

## **BAB II**

### **DASAR TEORI**

#### **2.1. TINJAUAN UMUM**

Pada tahap perencanaan struktur gedung ini, perlu dilaksanakan studi literatur untuk mengetahui hubungan antara susunan fungsional gedung dengan sistem struktural yang akan digunakan, di samping juga untuk mengetahui dasar-dasar teorinya. Pada jenis gedung tertentu, perencana seringkali diharuskan menggunakan suatu pola akibat dari syarat-syarat fungsional maupun strukturnya. Hal ini merupakan salah satu faktor yang menentukan, misalnya pada situasi yang mengharuskan bentang ruang yang besar, serta harus bebas kolom, sehingga akan menimbulkan beban yang harus dipikul balok lebih besar pula.

#### **2.2. KONSEP PEMILIHAN SISTEM STRUKTUR**

Pemilihan sistem struktur atas (*upper structure*) mempunyai hubungan yang erat dengan sistem fungsional gedung. Desain struktural akan mempengaruhi desain gedung secara keseluruhan. Adapun faktor-faktor yang menentukan dalam pemilihan sistem struktur adalah sebagai berikut :

- Aspek arsitektural  
Hal ini berkaitan dengan denah dan struktur yang dipilih, ditinjau dari segi arsitektur.
- Aspek fungsional  
Hal ini berkaitan dengan penggunaan ruang. Biasanya hal tersebut akan mempengaruhi penggunaan bentang elemen struktur yang digunakan.
- Aspek kekuatan dan stabilitas struktur  
Aspek ini berkaitan dengan kemampuan struktur dalam menerima beban-beban yang bekerja baik beban vertical maupun beban lateral serta kestabilan struktur dalam kedua arah tersebut.
- Aspek ekonomi dan kemudahan pelaksanaan

Biasanya pada suatu gedung, dapat digunakan beberapa macam struktur. Oleh sebab itu faktor ekonomi dan kemudahan pelaksanaan pengerjaan merupakan faktor yang mempengaruhi sistem struktur yang akan dipilih.

- Faktor kemampuan struktur dalam mengakomodasi sistem layanan gedung
- Pemilihan sistem struktur juga harus mempertimbangkan kemampuan struktur dalam mengakomodasikan sistem pelayanan yang ada, yakni menyangkut pekerjaan *mechanical* dan *electrical*.

Sedangkan untuk memilih jenis struktur bawah (*lower structure*) yaitu pondasi, maka harus melaksanakan langkah-langkah sebagai berikut :

- Memperoleh informasi yang paling mendekati berkenaan dengan keadaan bangunan dan beban yang ditransfer ke pondasi.
- Menentukan kondisi bawah tanah secara umum.
- Mempertimbangkan dengan segera bentuk umum pondasi, untuk memutuskan apakah pondasi tersebut dapat dibuat dengan kondisi yang ada. Pada langkah pendahuluan bentuk yang tidak cocok dihilangkan.
- Membuat studi yang lebih terperinci dan perancangan awal dari bentuk pondasi yang paling sesuai.
- Memperkirakan biaya dari masing-masing bentuk pondasi.

### **2.2.1. Jenis-jenis struktur atas**

Secara umum jenis-jenis struktur atas yang biasa digunakan untuk bangunan gedung adalah sebagai berikut :

#### **1. Struktur baja (*steel structure*)**

Struktur baja sangat tepat digunakan pada bangunan bertingkat tinggi, karena material baja mempunyai kekuatan serta tingkat daktilitas yang tinggi apabila dibandingkan dengan material-material struktur lainnya.

#### **2. Struktur komposit (*composit structure*)**

Struktur komposit merupakan struktur gabungan yang terdiri dari dua jenis material atau lebih. Pada umumnya struktur komposit yang sering digunakan adalah kombinasi antar baja struktural dengan beton bertulang. Struktur komposit ini

memiliki perilaku di antara struktur baja dan struktur beton bertulang. Struktur komposit banyak digunakan untuk struktur bangunan menengah sampai tinggi.

### 3. Struktur beton bertulang (*reinforced concrete structure*)

Struktur beton bertulang ini banyak digunakan untuk stuktur bangunan tingkat menengah sampai tinggi. Struktur ini paling banyak digunakan apabila dibandingkan dengan struktur yang lain karena struktur beton bertulang lebih *monolith* apabila dibandingkan dengan struktur baja maupun komposit.

#### 2.2.2. Jenis-jenis struktur bawah (Pondasi)

Secara umum jenis-jenis struktur bawah (pondasi) dibagi menjadi 3 bagian, yaitu pondasi dangkal, sumuran, dan pondasi dalam.

##### 1. Pondasi dangkal

Yang dimaksud pondasi dangkal adalah apabila kedalaman alas pondasi ( $D_f$ ) dibagi lebar terkecil alas pondasi ( $B$ ) kurang dari 4, ( $D_f/B < 4$ ). Jenis pondasi ini digunakan apabila letak tanah baik (kapasitas dukung ijin tanah  $> 2,0 \text{ kg/cm}^2$ ) relatif dangkal (0,6-2,0 m)

##### 2. Pondasi dalam

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 ( $D_f/B > 10 \text{ m}$ ), tiang-tiang tersebut disatukan oleh poer/pile cap.

### 2.3. FALSAFAH PERENCANAAN STRUKTUR

Konsep desain/perencanaan struktur diperlukan sebagai dasar teori bagi perencanaan dan perhitungan struktur nantinya. Perencanaan gedung ini meliputi tinjauan struktur tahan gempa, denah dan konfigurasi bangunan, data material, pembebanan, struktur atas dan bawah, sistem pelaksanaan dan dasar-dasar perhitungannya.

#### 2.3.1. Tinjauan perencanaan struktur tahan gempa

Tinjauan ini diperlukan untuk mengetahui metode analitis, pemilihan metode tersebut dan juga kriteria dasar perancangannya. Metode analisis yang digunakan untuk perencanaan gedung GIS ini adalah *Analisis Dinamik Ragam Respon Spektrum Struktur*

3D, dengan meninjau ragam getarnya. Untuk melakukan perhitungan ini digunakan bantuan program SAP 2000.

Analisis dinamis struktur pada perencanaan gedung tahan gempa diperlukan jika dibutuhkan evaluasi yang lebih akurat dari gaya-gaya gempa yang bekerja pada struktur, serta untuk mengetahui perilaku dari struktur akibat pengaruh gempa yang sifatnya berulang. Analisis dinamik perlu dilakukan pada struktur-struktur bangunan gedung dengan karakteristik sebagai berikut:

- Gedung dengan konfigurasi yang sangat tidak beraturan
- Gedung dengan tingkat kekakuan yang tidak merata
- Gedung dengan ketinggian lebih dari 40 meter

### **2.3.2. Kriteria dasar perancangan**

Pada tahap awal dari perancangan/desain struktur bangunan, konfigurasi denah, material struktur dan bentuk struktur harus ditentukan terlebih dahulu. Pemilihan ini akan mempengaruhi tahap selanjutnya dari proses perancangan struktur. Beberapa kriteria yang perlu diperhatikan antara lain:

- Material Struktur

Setiap jenis material struktur mempunyai karakteristik sendiri, sehingga suatu jenis bahan bangunan tidak dapat dipergunakan untuk semua jenis bangunan.
- Konfigurasi Bangunan
  - Konfigurasi Denah

Denah bangunan diusahakan mempunyai bentuk yang sederhana, kompak serta simetris agar mempunyai kekakuan yang sama terhadap pengaruh torsi.
  - Konfigurasi vertikal

Pada arah vertikal struktur, perlu dihindari adanya perubahan bentuk yang tidak menerus, suatu gerak getaran yang besar akan terjadi pada tempat-tempat tertentu pada struktur. Dalam hal ini akan diperlukan analisis dinamik.
- Kekakuan dan kekuatan

Baik pada arah vertikal maupun horizontal perlu dihindari adanya perubahan kekuatan dan kekakuan yang drastis.
- Model keruntuhan struktur

Pada perencanaan struktur di daerah gempa menggunakan desain kapasitas, terlebih dahulu harus ditentukan elemen-elemen kritisnya, sedemikian rupa sehingga mekanisme keruntuhannya dapat memencarkan energi sebesar-besarnya. Mekanisme tersebut diusahakan agar sendi-sendi plastis terbentuk pada balok terlebih dahulu dan bukannya pada kolom. Hal tersebut dengan pertimbangan bahwa bahaya ketidakstabilan akibat efek perpindahan jauh lebih kecil dibandingkan dengan mekanisme sendi plastis pada kolom dan juga kolom lebih sulit diperbaiki daripada balok sehingga harus dilindungi dengan tingkat keamanan yang lebih tinggi.

### 2.3.3. Data-data material

Adapun spesifikasi bahan/material yang digunakan dalam perencanaan struktur gedung ini adalah sebagai berikut:

- Beton :  $f'_c = 25 \text{ Mpa}$  ;  $E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 23500$
- Baja tulangan :  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ;  $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Baja konstruksi :  $f_y = 240 \text{ Mpa}$  ;  $\sigma_{ijin} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

### 2.3.4. Pembebanan

Beban dan macam beban yang bekerja pada struktur sangat tergantung dari jenis struktur. Berikut ini akan disajikan jenis-jenis beban, data beban serta faktor-faktor dan kombinasi pembebanan sebagai dasar acuan bagi perhitungan struktur.

