

## BAB III

### ANALISIS PERENCANAAN PONDASI KAISON

Dalam perencanaan pondasi kaison beberapa hal penting yang perlu dianalisis yaitu:

#### A. Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Kaison

Kapasitas dukung pondasi kaison merupakan gabungan antara kapasitas dukung yang terjadi pada dasar pondasi dan gesekan antara dinding dengan butir tanah di sekitarnya. Menurut Bowles (1980), nilai kapasitas dukung pondasi dapat dicari dengan persamaan

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p \dots\dots\dots (3.1)$$

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots (3.2)$$

Dengan :

$Q_{ult}$  : kapasitas dukung ultimit kaison (kN),

$Q_s$  : kapasitas dukung pondasi kaison didasarkan pada perlawanan gesek di dinding dan tanah sekeliling dinding pondasi (kN),

$Q_p$  : kapasitas dukung yang terjadi pada dasar pondasi (kN),

$Q_a$  : kapasitas dukung ijin ( $Q_s \geq$  beban yang bekerja dan berat pondasi (kN),

SF : faktor aman, untuk tanah non kohesif SF = 2.

Kapasitas dukung pondasi kaisan didasarkan pada perlawanan gesek di dinding dan tanah di sekeliling dinding pondasi dari muka tanah sampai dasar pondasi, dapat ditulis :

$$Q_s = A_s \cdot \sigma_s \dots \dots \dots (3.3)$$

dengan :

$A_s$  : luas dinding pondasi ( $m^2$ )

$\sigma_s$  : tegangan gesek ultimit yang terjadi pada dinding pondasi ( $kN/m^2$ ).

Kapasitas dukung yang terjadi di dasar pondasi adalah

$$Q_s = A \cdot \sigma_p \dots \dots \dots (3.4)$$

dengan :

$A$  : luas dasar pondasi ( $m^2$ ),

$\sigma_p$  : kuat dukung ultimit tanah dasar pondasi ( $kN/m^2$ ).

Kapasitas dukung yang terjadi di dasar pondasi dapat dicari dengan cara teoritis maupun numeris.

#### A.1. Cara Teoritis

Kuat dukung tanah menurut Peck dan Terzaqhi dalam Bowles (1986) dinyatakan dengan persamaan :

$$\sigma_1 = \alpha \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + \beta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \dots \dots \dots (3.5)$$

dengan :

$\sigma_1$  : kuat dukung ultimit yang terjadi pada dasar pondasi ( $kN/m$ ),

$N_c, N_q, N_\gamma$  : koefisien kuat dukung tanah Terzaghi (lihat persamaan 3.5.a sampai 3.5.d atau tabel 3.1)

$\alpha, \beta$  : faktor bentuk pondasi (lihat tabel 3.2),

$D_f$  : dalam pondasi (m).

$$N_c = \text{ctg} \left[ \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \phi/2)} - 1 \right] \dots \dots \dots (3.5.a)$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \phi/2)} \dots \dots \dots (3.5.b)$$

$$N_\gamma = 0,5 \cdot \tan \phi (K_{p\gamma} / \cos^2 \phi - 1) \dots \dots \dots (3.5.c)$$

$$a = e^{(3\sqrt{4} - \phi/2) \tan \phi} \dots \dots \dots (3.5.d)$$

Tabel 3.1 Koefisien Kuat Dukung Tanah Terzaghi Bowles, (1986)

$\phi(^{\circ})$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$K_{p\gamma}$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$	$K_{p\gamma}'$
0	5,7	1	0	10,8	5,7	1	0	6,0
5	7,3	1,6	0,5	12,2	6,7	1,4	0,2	7,0
10	9,6	2,5	1,2	14,7	8,0	1,9	0,5	8,0
15	12,9	4,4	2,5	18,6	9,7	2,7	0,9	11
20	17,7	7,4	5,0	25,0	11,8	3,9	1,7	14,5
25	25,1	12,7	9,7	14,8	14,8	5,6	3,2	19,5
30	37,2	22,5	19,7	52,0	19,0	8,3	5,7	26,5
34	52,6	36,5	35,0	-	23,7	11,7	9,0	-
35	57,8	41,4	42,4	82,0	25,2	12,6	10,1	36,5
40	95,7	81,3	100,4	141,0	34,9	20,5	18,8	52,0
48	258,3	287,9	780,1	-	66,8	50,5	60,4	-
50	347,5	415,1	1153,2	800,0	81,3	65,6	87,1	135

Tabel 3.2 Faktor bentuk pondasi (Bowles, 1986)

Bentuk pondasi	$\alpha$	$\beta$
Bulat	1,3	0,3
Menerus	1	0,5
Segi empat	1,3	0,4

Beban pada tanah dasar pondasi sebenarnya sudah ada sebelum pondasi itu berdiri. Kuat dukung ultimit yang terjadi pada dasar pondasi menurut Terzaghi sudah memperhatikan seluruh beban yang ditahan pondasi, meliputi beban-beban yang didukung pondasi, berat sendiri pondasi, dan berat tanah. Tambahan kuat dukung yang terjadi setelah ada pondasi ( $\sigma_{netto}$ ) adalah kuat dukung yang terjadi pada dasar pondasi menurut Peck dan Terzaghi dikurangi tekanan tanah mula-mula, dinyatakan dengan persamaan :

$$\sigma_{netto} = \alpha \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot (N_q - 1) + \beta \cdot \gamma \cdot N_\gamma \dots \dots \dots (3.6)$$

Kuat dukung tanah Terzaghi pada persamaan (3.5) dan (3.6) didasarkan pada kondisi keruntuhan geser umum (*general shear failure*), yaitu volume dan kuat geser tanah tidak berubah karena keruntuhan geser. Kondisi ini umumnya terjadi pada tanah yang keras dan padat (pasir padat, kerikil, dan lempung keras).

