatakan sifat-sifat dan mengklasifikasikannya dipakai metoda lain, yaitu dengan percobaan *Batas Atterberg*. Dari percobaan ini dapat diketahui batas plastis dan batas cair, yang memberikan petunjuk lebih baik mengenai sifat-sifat lanau dan lempung. Oleh

karena itu, apabila sudah jelas diketahui bahwa butiran-butiran tanah tertentu seluruhnya lebih halus dari 0,06 mm maka tidak perlu mengukur lebih lanjut ukuran butirannya, untuk menentukan apakah tanah itu lanau atau lempung. Penentuannya dilakukan atas dasar hasil percobaan *Batas Atterberg*. Bagan plastisitas dapat dilihat pada Gambar 2.2.



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

Gambar 2.2 Bagan plastisitas

Perbedaan istilah antara “lempung” dan “fraksi lempung” atau “lanau” dan “fraksi lanau” penting untuk diketahui. Lempung adalah istilah yang dipakai untuk menyatakan tanah berbutir halus yang memiliki sifat *cohesive*, *plastisitas*, tidak memperlihatkan sifat dilatansi dan tidak mengandung jumlah bahan kasar yang berarti. Fraksi lempung adalah bagian berat dari tanah yang butiran-butirannya lebih halus dari 0.002 mm. Sedangkan lanau adalah istilah yang dipakai untuk menyatakan tanah yang bersifat seperti lanau. Fraksi lanau adalah bagian berat dari tanah yang butiran-butirannya antara 0,002 mm-0,06 mm.

2.1.2.2 Deskripsi Visual

Klasifikasi suatu jenis tanah dapat dilakukan dengan pengamatan terhadap tanah tersebut. Langkah pertama adalah menentukan bagian terbesar dari tanah itu,

tergolong pasir dan kerikil atau lempung dan lanau. Garis pemisah antara kedua jenis tanah ini adalah batas ukuran pasir dan lanau yaitu 0,06 mm. Ukuran ini hampir sama dengan ukuran saringan No.200 dan juga merupakan ukuran butiran terkecil yang dapat dilihat dengan mata telanjang.

Bila sebagian besar tanah itu lebih kasar dari ukuran batas ini, maka diberi nama yang sesuai dengan memperhatikan perbandingan relatif dari ukuran butiran-butiran yang ada. Misalnya kerikil kepasiran, dipakai untuk menyatakan suatu bahan yang hampir seluruhnya terdiri dari kerikil tetapi mengandung sejumlah pasir. Pasir kelempungan, dipakai untuk menyatakan suatu bahan yang hampir seluruhnya terdiri dari pasir tetapi mengandung sejumlah lempung.

Sebaliknya, bila sebagian besar tanah itu lebih halus dari ukuran batas pasir dan lanau maka tanah itu termasuk kelompok lanau atau lempung, tetapi penentuan apakah lanau atau lempungnya tidak dilakukan atas dasar ukuran butirannya. Cara yang paling baik untuk membedakan antara lanau dan lempung adalah percobaan dilatansi. Sedikit tanah lunak (cukup basah sehingga hampir lekat) diletakkan di tangan terbuka dan diguncang-guncang secara mendatar. Pada lanau, air akan muncul pada permukaannya dan akan hilang bila contoh tanah ditekan diantara jari. Pada lempung hal ini tidak akan terjadi.

Dalam beberapa hal, reaksi terhadap percobaan dilatansi tidak begitu tegas, apakah tanah itu harus diklasifikasikan sebagai lempung kelanauan atau lanau kelempungan. Sebagai tambahan terhadap sifat-sifat tanah, berbagai keterangan tentang keadaannya juga harus diberikan, meliputi :

- Untuk Pasir dan Kerikil
 - a. Gradasi, apakah bahan itu bergradasi baik (*well graded*), tidak baik (*poorly graded*) ataukah berukuran seragam (*uniformly graded*).
 - b. Kadar kehalusan bahan.
 - c. Ukuran butiran maksimum.
 - d. Bentuk butiran, apakah bulat, bersudut, memanjang, dsb.
 - e. Kekerasan butiran.
 - f. Warna.
- Untuk Lanau dan Lempung
 - a. Plastisitas, apakah bahan itu derajat plastisitasnya rendah, sedang atau tinggi.
Suatu tanda yang baik untuk plastisitas dari suatu bahan dapat diperoleh

dengan mengerjakan bahan itu pada kadar air yang berlainan. Bahan dengan plastisitas tinggi dapat dirubah bentuknya tanpa terjadi retak-retak atau pecah-pecah dalam daerah kadar air yang lebar. Bahan dengan plastisitas rendah memperlihatkan gejala untuk menjadi pecah atau retak pada waktu dirubah bentuknya dan sifatnya lebih peka terhadap perubahan kadar air.

b. Warna.

2.2 Pondasi

2.2.1 Pengertian Pondasi

Pondasi adalah bagian dari suatu bangunan yang berfungsi meneruskan berat bangunan tersebut ke tanah dimana bangunan itu berdiri (Terzaghi, Peck, 1987). Suatu perencanaan pondasi dikatakan benar apabila beban yang diteruskan oleh pondasi ke tanah tidak melampaui kekuatan tanah yang bersangkutan. Apabila kekuatan tanah dilampaui, maka penurunan yang berlebihan atau keruntuhan dari tanah akan terjadi (Das, 1998).

Istilah Struktur Atas (*Upper Structure*) umumnya dipakai untuk menjelaskan bagian dari sistem rekayasa yang memberikan beban kepada Struktur Bawah (*Sub Structure*). Pondasi tergolong dalam bangunan struktur bawah yang tidak lain sebagai media penyebaran/penyalur beban. Pondasi memiliki model dan bentuk yang sangat variatif sesuai dengan kebutuhan di lapangan. Sampai saat ini bentuk pondasi terus berkembang dengan pesat sesuai dengan perkembangan Ilmu Pengetahuan dan Teknologi/IPTEK (Bowles, 1997).

2.2.2 Klasifikasi Pondasi

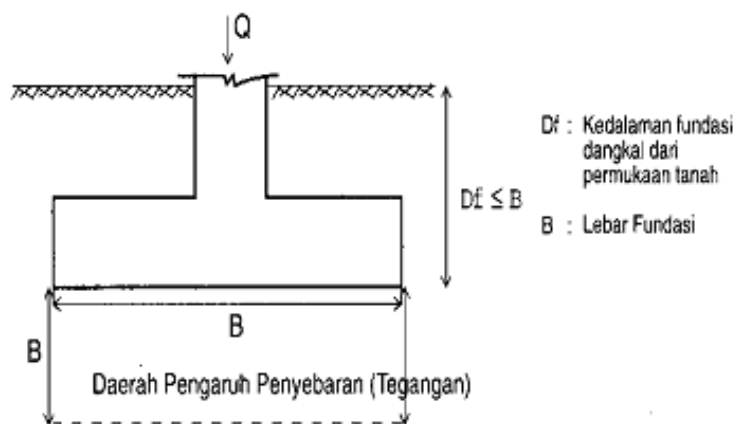
Sebelum sampai pada tahap pemilihan pondasi yang akan digunakan pada sebuah bangunan, perencana harus mengetahui terlebih dahulu berbagai macam pondasi yang ada. Selanjutnya pemilihan jenis pondasi dilakukan berdasarkan faktor-faktor seperti yang telah disebutkan dalam Bab I. Oleh karena semua proyek pada pelaksanaannya selalu dibatasi oleh 3 variabel berupa biaya, mutu dan waktu, maka pemilihan pondasi juga harus mempertimbangkan 3 variabel pembatas ini. Setelah ditentukan jenis pondasi yang mampu mengakomodasi semua faktor tersebut, barulah pelaksanaan dapat dilakukan.

Secara garis besar, pondasi terbagi menjadi 2 kelompok yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam.

2.2.2.1 Pondasi Dangkal (*Shallow Foundation*)

Menurut Terzaghi (1987), definisi dari pondasi dangkal adalah sebagai berikut :

- Apabila kedalaman pondasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi, maka pondasi tersebut bisa dikatakan sebagai pondasi dangkal.
- Anggapan bahwa penyebaran tegangan pada struktur pondasi ke tanah di bawahnya yang berupa lapisan penyangga (*bearing stratum*) lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi.



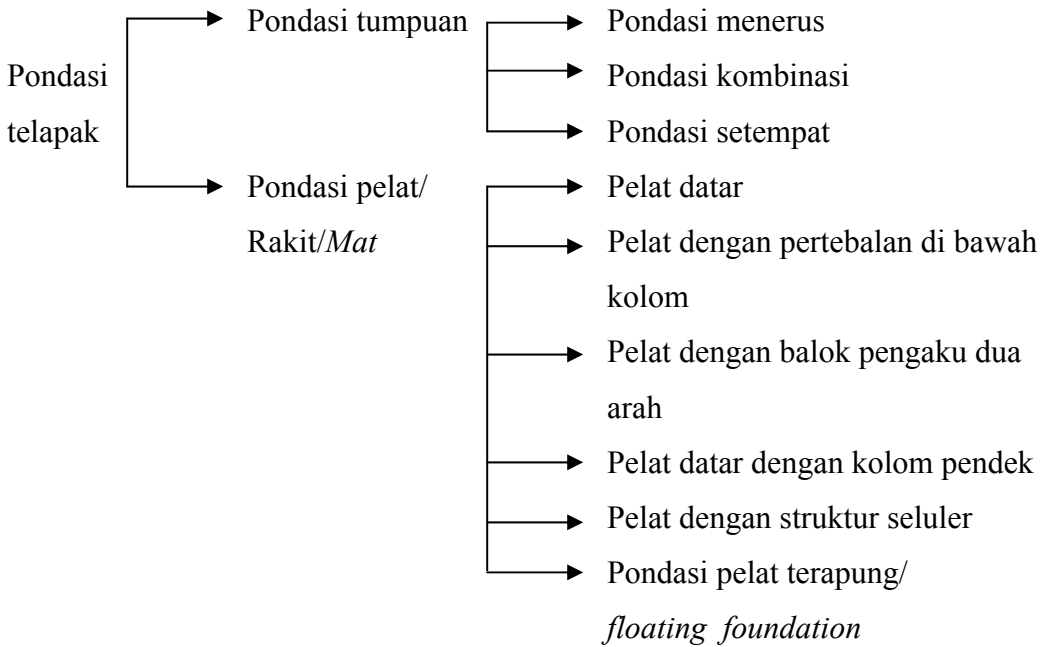
Gambar 2.3 Pondasi dangkal

Pondasi dangkal digunakan apabila kedalaman tanah keras tidak begitu dalam (antara 0,6 sampai 2,0 meter), serta kapasitas dukung tanah relatif baik ($>2,0 \text{ kg/cm}^2$). Faktor inilah yang menjadikan pondasi dangkal sebagai pondasi termurah. Pada umumnya pondasi dangkal berupa pondasi telapak yaitu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dan berkualitas baik yang mampu mendukung suatu bangunan pada permukaan tanah.

Untuk perencanaan dimensi secara langsung, dapat ditentukan dengan rumus $D/B \leq 1-4$, dimana D adalah kedalaman pondasi diukur dari alas pondasi sampai permukaan tanah dan B adalah lebar alas pondasi. Sedangkan luas alas pondasi

dihitung sedemikian rupa sehingga tekanan yang terjadi pada tanah dasar tidak melampaui kapasitas dukung ijin tanah $\sigma \leq \sigma^{\cdot}$. Luas alas pondasi ditentukan dengan rumus $A = P/\sigma$, dengan A adalah luas alas pondasi, P adalah beban yang bekerja pada kolom yang didukung pondasi (beban normal) dan σ adalah tekanan yang terjadi pada tanah. Perencanaan dimensi pondasi dangkal paling hemat apabila dibuat sedemikian rupa sehingga resultan gaya-gaya yang bekerja berada di pusat berat alas pondasi.

Pondasi telapak sendiri dapat dibagi menjadi beberapa macam, seperti dapat dilihat pada Gambar 2.4.