#### 2.3.4.1. Jenis-jenis beban

Jenis-jenis beban yang biasa diperhitungkan dalam perencanaan struktur bangunan gedung adalah sebagai berikut:

- Beban mati (*dead load/DL*)

Beban mati merupakan beban yang bekerja akibat gravitasi yang bekerja tetap pada posisinya secara terus menerus dengan arah ke bumi tempat struktur didirikan. Yang termasuk beban mati adalah berat struktur sendiri dan juga semua benda yang tetap posisinya selama struktur berdiri.

- Beban hidup (*life load/LL*)

Beban hidup merupakan beban yang terjadi akibat penghunian/penggunaan suatu gedung dan barang-barang yang dapat berpindah, mesin dan peralatan lain yang dapat digantikan selama umur rencana gedung.

- Beban gempa (*Earthquake load/EL*)

Gempa dianalisis menggunakan analisis dinamik struktur 3D dengan menggunakan program SAP 2000.

Peraturan yang dipakai dalam perhitungan ini :

1. Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987
2. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung – 1983

Untuk input pada program SAP 2000 data-data yang diperlukan adalah :

- Model struktur dalam bentuk 3D
- Jenis material yang dipakai
- Beban-beban yang bekerja ( hidup, mati, dan gempa )
- Massa yang bekerja pada joint
- Kombinasi beban
- Ragam Respon Spektrum Gempa

Data-data diatas didapatkan dan ditentukan seperti dibawah ini

◇ *Untuk keperluan desain struktur digunakan dua tinjauan kombinasi pembebanan yaitu :*

1. Pembebanan Tetap :  $U = 1,2 D + 1,6 L$
2. Pembebanan Sementara :

Ada 2 pemodelan untuk pembebanan sementara, yaitu :

- a. Beban gempa bekerja 100% pada arah x dan 30% pada arah y

$$U = 1,05 D + 0,63 L + 1,05 \cdot (I \cdot K \cdot Z) \cdot E_x + 0,315 \cdot (I \cdot K \cdot Z) \cdot E_y$$

- b. Beban gempa bekerja 100% pada arah y dan 30% pada arah x

$$U = 1,05 D + 0,63 L + 0,315 \cdot (I \cdot K \cdot Z) \cdot E_x + 1,05 \cdot (I \cdot K \cdot Z) \cdot E_y$$

- $E_x$  &  $E_y$  = Beban gempa arah x, y
- L = Beban hidup
- D = Beban mati, untuk data masukan dalam program SAP 2000 beban mati & hidup terdiri struktur utama & tangga.

- I = Faktor keutamaan struktur
- K = Faktor jenis struktur
- Z = Faktor wilayah kegempaan

Pemakaian faktor keutamaan struktur ( I ) pada analisa perhitungan bangunan tahan gempa dimaksudkan untuk memperpanjang waktu ulang dari kerusakan struktur gedung akibat gempa dimana nilainya adalah lebih besar dari 1,0. Faktor keutamaan struktur ( I ) ini penentuannya didasarkan pada fungsi bangunan yang dapat dilihat lebih lengkapnya pada tabel di bawah ini :

| Jenis Struktur Bangunan / Gedung   | I   |
|--|-----|
| Bangunan monumental untuk dilestarikan   | 1.9 |
| Bangunan penting yang harus tetap berfungsi setelah terjadi gempa, Seperti rumah sakit, instalasi air minum, pembangkit listrik. | 1.4 |
| Bangunan tempat penyimpanan gas, minyak, asam dan bahan beracun, instalasi nuklir.   | 1.6 |
| Bangunan rendah untuk penghunian, pertokoan dan perkantoran dengan tinggi 10-30 tingkat  | 1   |
| Bangunan tinggi untuk penghunian, pertokoan dan perkantoran, dengan tinggi > 30 meter  | 1.2 |

Tabel 2.1. Faktor keutamaan struktur berdasarkan fungsi bangunan

Tabel berikut ini untuk menentukan faktor jenis struktur ( K ) :

| Jenis Struktur Bangunan |                          | $\mu$       | K              |
|-------------------------|--------------------------|-------------|----------------|
| Tanpa daktilitas        | Struktur umum            | 1.00        | 4.00           |
| Daktilitas terbatas     | Cerobong                 | 1.33        | 3.00           |
|                         | Portal dengan diagonal   | 1.60        | 2.50           |
|                         | Struktur umum            | $\leq 2.00$ | $4/\mu$        |
| Daktilitas penuh        | Struktur umum            | $> 2.00$    | $(1+10/\mu)/3$ |
|                         | Portal beton prategang   | 3.12        | 1.40           |
|                         | Dinding geser kantilever | 3.85        | 1.20           |
|                         | Portal terbuka           | 5.00        | 1.00           |

Tabel 2.2. Faktor jenis struktur (K)

Tabel berikut ini untuk menentukan faktor wilayah kegempaan ( $Z$ ) :

| Wilayah Gempa Indonesia | Percepatan Tanah Maksimum Pada Tanah Keras (g) | Z   |
|-------------------------|--|-----|
| 1                       | 0.26   | 2.6 |
| 2                       | 0.18   | 1.8 |
| 3                       | 0.14   | 1.4 |
| 4                       | 0.10   | 1.0 |
| 5                       | 0.06   | 0.6 |
| 6                       | 0.00   | 0.0 |

Tabel 2.3. Zona wilayah gempa

◇ **Beban gempa (  $Ex$  dan  $Ey$  )**

Karena gempa tidak bisa diprediksi datangnya dari arah mana (arah bisa dari mana saja), maka untuk beban gempa dipakai kombinasi 100% arah X dan 30% arah Y atau sebaliknya. Hal ini dipakai untuk mengantisipasi arah gempa yang tidak bisa ditebak

$Ex$  dan  $Ey$  dianalisa dengan pemodelan massa terpusat terpusat. Massa terpusat terpusat tersebut diubah menjadi gaya dengan menggunakan persamaan umum berikut.

$$mv''+cv'+kv = Peff \dots \text{pers. 2-1}$$

dimana :

$m$  = massa struktur

$c$  = redaman

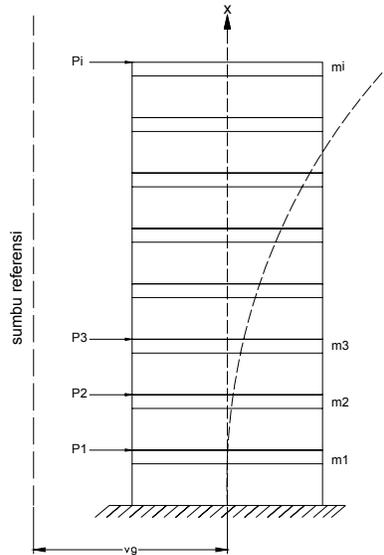
$k$  = kekakuan sistem

$v''$  = percepatan

$v'$  = kecepatan

$v$  = perpindahan sistem

$Peff$  = beban efektif yang diterima struktur



Gambar. 2.1 Sistem MDOF terpusat

Gaya gempa bumi kembali dapat diperoleh dengan menyatakan perpindahan total sebagai jumlah dari gerak relatif tambah perpindahan yang diakibatkan langsung oleh gerak tumpuan. Hubungan ini dapat dituliskan sebagai berikut:

$$v^t = v + \{1\} \cdot v_g \dots\dots\dots \text{per 2-2}$$

dimana  $\{1\}$  menyatakan kolom angka satu. Vektor ini memperlihatkan kenyataan bahwa satu satuan translasi statik dari dasar struktur ini secara langsung menimbulkan satu satuan perpindahan dari semua derajat kebebasan. Tentu saja hubungan yang sederhana ini merupakan akibat dari tipe perpindahan tumpuan yang telah digunakan dan juga konfigurasi struktur. Dengan mensubstitusikan pers 2-2 ke pers 2-1 dihasilkan persamaan gerak respons-relatif :

$$m v'' + c v' + k v = P_{\text{eff}}(t) \dots\dots\dots \text{pers 2-3}$$

dimana  $P_{\text{eff}}(t) = - m \{1\} v''_g(t) \dots\dots\dots \text{pers 2-4}$

Persamaan 2-3 dapat diselesaikan secara langsung dengan integrasi secara numerik persamaan-persamaan yang saling tergantung ini; akan tetapi, dalam menganalisis respons gempa bumi struktur-struktur yang linear, biasanya jauh lebih efisien dengan mentransformasikan menjadi suatu sistem dengan kordinat normal (modus) karena gerak tumpuan cenderung mengeksitasi secara kuat modus-modus getaran yang terendah saja. Jadi perkiraan yang baik dari respons gempa bumi sistem-sistem yang mempunyai lusinan atau bahkan ratusan derajat kebebasan seringkali dapat diperoleh dengan

melakukan analisis terhadap beberapa terhadap beberapa koordinat normal saja. Jika diasumsikan bahwa matriks redam mempunyai suatu bentuk yang memenuhi kondisi-kondisi ortogonalitas yang sama dengan matriks massa dan kekakuan, hasilnya adalah sekumpulan N persamaan modulus yang tidak saling tergantung yang berbentuk:

$$M_n \ddot{Y}_n + C_n \dot{Y}_n + K_n Y_n = P_n(t) \dots\dots \text{pers 2-5}$$

dimana  $M_n$ ,  $C_n$ , dan  $K_n$  adalah sifat-sifat tergeneralisasi yang berhubungan dengan modulus  $n$ ,  $Y_n$  adalah amplitudo respons modulus tersebut, dengan gaya tergeneralisasi yang diakibatkan oleh eksitasi gempa bumi. (dengan mengabaikan tanda negatif pada pers 2-4) diperoleh :

$$P_n = \phi_n^T P_{eff}(t) = \xi_n \ddot{v}_g(t) \dots\dots\dots \text{pers 2-6}$$

faktor eksitasi gempa bumi modulus diberikan oleh :

$$\xi_n \equiv \phi_n^T P_{eff} m\{1\} \dots\dots\dots \text{pers 2-7}$$

Secara analogi dengan penurunan respons SDOF tergeneralisasi, bisa dilihat bahwa respons masing-masing modulus sistem MDOF diberikan oleh:

$$Y_n(t) = \frac{\xi_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \dots\dots\dots \text{pers 2-8}$$

dimana integral respons gempa bumi tergantung dari peredaman  $\xi_n$  dan frekwensi  $\omega_n$  dari modulus getaran yang ke- $n$ . Vektor perpindahan relatif yang dihasilkan pada modulus ini kemudian diberikan oleh:

$$v_n(t) = \phi_n \frac{\xi_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \dots\dots\dots \text{pers 2-9}$$