Pada tanah yang mengalami keruntuhan geser lokal (*local shear failure*), nilai faktor kuat dukung tanah Terzaghi dikoreksi menjadi  $N_c'$ ,  $N_q'$ ,  $N_\gamma'$ , dan nilai kohesi direduksi menjadi  $c' = 2/3 \cdot c$ ,  $\tan \phi' = 2/3 \tan \phi$  (lihat tabel 3.1). Kondisi ini

terjadi akibat tanah berubah sifat volumenya dibawah beban yang diterima atau mengalami regangan besar sebelum mencapai keruntuhan geser, seperti pada tanah tidak padat atau lunak.

Menurut Punmia (1980), perlawanan gesek yang terjadi pada sekeliling dinding pondasi ( $Q_s$ ) dapat dicari dengan persamaan :

$$Q_s = v.P \dots\dots\dots (3.7.a)$$

Apabila gesekan tanah sudah diketahui sebelumnya, perlawanan gesek juga dapat dicari dengan mengalikan luas bidang gesek dengan gesekan tanah.

$$Q_s = A_s.f \dots\dots\dots (3.7.b)$$

dengan:

- $P$  : tekanan tanah horizontal(kN),  
 $v$  : koefisien gesek antara tanah dengan pondasi ( $v = \tan \delta$ ),  
 $\delta$  : sudut gesek antara tanah dengan bahan pondasi ( $2/3.\phi \leq \delta \leq \phi$ ) ( $^\circ$ ),  
 $A_s$  : luas bidang gesek ( $m^2$ ),  
 $f$  : gesekan tanah (lihat tabel 3.4) ( $kN/m^2$ ).

Tabel 3.3 Gesekan tanah pada dinding pondasi (Punmia, 1980)

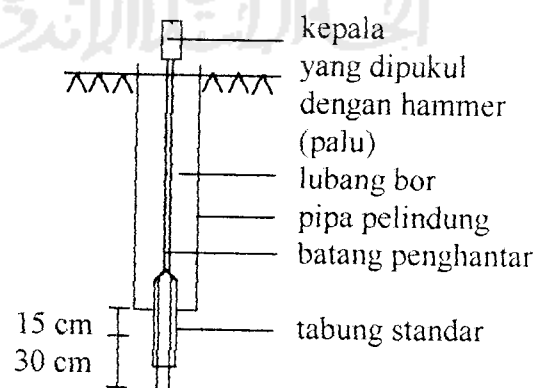
Tipe tanah	Gesekan tanah ( $t/m^2$ )
Lanau dan lempung lunak	0,73 – 2,93
Lempung sangat keras	4,90 – 19,5
Pasir bebas	1,22 – 3,42
Pasir padat	3,42 – 6,84
Kerikil padat	4,90 – 9,40

## A.2. Cara Empiris

Pengujian cara empiris biasanya dilakukan di lapangan, dua cara diantaranya adalah pengujian SPT (*Standart Penetration Test*) dan CPT (*Cone Penetration Test*).

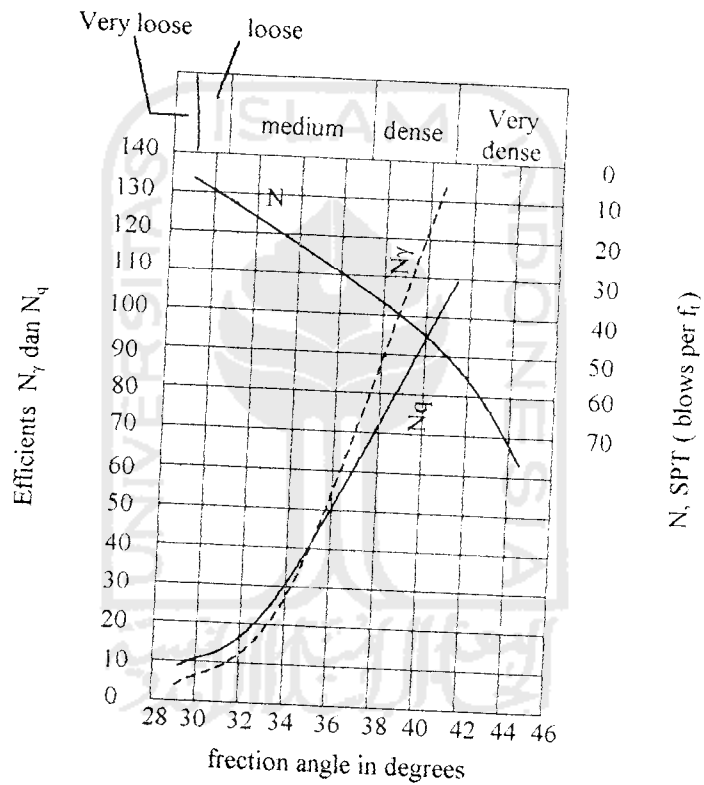
### A.2.a. Uji SPT (Suryolelono,1994)

Alat yang digunakan adalah tabung dengan diameter 5 cm dan panjang 56 cm. Pelaksanaan uji dilakukan dengan membuat lubang bor berdiameter  $> 5$  cm. Untuk jenis tanah mudah runtuh digunakan silinder penahan berdiameter dalam  $>5$  cm. Setelah mencapai kedalaman yang diinginkan, tabung standar dibenamkan sekitar 15 cm supaya tabung standar mengenai tanah asli. Kemudian tabung standar dipancang sedalam 30 cm dengan palu yang mempunyai massa 64 kg, dengan tinggi jatuh 76,2 cm atau setara energi sebesar 0,5 kNm. Jumlah pukulan untuk memancang tabung sedalam 30 cm dihitung ( $N$  pukulan ), selanjutnya dibuat grafik hubungan antara dalam tanah dengan jumlah pukulan ( $N$ ) serta profil bor.