Sumber : Rekayasa Fundasi II Fundasi Dangkal dan Fundasi Dalam, penerbit Gunadarma dan Rekayasa Pondasi II, Ir. Indrastono Dwi Atmanto, M.Eng

Gambar 2.4 Flow chart klasifikasi pondasi telapak

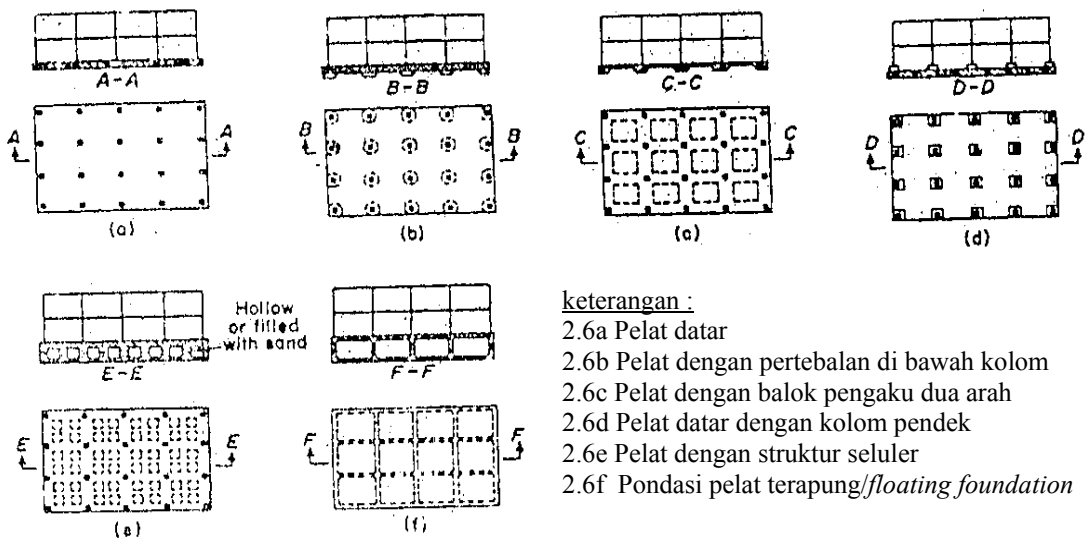


sumber : www.coolthaihouse.com

Gambar 2.5 Pondasi Telapak (*footing*) sebagai pondasi dangkal yang umum dipakai

Salah satu pondasi telapak yang sering digunakan adalah pondasi pelat/rakit/*mat*. Pondasi rakit merupakan pondasi gabungan yang sekurang-kurangnya memikul tiga kolom yang tidak terletak dalam satu garis lurus, jadi seluruh bangunan menggunakan satu telapak bersama. Jika jumlah luas seluruh telapak melebihi setengah luas bangunan, maka lebih ekonomis menggunakan pondasi rakit. Selain itu pelaksanaannya juga lebih mudah. Pemakaian pondasi rakit dimaksudkan juga untuk mengatasi tanah dasar yang tidak homogen, misalnya ada lensa-lensa tanah lunak, supaya tidak terjadi perbedaan penurunan yang cukup besar.

Secara struktural, pondasi rakit merupakan pelat beton bertulang yang mampu menahan momen, gaya lintang, geser pons yang terjadi pada pelat beton, tetapi masih aman dan ekonomis. Apabila beban tidak terlalu besar dan jarak kolom sama maka pelat dibuat sama tebal (gb.2.6a). Untuk mengatasi gaya geser pons yang cukup besar, dapat dilakukan pertebalan pelat di bawah masing-masing kolom atau di atas pelat (gb.2.6b dan gb.2.6d). Pemberian balok pada kedua arah di bawah pelat bertujuan untuk menahan momen yang besar (gb.2.6c) atau dapat dipakai juga pelat dengan struktur seluler (gb.2.6e). Sedangkan untuk mengurangi penurunan pada tanah yang *compressible* dibuat pondasi yang agak dalam, struktur ini disebut pondasi pelat terapung/*floating foundation* (gb.2.6f).



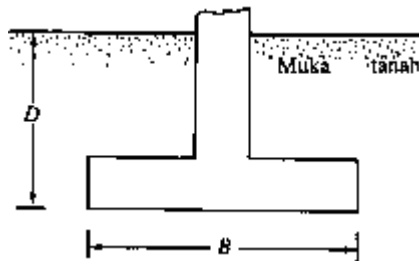
- keterangan :
 2.6a Pelat datar
 2.6b Pelat dengan pertebalan di bawah kolom
 2.6c Pelat dengan balok pengaku dua arah
 2.6d Pelat datar dengan kolom pendek
 2.6e Pelat dengan struktur seluler
 2.6f Pondasi pelat terapung/*floating foundation*

Sumber: Rekayasa Pondasi II, Ir Indrastono Dwi Atmanto, Meng

Gambar 2.6 Tipe-tipe pondasi rakit/pelat/*mat* (*raft*) *footing*

2.2.2.2 Pondasi Dalam (*Deep Foundation*)

Pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras atau lapisan tanah dengan daya dukung yang memadai berada cukup dalam dari permukaan tanah dan pada lapisan tanah atas berupa tanah lunak (*humus/peat/organik*). Kondisi ini mengharuskan pondasi ditanam sehingga dapat mencapai lapisan tanah keras tersebut. Jenis pondasi dalam yang umum digunakan adalah pondasi sumuran dan pondasi tiang pancang.

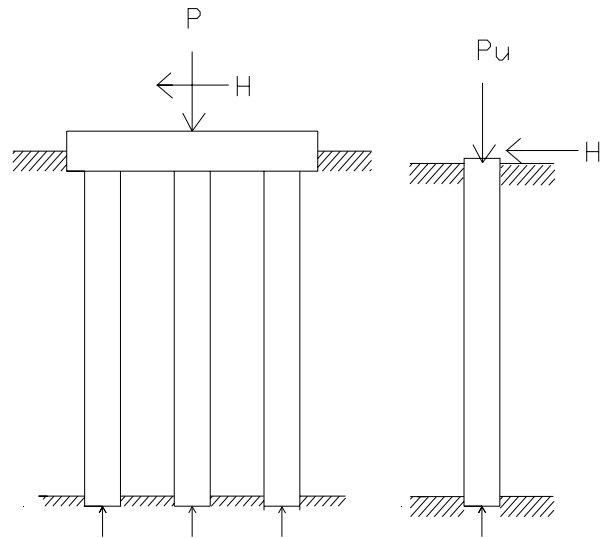


Gambar 2.7 Pondasi dalam ($D/B \geq 4$)

Pondasi sumuran (*caisson foundation*) pada dasarnya merupakan bentuk peralihan dari pondasi langsung ke pondasi tiang. Contoh pondasi sumuran yang umum digunakan adalah pondasi tiang bor (*bored pile*). Pondasi sumuran digunakan apabila beban yang bekerja pada struktur pondasi cukup berat dan letak tanah keras atau lapisan tanah dengan daya dukung tinggi tidak terlalu dalam. Diameter minimum pondasi sumuran adalah 0,8 m dan harus memenuhi syarat $4 \leq D/B < 10$, dimana D adalah kedalaman pondasi dan B adalah diameter pondasi sumuran.

Pondasi tiang adalah suatu struktur pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan menyerap lenturan (Wesley, 1980). Pondasi tiang pancang merupakan pondasi tiang yang paling umum digunakan. Pondasi tiang pancang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang menggunakan *poer/pile cap*. Rasio kedalaman pemancangan dengan lebar *poer/pile cap* harus memenuhi syarat $D/B > 10$, dimana D adalah kedalaman pemancangan hingga mencapai lapisan tanah keras dan B adalah lebar *poer/pile cap*.

Pondasi tiang pancang secara garis besar dapat dibedakan menjadi 2, yaitu tiang pancang tunggal dan tiang pancang kelompok.



Gambar 2.8 Tiang Pancang Kelompok dan Tiang Pancang Tunggal

Ditinjau dari bahannya, tiang pancang dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

1. Tiang Pancang Kayu

Tiang pancang kayu dibuat dari batang pohon yang cabang-cabangnya sudah dipotong kemudian diberi bahan pengawet. Tiang pancang kayu akan berumur pendek jika mengalami pembasahan dan pengeringan secara bergantian. Beban perancangan yang diijinkan pada tiang pancang kayu adalah :

$$Pa = Ap \cdot fa$$

dimana :

Pa = Beban perancangan yang diijinkan

Ap = Luas penampang tiang pancang rata-rata pada sungkup

fa = Nilai tegangan perancangan yang diijinkan

2. Tiang Pancang Beton

Tiang pancang beton dianggap permanen, tetapi pada tanah-tanah tertentu (biasanya yang organik) yang mengandung bahan-bahan yang dapat membentuk asam, dapat merusak tiang pancang beton tersebut. Selain itu, tiang pancang beton yang digunakan untuk konstruksi di dalam laut dapat mengalami pengikisan (*abration*) dari aksi gelombang.

a. Tiang Pancang Beton Prategang (*Precast Pile*)

Tiang pancang ini dibentuk dengan menggunakan tekanan baja berkekuatan tinggi ($f_{ult} = 1705 \sim 1860$ MPa), dengan mempertegangkan kabel-kabel ke suatu nilai pada orde $0,5 \sim 0,7 f_{ult}$.

Beban perancangan yang diijinkan pada tiang pancang beton prategang adalah :

$$Pa = Ag(0,33f'c - 0,27 fpc)$$

dimana :

Pa = Beban perancangan yang diijinkan

Ag = Luas beton seluruhnya

$f'c$ = Mutu beton antara 35 - 55 MPa

fpc = Prategang efektif (kira-kira 5 Mpa)

b. Tiang Pancang yang Dicor Langsung di Tempat (*Cast in Place Pile*)

Tiang pancang yang dicor di tempat, dibentuk dengan membuat sebuah lubang di dalam tanah dan mengisinya dengan beton. Lubang tersebut dapat dicor seperti pada pondasi sumuran, tetapi lebih sering dibentuk dengan memancang sebuah sel (*shell*) atau corong (*casing*) ke dalam tanah. Tiang pancang yang dicor di tempat dibagi menjadi tiga jenis, yaitu berbentuk sel atau corong, tidak bersel atau tidak bercorong dan jenis kaki tiang (*pedestal*).

Beban perancangan yang diijinkan untuk semua tiang pancang beton (yang tak prategang) adalah :

$$Pa = Ac \cdot fc + As \cdot fs$$

dimana :

Pa = Beban perancangan yang diijinkan

Ac = Luas beton

As = Luas baja

fc, fs = Tegangan-tegangan bahan yang diperbolehkan

3. Tiang Pancang Baja

Tiang pancang baja yang umum digunakan biasanya berbentuk H, balok I (balok yang mempunyai flens lebar) atau tiang pancang pipa. Tiang pancang pipa adalah tiang pancang yang berpatri maupun yang tidak mempunyai sambungan lipat, baik

dengan ujung terbuka maupun tertutup, yang diisi dengan beton setelah pemancangan.

Beban perancangan yang diijinkan untuk tiang pancang baja adalah :

$$Pa = Ap \cdot fs$$

dimana :

Pa = Beban perancangan yang diijinkan

Ap = Luas penampang tiang pancang pada sungkup

fs = Tegangan baja yang diijinkan

2.2.3 Daya Dukung Tanah (*Bearing Capacity of Soil*)

Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadi keruntuhan geser. Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*) adalah daya dukung terbesar dari tanah. Daya dukung ini merupakan kemampuan tanah untuk mendukung beban dengan asumsi tanah mulai mengalami keruntuhan.