Akhirnya, vektor perpindahan relatif yang disebabkan oleh semua respons modulus diperoleh melalui superposisi, yaitu:

$$v(x,t) = \Phi Y(t) = \Phi \left\{ \frac{\xi_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \right\} \dots\dots\dots \text{pers 2-10}$$

dimana  $\Phi$  terdiri dari semua modulus yang respons modulusnya tereksitasi secara berarti oleh gempa bumi, dan suku dalam tanda kurung menyatakan suatu vektor suku-suku tersebut yang didefenisikan untuk masing-masing modulus yang ditinjau dalam analisis.

Gaya-gaya elastik yang berkenaan dengan perpindahan relatif dapat diperoleh langsung dengan mengalikan kiri dengan matriks kekakuan

$$f_s(t) = kv(t) = k\Phi Y(t) \dots\dots\dots \text{pers 2-11}$$

Walaupun demikian, seringkali akan lebih memudahkan dengan menyatakan gaya-gaya tersebut ke dalam bentuk gaya-gaya inersia ekivalen yang terjadi pada getaran bebas tak teredam. Kesamaan gaya elastik dan inersia dinyatakan oleh hubungan masalah eigen, yang dapat dituliskan:

$$k\Phi = m\Phi\Omega^2 \dots\dots\dots \text{pers 2-12}$$

dimana  $\Omega^2$  adalah matriks diagonal dari frekwensi modulus yang dikuadratkan  $\omega_n^2$ . Dengan mensubstitusikan pers 2-12 ke pers 2-11 menghasilkan pernyataan pengganti untuk gaya-gaya elastik :

$$f_s(t) = m\Phi\Omega^2 Y(t) = m\Phi \left\{ \begin{matrix} \mathbf{x}_n \\ \mathbf{M}_n \end{matrix} \omega_n V_n(t) \right\} \dots\dots \text{pers 2-13}$$

Akan terlihat bahwa vektor gaya elastik yang berkenan dengan masing-masing modulus pada persamaan ini, yaitu:

$$f_{sn}(t) = m\phi \frac{\mathbf{x}_n}{\mathbf{M}_n} \omega_n V_n(t) \dots\dots\dots \text{pers 2-14}$$

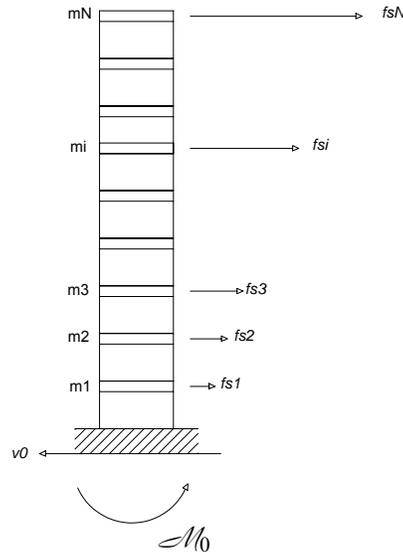
Di sini harus ditekankan bahwa pers. 2-13 adalah suatu pernyataan umum yang lengkap untuk gaya-gaya elastik yang terjadi pada suatu struktur tak teredam yang mengalami gerak tanah yang berubah secara sembarang, kenyataan bahwa walaupun persamaan ini diperoleh dari pernyataan untuk getaran bebas tak teredam, tidak akan membatasi kemampuan penggunaannya.

Bila distribusi gaya-gaya elastik efektif pada setiap waktu t selama gempa bumi telah diperoleh, nilai setiap resultan gaya yang diinginkan pada waktu tersebut dapat dihitung melalui prosedur statika standar. Misalnya, gaya geser dasar  $v_0(t)$  diberikan oleh perkiraan semua lantai, yaitu :

$$v_0(t) = \sum_{i=1}^N f_{si}(t) = [1]f_s(t) \dots\dots\dots \text{Pers 2-15}$$

di mana [1] menyatakan suatu vektor baris dari angka 1. Dengan mensubstitusikan pers 2-13 ke pers 2-15 diperoleh:

$$v_0(t) = \sum_{n=1}^N \frac{\xi_n^2}{M_n} \omega_n V_n(t) \dots\dots\dots \text{pers 2-16}$$



Gambar 2.2. Gaya-gaya elastik pada sistem MDOF tergrup

Di mana terlihat bahwa  $[1]M\Phi = [\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_N]$ . Demikian pula, momen guling resultan pada dasar bangunan

$$M_0(t) = \sum_{i=1}^N x_i f_{si}(t) = [x]f_s(t)$$

Dimana  $x_i$  adalah tinggi massa  $i$  dan  $[x]$  adalah suatu vektor baris dari tinggi ini. Dengan mensubstitusikan pers 2-13 ke dalam pernyataan ini maka diperoleh:

$$M_0(t) = [x]M\Phi\Omega^2 Y(t) = [x]M\Phi \left\{ \frac{\xi_n}{M_n} \omega_n V_n(t) \right\} \dots\dots\dots \text{pers 2-17}$$

Besaran  $\xi_n / M_n$  pada pers 2-16 mempunyai dimensi massa dan kadang kala disebut *massa modus efektif* dari struktur karena besaran ini dapat diinterpretasikan sebagai bagian massa total yang memberikan respons terhadap gempa bumi pada masing-masing modus.

Dalam perhitungan dengan menggunakan SAP 2000, hanya dimasukkan massanya saja karena faktor kekakuan dan redamannya sudah dihitung sendiri oleh SAP tersebut dari jenis dan bahan yang dipakai.

◇ **Respon Spektrum Gempa**

Untuk mengetahui nilai *Respon Spektrum Gempa Rencana* terlebih dahulu harus diketahui jenis tanah tempat struktur bangunan berdiri. Untuk menentukan jenis tanah menggunakan rumus tegangan geser sebagai berikut

$$S = \tau = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot h_i}{h_1 + h_2 \dots + h_n}$$

$$S_i = \tau_i = c + \sigma_i * tg\phi$$

dimana;

$S = \tau$  = tegangan geser tanah ( $\text{kg/cm}^2$ )

$\sigma$  = tegangan normal masing-masing lapisan tanah ( $\text{kg/cm}^2$ )

$c$  = nilai kohesi pada lapisan paling dasar lapisan yang ditinjau

$\phi$  = sudut geser pada lapisan paling dasar lapisan yang ditinjau

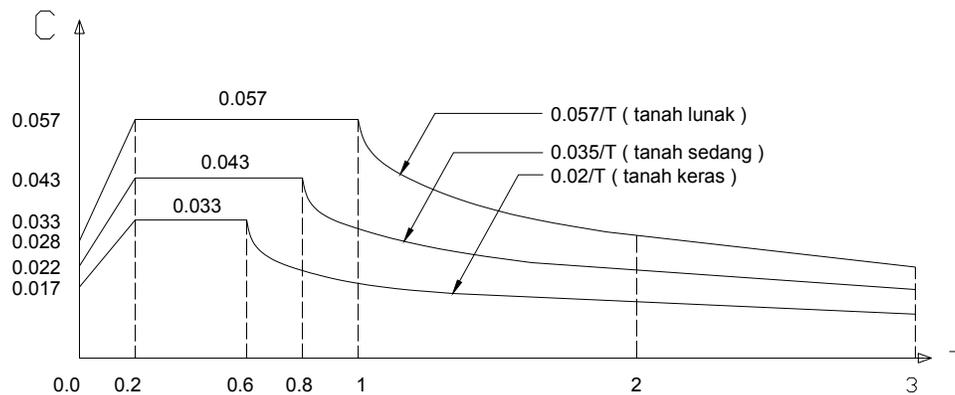
$h_i$  = tebal masing-masing lapisan tanah

Kedalaman minimal untuk menentukan jenis tanah adalah 5 meter. Ada 3 jenis tanah untuk menentukan nilai C tersebut, yaitu seperti yang tertera dalam tabel dibawah ini :

| Kedalaman Lapisan Tanah | Nilai rata-rata kekuatan geser tanah= $\tau$ ( $\text{kg/cm}^2$ ) |                            |               |
|-------------------------|---|----------------------------|---------------|
|                         | Tanah Keras   | Tanah Sedang               | Tanah Lunak   |
| 5                       | $\tau > 0.55$   | $0.45 \leq \tau \leq 0.55$ | $\tau < 0.45$ |
| 10                      | $\tau > 1.10$   | $0.90 \leq \tau \leq 1.10$ | $\tau < 0.90$ |
| 15                      | $\tau > 2.20$   | $1.80 \leq \tau \leq 2.20$ | $\tau < 1.80$ |
| $\geq 20$               | $\tau > 4.40$   | $2.70 \leq \tau \leq 3.30$ | $\tau < 2.70$ |