Gambar 3.1 Skema alat SPT (Suryolelono,1994)

Menurut Peck dan Terzaghi dalam Sanglerat (1972), kuat dukung tanah yang terjadi dapat ditentukan berdasarkan uji SPT menggunakan persamaan (3.5) dan (3.6) dimana nilai  $N_\gamma$  dan  $N_q$  dicari dengan menggunakan gambar 3.2. Apabila hasil pengujian diperoleh  $N < 5$  diambil  $N = 5$ , sedangkan jika  $N > 73$  nilai  $N_q$  dan  $N_\gamma$  diambil titik ujung kanan grafik.



Gambar 3.2 Hubungan antara jumlah pukulan pada uji SPT ( $N$ ) dengan  $N_\gamma$ ,  $N_q$  dan  $\phi$  (Peck, 1943)

Kapasitas dukung pada pondasi kaisan merupakan gabungan dari perlawanan ujung dan perlawanan gesek pondasi dan dapat ditulis :

$$Q = Ap \left[ \frac{\sigma_{ultnetto}}{SF} + q \right] + \frac{v.P}{SF} \geq W \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

dengan :

$Q$  : kapasitas dukung pondasi kaisan (kN),

$A_p$  : luas dasar pondasi ( $m^2$ ),

$\sigma_{ult \text{ netto}}$  : tegangan ultimit netto dasar pondasi (lihat persamaan 3.6) ( $kN/m^2$ ),

$q$  : berat volume tanah ( $kN/m^3$ ),

$v$  : koefisien gesek antara tanah dengan dinding pondasi,

$P$  : reaksi tanah horizontal (kN),

$SF$  : faktor aman, untuk tanah non kohesif  $SF = 2$ ,

$W$  : beban yang didukung pondasi dan berat sendiri pondasi (kN),

Selain menurut Peck dan Terzaghi, kapasitas pondasi berdasarkan uji SPT juga dapat ditentukan menurut Luciano Decourt (Suryolelono, 1994),

$$Q_{ult} = N_p \cdot K \cdot A_p + \left[ \frac{N}{3} + 1 \right] \cdot A_s \dots \dots \dots (3.9)$$

Besarnya beban yang dapat didukung dihitung berdasarkan hubungan :

$$Q = \frac{Q_{ult}}{SF} \dots \dots \dots (3.10)$$

dengan :

$Q_{ult}$  : kapasitas dukung ultimit pondasi (kN),

$N_p$  : rata-rata jumlah pukulan, diambil 3 harga  $N$  diujung pondasi,

$K$  : koefisien tergantung tipe tanah (lihat Tabel 3.5),

$N$  : jumlah pukulan rata-rata,

$A_p$  : luas efektif dasar pondasi ( $m^2$ )



$A_s$  : luas selimut dinding pondasi ( $m^2$ )

Tabel 3.4 Koefisien tanah menurut Luciano Decourt-Sao Paulo  
(Suryolelono,1994)

Tipe tanah	K(kPa)
Tanah lempung	117,7
Lumpur lempung (lanau)	196
Lanau pasir	245
Pasir	292

Menurut Decourt jika  $N < 3$  dipakai  $N = 3$ , jika  $N \geq 50$  dipakai  $N = 50$ .

Untuk pengujian yang dilakukan pada tanah dasar sangat halus atau pasir berlanau yang dipengaruhi air dan jumlah pukulan diatas 15, maka jumlah pukulan dikoreksi menggunakan persamaan (3.11). Koreksi diberikan karena tanah yang mengandung butiran halus akan mampat pada jumlah pukulan kira-kira 15.

$$N = 15 + 0,5.(N' - 15) \dots \dots \dots (3.11)$$

dengan :

$N'$  : jumlah pukulan pada pasir halus atau pasir berlanau yang dipengaruhi air,

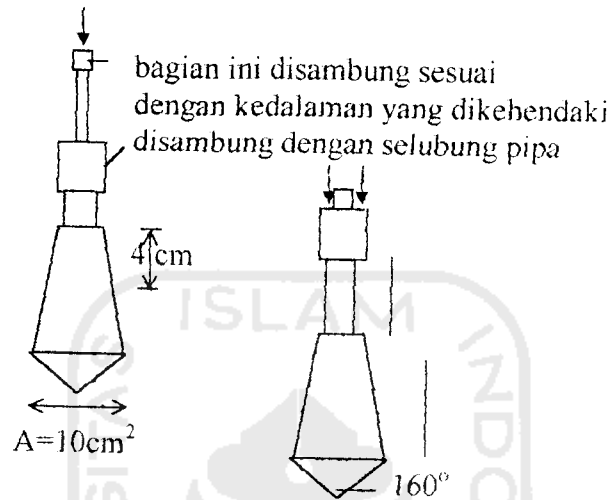
$N$  : jumlah pukulan yang sudah dikoreksi.

#### A.2.b. Uji CPT

CPT atau lebih dikenal dengan uji sondir dapat dibedakan menjadi 2 tipe, yaitu konis biasa dan bikonis.

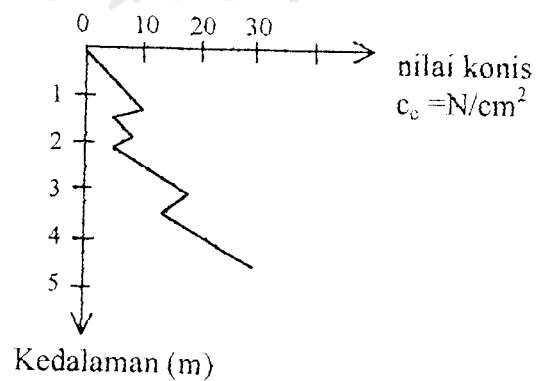
### A.2.b.1 Konis biasa (Suryolelono, 1994)

Alat ini hanya dapat digunakan untuk mengukur tekanan pada ujung konis biasa saja.



Gambar 3.3 Skema alat konis (Suryolelono, 1994).