Setelah nilai q_u didapat, maka nilai daya dukung ijinnya dapat dicari. Daya dukung ijin adalah beban per satuan luas yang diijinkan untuk dibebankan pada tanah di bawah pondasi, agar kemungkinan terjadinya keruntuhan dapat dihindari. Beban tersebut termasuk beban mati dan beban hidup di atas permukaan tanah, berat pondasi itu sendiri dan berat tanah yang terletak tepat di atas pondasi. Daya dukung ijin dicari dengan rumus :

$$q_a = \frac{q_u}{SF}$$

dimana :

q_a = Daya dukung ijin (kg/cm^2)

q_u = Daya dukung batas (kg/cm^2)

SF = Faktor keamanan (1,5 - 3)

2.2.3.1 Daya Dukung Pondasi Dangkal

Untuk dapat memahami konsep daya dukung batas suatu tanah, terlebih dahulu kita harus memahami konsep pola keruntuhan geser dalam tanah. Misalnya ada sebuah model pondasi berbentuk persegi yang memanjang dengan lebar B yang

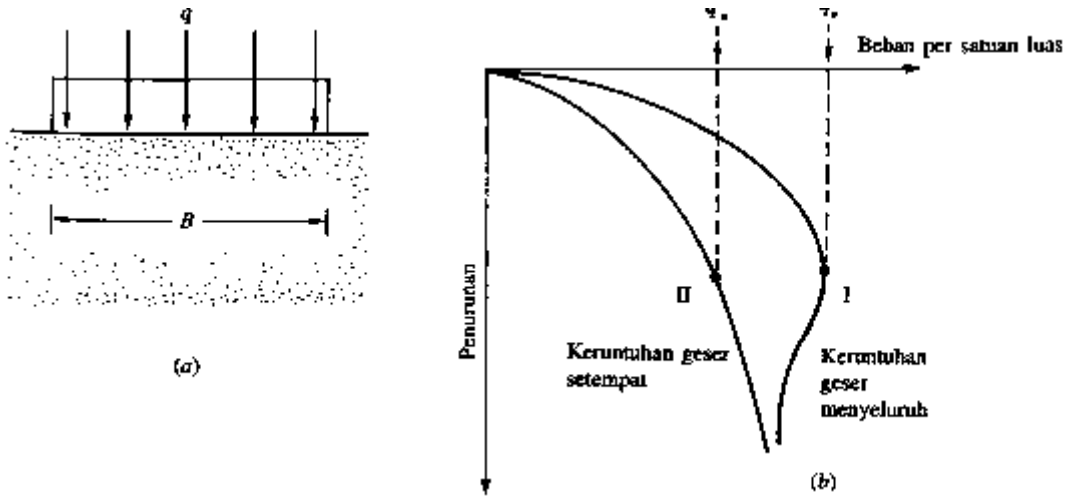
diletakkan pada permukaan lapisan tanah pasir padat/tanah yang kaku (gb.2.9a). Apabila beban-beban terbagi rata q per satuan luas diletakkan di atas model pondasi, maka pondasi tersebut akan turun. Apabila beban terbagi rata q tersebut ditambah, tentu saja penurunan pondasi yang bersangkutan akan bertambah pula.

Tetapi bila besar $q = q_u$ telah dicapai, maka keruntuhan daya dukung akan terjadi. Hal ini berarti pondasi akan mengalami penurunan yang sangat besar tanpa penambahan beban q lebih lanjut. Tanah di sebelah kanan dan kiri pondasi akan menyembul dan bidang longsor akan mencapai permukaan tanah. Hubungan antara beban dan penurunan akan seperti kurva I (gb.2.9b). Untuk keadaan ini, q_u didefinisikan sebagai daya dukung batas tanah. Pola keruntuhan daya dukung seperti ini dinamakan keruntuhan geser menyeluruh (*general shear failure*).

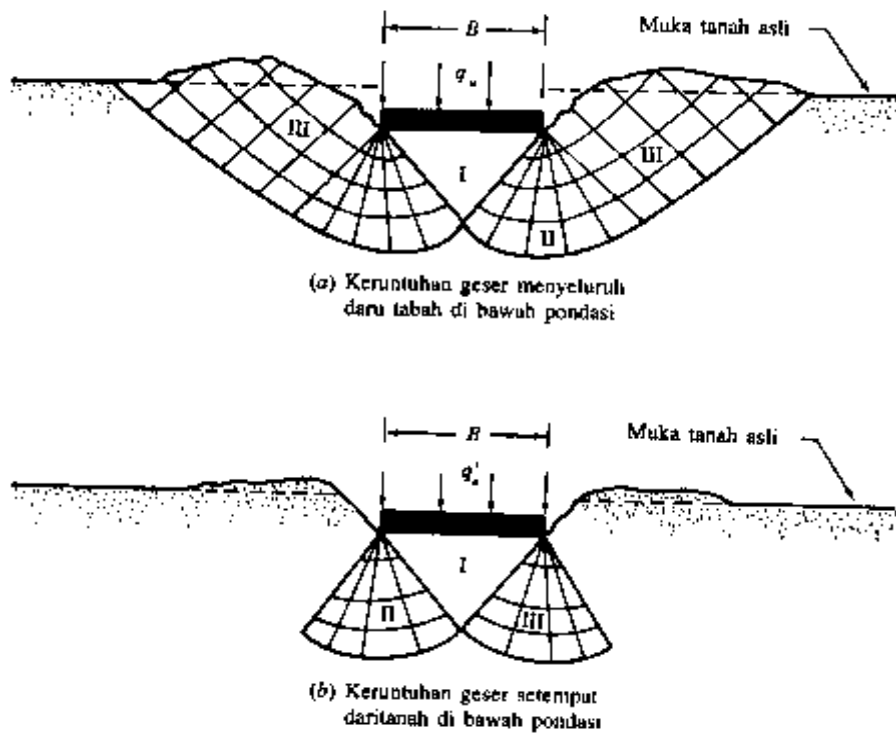
Apabila pondasi turun karena suatu beban yang diletakkan di atasnya, maka suatu zona keruntuhan blok segitiga dari tanah (zona I) akan tertekan ke bawah, dan selanjutnya tanah dalam zona I menekan zona II dan zona III ke samping dan kemudian ke atas (gb.2.10a). Pada beban batas q_u , tanah berada dalam keseimbangan plastis dan keruntuhan terjadi dengan cara menggelincir. Apabila model pondasi yang dijelaskan di atas diletakkan dalam tanah pasir yang setengah padat, maka hubungan antara beban dan penurunan akan berbentuk seperti kurva II (gb.2.9b).

Sementara itu, apabila harga $q = q_u'$ maka hubungan antara beban dan penurunan menjadi curam dan lurus. Dalam keadaan ini, q_u' didefinisikan sebagai daya dukung batas tanah. Pola keruntuhan seperti ini dinamakan keruntuhan geser setempat (*local shear failure*). Zona keruntuhan blok segitiga (zona I) di bawah pondasi akan bergerak ke bawah (gb.2.10b), tetapi tidak seperti keruntuhan geser menyeluruh, bidang keruntuhan berakhir di suatu tempat di dalam tanah. Walaupun demikian, tanda-tanda tanah yang menyembul dapat kita lihat.

Keruntuhan geser menyeluruh merupakan karakteristik dari pondasi telapak yang sempit dengan kedalaman yang dangkal yang terletak pada tanah yang relatif padat dan relatif kuat yang relatif tidak kompresibel. Untuk tanah yang relatif lemah dan relatif kompresibel, dengan telapak yang relatif lebar dan relatif dalam, jenis keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan geser.



Gambar 2.9 (a) Model pondasi ; (b) Grafik hubungan antara beban dan penurunan



Gambar 2.10 (a) Keruntuhan geser menyeluruh ; (b) Keruntuhan geser setempat

Setelah memahami konsep pola keruntuhan geser dalam tanah, maka kita dapat menggunakan persamaan daya dukung *Terzaghi* dengan dua asumsi, yaitu :

1. Menganggap bahwa jenis keruntuhan tanah di bawah pondasi adalah keruntuhan geser menyeluruh (*general shear failure*).

Persamaan daya dukung batas yang disarankan oleh *Terzaghi* adalah sebagai berikut :

Pondasi menerus :

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot N_\gamma$$

Pondasi bujur sangkar :

$$q_u = 1,3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot B \cdot N_\gamma$$

Pondasi lingkaran :

$$q_u = 1,3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,3 \cdot B \cdot N_\gamma$$

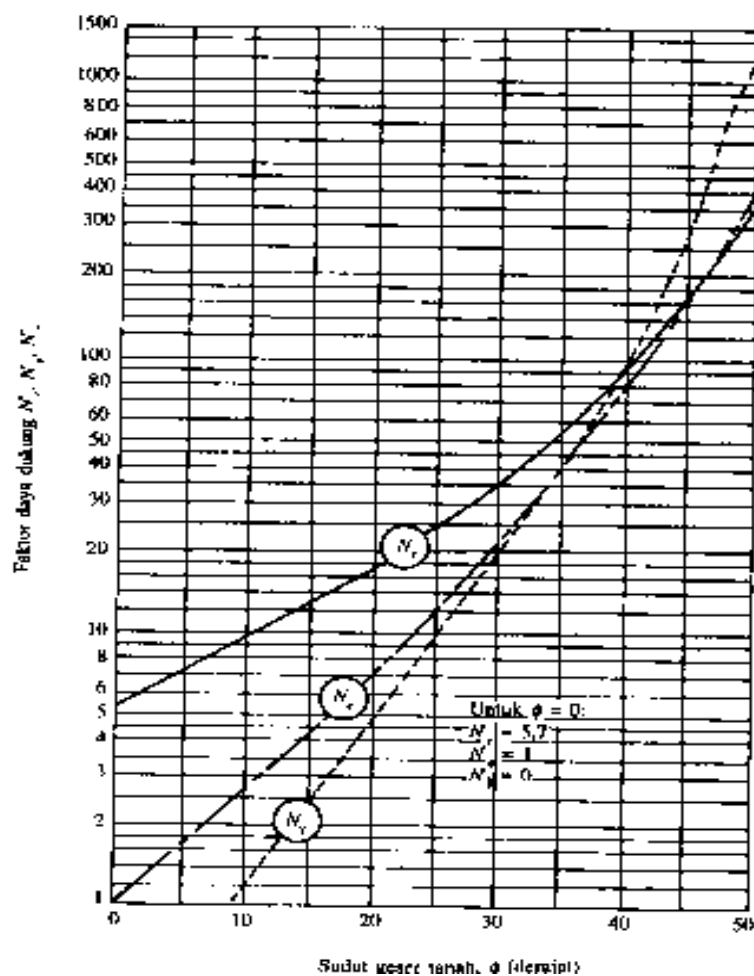
dimana :

c = Kohesi (kg/m^2)

$q = \gamma \cdot D_f = \text{Effective Overburden Pressure}$

B = Lebar alas pondasi (m)

N_c, N_q, N_γ = Faktor-faktor kapasitas daya dukung *Terzaghi*



Gambar 2.11 Faktor daya dukung *Terzaghi* untuk keruntuhan geser menyeluruh.

2. Menganggap bahwa jenis keruntuhan tanah di bawah pondasi adalah keruntuhan geser setempat (*local shear failure*).

Asumsi ini memberikan anggapan bahwa :

$$c' = \frac{2}{3} c \text{ dan } \phi' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right)$$

sehingga persamaan daya dukung *Terzaghi* menjadi :

Pondasi menerus :

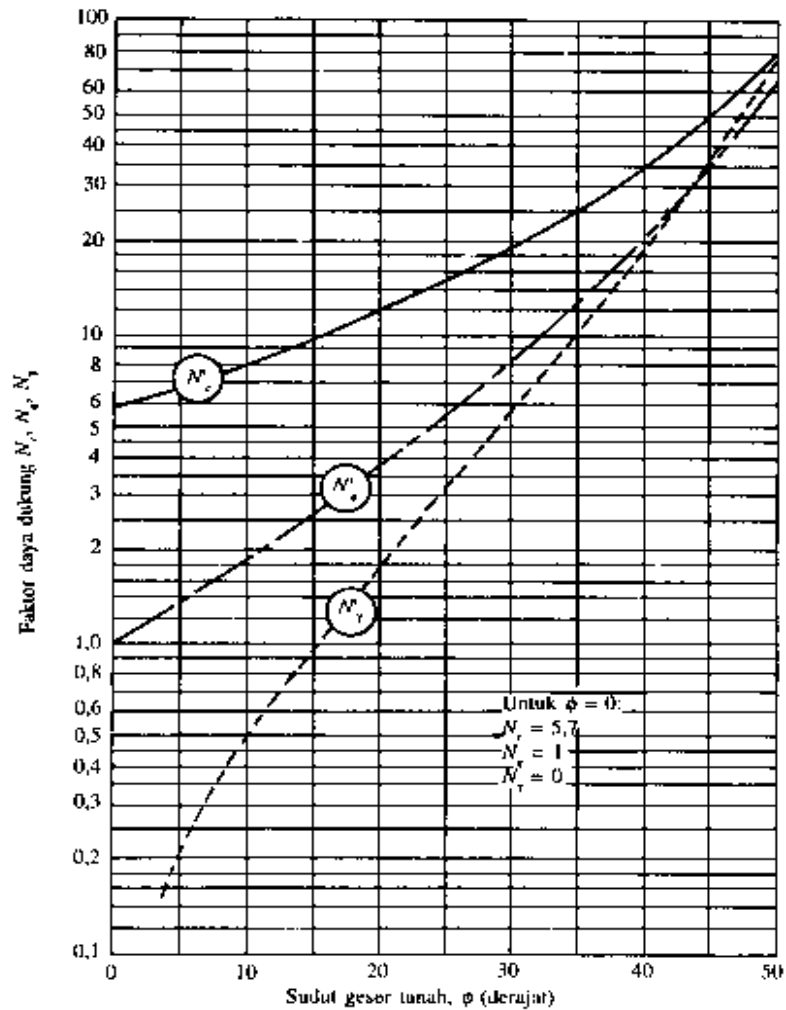
$$q_u' = c' \cdot N_c' + q \cdot N_q' + 0,5 \cdot B_\gamma \cdot N_\gamma'$$

Pondasi bujur sangkar :

$$q_u' = 1,3 \cdot c' \cdot N_c' + q \cdot N_q' + 0,4 \cdot B_\gamma$$

Pondasi lingkaran :

$$q_u' = 1,3 \cdot c' \cdot N_c' + q \cdot N_q' + 0,3 \cdot B_\gamma$$



Gambar 2.12 Faktor daya dukung *Terzaghi* untuk keruntuhan geser setempat.