Tabel 2.4. Nilai-rata-rata kekuatan geser tanah

Spektrum Respon Nominal Gempa Rencana untuk struktur dengan daktilitas penuh pada beberapa jenis tanah dasar, diperlihatkan pada gambar dibawah ini:



Gambar. 2.3. Spektrum respon nominal gempa

#### ◇ *Massa struktur*

Selain itu data yang diperlukan untuk perhitungan analisa dinamik adalah massa struktur ( $M$ ). Massa struktur tiap tingkat dihitung dengan cara berikut :

- ❖  $qU = qD + 0,9 qL$
- ❖  $W = qU \cdot \text{Luas struktur yang ditinjau}$
- ❖  $M = \frac{W}{g}$

$qU$  = Beban desain

$qD$  = Beban mati yang diterima oleh joint

$qL$  = Beban hidup, dalam hal ini beban dikalikan faktor reduksi 0,9

$M$  = massa tingkat (  $\text{kg} \cdot \text{detik}^2/\text{cm}$  )

$W$  = berat struktur (  $\text{kg}$  )

$g$  = percepatan gravitasi (  $\text{cm}/\text{detik}^2$  )

Massa pada perencanaan disini dimodelkan bekerja pada setiap joint.

#### 2.3.4.2. *Data-data beban*

Perencanaan pembebanan struktur dilakukan sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung ( PPIG) 1983, dengan data-data sebagai berikut :

- Berat jenis beton :  $2400 \text{ kg}/\text{cm}^3$
- Adukan semen/cm tebal :  $21 \text{ kg}/\text{cm}^2$

- Tembok batu bata (1/2 bata) :  $250 \text{ kg/cm}^2$
- Penutup lantai / cm tebal :  $24 \text{ kg/cm}^2$
- Muatan hidup untuk bangunan GIS (termasuk struktur khusus) ditetapkan oleh PLN :  $1000 \text{ kg/cm}^2$

### **2.3.5. Perencanaan struktur atas (*Upper structure*)**

Struktur atas merupakan struktur portal. Struktur portal merupakan satu kesatuan antara balok, kolom dan pelat. Perencanaan struktur portal dilakukan menggunakan metode LRFD dengan prinsip *strong column weak beam*, dimana sendi-sendi plastis diusahakan terjadi pada balok.

Seluruh prosedur perhitungan mekanika/analisis struktur untuk struktur atas dilakukan secara *3 dimensi (3d)*, dengan bantuan program komputer *Struktural Analysis Program (SAP) 2000*. Dengan bantuan program SAP 2000 akan didapatkan output program berupa gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur lebih cepat dan akurat.

#### **2.3.5.1. Perencanaan pelat atap dan lantai**

Pada struktur ini antara plat lantai dan atap merupakan struktur yang identik yaitu merupakan struktur beton bertulang. Adapun langkah-langkah perencanaan pelat adalah sebagai berikut :

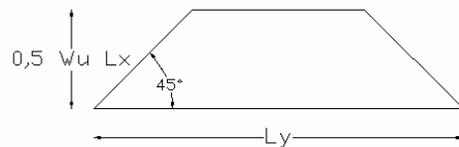
1. Menentukan syarat-syarat batas, tumpuan dan panjang bentang.
2. Menentukan tebal pelat.
3. Memperhitungkan beban-beban yang bekerja pada pelat lantai dan atap.
4. Tentukan  $L_y/L_x$ .
5. Tentukan momen yang menentukan ( $M_u$ ).  $M_u$  didapat dari tabel pada CUR 1 dan perhitungan SAP 2000.  $M_u$  terdiri dari:
  - $M_{lx}$  (momen lapangan arah  $-X$ )
  - $M_{ly}$  (momen lapangan arah  $-Y$ )
  - $M_{tx}$  (momen tumpuan arah  $-X$ )

- $M_{ty}$  (momen tumpuan arah  $-Y$ )
6. Hitung penulangan arah  $X$  dan  $Y$ , data-data yang diperlukan :  $h$  ( tebal plat ), tebal selimut beton ( $p$ ),  $M_u$ ,  $\phi_D$ , tinggi efektif, ( $d_x$  dan  $d_y$ )

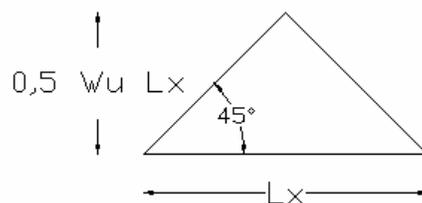
### 2.3.5.2. Perencanaan balok

Struktur balok direncanakan memakai profil IWF dan komposit dengan pelat beton yang dihubungkan dengan *stud*. Balok akan menerima beban dari pelat dimana pendistribusiannya menggunakan metode amplop. Dalam metode ini terdapat 2 bentuk yaitu pelat sebagai beban segitiga dan pelat sebagai beban trapesium. Adapun perataan bebannya sebagai berikut :

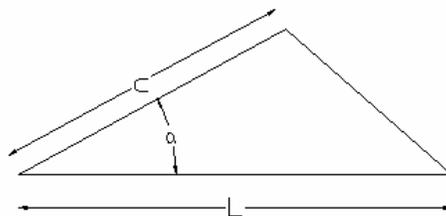
$$q \text{ ekuivalen trapesium} = l_x / l_y \cdot W_u \cdot ( 0,5 \cdot l_y^2 - 0,167 \cdot l_x^2 )$$



$$q \text{ ekuivalen segitiga} = 1/3 \cdot W_u \cdot l_x$$



$$q \text{ ekuivalen segitiga tak beraturan} = 8/54 \cdot W_u ( 6c \cdot \cos a - 4L \cdot \text{tgn } a )$$



Analisa balok komposit dengan penghubung geser memakai metode dihitung berdasarkan kekuatan lentur positif dan negatif berikut ini :

❖ **Kekuatan Lentur Positif ( $\phi_b M_n$ )**

a. Untuk penampang berbadan kompak  $\left[ \frac{h}{t} \leq \frac{1690}{\sqrt{f_{yf}}} \right]$  dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastik ( $\phi_b = 0,85$ )

b. Untuk penampang berbadan tidak kompak  $\left[ \frac{h}{t} > \frac{1690}{\sqrt{f_{yf}}} \right]$  dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan elastik (memperhitungkan pengaruh tumpuan sementara). Pada kondisi ini, kekuatan lentur batas penampang ditentukan oleh terjadinya leleh pertama ( $\phi_b = 0,9$ )

➤ **Perhitungan Kapasitas Momen Positif Penampang Balok Komposit dengan Menggunakan Distribusi Tegangan Elastis**

Notasi :

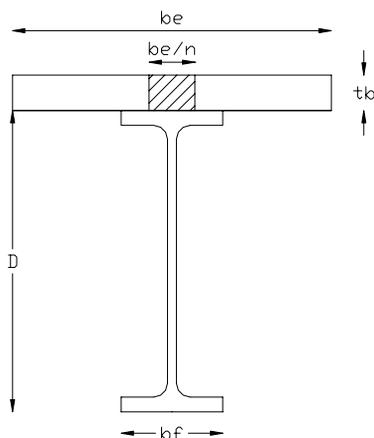
$S_s$  = modulus penampang baja,  $\text{mm}^3$

$Strc; Strt$  = modulus penampang untuk penampang transformasi,  $\text{mm}^3$

$n$  = ratio modulus =  $E/E_c$

$E$  = modulus elastisitas baja, MPa

- o Untuk balok Komposit dengan penghubung geser



Gambar. 2.4. Balok komposit dengan penghubung geser

Penentuan karakteristik penampang transformasi (*uncracked*)

1. Transformasi pada daerah tekan menjadi baja. Jadi lebar penampang beton transformasi

$$b_{tr} = \frac{b_e}{n} \quad n = \frac{E}{E_c}$$

$$E_c = 0.041 \cdot w^{1.5} \cdot \sqrt{F_c}$$

2. Hitung lokasi sumbu netral pada penampang transformasi

$$A_{tr} = b_{tr} \cdot t_b$$

$$Y_{na} = \frac{\frac{A_{tr} \cdot t_b}{2} - A_s \left( t_b + \frac{D}{2} \right)}{A_{tr} + A_s}$$