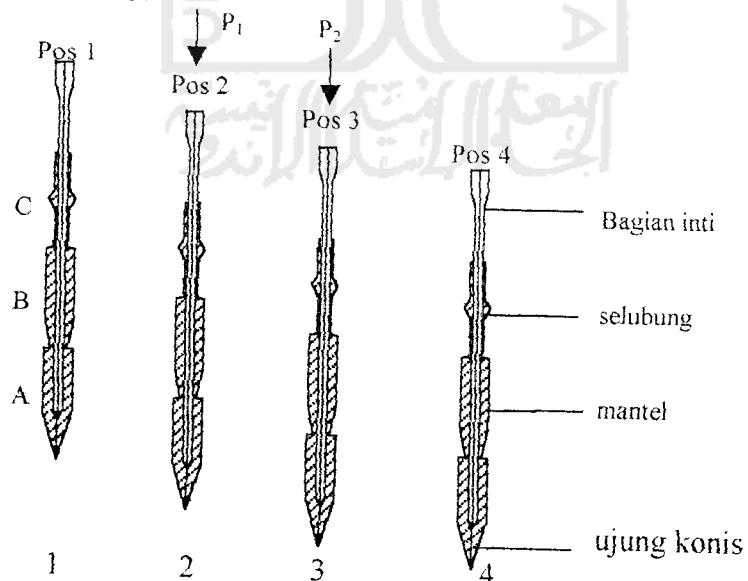
Pelaksanaan uji dilakukan dengan menekan bagian inti sehingga ujung konis masuk ke dalam tanah. Setiap kedalaman 20 cm atau kelipatannya dibaca tekanan yang diberikan ( $P$ ), kemudian dibuat grafik hubungan antara nilai konis dan kedalaman (lihat gambar 3.4)



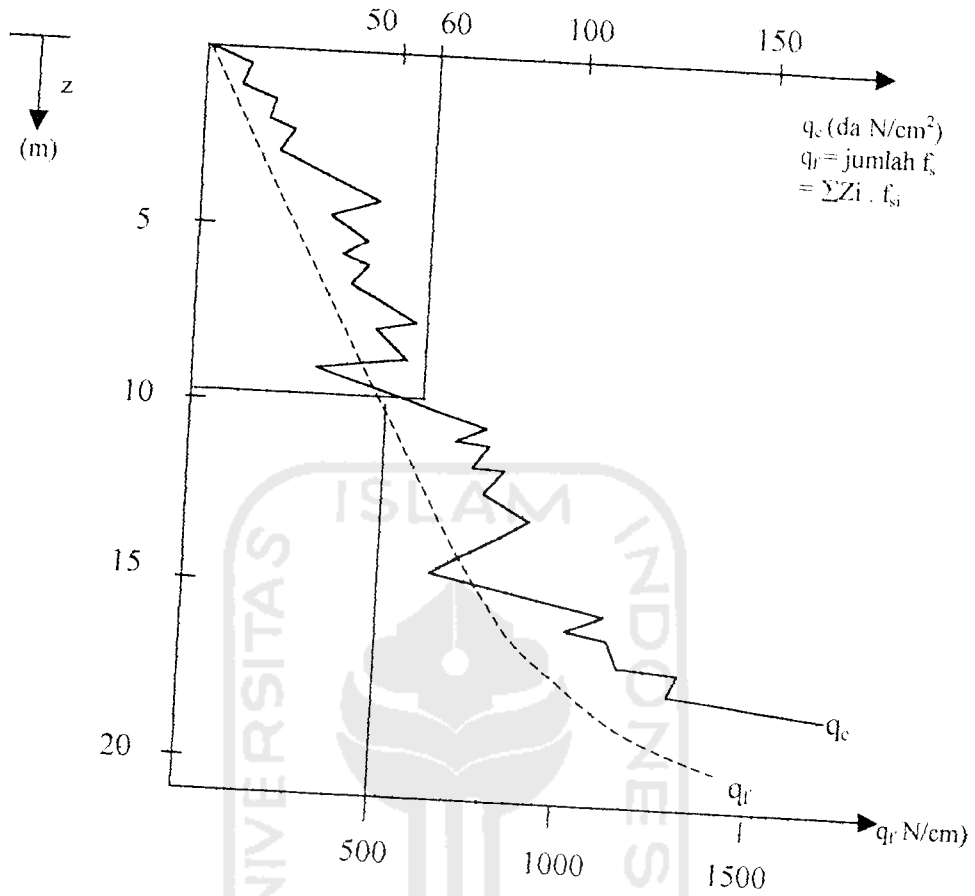
Gambar 3.4. Hasil uji CPT dengan konis biasa.

### A.2.b.2. Bikonis (Suryolelono, 1994)

Alat ini merupakan pengembangan dari konis biasa dan dapat digunakan untuk menentukan lekatan atau gesekan tanah yang terjadi. Pelaksanaan uji dilakukan dengan menekan bagian inti, sehingga konis masuk ke dalam tanah. Besarnya gaya  $P_1$  diimbangi oleh perlawanan ujung konis. Setiap ujung konis mencapai kedalaman 20 cm dilakukan pencatatan (gambar 2). Bagian selubung bersama dengan inti ditekan untuk mendapatkan  $P_2$  yang diimbangi oleh perlawanan ujung konis ( $q_c$ ) dan gesekan atau lekatan dibagian mantel ( $q_l$ ) sehingga diperoleh perlawanan total dari hasil uji (gambar 3). Untuk mengembalikan ke posisi semula bagian selubung ditekan (didapatkan gambar 4). Data yang diperoleh adalah perlawanan ujung konis ( $q_c$ ) dan gesekan /lekatan setempat ( $q_s$ ). Dari data dibuat grafik hubungan antara perlawanan ujung konis ( $q_c$ ), gesekan /lekatan ( $q_s$ ), dan kedalaman.



Gambar 3.5 Skema alat bikonis dan cara pelaksanaan uji (Bowles 1986)



Gambar 3.6. Hasil uji CPT dengan bikonis.