Selain *Terzaghi*, *Meyerhof* juga memberikan persamaan untuk daya dukung :

$$q_u = \frac{q_c}{40} \cdot (B + D)$$

dimana :

$$q_u = q \text{ ultimate (kg/cm}^2\text{)}$$

$$q_c = \text{Nilai tekanan konus sondir (kg/cm}^2\text{)}$$

$$B = \text{Lebar pondasi (m)}$$

$$D = \text{Kedalaman pondasi (m)}$$

Jika tidak menggunakan angka q_c atau nilai tekanan konus sondir, dapat digunakan formula :

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

dimana :

$$N_c = (Nq - 1) \cot \phi$$

$$N_q = e^{x \tan \phi} \tan (45 + \phi/2)$$

$$N_\gamma = (Nq - 1) \tan (1.4 \phi)$$

Tabel 2.1 Faktor-faktor bentuk, kedalaman dan kemiringan untuk persamaan daya dukung *Meyerhof*

Faktor	Nilai	Untuk
Bentuk	$S_c = 1 + 0.2 Kp \frac{B}{L}$	Semua ϕ
	$s_q = s = 1 + 0.1 Kp \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Kedalaman	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{Kp} \frac{D}{B}$	Semua ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{Kp} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Kemiringan	$I_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^0}{90^0} \right)$	Semua ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^0}{\phi^0} \right)$	$\phi > 10^\circ$
	$i_\gamma = 1$	$\phi = 0$

dimana $Kp = \tan^2 (45^0 + \phi/2)$

Sumber : Mekanika Tanah 2, Hary Christady H

Dari rumus di atas terlihat bahwa faktor yang mempengaruhi besarnya daya dukung adalah :

1. Kedalaman pondasi,
2. Lebar/alas pondasi,
3. Berat satuan tanah (bila tanah terendam γ berkurang, maka daya dukung berkurang),
4. Apabila sudut geser dalam (ϕ), kohesi (c) dan kedalaman (D_f) makin besar, maka makin tinggi daya dukungnya.

2.2.3.2 Daya Dukung Pondasi Dalam

- **Tiang Pancang**

Perhitungan daya dukung dikaitkan dengan proses perencanaan harus memperhatikan kondisi tiang pada lapisan tanah, apakah tiang tersebut tertahan pada ujungnya (*point bearing pile*) atau tertahan oleh pelekatan antara tiang dengan tanah (*friction pile*).

Tiang yang tertahan pada ujung (*point bearing pile*)

Pengertiannya adalah tiang jenis ini dimasukkan sampai lapisan tanah keras sehingga beban bangunan dipikul oleh lapisan ini. Lapisan tanah keras ini boleh terdiri dari bahan apa saja, meliputi lempung keras sampai batuan tetap. Penentuan daya dukung dilakukan dengan melihat jenis tanah apa yang terdapat dalam lapisan tanah keras tersebut. Jika lapisan tanah keras merupakan batu keras, maka penentuan daya dukung menjadi mudah, yaitu dengan menghitung kekuatan tiang sendiri atau dari nilai tegangan yang diperbolehkan pada bahan tiang. Jika lapisan tanah kerasnya berupa lempung keras atau pasir, maka daya dukung tiang amat tergantung pada sifat-sifat lapisan tanah tersebut (terutama kepadatannya), cara yang baik dan sederhana untuk maksud ini adalah dengan alat sondir. Dengan menggunakan data sondir, kita dapat mengetahui hingga kedalaman berapa tiang harus dimasukkan dan daya dukung pada kedalaman tersebut.

Daya dukung dapat dihitung langsung dari nilai konus tertinggi dari hasil sondir melalui persamaan :

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} \times P}{3}$$

dimana :

Q_{tiang} = Daya dukung keseimbangan tiang (kg)

A_{tiang} = Luas permukaan tiang (cm²)

P = Nilai conus hasil sondir (kg/cm²)

3 = Faktor keamanan

Tiang yang tertahan oleh pelekatan antara tiang dengan tanah (*friction pile*)

Terkadang ditemukan keadaan tanah dimana lapisan keras sangat dalam sehingga pembuatan tiang sampai lapisan tersebut sukar dilaksanakan. Maka untuk menahan beban yang diterima tiang, mobilisasi tahanan sebagian besar ditimbulkan oleh gesekan antara tiang dengan tanah (*skin friction*). Tiang semacam ini disebut *friction pile* atau juga sering disebut sebagai tiang terapung (*floating pile*).

Secara teoritis daya dukung tiang (Q) ini dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Q = c \cdot N_c \cdot A + k \cdot c \cdot O \cdot L$$

dimana:

c = Kekuatan geser tanah (*undrained*)

N_c = Faktor daya dukung

A = Luas tiang

k = Perbandingan antara gaya pelekatan dengan kekuatan geser tanah

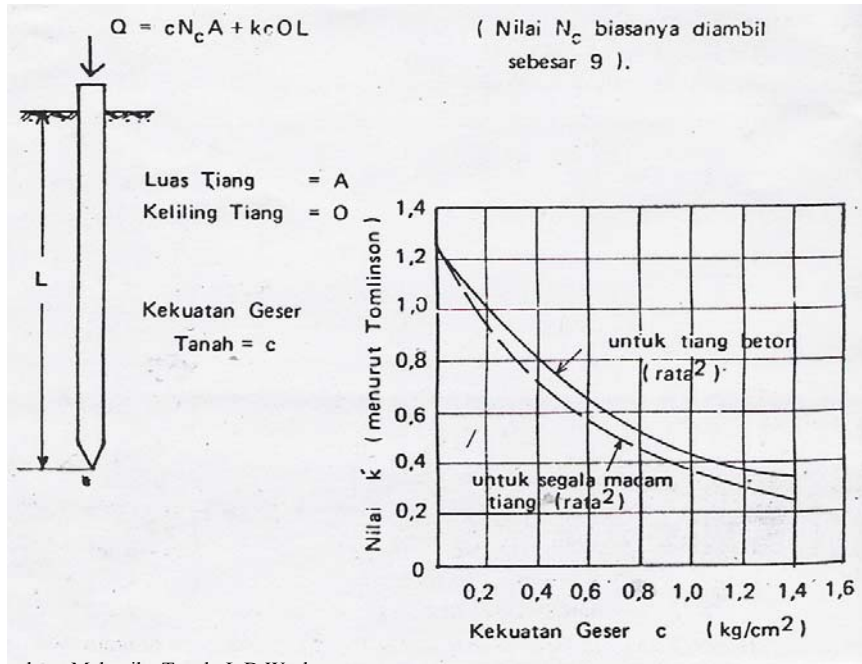
O = Keliling tiang

L = Kedalaman tiang

Nilai N_c biasanya diambil sebesar 9, yaitu sama seperti untuk pondasi langsung berbentuk lingkaran yang dalam.

Nilai k agak sulit ditentukan dengan tepat, dan terpaksa kita pakai cara perkiraan saja untuk menentukannya. Hasil pengukuran di lapangan menunjukkan bahwa makin keras lempung maka semakin kecil nilai k ini. Menurut *Tomlinson* nilai k rata-rata adalah seperti terlihat pada gambar 2.13,

secara teoritis nilai k tidak mungkin menjadi lebih besar dari pada satu, yaitu gaya pelekatan pada tanah tidak dapat melebihi kekuatan geser tanah.



Sumber : Mekanika Tanah, L.D Wesley

Gambar 2.13 Daya dukung tiang pancang dalam lapisan lempung

Walaupun demikian, pada lempung yang sangat lunak, hasil percobaan lapangan menunjukkan nilai lebih dari satu. Hal ini mungkin disebabkan karena pengukuran kekuatan geser tidak tepat, atau karena pemancangan tiang menyebabkan perubahan pada kekuatan tanah disekeliling tiang yang bersangkutan.

Daya dukung tiang kemudian dihitung dengan menganggap bahwa perlawanan pada ujung tiang serta gaya pelekat antara tiang dengan tanah (*end bearing and friction pile*) akan sama seperti nilai yang diukur dengan alat sondir.

Jadi daya dukung keseimbangan (Q) diperoleh dengan rumus :

$$Q = p \cdot A + f \cdot O$$

Kemudian daya dukung ijin (Q_a) dihitung dengan rumus :

$$Q = \frac{p \cdot A}{3} + \frac{f \cdot O}{5}$$

dimana:

p = nilai konus (kg/cm^2)

f = jumlah hambatan pelekat/total *friction* (kg/cm)

A = luas tiang (cm^2)

O = keliling tiang (cm)

Angka 3 dan 5 adalah faktor keamanan

Seperti yang telah dijelaskan di atas, bahwa tiang pancang dapat berupa tiang pancang tunggal dan tiang pancang kelompok. Untuk perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang kelompok, dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$P_{all\ g} = P_{all\ s} \times eff$$

dimana :

$P_{all\ g}$ = Daya dukung tiang pancang kelompok

$P_{all\ s}$ = Daya dukung tiang pancang tunggal

eff = Efisiensi tiang pancang kelompok

Nilai efisiensi tiang pancang kelompok dapat dicari dengan rumus :

$$eff = 1 - \frac{\phi}{90} \left[(n-1)m + \frac{(m-1)n}{m \cdot n} \right]$$

dimana :

m = jumlah baris

n = jumlah tiang dalam 1 baris

ϕ = $\arctan \frac{d}{s}$, dengan d = diameter tiang dan s = jarak tiang

Sedangkan daya dukung tiang pancang tunggal dihitung dengan rumus :

$$P_{all} = \frac{K_b \cdot q_c \cdot A + K_s \cdot JHP \cdot \phi}{FK}$$

dimana :

$K_b = 0,75$ (tiang)

$q_c = q$ pada ujung tiang (perhitungan dari data sondir)

A = luas permukaan tiang pancang tunggal

$K_s = 0,5 - 0,75$

ϕ = sudut geser dalam tanah

FK = faktor keamanan (2 - 2,5)

- **Pondasi Sumuran (*Caisson Foundation*)**

Pondasi sumuran digunakan apabila letak lapisan tanah keras relatif tidak terlalu dalam. Di Indonesia pada umumnya pondasi sumuran digunakan apabila lapisan tanah keras terletak pada kedalaman antara 2 - 8 m. Pelaksanaannya biasanya dilakukan dengan menggali lubang seperti sumuran sampai lapisan tanah keras, kemudian lubang tersebut diisi kembali dengan beton bertulang.

Untuk perhitungan daya dukung, biasanya dianggap bahwa sumuran tersebut terdukung pada dasarnya saja, jadi perlawanan akibat gesekan atau perlekatan antara dinding sumuran dengan tanah tidak diperhitungkan. Sehingga, beban yang diperbolehkan (Q_a) dapat dihitung langsung dengan rumus :

$$Q_a = q_a \cdot A$$

dimana :

q_a = Tegangan yang diperbolehkan di atas tanah pada dasar sumuran (kg/m^2)

A = Luas sumuran (m^2)

Untuk pondasi sumuran yang dimasukkan sampai ke lapisan lempung keras, daya dukung dapat dihitung dengan rumus :

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$Q_u = q_{ult} \times A_p$$

$$Q_{ult} = (1,3 \cdot C \cdot N_c) + (\gamma \cdot P_f \cdot N_q) + (0,3 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma)$$

$$N_q = \frac{A \theta^2}{2 \cdot \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

dengan :

$$A \theta = e^{\pi(0,75 - \phi/360) \tan \phi}$$

$$N_c = \frac{Nq - 1}{\tan \phi}$$

$$N_\gamma = \frac{2(Nq + 1) \tan \phi}{1 + 0,4 \sin(4\phi)}$$

dimana :

Q_{ijin} = Daya dukung tanah yang di ijin (ton)

N_c = Faktor daya dukung (diambil 9)

Q_u = Daya dukung tanah ultimit (ton)

SF = Faktor keamanan = 1,5

Q_{ult} = Ketahanan tanah (ton/m²)

C = Kuat geser tanah (kg/m²)

A = Luas sumuran

2.2.3.3 Pengaruh Muka Air Tanah

Sejauh ini kita membahas persamaan daya dukung tanah yang mengasumsikan bahwa permukaan air tanah berada pada kedalaman lebih besar dari lebar pondasi B. Akan tetapi, bila permukaan air tanah berada dekat dengan dasar pondasi, maka dibutuhkan beberapa perubahan dalam suku kedua dan ketiga dari persamaan daya dukung *Terzaghi*. Dalam kasus ini ada tiga keadaan yang berbeda mengenai lokasi permukaan air tanah terhadap dasar pondasi seperti ditunjukkan dalam gambar 2.14. Sekarang kita akan membahas keadaan tersebut secara singkat.