3. Hitung Momen Inersia penampang transformasi

$$I_{tr} = \frac{b_{tr} \cdot t_b^3}{12} - A_{tr} \left( y_{na} - \frac{t_b}{2} \right)^2 + I_x + A_s \left[ \left( \frac{D}{2} + t_b \right) - y_{na} \right]^2$$

$$y_c = y_{na}$$

$$y_t = D + t_b - y_{na}$$

$$S_{trc} = \frac{I_{tr}}{y_c}$$

$$S_{trt} = \frac{I_{tr}}{y_t}$$

4. Hitung Kapasitas momen positif nominal

Momen Positif nominal pada penampang adalah nilai terkecil dari :

$$M_n = S_{trt} \cdot F_y$$

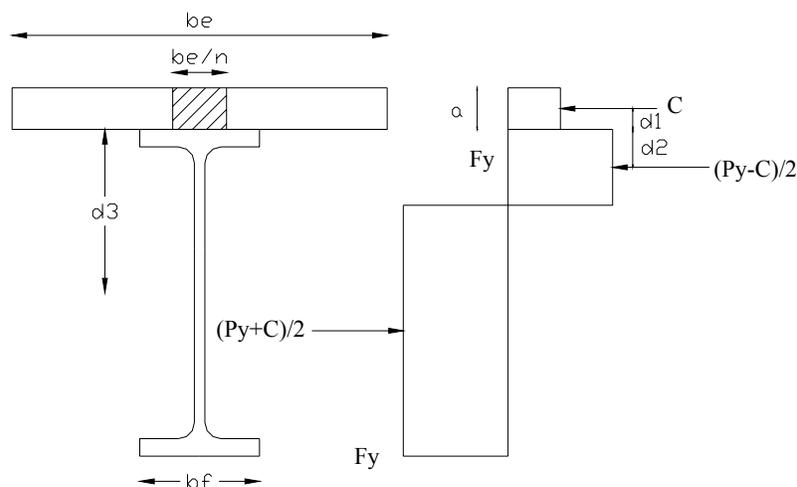
$$M_n = n \cdot S_{trc} \cdot 0,85 \cdot F_c$$

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

➤ **Perhitungan Kapasitas Momen Positif Penampang Balok Komposit dengan Menggunakan Distribusi Tegangan Plastis**

Notasi :

- $F_y$  = tegangan leleh baja, MPa  
 $F_{yw}$  = tegangan leleh badan, MPa  
 $F_{yf}$  = tegangan leleh sayap, MPa  
 $bf$  = lebar profil baja, mm  
 $A_s$  = luas penampang baja, mm<sup>2</sup>  
 $D$  = tinggi profil baja, mm  
 $tf$  = tebal sayap profil baja, mm  
 $tw$  = tebal badan profil baja, mm  
 $L$  = bentang balok, mm  
 $S$  = jarak bersih antara sumbu balok-balok yang bersebelahan, mm  
 $\phi$  = faktor reduksi untuk lentur  
 $C$  = gaya tekan, N  
 $T$  = gaya tarik, N  
 $A_f$  = luas sayap, mm<sup>2</sup>  
 $F_c$  = Tegangan beton, MPa  
 $A_c$  = luas pelat beton dengan lebar efektif, mm<sup>2</sup>  
 $A_{sw}$  = luas badab, mm<sup>2</sup>  
 $hr$  = tinggi gelombang dek, mm  
 $tb$  = tebal pelat beton  
 $c$  = selimut beton, mm



Gambar. 2.5. Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Positif

Jika kekuatan lentur positif ditentukan berdasarkan distribusi tegangan plastis seperti di atas, maka besarnya gaya tekan  $C$  pada pelat beton adalah nilai terkecil dari :

$$C \leq A_s w . F_{yw} + 2 . A_s f . F_{yf} \text{ (untuk penampang hibrid)}$$

$$C \leq A_s . F_y \text{ (untuk penampang non-hibrid)}$$

$$C \leq 0,85 . F_c . A_c$$

$$C = \sum_{n=1}^N Q_n$$

Posisi sumbu netral plastis pada penampang komposit akan dipengaruhi oleh nilai  $C$   
Tinggi tekan efektif pada pelat beton adalah :

$$a \leq \frac{C}{0,85 . F_c . b_e}$$

Sedangkan momen positif nominal pada penampang dapat dihitung sbb:

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

dimana :

$P_y$  = kekuatan tarik penampang baja,  $N$ ; untuk penampang non-hibrid besarnya adalah  $P_y = A_s . F_y$

$d_1$  = jarak dari pusat gaya tekan  $C$  ke tepi atas penampang baja, mm

$d_2$  = jarak dari pusat gaya tekan di penampang baja ke tepi atas penampang baja, mm

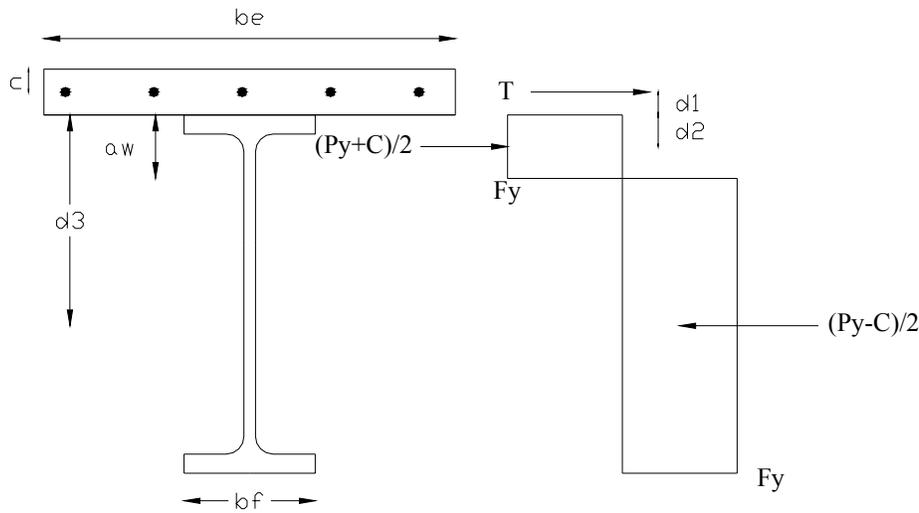
$d_3$  = jarak dari  $P_y$  ke tepi atas penampang baja, mm

#### ❖ Kekuatan Lentur Negatif ( $\phi_b M_n$ )

- Kekuatan lentur negatif dapat dihitung dengan mengabaikan aksi komposit. Kekuatan lentur negatif penampang komposit adalah sama dengan kekuatan lentur negatif penampang baja saja ( $\phi_b = 0,9$ ).
- Sebagai alternatif, untuk balok dengan penampang kompak dan tidak langsing, kekuatan lentur negatif dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan

plastik dengan ikut mempertimbangkan pengaruh tulangan baja disepanjang lebar efektif pelat beton ( $\phi_b = 0,85$ ).

➤ **Perhitungan Kapasitas Momen Negatif Penampang Balok Komposit dengan Menggunakan Distribusi Tegangan Plastis**



Gambar.2.6. Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Negatif

Jika kekuatan lentur negatif ditentukan berdasarkan distribusi tegangan plastis seperti di atas, maka besarnya gaya tarik  $T$  pada tulangan pelat beton adalah nilai terkecil dari :

$$T \leq Ar \cdot F_{yr}$$

$$T = \sum_{n=1}^N Q_n$$

Dimana :

$Ar$  = Luas tulangan tarik di daerah lebar efektif pelat betn,  $mm^2$

$F_{yr}$  = Tegangan leleh tulangan pelat, MPa

$\sum_{n=1}^N Q_n$  = Jumlah kapasitas penghubung geser yang dipasang disepanjang daerah yang

dibatasi leh momen maksimum dan momen nol, N

Sedangkan momen negatif nominal pada penampang dapat dihitung sbb:

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2)$$

Dimana :

$P_{yc}$  = Kekuatan tekan penampang baja, N; untuk penampang non-hibrid besarnya adalah :  $P_{yc} = A_s F_y$

$d_1$  = jarak dari centroid tulangan pelat longitudinal ke tepi atas penampang baja, mm

$d_2$  = jarak dari pusat gaya tarik di penampang baja ke tepi atas penampang baja, mm

$d_3$  = jarak dari  $P_{yc}$  ke tepi atas penampang baja, mm

### ❖ Kekuatan Geser Rencana

Kuat geser rencana balok komposit,  $\phi_s V_n$  ditentukan berdasarkan penampang baja saja.

misal untuk  $\left[ \frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_{yf}}} \right] \longrightarrow V_n = 0,6 f_{yw} A_w; \phi_s = 0,9$

### ❖ Penghubung Geser Mekanis

- Kekuatan penghubung geser stad

$$Q_n = 0,5 A_{sc} \left( \sqrt{f'_c E_c} \right) r_s \leq A_{sc} f_u$$

dimana  $r_s \leq 1$  untuk dek baja bergelombang

$r_s = 0$  untuk pelat beton biasa

### ❖ Syarat – syarat penghubung geser :

- Selimut beton lateral  $\geq 2,5$  mm, kecuali yang dipasang pada dek baja .
- Diameter stad  $\leq 2,5 t_f$
- Spasi longitudinal stad  $\geq 6d$
- Spasi lateral stad  $\geq 4d$
- Panjang stad  $\geq 4d$
- Spasi longitudinal penghubung geser  $\leq 8t_s$

### ❖ Gaya Horizontal total, $V_h$

#### a. Pada daerah momen positif

Gaya geser horizontal total pada daerah antara momen nol dan momen positif maksimum adalah nilai terkecil dari

- $0,85 f'_c A_c$
- $A_s f_s$
- $\sum Q_n$

#### b. Pada daerah momen negatif

Gaya geser horizontal total pada daerah antara momen nol dan momen negatif maksimum adalah nilai terkecil dari

- $A_c f_{yr}$
- $\sum Q_n$

Pada balok komposit penuh, gaya geser horizontal total ditentukan oleh kapasitas tekan beton atau kapasitas tarik baja/tulangan baja.