Kapasitas dukung pondasi dapat ditentukan dengan metode Wesley, yaitu :

$$Q_{ult} = A_p \cdot \sigma_{ult} + \sum k \cdot z \cdot f_{si} \cdot \alpha \dots \dots \dots (3.12)$$

$$Q_a = \frac{A_p \cdot \sigma_{ult}}{SF_1} + \frac{\sum k \cdot z \cdot f_{si} \cdot \alpha}{SF_2} \dots \dots \dots (3.13)$$

dengan :

- $Q_{ult}$  : kapasitas dukung ultimit pondasi (kN),
- $Q_a$  : kapasitas ijin pondasi (kN),
- $\sigma_{ult}$  : perlawanan ujung konis (=  $q_c$ ) (kN/m<sup>2</sup>),
- $k$  : keliling pondasi (m)

$\sum z_i \cdot f_{si}$  : gesekan atau lekatan tanah setempat (kN/m),

$\alpha$  : konstanta bernilai 1,

$SF_1, SF_2$  : faktor aman.

Untuk tanah pasir  $SF_1 = 3$  dan  $SF_2 = 5$

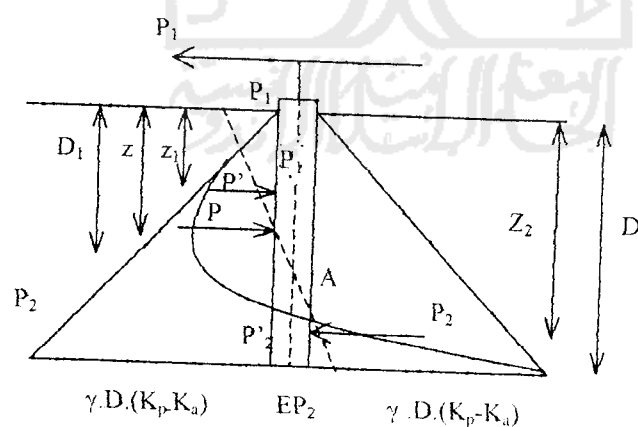
Untuk tanah lempung  $SF_1 = 5$  dan  $SF_2 = 10$

## B. Analisis Stabilitas Eksternal

### B1. Analisis Stabilitas Eksternal

Apabila sebuah dinding kaku ditanam kedalam tanah serta diberi gaya horisontal (P), maka akan mengalami pergeseran dan rotasi. Semakin jauh dari pusat rotasi pergeseran yang terjadi semakin besar.

Menurut Punmia (1980), besarnya resultan reaksi tanah lateral dipengaruhi oleh pergeseran dinding di daerah yang ditinjau



Gambar 3.7 Gerakan dinding kaku atau kaisan akibat pengaruh gaya horisontal.

Resultan tekanan tanah horisontal :

$$P = \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \dots \dots \dots (3.14)$$

Resultan tekanan tanah pada kedalaman sampai  $D_1$  :

$$p_1 = \frac{p_1'}{p_2} \cdot p = \frac{D_1 - z}{D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \dots \dots \dots (3.15)$$

Resultan tekanan tanah pada kedalaman antara  $D_1$  sampai  $D$  :

$$p_2 = \frac{p_2'}{p_2} \cdot p = \frac{z - D_1}{D - D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \dots \dots \dots (3.16)$$

dengan :

$P_1, p_2$  : displacement dimuka tanah dan kedalaman  $z$  (m)

$P_1', p_2'$  : displacement di kedalaman  $z_1$  dan  $z_2$  (m)

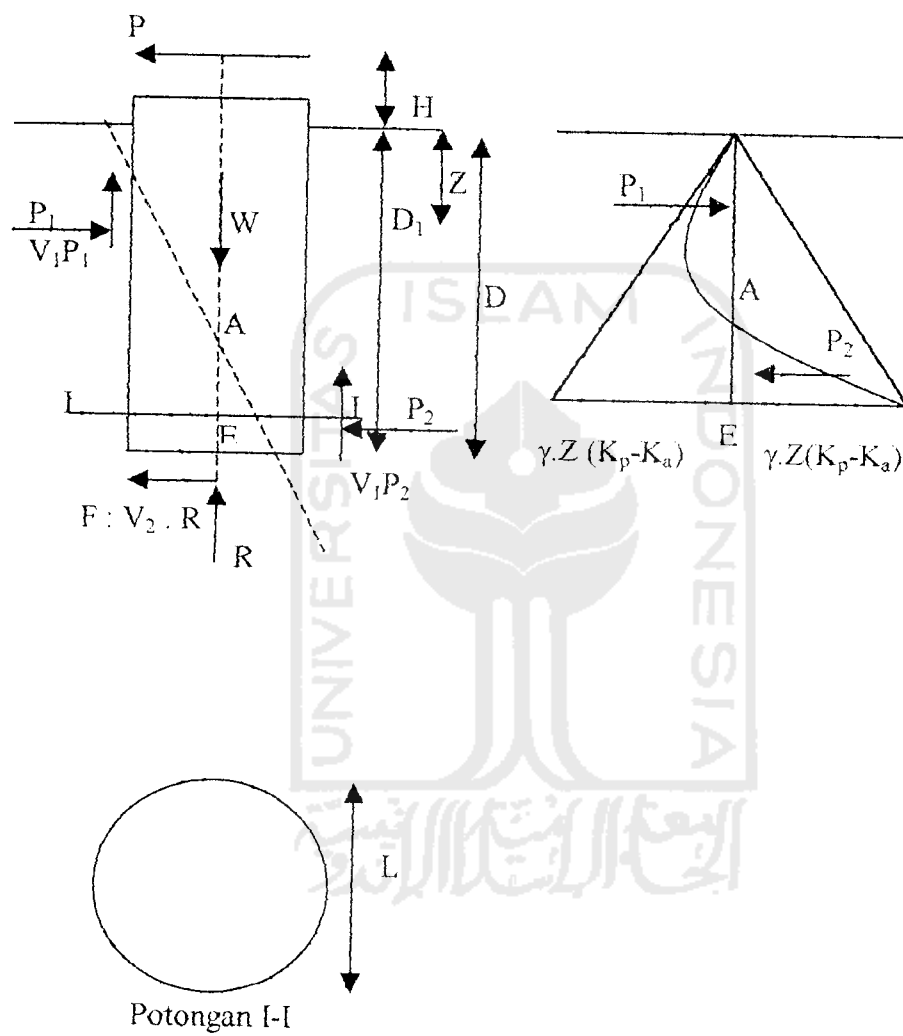
$K_p, K_a$  : koefisien tekanan tanah pasif dan aktif,

$z_1, z_2, z$  : dalam pondasi yang ditinjau (m),

$D, D_1$  : dalam pondasi dan dalam pusat rotasi pondasi (m),

$P$  : gaya luar horisontal (kN).