Keadaan I (gb.2.14a)

Apabila permukaan air tanah terletak pada jarak D diatas dasar pondasi, harga dalam suku kedua dari persamaan daya dukung *Terzaghi* harus dihitung sebagai berikut :

$$q = \gamma(D_f - D) + \gamma' D$$

dengan :

$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ = berat volume efektif dari tanah

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w$$

γ suku ketiga persamaan = γ'

Keadaan II (gb.2.14b)

Apabila permukaan air tanah berada tepat di dasar pondasi, maka :

$$q = \gamma \cdot D_f$$

dengan :

γ suku ketiga persamaan = γ'

$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ = berat volume efektif dari tanah

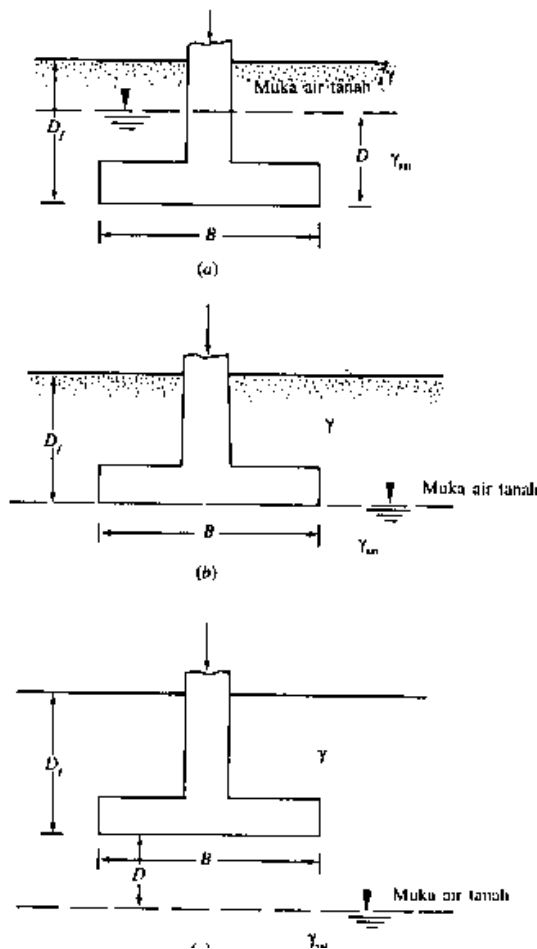
Keadaan III (gb.2.14c)

Apabila permukaan air tanah berada pada kedalaman D di bawah dasar pondasi, maka:

$$q = \gamma \cdot D_f$$

dengan :

γ suku ketiga persamaan = $\gamma_{\text{rata-rata}}$



Gambar 2.14 Pengaruh lokasi muka air tanah terhadap daya dukung pondasi dangkal
 (a) keadaan I (b) keadaan II (c) keadaan III

2.2.3.4 Daya Dukung Ijin

Daya dukung ijin adalah beban per satuan luas yang diijinkan untuk dibebankan pada tanah di bawah pondasi, agar kemungkinan terjadinya keruntuhan dapat dihindari. Beban tersebut termasuk beban mati dan beban hidup di atas permukaan tanah, berat pondasi itu sendiri dan berat tanah yang terletak tepat di atas

pondasi. Persamaan yang digunakan untuk menghitung daya dukung ijin adalah sebagai berikut :

$$q_{ijin} = \frac{q_u}{SF}$$

dimana :

q_u = Daya dukung batas

SF = Safety Factor/angka aman

Pada umumnya angka aman besarnya sekitar 3, digunakan untuk menghitung daya dukung yang diijinkan untuk tanah di bawah pondasi. Hal ini dilakukan mengingat bahwa dalam keadaan yang sesungguhnya tanah tidak homogen dan tidak isotropis sehingga pada saat mengevaluasi parameter-parameter dasar dari kekuatan geser tanah ini kita menemukan banyak ketidakpastian.

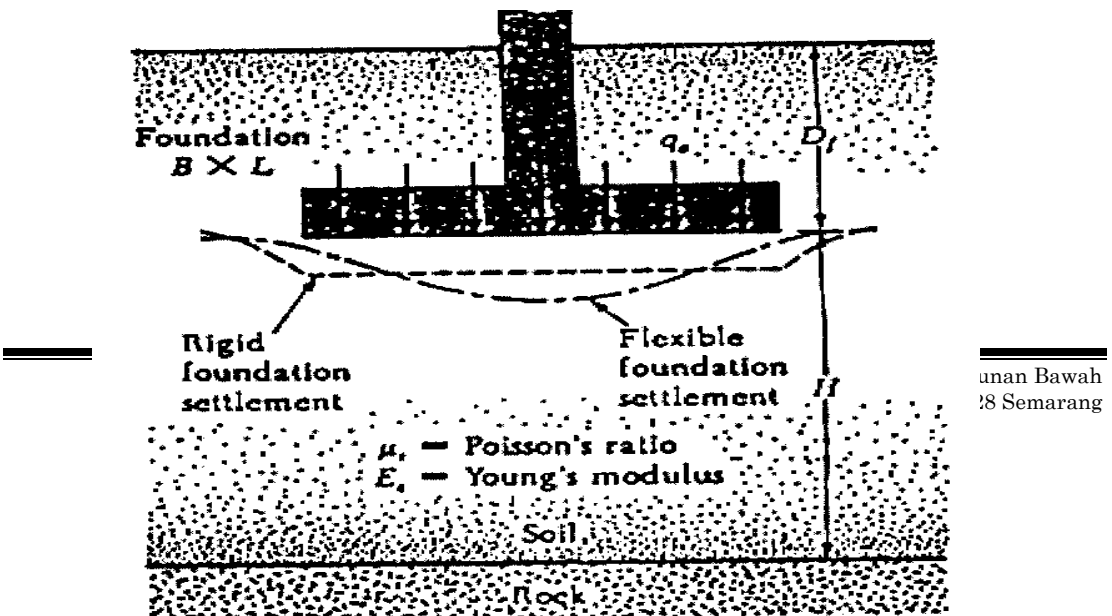
2.2.4 Penurunan Pondasi (*Settlement*)

Penurunan akan terjadi jika suatu lapisan tanah mengalami pembebanan. Penurunan akibat beban adalah jumlah total dari penurunan segera (*Immediately Settlement*) dan penurunan konsolidasi (*Consolidation Settlement*).

Penurunan pondasi akibat beban yang bekerja pada pondasi dapat diklasifikasikan dalam dua jenis penurunan, yaitu :

2.2.4.1 Penurunan Seketika (*Immediately Settlement*)

Penurunan seketika adalah penurunan yang langsung terjadi begitu pembebanan bekerja atau dilaksanakan, biasanya terjadi berkisar antara 0 – 7 hari dan terjadi pada tanah lanau, pasir dan tanah liat yang mempunyai derajat kejenuhan ($S_r \% < 90\%$).



Sumber : Rekayasa Fundasi II, Penerbit Gunadarma hal 48

Gambar 2.15 Penurunan seketika

Rumus penurunan seketika (*Immediately Settlement*) dikembangkan berdasarkan teori elastis dari *Timoshenko* dan *Goodier* (1951), sebagai berikut :

$$S_i = q \cdot B \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} \cdot I_w$$

dimana :

q = Besarnya tegangan kontak

B = Lebar pondasi

I_w = Faktor pengaruh yang tergantung dari bentuk pondasi dan kekakuan pondasi (tabel 2.2)

μ = Angka *poisson ratio* (tabel 2.3)

E_s = Sifat elastisitas tanah (tabel 2.4)

$$q_{ekstrim} = \frac{R}{A} \pm \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_x}{W_x} + \gamma \cdot d$$

dimana :

$q_{ekstrim}$ = Besarnya tegangan

R = $\sum P$ = Resultante beban vertikal

A = $B \times L$ = Luas bidang pondasi

M_y = $\sum P \cdot x$ = Momen total sejajar respektif terhadap sumbu y

M_x = $\sum P \cdot y$ = Momen total sejajar respektif terhadap sumbu x

W_y = $1/6 B L^3$ = Momen inersia respektif terhadap sumbu y

W_x = $1/6 L B^3$ = Momen inersia respektif terhadap sumbu x

γ = Berat isi beton

d = Tebal plat pondasi

Dalam perhitungan penurunan seketika diperlukan faktor pengaruh bentuk pondasi dan kekakuan pondasi (I_w), angka *poisson ratio* (μ), dan sifat elastisitas tanah (E_s), yang dapat dilihat pada Tabel 2.2, Tabel 2.3 dan Tabel 2.4.

Tabel 2.2 Faktor pengaruh yang tergantung dari bentuk pondasi dan kekakuan pondasi (I_w)

	<i>Flexible</i>			<i>Rigid</i>	
	Shape	Center	Average	I_w	I_m
Circle	1.0	0.04	0.85	0.88	6.0
Square	1.12	0.56	0.95	0.82	3.7
Rectangle :					
L/B = 0.2	-	-	-	-	2.29
0.5	-	-	-	-	3.33
1.5	1.36	0.68	1.15	1.06	4.12
2.0	1.53	0.77	1.30	1.20	4.38
5.0	2.10	1.05	1.83	1.70	4.82
10.0	2.54	1.27	2.25	2.10	4.93
100.0	4.01	2.00	3.69	3.40	5.00

Sumber : Rekayasa Fundasi II, Penerbit Gunadarma, hal 50

Tabel 2.3 Angka *Poisson Ratio* (μ) menurut jenis tanah

<i>Type of soil</i>	μ
Clay saturated	0.4 – 0.5
Clay unsaturated	0.1 – 0.3
Sandy clay	0.2 – 0.3
Silt	0.3 – 0.35
Sand (dense)	0.2 – 0.4
Coarse (void ratio = 0.4 - 0.7)	0.15
Fined - grained (void ratio = 0.4 – 0.7)	0.25
Rock	0.1 – 0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loss	0.1 – 0.3
Ice	0.36
Conerate	0.15

Sumber : Rekayasa Fundasi II, Penerbit Gunadarma, hal 50

Tabel 2.4 Nilai Sifat Elastisitas Tanah (E_s) menurut jenis tanah

	E_s	
	ksf	MPa
Clay		
Very soft	50 – 250	2 – 15
Soft	100 – 500	5 – 25
Medium	300 – 1000	15 – 50
Hard	1000 – 2000	50 – 100
Sandy	500 – 5000	25 – 250
Glacial till		
Loose	200 – 3200	10 – 153