### 2.3.5.3. Perencanaan kolom

Kolom akan direncanakan menggunakan profil baja IWF dengan perhitungan menggunakan metode LRFD sebagai berikut:

#### 2.3.5.3.1. Analisis Elastik

Setiap komponen struktur dianggap tetap dalam keadaan elastik pada setiap kondisi beban rencana. Pengaruh dari voute atau perubahan momen inersia penampang sepanjang as komponen struktur harus diperhatikan pada perhitungan dan bila tidak dapat diabaikan harus diperhitungkan dalam penentuan kekakuan komponen struktur tersebut.

#### 2.3.5.3.1.a. Amplifikasi momen untuk komponen struktur tak bergoyang

Untuk komponen struktur tak bergoyang tanpa gaya aksial atau komponen struktur tak bergoyang dengan gaya aksial tarik, momen lentur rencana terfaktor ( $M_u$ ) dihitung sebagai berikut:

$$M_u = M_{ntu} \quad (1)$$

$M_{ntu}$  = Momen lentur rencana terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang tidak menimbulkan goyangan.

Untuk komponen struktur tak bergoyang dengan gaya aksial terfaktor ( $N_u$ ) yang berasal dari analisis orde pertama, momen lentur rencana terfaktor ( $M_u$ ) dihitung sebagai berikut:

$$M_u = \delta_b M_{ntu} \quad (2)$$

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \left( \frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1 \quad (3)$$

$\delta_b$  = Faktor amplifikasi momen untuk komponen struktur tak bergoyang

$N_u$  = gaya aksial tekan terfaktor

$N_{crb}$  = beban kritis elastik untuk komponen struktur tak bergoyang sesuai dengan butir 2.3.5.3.2.b.1.

faktor  $c_m$  untuk struktur tak bergoyang tanpa beban transversal dihitung

$$c_m = 0,6 - 0,4\beta_m \leq 1,0$$

untuk komponen struktur tak bergoyang dengan beban transversal

$c_m$  = untuk komponen struktur dengan ujung-ujung sederhana

$c_m$  = untuk komponen struktur dengan ujung-ujung kaku

$\beta_m$  = perbandingan momen terkecil dan terbesar yang bekerja diujung-ujung komponen struktur, diambil positif bila komponen struktur terlentur dengan kelengkungan yang berbalik tanda dan negatif untuk kasus sebaliknya.

#### **2.3.5.3.1.b. Amplifikasi momen untuk komponen struktur bergoyang**

Untuk komponen struktur bergoyang, momen lentur rencana terfaktor ( $M_u$ ) dihitung

Sebagai berikut :

$$M_u = \delta_b * M_{ntu} + \delta_s * M_{lu} \quad (4)$$

$M_{lu}$  = momen lentur rencana terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang dapat menimbulkan goyangan,

$\delta_s$  =faktor amplifikasi momen, ditetapkan sebagai berikut;

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \sum N_u \left( \frac{\Delta_{oh}}{\sum HL} \right)} \quad (5)$$

atau

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \left( \frac{N_u}{N_{crs}} \right)}$$

dimana

$\sum N_u$  = jumlah aksial tekan terfaktor akibat gravitasi untuk seluruh kolom pada satu tingkat yang ditinjau,

$N_u$  = gaya aksial pada kolom

$N_{crs}$  = ditetapkan pada butir **2.3.5.3.2.b.1.**

$\Delta_{oh}$  = simpangan antar lantai dari tingkat yang sedang ditinjau,

$\sum H$  = jumlah gaya horizontal yang menghasilkan  $\Delta_{oh}$  pada tingkat yang ditinjau,

$L$  = tinggi tingkat.

### **2.3.5.3.1.c. Persamaan interaksi aksial momen**

Dalam segala hal, salah satu dari dua persamaan interaksi aksial momen berikut ini harus dipenuhi oleh setiap komponen struktur prismatis yang simetris ganda dan tunggal,

$$(i) \text{ Bila } \frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0,2 \text{ maka } \frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 10 \quad (6)$$

$$(ii) \text{ Bila } \frac{N_u}{\phi N_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{N_u}{2\phi N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 10 \quad (7)$$

dimana  $N_u$  = gaya aksial terfaktor,

$N_n$  = daya dukung nominal penampang komponen struktur; ditetapkan sesuai dengan butir **2.3.5.3.2.b.2.** untuk komponen struktur tekan dan struktur tarik seperti di bawah ini:

- komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor,  $N_u$  harus memenuhi,  $N_u \leq \phi N_n$

dimana  $\phi N_n$  adalah gaya tarik rencana yang besarnya diambil sebagai harga terendah diantara dua perhitungan menggunakan harga-harga  $\phi$  dan  $N_n$  dibawah ini:

$$\phi = 0,90$$

$$N_n = A_g f_y$$

dan

$$\phi = 0,75$$

$$N_n = A_c f_u$$

dimana:

$A_g$  = luas penampang kotor,  $\text{mm}^2$

$A_c$  = luas efektif penampang,  $\text{mm}^2$

$f_y$  = tegangan leleh yang digunakan dalam desain, MPa

$f_u$  = kekuatan (batas) tarik yang digunakan dalam desain, MPa

$\phi$  adalah faktor reduksi kekuatan,

$\phi = \phi_c$  untuk komponen struktur tekan = 0,85

$\phi = \phi_t$  untuk komponen struktur tarik = 0,9

$\phi_b$  = faktor reduksi kekuatan untuk komponen struktur lentur = 0.90

$M_{nx}, M_{ny}$  = momen nominal penampang komponen struktur masing-masing terhadap sumbu x dan y

$M_{ux}, M_{uy}$  = momen lentur rencana terfaktor masing-masing terhadap sumbu x dan sumbu y, sudah termasuk pengaruh orde kedua

### 2.3.5.3.2 Analisis Plastik

#### 2.3.5.3.2.a. Penerapan

Pengaruh gaya dalam disebagian atau seluruh struktur dapat ditetapkan menggunakan analisis plastik selama batasan dibawah ini dipenuhi.

- a. Tegangan leleh baja yang digunakan tidak melebihi 450 MPa
- b. Pada daerah sendi plastik, tekuk setempat harus dapat dihindari dengan mensyaratkan bahwa perbandingan lebar terhadap tebal,  $b/t$ , lebih kecil daripada  $\lambda_p$ . Nilai  $\lambda_p$  tersebut ditetapkan sesuai *tabel 2.5*.
- c. Pada rangka dengan bresing, gaya aksial tekan terfaktor pada kolom yang diakibatkan oleh beba grsvitasi terfaktor dan beban horizontal terfaktor tidak melampui  $0,85 A_g f_y$ . Pada rangka tanpa bresing, gaya aksial tekan terfaktor pada kolom yang diakibatkan oleh beban gravitasi terfaktor dan beban horizontal terfaktor tidak diperkenankan melampui  $0,75 A_g f_y$ .
- d. Parameter kelangsingan kolom  $\lambda_c$  tidak boleh melebihi  $1,5 k_c$ .
- e. Untuk komponen struktur dengan penampang kompak yang terlentur terhadap sumbu kuat penampang, panjang bagian pelat sayap tanpa penahan lateral,  $L_b$ , yang mengalami tekan pada daerah sendi plastic yang mengalami mekanisme harus memenuhi syarat  $L_b \leq L_{pd}$ , yang ditetapkan berikut ini:
  - (i) Untuk profil-I yang simetris tunggal dan ganda dengan lebar sayap tekan sama dengan atau lebih besar daripada lebar pelat sayap tarik dan dibebani pada bidang pelat

$$L_{pd} = \frac{[25.000 + 15.000(M_1/M_2)]r_y}{f_y} \quad (8)$$

Dimana,

$f_y$  = tegangan leleh material dalam MPa,

$M_1$  = momen ujung terkecil,

$M_2$  = momen ujung terbesar,

$r_y$  = jari-jari girasi terhadap sumbu lemah dalam mm,

$(M_1/M_2)$  bertanda positif untuk kasus kelengkungan ganda dan negatif untuk kasus kelengkungan tunggal

- (ii) Untuk komponen struktur dengan penampang persegi pejal dan balok kotak simetris

$$L_{pd} = \frac{\left[ 35.000 + 21.000 \left( \frac{M1}{M2} \right) \right] r_y}{f_y} \geq \frac{21.000 r_y}{f_y} \quad (9)$$

Tidak ada batasan terhadap  $L_b$  untuk komponen struktur dengan penampang melintang bulat, atau bujur sangkar, atau penampang yang terlentur terhadap sumbu lemah.

- f. Kekuatan komponen struktur harus direncanakan sesuai dengan butir

**2.3.5.3.1.c.**

- g. Kekuatan lentur dari komponen struktur komposit harus ditentukan berdasarkan distribusi tegangan plastik.

Anggapan analisis

Gaya-gaya dalam ditetapkan menggunakan analisis plastik kaku. Dalam analisis plastik harus dapat dianggap bahwa sambungan-sambungan dapat memobilisasikan kekuatan penuhnya atau sebagian dari kekuatan penuhnya, selama kekuatan sambungan-sambungan tersebut direncanakan untuk tujuan ini, dan selama:

- untuk sambungan dengan kekuatan penuh, yang kapasitas momen sambungannya tidak kurang dari kapasitas momen penampang komponen-komponen struktur yang disambung, perilaku dari sambungan harus demikian sehingga kapasitas rotasi sambungan pada setiap sendi plastik tidak terlampaui pada saat terjadinya mekanisme.
- Untuk sambungan dengan sebagian dari kekuatan penuhnya, yang kapasitas momen sambungannya dapat lebih kecil daripada kapasitas momen komponen-komponen struktur yang disambung, perilaku sambungan harus demikian sehingga memungkinkan terjadinya semua sendi plastik yang diperlukan untuk terjadinya mekanisme, sedemikian sehingga kapasitas rotasi sambungan pada setiap sendi plastik tidak terlampaui.