**B2. Analisis reaksi tanah dan momen yang terjadi pada pondasi kaison**



Gambar 3.8. Reaksi tanah yang terjadi pada pondasi kaison.

(a). Reaksi  $P_1$ 

$$P_1 = \int_0^D P_1 \cdot dz \cdot L = \int_0^{D_1} \frac{D_1 - z}{D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \cdot dz \cdot L = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} \cdot D_1^2 \cdot L \dots \dots \dots (3.17)$$

(b) Reaksi  $P_2$ 

$$P_2 = \int_{D_1}^D P_2 \cdot dz \cdot L = \int_{D_1}^D \frac{z - D_1}{D - D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \cdot dz \cdot L$$

$$P_2 = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} \cdot (2D^2 - D \cdot D_1 - D_1^2) \cdot L \dots \dots \dots (3.18)$$

(c).  $M_{A1}$  (momen terhadap Akibat  $P_1$ )

$$M_{A1} = \int_0^{D_1} P_1(D_1 - z) dz \cdot L = \int_0^{D_1} \frac{D_1 - z}{D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \cdot (D_1 - z) \cdot dz \cdot L$$

$$M_{A1} = \frac{\gamma \cdot (K_p - K_a)}{12} \cdot D_1^3 \cdot L \dots \dots \dots (3.19)$$

(d)  $M_{A2}$  (momen terhadap A akibat  $P_2$ )

$$M_{A2} = \int_{D_1}^D p_2 \cdot (z - D_1) dz \cdot L = \int_{D_1}^D \frac{z - D_1}{D - D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \cdot (z - D_1) dz \cdot L$$

$$M_{A2} = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12 \cdot (D - D_1)} \cdot (3 \cdot D^4 - 8D \cdot D^3 + 6D^2 \cdot D_1^2 - D_1^2 - D_1^4) \cdot L$$

$$M_{A2} = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} \cdot (3D^3 - 5D^2 D_1 + D \cdot D_1^2 + D_1^3) \cdot L \dots \dots \dots (3.20)$$

(e)  $M_{E1}$  (momen terhadap dasar pondasi akibat  $P_1$ )

$$M_{E1} = \int_0^{D_1} p_1(D - z) dz \cdot L = \int_0^{D_1} \frac{D_1 - z}{D_1} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) \cdot (D - z) dz \cdot L$$

$$M_{E1} = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} \cdot (-D_1^3 + 2 \cdot D \cdot D_1^2) \cdot L \dots \dots \dots (3.21)$$



(f).  $M_{E2}$  = (momen terhadap dasar pondasi  $P_2$ )

$$M_{E2} = \int_{D_1}^D p_2(D-z)dz.L = \int_{D_1}^D \frac{z-D_1}{D-D_1} \cdot \gamma \cdot z(K_p - K_a)(D-z)dz.L$$

$$M_{E2} = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12(D-D_1)} \cdot (D^4 - 2D^3D_1 + 2DD_1^3 - D_1^4).L$$

$$M_{E2} = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} \cdot (D^3 - D^2.D_1 - D.D_1^2 + D_1^3).L \dots \dots \dots (3.22)$$

(g)  $M_3$  (momen akibat gaya total yang didukung pondasi / R terhadap dasar pondasi)

$$M_3 = P.(H + D) - M_{E1} + M_{E2} - \frac{B}{2} \cdot v_1(P_1 - P_2)$$

$$M_3 = P(H + D) - \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} (-D_1^3 + 2D.D_1^2).L + \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} (D^3 - D^2.D_1 - DD_1^2 + D_1^3).L - \frac{B}{2} \cdot v_1 \left[ \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} D_1^2.L - \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} (2D^2 - DD_1 - D_1^2).L \right]$$

$$M_3 = P(H + D) + \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} [(D^3 - D^2.D_1 - 3D.D_1^2 + 2D_1^3) - B_0 v_1 (-2D^2 + D.D_1 + 2D_1^2)]L \dots \dots \dots (3.23)$$

dengan :

$P_1, P_2$  : reaksi tanah horizontal (kN),

$v_1, v_2$  : koefisien gesekan antara tanah dengan pondasi ( $v = \tan \delta$ , dengan  $\delta$  antara  $2/3\phi$  sampai  $\phi$ ),

$F$  : tahanan geser horizontal tanah pada dasar pondasi (kN),



- W : beban yang didukung pondasi dan berat sendiri pondasi(kN),  
 R : resultan reaksi dasar pondasi (kN),  
 H : jarak reaksi horizontal dengan scour line (m),  
 D : dalam pondasi (m),  
 L : lebar kaison (m).