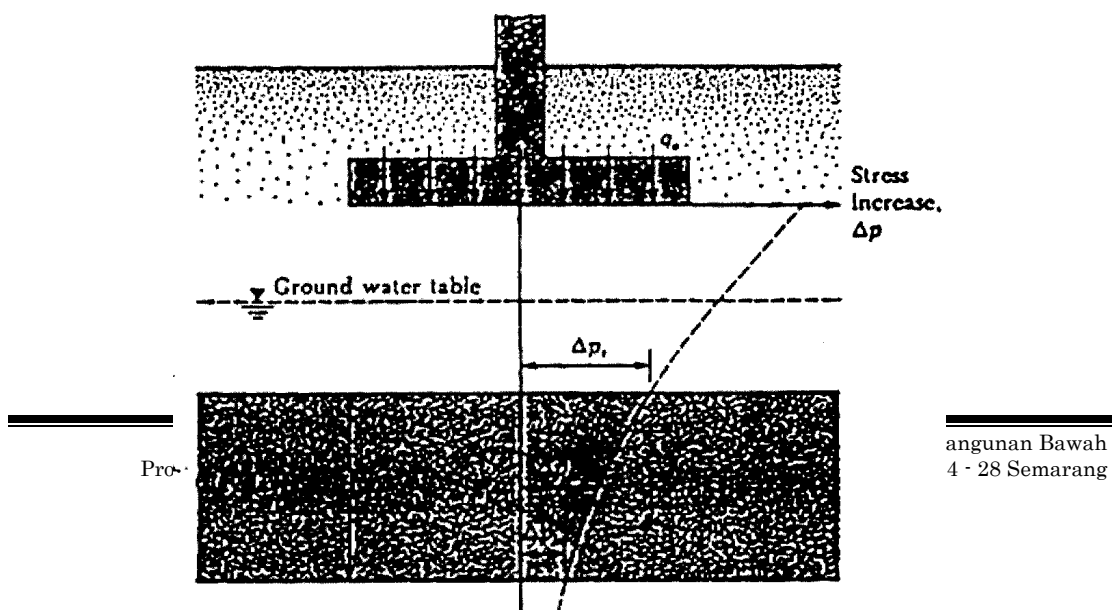
Dense	3000 – 15000	144 – 720
Very dense	10000 – 30000	478 – 1440
Loess	300 – 1200	14 – 57
Sand		
Silty	150 – 450	7 – 21
Loose	200 – 500	10 – 24
Dense	1000 – 1700	48 – 81
Sand and Gravel		
Loose	1000 – 3000	48 – 144
Dense	2000 – 4000	96 – 192
Shale	3000 – 3000000	144 – 14400
Silt	40 – 400	2 – 20

Sumber : Rekayasa Fundasi II, Penerbit Gunadarma, hal 51

2.2.4.2 Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Penurunan konsolidasi adalah penurunan yang diakibatkan keluarnya air dalam pori tanah akibat beban yang bekerja pada pondasi yang besarnya ditentukan oleh waktu pembebanan dan terjadi pada tanah jenuh ($S_r = 100\%$) atau yang mendekati jenuh ($S_r = 90\% - 100\%$) atau pada tanah berbutir halus, yang mempunyai harga $K \leq 10^{-6}$ m/s.

Terzaghi (1925), memperkenalkan teori konsolidasi satu arah (*one way*) yang pertama kali untuk tanah lempung jenuh air. Teori ini menyajikan cara penentuan distribusi kelebihan tekanan hidrostatik dalam lapisan yang sedang mengalami konsolidasi pada sembarang waktu setelah bekerjanya beban. Beberapa asumsi dasar dalam analisis konsolidasi satu arah antara lain tanah bersifat homogen, derajat kejenuhan tanah 100 % (jenuh sempurna), partikel/butiran tanah dan air bersifat inkompresibel (tak termampatkan), arah pemampatan dan aliran air pori terjadi hanya dalam arah vertikal. Ketebalan lapisan tanah yang diperhitungkan adalah setebal lapisan tanah lempung jenuh air yang ditinjau.



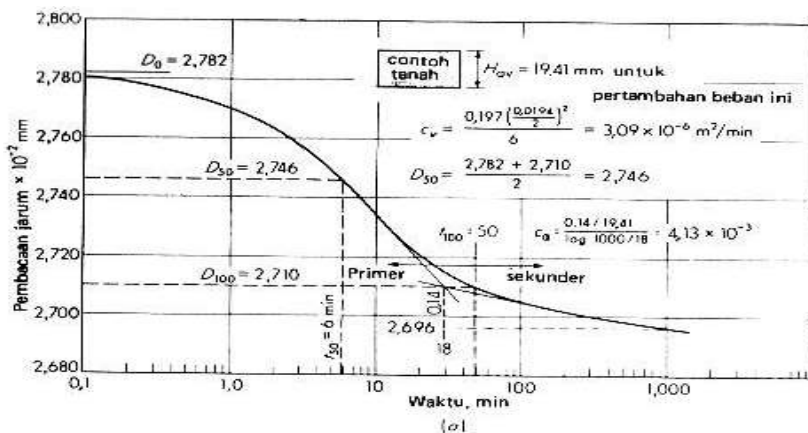
Sumber : Rekayasa Fundasi II, Penerbit Gunadarma, hal 49

Gambar 2.16 Penurunan konsolidasi

Penurunan konsolidasi yang terjadi dibagi dua, yaitu :

a. Penurunan konsolidasi primer

Penurunan konsolidasi primer terjadi ketika gradien tekanan pori berlebihan akibat perubahan tegangan di dalam stratum yang ditinjau. Pada akhir konsolidasi primer kelebihan tekanan pori mendekati nol dan perubahan tegangan telah beralih dari keadaan total ke keadaan efektif. Penurunan tambahan ini disebut penurunan sekunder yang terus berlanjut untuk suatu waktu tertentu, hal ini dapat dilihat pada gambar 2.17.



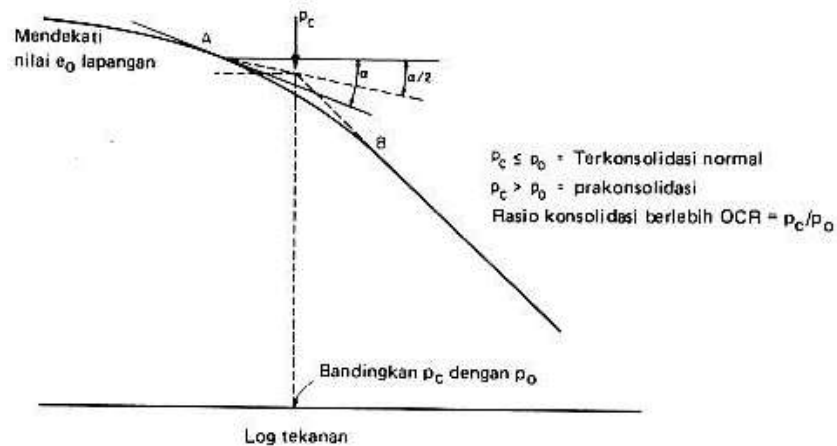
Sumber : Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah) Edisi kedua, Joseph E. Bowles

Gambar 2.17 Grafik penyajian penurunan konsolidasi primer dan sekunder
 Penurunan konsolidasi primer dibedakan menjadi 2 (dua) jenis, yaitu :

- Tanah normal konsolidasi

Apabila lengkungan bertambah secara tajam (patah) mendekati tekanan tanah efektif akibat beban yang berada di atasnya (P_0), maka dapat dianggap bahwa tanah tersebut terkonsolidasi normal. Artinya struktur tanah terbentuk akibat akumulasi tekanan pada saat deposit yang ada bertambah dalam. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat ada gambar 2.17. Tanah

terkonsolidasi normal adalah tanah yang tidak pernah menderita beban tegangan efektif yang lebih besar dari tegangan yang ada sekarang.



Sumber : Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah) Edisi kedua, Joseph E. Bowles

Gambar 2.18 Metode Casagrande untuk menentukan jenis konsolidasi

Adapun syarat yang harus diperhatikan dalam perhitungan penurunan/*settlement* pada kondisi tanah normal konsolidasi, adalah sebagai berikut :

$$S_{cp} = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \left(\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right)$$

$$P_c \leq P_o$$

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} \cdot t_{primer}$$

$$T_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot U^2$$

dimana :

S_{cp} = Penurunan/*Settlement* (cm)

C_c = Indeks kompresi tanah

e_o = Angka pori

T_v = t_{total} = Waktu perencanaan

t_{primer} = Waktu terjadinya penurunan konsolidasi

H = Tebal lapisan tanah

- C_v = Koefisien konsolidasi (cm^2/detik)
- U = Derajat konsolidasi
- ΔP = Tambahan tegangan
- P_o = Effective overburden layer
- P_c = Preconsolidation pressure

- Tanah over konsolidasi

Sedangkan apabila patahan yang terjadi pada tekanan yang lebih besar dari P_o , maka dapat dianggap tanah tersebut mengalami over konsolidasi. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat ada gambar 2.17. Tanah over konsolidasi adalah tanah yang pernah menderita beban tekanan efektif yang lebih besar daripada tegangan yang sekarang.

Adapun syarat yang harus diperhatikan dalam perhitungan penurunan/*settlement* pada kondisi tanah over konsolidasi, adalah sebagai berikut :

$$S_{cp} = \frac{C_r \cdot H}{1 + e_o} \left(\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right)$$

$$P_c > P_o$$

dimana :

ΔP = Tambahan tegangan

P_o = Effective overburden layer

C_r = Compression index pada kondisi over konsolidasi

H = Tinggi lapisan yang mengalami konsolidasi

P_c = Preconsolidation pressure

b. Penurunan konsolidasi sekunder

Penurunan sekunder terjadi setelah penurunan konsolidasi terjadi. Penurunan sekunder didefinisikan sebagai tekanan yang terjadi pada saat terdapatnya tekanan pori yang berlebih pada lapisan yang ditinjau (atau pada contoh di laboratorium). Pada tanah yang jenuh tidak akan mungkin terdapat pengurangan angka pori tanpa terbentuknya sejumlah tekanan pori yang berlebih. Tingkat penurunan sekunder biasanya sedemikian sangat rendah sehingga

tekanan pori yang berlebih tidak dapat diukur. Tekanan sekunder merupakan penyesuaian kerangka tanah yang berlangsung untuk beberapa saat lamanya sesudah tekanan pori yang berlebih menghilang. Karena itu, penurunan sekunder tergantung pada waktu dan dapat berlangsung untuk waktu yang lama bahkan sampai ratusan tahun.

Penurunan akibat konsolidasi sekunder dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$S_{cs} = \frac{C_{\alpha} \cdot H}{1 + e_o} \left(\log \frac{t_{total} + t_{primer}}{t_{primer}} \right)$$

dimana :

S_{cs} = Penurunan/*Settlement* (cm)

e_o = Angka pori

H = Tebal lapisan tanah

C_{α} = Indeks pemampatan sekunder

Jadi penurunan total (S_t) yang terjadi adalah :

$$S_t = S_i + S_{cp} + S_{cs}$$

dimana :

S_t = Penurunan total

S_i = Penurunan seketika

S_{cp} = Penurunan konsolidasi primer

S_{cs} = Penurunan konsolidasi sekunder

2.3 Konsep Pembebanan

2.3.1 Uraian Umum

Di Indonesia pada umumnya umur rencana dari suatu bangunan adalah 50 tahun. Oleh karena itu selama umur rencananya, struktur bangunan dapat menerima berbagai macam kondisi pembebanan yang mungkin terjadi.

Kesalahan dalam menganalisis beban merupakan salah satu penyebab utama kegagalan struktur. Mengingat hal tersebut, sebelum melakukan analisis struktur,

perlu adanya gambaran yang jelas mengenai perilaku dan besar beban yang bekerja pada struktur beserta karakteristiknya.

Beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan dapat berupa kombinasi dari beberapa beban yang terjadi secara bersamaan. Secara garis besar beban pada struktur dapat dibedakan menjadi dua macam, yaitu gaya statis dan gaya dinamis. Gaya statis adalah gaya yang bekerja secara terus menerus pada struktur dan mempunyai karakter *steady states*. Sedangkan gaya dinamis adalah gaya yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur. Pada umumnya tidak bersifat *steady states* dan mempunyai karakteristik besar dan lokasinya berubah dengan cepat. Deformasi pada struktur akibat beban ini juga berubah-ubah secara cepat. Untuk memastikan bahwa suatu struktur bangunan dapat bertahan selama umur rencana, perlu ditinjau beberapa kombinasi pembebanan yang mungkin terjadi.