**2.3.5.3.2.b. Analisis Tekuk Komponen Struktur**

Gaya tekuk elastik komponen struktur ( $N_{cr}$ ) untuk keadaan tertentu ujung-ujungnya yang diberikan oleh suatu rangka pendukung ditetapkan sesuai dengan butir

**2.3.5.3.2.b.1.** Gaya tekuk komponen struktur ( $N_{crb}$ ) digunakan dalam menetapkan faktor amplifikasi momen untuk komponen struktur tak bergoyang ( $\delta_b$ ) dan gaya tekuk komponen ( $N_{crs}$ ) digunakan pada penentuan faktor amplifikasi momen untuk komponen struktur bergoyang ( $\delta_s$ )

**2.3.5.3.2.b.1. Gaya tekuk elastik**

Gaya tekuk elastik komponen struktur ( $N_{cr}$ ) ditetapkan sebagai sebagai berikut:

$$N_{cr} = \frac{A_s f_y}{\lambda_c^2} \quad (10)$$

dimana  $\lambda_c$  ditetapkan sebagai berikut

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (11)$$

dimana  $L_k = k_c * l$  dan  $f_y$  adalah tegangan leleh material. Dalam hal ini  $k_c$  adalah faktor panjang tekuk, ditetapkan sesuai dengan butir **2.3.5.3.2.b.3.** dan  $l$  adalah panjang teoritis kolom.

**2.3.5.3.2.b.2. Daya dukung nominal komponen struktur tekan**

Untuk penampang yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih kecil daripada nilai  $\lambda_r$  pada *tabel 2.5*, daya dukung nominal komponen struktur tekan dihitung sebagai berikut,

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g \frac{f_y}{\omega} \quad (12)$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} \quad (13)$$

untuk  $\lambda_s \leq 0,183$  maka  $\omega = 1$

untuk  $0,183 < \lambda_s < 1$  maka  $\omega = \frac{1,5}{1,6 - 0,75\lambda_s}$

untuk  $\lambda_s \geq 1$  maka  $\omega = 1,76 \lambda_s^2$

dimana  $A_g$  = luas penampang bruto,

$f_{cr}$  = tegangan kritis penampang,

$f_y$  = tegangan leleh material, dan

$$\lambda_s = 0,837 \lambda_c$$

Untuk penampang yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih besar daripada nilai  $\lambda_r$  pada *tabel 2.5*, analisis kekuatan dan kekakuannya dilakukan secara tersendiri dengan mengacu metode-metode yang telah baku.

### 2.3.5.3.2.b.3. Faktor panjang tekuk

#### a. Komponen struktur dengan ujung ideal

Nilai faktor panjang tekuk ( $k_c$ ) yang digunakan untuk komponen struktur dengan ujung-ujung ideal ditunjukkan *gambar 2.6*

Komponen struktur dari suatu rangka bersambungan kaku, nilai faktor panjang tekuk ( $k_c$ ) ditetapkan dari *gambar 2.7.a* untuk komponen struktur tak bergoyang dan dari *gambar 2.7.b* untuk komponen struktur bergoyang. Pada gambar tersebut  $G_A$  dan  $G_B$  adalah perbandingan antara kekakuan komponen struktur tertekan terhadap kekakuan penahan diujung-ujungnya. Nilai  $G$  suatu komponen struktur rangka portal dengan pembebanan normal dan gaya aksial yang dapat diabaikan ditentukan sebagai berikut:

$$G = \frac{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_b} \quad (14)$$

kecuali untuk:

- (a) untuk komponen struktur tekan yang dasarnya tidak berhubungan secara kaku pada fondasi, nilai  $G$  tidak boleh diambil kurang dari 10, kecuali bila dilakukan analisis khusus untuk menetapkan nilai  $G$  tersebut; dan
- (b) untuk komponen struktur tekan yang dasarnya terhubung secara kaku pada fondasi, nilai  $G$  tidak boleh diambil kurang dari 1, kecuali bila dilakukan analisis khusus untuk menetapkan nilai  $G$  tersebut.

Besaran  $\sum \left( \frac{I}{L} \right)_c$  dihitung dengan menjumlahkan kekakuan semua komponen struktur tekan dengan bidang lentur yang sama yang terhubung secara kaku pada ujung komponen struktur yang sedang ditinjau, termasuk komponen struktur itu sendiri.

Besaran  $\sum \left( \frac{I}{L} \right)_b$  dihitung dengan menjumlahkan kekakuan semua komponen struktur lentur dengan bidang lentur yang sama yang terhubung secara kaku pada ujung komponen struktur yang sedang ditinjau.

#### **2.3.5.3.2.b.4. Batas Kelangsingan**

Untuk batang-batang yang direncanakan terhadap tekan, angka perbandingan kelangsingan  $\lambda=L_k/r$  dibatasi sebesar 200.

Untuk batang-batang yang direncanakan terhadap tarik, angka perbandingan kelangsingan  $L/r$  dibatasi sebesar 300 untuk batang sekunder dan 240 untuk batang primer. Ketentuan diatas tidak berlaku untuk batang ulat dalam tarik. Batang-batang yang ditentukan oleh gaya tarik, namun dapat berubah menjadi tekan yang tidak dominant pada kombinasi pembebanan yang lain, tidak perlu memenuhi batas kelangsingan batang tekan.

| Jenis elemen         |   | Perbandingan lebar terhadap tebal ( $\lambda$ ) | Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal |  |
|----------------------|---|---|--|--|
|                      |   |   | $\lambda_p$ (kompak)                       | $\lambda_r$ (tak kompak)                       |
| Elemen tanpa pengaku | Pelat sayap balok I dan kanal dalam lentur  | $b/t$   | $170/\sqrt{f_y}$ (c)                       | $370/\sqrt{f_y - f_r}$ (e)                     |
|                      | Pelat sayap balok I hibrid atau balok tersusun dalam lentur   | $b/t$   | $170/\sqrt{f_y f}$                         | $\frac{420}{\sqrt{(f_{yf} - f_r)/k_c}}$ (e)(f) |
|                      | Pelat sayap dari komponen-komponen struktur buil up dalam tekan   | $b/t$   | -  | $290/\sqrt{f_y / f_k}$ (f)                     |
|                      | Sayap dari profil siku kembar yang menyatu, plat sayap dari komponen struktur kanal dalam tekan, profil siku dan plat sayap dari balok atau komponen struktur tertekan  | $b/t$   | -  | $250/\sqrt{f_y}$                               |
|                      | Sayap dari komponen struktur tarik profil siku tunggal, sayap dari komponen struktur tarik profil siku ganda dengan pelat pengisi, komponen struktur yang tidak diperkaku, yaitu yang ditumpu pada salah satu sisinya | $b/t$   | -  | $200/\sqrt{f_y}$                               |
|                      | Sayap-sayap dari profil T   | $d/t$   | -  | $335/\sqrt{f_y}$                               |

Tabel 2.5. Perbandingan Maksimum lebar terhadap Tebal untuk Elemen Tertekan

| Jenis elemen  |  | Perbandingan lebar terhadap tebal ( $\lambda$ )  | Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal  |   |
|---|--|--|---|---|
|   |  |  | $\lambda_p$ (kompak)  | $\lambda_r$ (tak kompak)  |
| Elemen tanpa pengaku  | Pelat sayap dari komponen struktur persegi dan bujursangkar pejal dan berongga dengan ketebalan seragam dan dibebani lentur atau tekan; pelat sayap dari pelat penutup dan pelat diafragma yang terletak diantara baut-baut atau las | b/t  | $500/\sqrt{f_y}$  | $600/\sqrt{f_y}$  |
|   | Bagian lebar yang tidak diperkaku dari pelat penutup berlubang (b)   | b/t  | -   | $830/\sqrt{f_y}$  |
|   | Bagian-bagian pelat badan dalam tekan lentur (a)   | h/tw   | $1.680/\sqrt{f_y}$ (c)  | $2.550/\sqrt{f_y}$ (g)  |
|   | Bagian-bagian pelat badan dalam kombinasi tekan dan lentur   | h/tw   | Untuk $P_u / \phi_b P_y \leq 0,125(c)$<br>$\frac{1.680}{\sqrt{f_y}} \left( 1 - \frac{2,75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$                           | $\frac{2.550}{\sqrt{f_y}} \left( 1 - 0,74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$ (g) |
|   |  |  | Untuk $P_u / \phi_b P_y > 0,125(c)$<br>$\frac{500}{\sqrt{f_y}} \left( 2,33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$<br>$\geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$ |   |
|   | Komponen-komponen struktur lainnya yang diperkaku dalam tekan murni, yaitu ditahan sepanjang kedua sisinya   | b/t<br>h/tw  | -   | $665/\sqrt{f_y}$  |
|   | Penampang bulat berongga<br>Pada tekan aksial<br>Pada lentur   | D/t  | (d)   |   |
| -<br>$14.800/f_y$   |  |  | $22.000/f_y$<br>$62.000/f_y$  |   |
| (a) Untuk balok hibrid gunakan tegangan leleh pelat sayap $f_{yf}$ sebagai ganti $f_y$<br>(b) Ambil luas netto pelat pada lubang terbesar<br>(c) Dianggap kapasitas rotasi sebesar 3. Untuk struktur pada zona gempa tinggi diperlukan kapasitas rotasi yang lebih besar<br>(d) Untuk perencanaan plastic gunakan $9.000/f_y$ |  | (e) $f_r$ = tegangan tekan residual dalam pelat sayap<br>= 70 MPa untuk penampang di roll<br>= 115 MPa untuk penampang di las<br>(f) $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ tapi tidak kurang dari $0,35 \leq k_c \leq 0,763$<br>(g) $f_y$ adalah tegangan leleh minimum |   |   |