(h). F. (reaksi horizontal antara dasar pondasi dengan tanah)

Berdasarkan keseimbangan gaya-gaya vertikal ( $\sum F_y = 0$ ), beban yang didukung pondasi (W) sebanding dengan reaksi tanah dasar pondasi dan gesekan antara dinding dengan tanah sekitarnya. Nilai gesekan antara dinding dengan tanah disekitarnya dapat diperoleh dengan mengalikan koefisien gesek dengan reaksi tanah horizontal.

$$W = R - v_1(P_1 + P_2) \dots \dots \dots (3.24.a)$$

$$R = W + v_1(P_1 + P_2) \dots \dots \dots (3.24.b)$$

Dengan memasukkan persamaan (3.17) ke F diperoleh :

$$F = v_2.R = v_2.W - v_1.v_2(P_1 - P_2)$$

$$F = v_2.W - v_1.v_2 \left[ \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} D_1^2 .L + \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} (2D^2 - D.D_1 - D_1^2).L \right]$$

$$F = v_2.W - v_1.v_2 \cdot \frac{\gamma.(K_p - K_a)}{6} (2.D^2 - D.D_1).L \dots \dots \dots (3.25)$$

(i)  $D_1$  (jarak antara scourline dengan pusat rotasi pondasi )

Berdasarkan keseimbangan momen terhadap pusat rotasi pondasi ( $\sum M_a = 0$ ) serta persamaan (3.19), (3.20), (3.23), maka diperoleh persamaan :

$$P.(H + D) = M_{A1} + M_{A2} + M_{A3} + F(D - D_1) + B/2 \cdot v_1.(P_1 - P_2) \dots (3.26)$$

Berdasarkan persamaan (3.26),  $D_1$  dapat dicari dengan persamaan :

$$0 = X_1 + X_2 D_1 + X_3 D_1^2 + X_4 D_1^3 \dots (3.27)$$

dengan :

$$X_1 = 4.Y.D^3(1 - v_1.v_2) + D(P + v_2.W),$$

$$X_2 = -6Y.D^2.(1 - v_1.v_2) - (P + v_2.W),$$

$$X_3 = -2Y.D(1 + v_1.v_2),$$

$$X_4 = 4Y,$$

$$Y = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} L,$$

### B.3. Kontrol Stabilitas Geser dan Guling

(a) Kontrol stabilitas guling :

$$\frac{\sum M_{perlawanan}}{\sum M_{guling}} \geq SF \Rightarrow SF = 1,5 \dots (3.28)$$

dengan :

$$\sum M_{perlawanan} = M_{E1} - M_{I:2} + B_0/2 \cdot v_1.(P_1 - P_2) \text{ (kNm)},$$

$$\sum M_{guling} = P.(H + D) \text{ (kNm)},$$

(b) Kontrol stabilitas geser :

$$\frac{\sum F_{lawan}}{\sum F_{dorong}} \geq SF \Rightarrow SF = 1,5 \dots (3.29)$$

dengan :

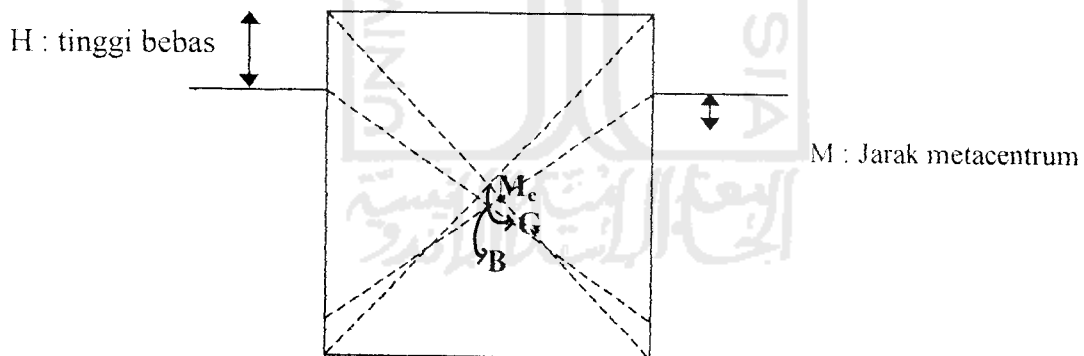
$\sum F_{\text{lawan}}$  : jumlah gaya yang melawan gaya luar, ( $=P_1 + P_2 + F$ ) (kN)

$\sum F_{\text{dorong}}$  : besarnya gaya yang mendorong struktur, ( $=P$ ) (kN).

### C. Analisis Stabilitas terhadap Gaya Angkat (*Buoyancy*)

Analisis dilakukan terhadap kaison selama penarikan menuju lokasi agar aman terhadap bahaya guling ataupun tenggelam.

Kaison dikatakan stabil apabila pusat berat benda ada di bawah titik *metacentrum* atau jarak *metacentrum* positif (Nur Yuwono, 1977). Untuk menjaga agar selama penarikan kaison tidak terisi air, perlu diperhatikan jarak antara muka air dengan sisi atas kaison (tinggi bebas). Menurut Bowles 1986) tinggi bebas diambil  $\geq 1,5$  meter.



Gambar 3.9 Stabilitas terhadap gaya angkat kaison sisi tertutup

$$G = \frac{M}{W_t} \dots\dots\dots(3.30)$$

$$B = \frac{\sum_0^1 A_{si} \cdot y_{si}}{A_{total}} \dots\dots\dots(3.31)$$

$$m = \overline{M_c.G} = \overline{M_c.B} - \overline{GB} = \frac{I_{\min}}{V_s} - \overline{GB}. \text{(jika } G \text{ di atas } B \text{ nilai } \overline{GB} \text{ negatif)} \dots \dots \dots (3.32)$$