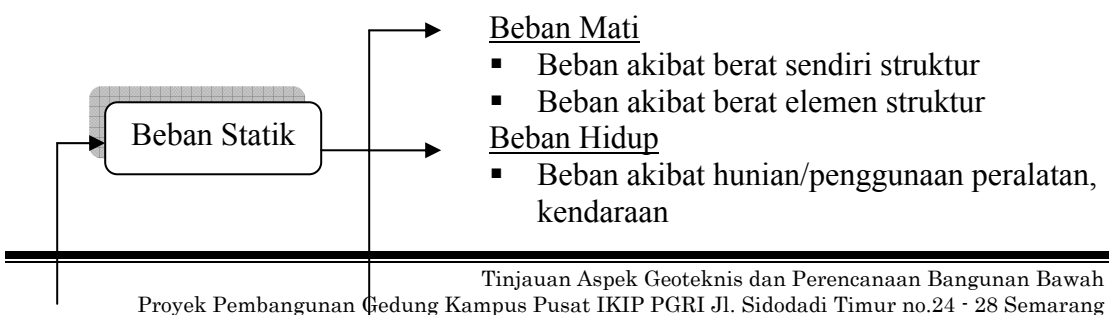
2.3.2 Jenis-jenis Beban

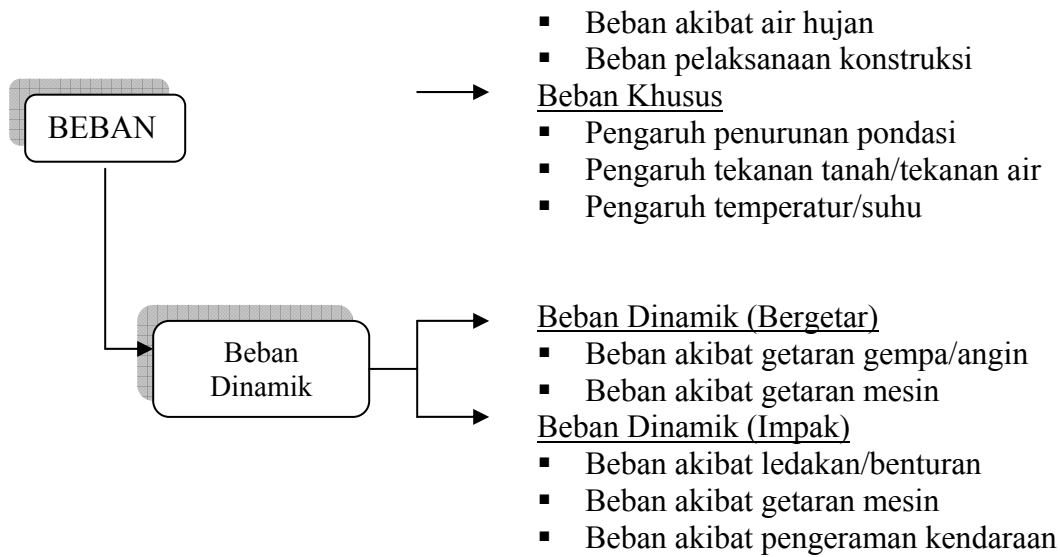
Dalam menjalankan fungsinya setiap sistem struktur harus mampu menahan atau menerima pengaruh-pengaruh dari luar yang harus dipikul untuk selanjutnya diteruskan ke tanah dasar melalui pondasi.

Pengaruh dari luar yang bekerja pada struktur dapat dinyatakan sebagai besaran gaya dengan intensitas yang dapat diukur. Intensitas pengaruh dari luar pada struktur disebut beban atau gaya luar, dimana cara bekerjanya serta besarnya diatur dalam peraturan atau standar pembebanan yang berlaku.

Selain pengaruh dari luar dapat diukur sebagai besaran gaya seperti berat sendiri struktur, beban akibat hunian, pengaruh angin atau getaran gempa, tekanan hidrostatik air dan tekanan tanah, terdapat juga pengaruh-pengaruh luar yang tidak dapat diukur sebagai gaya antara lain pengaruh penurunan pondasi pada struktur bangunan atau pengaruh temperatur pada elemen struktur.

Secara umum beban atau gaya luar yang bekerja pada struktur dapat dibedakan menjadi beban statik dan beban dinamik yang diuraikan dibawah ini :





Gambar 2.19 Flow chart klasifikasi beban pada struktur

2.3.3 Pembebanan pada Struktur Atas

2.3.3.1 Beban Statik

Beban statik adalah beban yang bekerja secara terus-menerus pada suatu struktur. Beban statik juga diasosiasikan dengan beban-beban yang secara perlahan-lahan timbul serta mempunyai variabel besaran yang bersifat tetap (*steady states*). Dengan demikian, jika suatu beban mempunyai perubahan intensitas yang berjalan cukup perlahan sedemikian rupa sehingga pengaruh waktu tidak dominan, maka beban tersebut dapat dikelompokkan sebagai beban statik (*static load*).

Deformasi dari struktur akibat beban statik akan mencapai puncaknya jika beban ini mencapai nilainya yang maksimum. Beban statis pada umumnya dapat dibagi lagi menjadi beban mati, beban hidup, dan beban khusus, yaitu beban yang diakibatkan oleh penurunan pondasi atau efek temperatur.

1. Beban Mati

Yaitu beban-beban yang bekerja vertikal ke bawah pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan, seperti misalnya penutup lantai, alat mekanis, dan partisi. Berat dari elemen-elemen ini pada umumnya dapat ditentukan dengan mudah dengan derajat ketelitian cukup tinggi. Untuk

menghitung besarnya beban mati suatu elemen dilakukan dengan meninjau berat satuan material tersebut berdasarkan volume elemen.

Berat satuan (*unit weight*) material secara empiris telah ditentukan dan telah banyak dicantumkan tabelnya pada sejumlah standar atau peraturan pembebanan. Berat satuan atau berat sendiri dari beberapa material konstruksi dan komponen bangunan gedung dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 atau Peraturan Tahun 1987.

Adapun nilai-nilai berat satuan atau berat sendiri mati untuk gedung berdasarkan Peraturan tersebut adalah :

- Baja = 7850 kg/m³
- Beton = 2200 kg/m³
- Batu belah = 1500 kg/m³
- Beton bertulang = 2400 kg/m³
- Kayu = 1000 kg/m³
- Pasir kering = 1600 kg/m³
- Pasir basah = 1800 kg/m³
- Pasir kerikil = 1850 kg/m³
- Tanah = 1700 - 2000 kg/m³

Berat dari beberapa komponen bangunan dapat ditentukan sebagai berikut :

- Atap genting, usuk, dan reng = 50 kg/m²
- Plafon dan penggantung = 20 kg/m²
- Atap seng gelombang = 10 kg/m²
- Adukan/spesi lantai per cm tebal = 21 kg/m²
- Penutup lantai/ubin per cm tebal = 24 kg/m²
- Pasangan bata setengah batu = 250 kg/m²
- Pasangan batako berlubang = 200 kg/m²
- Aspal per cm tebal = 15 kg/m²

2. Beban Hidup

Yaitu beban yang bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu yang diberikan. Meskipun dapat berpindah-pindah, beban hidup

masih dapat dikatakan bekerja secara perlahan-lahan pada struktur. Beban yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan (*occupancy loads*) adalah beban hidup.

Yang termasuk ke dalam beban penggunaan adalah berat manusia, perabot, barang yang disimpan, dan sebagainya. Beban yang diakibatkan oleh salju atau air hujan, juga termasuk ke dalam beban hidup. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang-kadang dapat juga berarah horisontal.

Beban hidup untuk bangunan gedung adalah sebagai berikut :

- Beban hidup pada atap = 100 kg/m²
- Lantai rumah tinggal = 200 kg/m²
- Lantai sekolah, perkantoran, hotel, asrama, pasar, rumah sakit = 200 kg/m²
- Panggung penonton = 500 kg/m²
- Lantai ruang olah raga, lantai pabrik, bengkel, gudang, tempat orang berkumpul, perpustakaan, toko buku, masjid, gereja, bioskop, ruang alat atau mesin = 400 kg/m²
- Balkon, tangga = 300 kg/m²
- Lantai gedung parkir :
 - Lantai bawah = 800 kg/m²
 - Lantai atas = 400 kg/m²

Pada suatu bangunan gedung bertingkat banyak, adalah kecil kemungkinannya semua lantai tingkat akan dibebani secara penuh oleh beban hidup. Demikian juga kecil kemungkinannya suatu struktur bangunan menahan beban maksimum akibat pengaruh angin atau gempa yang bekerja secara bersamaan. Desain struktur dengan meninjau beban-beban maksimum yang mungkin bekerja secara bersamaan, adalah tidak ekonomis. Berhubung peluang untuk terjadinya beban hidup penuh yang membebani semua bagian dan semua elemen struktur pemikul secara serempak selama umur rencana bangunan adalah sangat kecil, maka pedoman-pedoman pembebanan mengijinkan untuk melakukan reduksi terhadap beban hidup yang dipakai.

Reduksi beban dapat dilakukan dengan mengalikan beban hidup dengan suatu koefisien reduksi yang nilainya tergantung pada penggunaan bangunan. Besarnya koefisien reduksi beban hidup untuk perencanaan portal, ditentukan sebagai berikut :

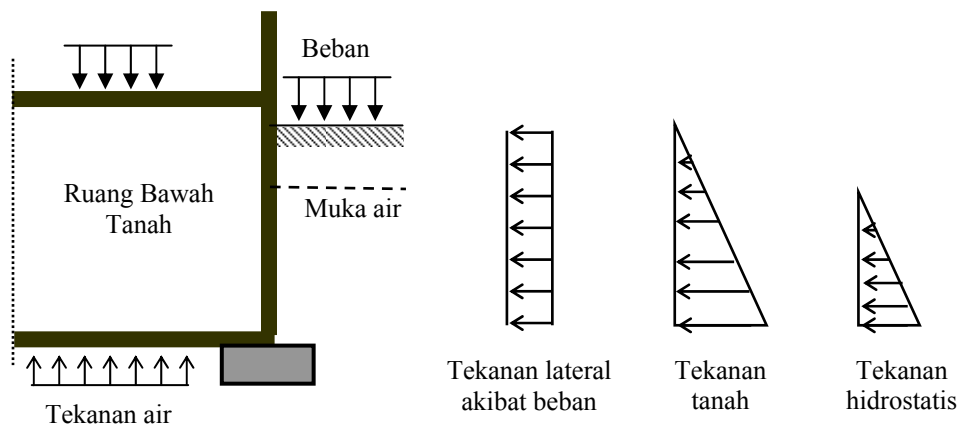
- Perumahan : rumah tinggal, asrama hotel, rumah sakit = 0,75
- Gedung pendidikan : sekolah, ruang kuliah = 0,90
- Tempat pertemuan umum, tempat ibadah, bioskop, restoran, ruang dansa, ruang pertunjukan = 0,90
- Gedung perkantoran : kantor, bank = 0,60
- Gedung perdagangan dan ruang penyimpanan : toko, toserba, pasar, gudang, ruang arsip, perpustakaan = 0,80
- Tempat kendaraan : garasi, gedung parkir = 0,90
- Bangunan industri : pabrik, bengkel = 1,00

3. Beban Khusus

Yaitu beban yang dipengaruhi oleh penurunan pondasi, tekanan tanah, tekanan air atau pengaruh temperatur/suhu.

Untuk beban akibat tekanan tanah atau air biasanya terjadi pada struktur bangunan yang terletak di bawah permukaan tanah, seperti dinding penahan tanah, terowongan atau ruang bawah tanah (*basement*). Struktur tersebut perlu dirancang untuk menahan tekanan tanah lateral. Jika struktur-struktur ini tenggelam sebagian atau seluruhnya di dalam air, maka perlu juga diperhitungkan tekanan hidrostatik dari air pada struktur.

Sebagai ilustrasi, di bawah ini diberikan pembebanan yang bekerja pada dinding dan lantai dari suatu ruang bawah tanah.



Gambar 2.20 Gaya-gaya yang bekerja pada struktur basement

Akibat tanah dan air, pada dinding *basement* akan mendapat tekanan lateral berupa tekanan tanah dan tekanan hidrostatis. Sedangkan pada pelat lantai *basement* akan mendapat pengaruh tekanan air ke atas (*uplift pressure*). Jika pada permukaan tanah di sekitar dinding *basement* tersebut dimuati, misalnya oleh kendaraan-kendaraan, maka akan terdapat tambahan tekanan lateral akibat beban kendaraan pada dinding.

2.3.1.2 Beban Dinamik

Yaitu beban yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur. Pada umumnya, beban ini tidak bersifat tetap (*unsteady-state*) serta mempunyai karakteristik besaran dan arah yang berubah dengan cepat. Deformasi pada struktur akibat beban dinamik ini juga akan berubah-ubah secara cepat.

1. Beban Dinamik Bergetar

Yaitu beban yang diakibatkan getaran gempa, angin atau getaran mesin.