Tabel 2.5. Perbandingan Maksimum lebar terhadap Tebal untuk Elemen Tertekan

|  |  |      |     |     |     |     |
|--|--|------|-----|-----|-----|-----|
| Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk                    |  |      |     |     |     |     |
| Nilai $k_c$ teoritis   | 0,5  | 0,7  | 1,0 | 1,0 | 2,0 | 2,0 |
| Nilai $k_c$ yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi ideal | 0,65   | 0,80 | 1,2 | 1,0 | 2,1 | 2,0 |
| Kode ujung   | <p>                     Jepit<br/>                     Sendi<br/>                     Roll tanpa putaran sudut<br/>                     Ujung bebas                 </p> |      |     |     |     |     |

Gambar 2.6. Nilai  $k_c$  untuk kolom dengan ujung-ujun yang ideal

Gambar. 2.6 Nilai  $k_c$  untuk struktur bergoyang & tak bergoyang

### **2.3.6. Perencanaan Struktur Bawah (*Sub Structure*)**

Struktur bawah (*sub structure*) yang berupa pondasi, merupakan struktur yang berfungsi untuk meneruskan beban-beban dari struktur atas ke dalam lapisan tanah. Dalam menentukan jenis pondasi yang sesuai kita perlu mempertimbangkan beberapa hal sebagai berikut:

- Keadaan tanah, seperti parameter tanah, daya dukung tanah, dll
- Jenis struktur atas (fungsi bangunan)
- Anggaran biaya yang dibutuhkan
- Waktu pelaksanaan yang direncanakan

#### **2.3.6.1. Parameter tanah**

Sebelum menentukan jenis pondasi yang akan digunakan, terlebih dahulu harus diketahui kondisi tanah tempat bangunan akan didirikan. Untuk keperluan tersebut, maka dilakukan penyelidikan tanah (*soil investigation*). Penyelidikan yang dilakukan terdiri dari penyelidikan lapangan (*field test*) dan penyelidikan laboratorium (*laboratory test*).

Penyelidikan tanah dimaksudkan untuk mengetahui kondisi geoteknik, baik keadaan, jenis, dan sifat-sifat yang menjadi parameter dari tanah pondasi rencana. Yang dimaksud dengan kondisi geoteknik adalah:

- Struktur dan penyebaran tanah serta batuan
- Sifat fisis tanah
- Sifat teknis tanah/batuan
- Kapasitas dukung tanah terhadap pondasi yang diperbolehkan sesuai dengan tipe pondasi yang akan digunakan

Hasil penyelidikan tanah di lokasi dimana bangunan ini akan didirikan dapat dilihat secara lengkap pada bagian lampiran.

#### **2.3.6.2. Analisis daya dukung tanah**

Perhitungan daya dukung tanah sangat diperlukan guna mengetahui kemampuan tanah sebagai perletakan/pemakaian struktur pondasi. Daya dukung tanah merupakan kemampuan tanah dalam mendukung beban baik berat sendiri struktur pondasi maupun beban struktur atas secara keseluruhan tanpa terjadinya keruntuhan. Nilai daya dukung

tersebut dibatasi oleh suatu daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*), yang merupakan keadaan saat mulai terjadi keruntuhan.

Sebelum kita menentukan jenis pondasi yang akan digunakan, kita harus menentukan daya dukung ijin ( $q_u$ ) yang merupakan hasil bagi dari daya dukung batas ( $q_{ult}$ ) dengan *safety factor*.

### 2.3.6.3. Pemilihan tipe pondasi

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah di lokasi perencanaan yang telah dilakukan dimana gedung ini akan dibangun, telah ditemukan bahwa lapisan tanah keras terletak pada kedalaman 18 m. Sehingga dalam hal ini diputuskan untuk menggunakan jenis pondasi tiang pancang.

Analisa daya dukung tiang tunggal ditentukan berdasarkan dibawah ini :

#### 1. Kekuatan karakteristik beton

$$\sigma_b = 0.33 * f'c \quad : f'c = \text{kekuatan karakteristik beton}$$

$$P_{tiang} = \sigma_b * A_{tiang}$$

dimana :

$$P_{tiang} = \text{Kekuatan pikul tiang yang diijinkan}$$

$$\sigma_b = \text{Tegangan tekan tiang terhadap penumbukan}$$

$$A_{tiang} = \text{Luas penampang tiang pancang}$$

#### 2. Hasil sondir

Perhitungan  $P_{all}$  untuk tiang bor diambil dari rumus  $P_{all}$  tiang pancang dengan reduksi sebesar 30% karena kehilangan keseimbangan tekanan tanah sewaktu dilakukan pengeboran yang mengakibatkan berkurangnya daya dukung. Pada perhitungan akan ditinjau dalam tiga rumus perhitungan daya dukung tanah. Perhitungan tiang pancang didasarkan pada tahanan ujung dan hambatan pekat, persamaan daya dukung yang diijinkan adalah :

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} * qc}{3} + \frac{O * fc}{5}$$

- **Tahanan ujung (*End Bearing*)**

$$Q_{tiang1} = \frac{qc * A}{fk_1}$$

$qc =$  Conusresis tan ce(kedalaman 18.00m)

$A =$  Luas penampang tiang pancang

$fk_1 =$  Faktor keamanan = 3

- **Friction file**

$$Q_{tiang2} = \frac{fc * Keliling}{fk_2}$$

$fc =$  Total friction (Kedalaman 18.00m)

$O =$  Keliling Tiang Pancang

$fk_2 =$  Faktor Keamanan = 5

**daya dukung total**

$$Q_{tiang} = Q_{tiang1} + Q_{tiang2}$$

### 3. *Data N-SPT*

Berdasarkan daya dukung tiang yang diijinkan ( $R_a$ ) dapat diperoleh rumus sebagai berikut :

$$R_a = \frac{1}{n} \cdot R_u = \frac{1}{n} (R_p + R_f)$$

dimana :  $n =$  safety factor (angka keamanan) = 3,0

$R_u =$  daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

$R_p =$  daya dukung terpusat tiang (ton)

$R_f =$  gaya geser pada dinding tiang (ton)

$$R_u = q_d \cdot A + O \sum li \cdot fi$$

dimana :  $q_d =$  daya dukung terpusat tiang (ton)

$A =$  luas penampang tiang ( $\text{cm}^2$ ) =  $30 * 30 = 900 \text{ cm}^2$

$O =$  keliling penampang tiang (cm) =  $4 * 30 = 120 \text{ cm}$

$L_i$  = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

$F_i$  = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang ( $\text{ton/m}^2$ )

Dari ke 3 hasil analisa diatas yang akan dipakai adalah nilai yang terkecil.

#### 2.3.6.4. Perencanaan Pile Cap

##### a. Menentukan jumlah tiang pancang

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan untuk menahan beban dihitung sebagai berikut :

$$\text{Kebutuhan tiang} = \frac{Nu}{\text{Dayadukungtiangtunggal}}$$

$Nu$  = Gaya normal yang dialami satu titik pondasi yang telah ditentukan (Ton)

##### b. Menghitung efisiensi kelompok tiang

Efisiensi kelompok tiang dalm satu *pile cap* dihitung sebagai berikut :

$$Eff = 1 - \frac{\varphi}{90} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m * n} \right]$$

- dim ana :
- $m$  : jumlah baris
  - $n$  : jumlah tiang
  - $\varphi$  :  $\text{arc tan}(d / s)$ , dalam derajat
  - $d$  : diameter tiang
  - $s$  : jarak antar tiang
- AASTHO

Syarat jarak tiang as – as :

$$2,5 D \leq S \leq 3D \text{ atau } S \leq \frac{1.57 * d * m * n}{m + n - 2}$$

Syarat jarak tiang ke tepi :  $S \geq 1.25D$

### 2.3.6.5. Perhitungan Beban Maksimum untuk Kelompok Tiang yang Menerima Beban eksentris (Beban Normal Sentris dan Momen)

$$P_{\max} = \frac{\Sigma Pv}{n} \pm \frac{Mx * Y_{\max}}{n_y \Sigma y^2} \pm \frac{My * X_{\max}}{n_x \Sigma x^2}$$

Dimana:

$P_{\max}$  : beban max yang diterima 1 tiang pancang

$\Sigma Pv$  : jumlah beban vertikal

$n$  : banyaknya tiang pancang

$Mx$  : momen arah X

$My$  : momen arah Y

$X_{\max}$  : absis max (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang

$Y_{\max}$  : ordinat max (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang

$N_x$  : banyak tiang dalam satu baris arah x

$N_y$  : banyak tiang dalam satu baris arah y

$\Sigma y^2$  : jumlah kuadrat jarak arah Y (absis – absis) tiang

$\Sigma x^2$  : jumlah kuadrat jarak arah X (ordinat – ordinat) tiang

$P_{\max}$  di dapat dari hasil output SAP 2000, dibandingkan  $P_{eff}$