▪ Beban Angin

Struktur yang berada pada lintasan angin akan menyebabkan angin berbelok atau dapat berhenti. Sebagai akibatnya, energi kinetik angin akan berubah menjadi energi potensial yang berupa tekanan atau isapan pada struktur. Besarnya beban angin yang bekerja pada struktur bangunan tergantung dari kecepatan angin, rapat massa udara, letak geografis, bentuk dan ketinggian bangunan, serta kekakuan struktur. Bangunan yang berada pada lintasan angin, akan menyebabkan angin berbelok atau dapat berhenti. Sebagai akibatnya, energi kinetik dari angin akan berubah menjadi energi potensial, yang berupa tekanan atau hisapan pada bangunan. Untuk memperhitungkan pengaruh dari angin pada struktur bangunan, pedoman yang berlaku di Indonesia mensyaratkan beberapa hal sebagai berikut :

- Tekanan tiup angin harus diambil minimum 25 kg/m^2

- Tekanan tiup angin di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai, harus diambil minimum 40 kg/m^2

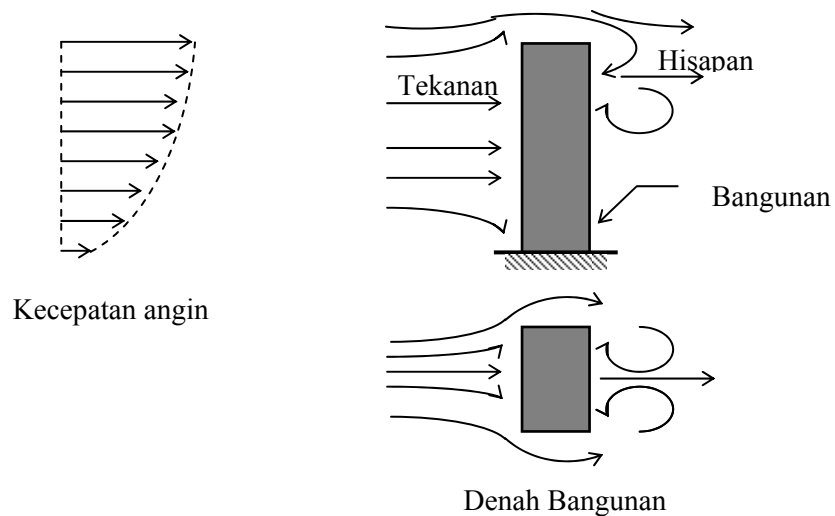
Untuk tempat-tempat dimana terdapat kecepatan angin yang mungkin mengakibatkan tekanan tiup yang lebih besar. Tekanan tiup angin (p) dapat ditentukan berdasarkan rumus empiris :

$$p = \frac{V^2}{16}$$

dimana :

p = Tekanan tiup angin (kg/m^2)

V = Kecepatan angin (m/detik)

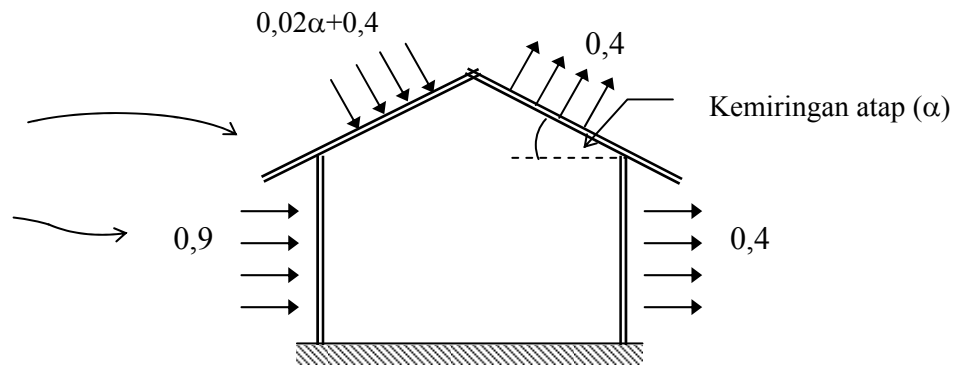


Gambar 2.21 Pengaruh Angin pada Bangunan Gedung

Berhubung beban angin akan menimbulkan tekanan dan hisapan, maka berdasarkan percobaan-percobaan, telah ditentukan koefisien-koefisien bentuk tekanan dan hisapan untuk berbagai tipe bangunan dan atap. Tujuan dari penggunaan koefisien-koefisien ini adalah untuk menyederhanakan analisis. Sebagai contoh, pada bangunan gedung tertutup, selain dinding bangunan, struktur atap bangunan juga akan mengalami tekanan dan hisapan angin, dimana besarnya tergantung dari bentuk dan kemiringan atap. Pada bangunan gedung yang tertutup dan rumah tinggal dengan tinggi tidak lebih dari 16 m, dengan lantai-lantai dan dinding-dinding yang memberikan kekakuan

yang cukup, struktur utamanya
diperhitungkan terhadap angin.

(portal) tidak perlu



Gambar 2.22 Koefisien angin untuk tekanan dan hisapan pada bangunan

▪ Beban Gempa

Menyusul maraknya peristiwa gempa bumi di Indonesia akhir-akhir ini, bangunan tahan gempa menjadi tren dalam permintaan desain gedung yang akan dibangun. Jika dulu beban gempa tidak terlalu dianggap penting, kecuali untuk daerah-daerah rawan gempa, maka sekarang beban gempa mendapat perhatian serius dari perencanaan-perencana bangunan. Besarnya beban gempa yang terjadi pada struktur bangunan tergantung dari beberapa faktor, yaitu massa dan kekakuan struktur, waktu getar alami dan pengaruh redaman dari struktur, kondisi tanah, dan wilayah kegempaan di mana struktur bangunan tersebut didirikan

Massa dari struktur bangunan merupakan faktor yang sangat penting, karena beban gempa merupakan gaya inersia yang bekerja pada pusat massa, yang menurut hukum gerak dari Newton besarnya adalah : $V = m.a = (W/g).a$, dimana a adalah percepatan pergerakan permukaan tanah akibat getaran gempa, dan m adalah massa bangunan yang besarnya adalah berat bangunan (W) dibagi dengan percepatan gravitasi (g). Gaya gempa horisontal $V = W.(a/g) = W.C$, dimana $C=a/g$ disebut sebagai koefisien gempa. Dengan demikian gaya gempa merupakan gaya yang didapat dari perkalian antara berat struktur bangunan dengan suatu koefisien.

Pada bangunan gedung bertingkat, massa dari struktur dianggap terpusat pada lantai-lantai dari bangunan, dengan demikian beban gempa akan terdistribusi pada setiap lantai tingkat. Selain tergantung dari massa di setiap tingkat, besarnya gaya gempa pada suatu tingkat tergantung juga pada ketinggian tingkat tersebut dari permukaan tanah. Berdasarkan pedoman yang berlaku di Indonesia yaitu Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2003), besarnya beban gempa horisontal V yang bekerja pada struktur bangunan, dinyatakan sebagai berikut :

$$V = \frac{C \cdot I}{R} \cdot W_t$$

dimana :

C = Koefisien gempa, yang besarnya tergantung wilayah gempa dan waktu getar struktur
(Harga C ditentukan dari Diagram Respon Spektrum, setelah terlebih dahulu dihitung waktu getar dari struktur)

I = Faktor keutamaan struktur

R = Faktor reduksi gempa

W_t = Kombinasi dari beban mati dan beban hidup yang direduksi

Besarnya nilai faktor keutamaan struktur (I) ditentukan dengan angka pada Tabel 2.5

Tabel 2.5 Faktor keutamaan struktur ditinjau dari kategori bangunannya

Kategori gedung/bangunan	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran.	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6

Cerobong, tangki di atas menara	1.5	1,0	1,5
---------------------------------	-----	-----	-----

Besarnya koefisien reduksi beban hidup untuk perhitungan W_t , ditentukan sebagai berikut :

- Perumahan / penghunian : rumah tinggal, asrama, hotel, rumah sakit = 0,30
- Gedung pendidikan : sekolah, ruang kuliah = 0,50
- Tempat pertemuan umum, tempat ibadah, bioskop, restoran, ruang dansa, ruang pertunjukan = 0,50
- Gedung perkantoran : kantor, bank = 0,30
- Gedung perdagangan dan ruang penyimpanan, toko, toserba, pasar, gudang, ruang arsip, perpustakaan = 0,80
- Tempat kendaraan : garasi, gedung parkir = 0,50
- Bangunan industri : pabrik, bengkel = 0,90

2. Beban Impak

Yaitu beban akibat ledakan atau benturan, getaran mesin dan juga akibat pengereman kendaraan. Secara sistematis, klasifikasi beban tersebut dapat dilihat pada gambar 2.19

Pada umumnya perencanaan suatu bangunan memperhitungkan kombinasi beban untuk mendapat hasil perhitungan yang aman. Kombinasi beban ditentukan berdasarkan kondisi daerah tempat bangunan dibangun, keadaan angin, fungsi bangunan, zona wilayah gempa tempat bangunan dibangun dan faktor-faktor lainnya.

Hal penting dalam menentukan beban desain pada struktur adalah dengan pertanyaan, apakah semua beban tersebut bekerja secara simultan atau tidak. Beban mati akibat berat sendiri dari struktur harus selalu diperhitungkan. Sedangkan beban hidup besarnya selalu berubah-ubah tergantung dari penggunaan dan kombinasi beban hidup. Sebagai contoh, adalah tidak wajar merancang struktur bangunan untuk mampu menahan beban maksimum yang diakibatkan oleh gempa dan beban angin maksimum, serta sekaligus memikul beban hidup dalam keadaan penuh.

Kemungkinan bekerjanya beban-beban maksimum pada struktur pada saat yang bersamaan adalah sangat kecil. Struktur bangunan dapat dirancang untuk

memikul semua beban maksimum yang bekerja secara simultan. Tetapi struktur yang dirancang demikian akan mempunyai kekuatan yang sangat berlebihan untuk memikul kombinasi pembebanan yang secara nyata mungkin terjadi selama umur rencana struktur. Dari sudut pandang rekayasa struktur, desain struktur dengan pembebanan seperti ini adalah tidak realistis dan sangat mahal. Berkenaan dengan hal ini, maka banyak peraturan yang merekomendasikan untuk mereduksi beban desain pada kombinasi pembebanan tertentu. Untuk pembebanan pada bangunan gedung bertingkat banyak, sangat tidak mungkin pada saat yang sama semua lantai memikul beban hidup yang maksimum secara simultan. Oleh karena itu diijinkan untuk mereduksi beban hidup untuk keperluan perencanaan elemen-elemen struktur dengan memperhatikan pengaruh dari kombinasi pembebanan dan penempatan beban hidup. Berikut ini adalah kombinasi pembebanan yang dipakai untuk struktur portal menurut Tatacara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung – SNI 03-2847-2002 :

- Kombinasi Beban Tetap

$$U = 1,4 D$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

- Kombinasi beban Sementara

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

$$U = 0,9 D \pm 1,6 W$$

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$$

$$U = 0,9.D \pm 1,0 W$$

$$U = 1,4 (D + F)$$

$$U = 1,2 (D + T) + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

dimana :

D = Beban mati

L = Beban hidup

A = Beban atap

R = Beban hujan

W = Beban angin

E = Beban gempa

F = Tekanan fluida

T = Perbedaan penurunan pondasi, perbedaan suhu, rangkai dan susut beton.

Koefisien 1,0, 1,2, 1,6 dan 1,4 merupakan faktor pengali dari beban-beban tersebut, yang disebut faktor beban (*load factor*)

Koefisien 0,5 dan 0,9 merupakan faktor reduksi

Sistem struktur dan elemen struktur harus diperhitungkan terhadap dua kombinasi pembebanan, yaitu Pembebanan Tetap dan Pembebanan Sementara. Momen lentur (M_u), momen torsi atau puntir (T_u), gaya geser (V_u), dan gaya normal (P_u) yang terjadi pada elemen-elemen struktur akibat kedua kombinasi pembebanan yang ditinjau, dipilih yang paling besar harganya, untuk selanjutnya digunakan pada proses desain.

Untuk keperluan analisis dan desain dari suatu struktur bangunan gedung, perlu dilakukan perhitungan mekanika rekayasa dari portal beton dengan dua kombinasi pembebanan yaitu Pembebanan Tetap dan Pembebanan Sementara. Kombinasi pembebanan untuk perencanaan struktur bangunan gedung yang sering digunakan di Indonesia adalah $U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$ dan $U = 1,2 D + 1,0L \pm 1,0 E$. Pada umumnya, sebagai gaya horisontal yang ditinjau bekerja pada sistem struktur portal adalah beban gempa, karena di Indonesia beban gempa lebih besar dibandingkan dengan beban angin. Beban gempa yang bekerja pada sistem struktur dapat berarah bolak-balik, oleh karena itu pengaruh ini perlu ditinjau di dalam perhitungan. Beban mati dan beban hidup selalu berarah ke bawah karena merupakan beban gravitasi, sedangkan beban angin atau beban gempa merupakan beban yang berarah horisontal.