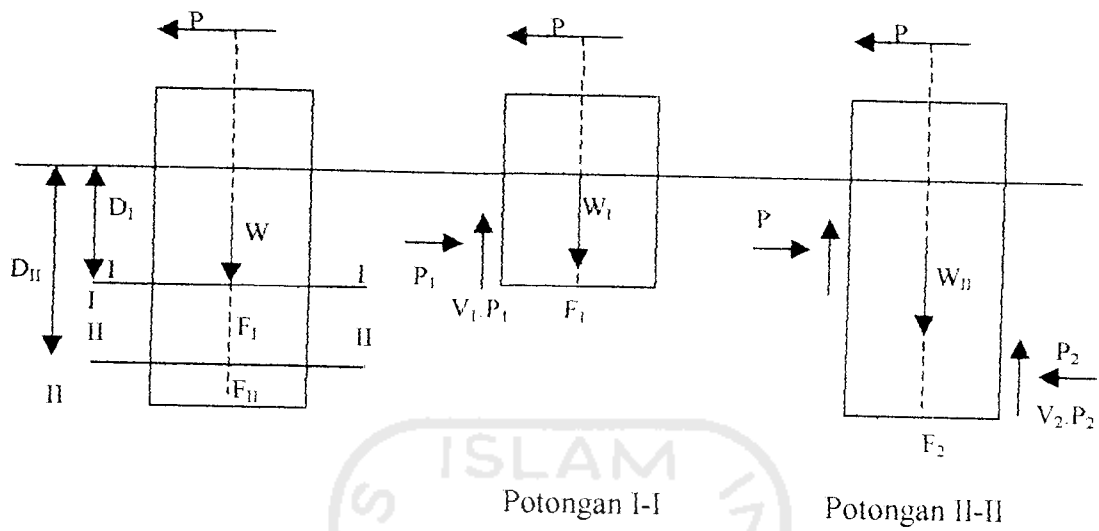
dengan :

- $M_c$  : titik metacentrum,  
 $G$  : pusat berat kaison,  
 $B$  : pusat apung kaison,  
 $M$  : momen terhadap sisi atas / dasar kaison ( $\text{kN/ M}^2$ ),  
 $W_t$  : berat total kaison (kN),  
 $A_{si}$  : luas bagian kaison yang berada di bawah muka air ( $\text{m}^2$ )  
 $Y_{si}$  : jarak pusat kaison di bawah muka air dengan sisi atas/dasar kaison (m),  
 $I_{\min}$  : momen inersia minimum dasar kaison ( $\text{m}^4$ ),  
 $V_s$  : volume bagian kaison yang tenggelam ( $\text{m}^3$ )  
 $m$  : jarak metacentrum (m),  
 $m > 0$ , benda terapung stabil,  
 $m = 0$ , benda terapung indifferent,  
 $m < 0$ , benda terapung labil.

#### D. Analisis Stabilitas Internal

Stabilitas internal merupakan kekuatan struktur menahan gaya –gaya yang bekerja supaya tidak terjadi retak-retak atau pecahnya struktur.

Analisis dilakukan dengan membagi struktur menjadi beberapa bagian, kemudian ditinjau tegangan geser dan regangan desak ijin yang terjadi pada tiap-tiap potongan.



Gambar 3.10 Reaksi tanah pada analisis stabilitas internal

(1) Stabilitas internal terhadap potongan I-I

$$P_1 = \int_0^{D_{I-1}} p_1 \cdot dz = \int_0^{D_{I-1}} \frac{D_I - z}{D_I} \cdot \gamma \cdot z \cdot (K_p - K_a) dz \cdot L = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6D_I} (3D_{I-1}^2 - 2D_{I-1}^3) \cdot L \dots \dots \dots (3.33)$$

$$M_1 = \int_0^{D_{I-1}} p_1 (D_{I-1} - z) dz \cdot L = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12D_I} (-D_{I-1}^4 + 2D_{I-1}^3 D_I) \cdot L \dots \dots \dots (3.34)$$

$$M_{P1} = M_1 + v_1 \cdot P_1 \cdot \frac{B_0}{2} - P(H + D_{I-1}) \dots \dots \dots (3.35)$$

$$W_{I-1} = W - \gamma \cdot A(D - D_{I-1}) \dots \dots \dots (3.36)$$

$$R_{I-I} = W_{I-I} - v_1 \cdot P_1 \dots\dots\dots (3.37)$$

Tinjauan terhadap pecahnya struktur :

$$\sigma = \frac{W_{I-I}}{A_d} \pm \frac{M_{FI}}{S_d} \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots (3.38)$$

Tinjauan terhadap geser :

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{A} \leq \bar{\tau} = \frac{\sqrt{f'_c}}{11} \dots\dots\dots (3.39)$$

(2) Stabilitas terhadap potongan II-II

$$P_1 = \int_0^{D_1} p_1 dz = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6} D_1^2 \cdot L \dots\dots\dots (3.40)$$

$$M_1 = \int_0^{D_1} P_1 \cdot (D_{II-II} - z) dz \cdot L = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12} (-D_1^2 + 2D_1^2 D_{II-II}) \cdot L \dots\dots\dots (3.41)$$

$$P_2 = \int_{D_1}^{D_{II-II}} p_2 dz \cdot L = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{6(D - D_1)} (2D^3_{II-II} - 3D^2_{II-II} D_1 + D_1^3) \cdot L \dots\dots\dots (3.42)$$

$$M_2 = \int_{D_1}^{D_{II-II}} P_2 (D_{II-II} - z) dz \cdot L$$

$$M_2 = \frac{\gamma(K_p - K_a)}{12(D - D_1)} (-D_1^4 + 2D_1^3 D_{II-II} - 2D_1 D_{II-II}^3 + D_{II-II}^4) \cdot L \dots\dots\dots (3.43)$$

$$M_{FI} = M_1 - M_2 + v_1 \cdot (P_1 - P_2) \cdot \frac{B_0}{2} - P(H + D_{II-II}) \dots\dots\dots (3.44)$$

$$W_{II-II} = W - \gamma \cdot A(D - D_{II-II}) \dots\dots\dots (3.45)$$

$$R_{II-II} = W_{II-II} - v_1 \cdot (P_1 - P_2) \dots\dots\dots (3.46)$$

Tinjauan terhadap pecahnya struktur :

$$\sigma = \frac{W_{II-II}}{A_d} \pm \frac{M_{FI}}{S_d} \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots (3.47)$$

Tinjauan terhadap geser (lihat persamaan 3.39).

dengan :

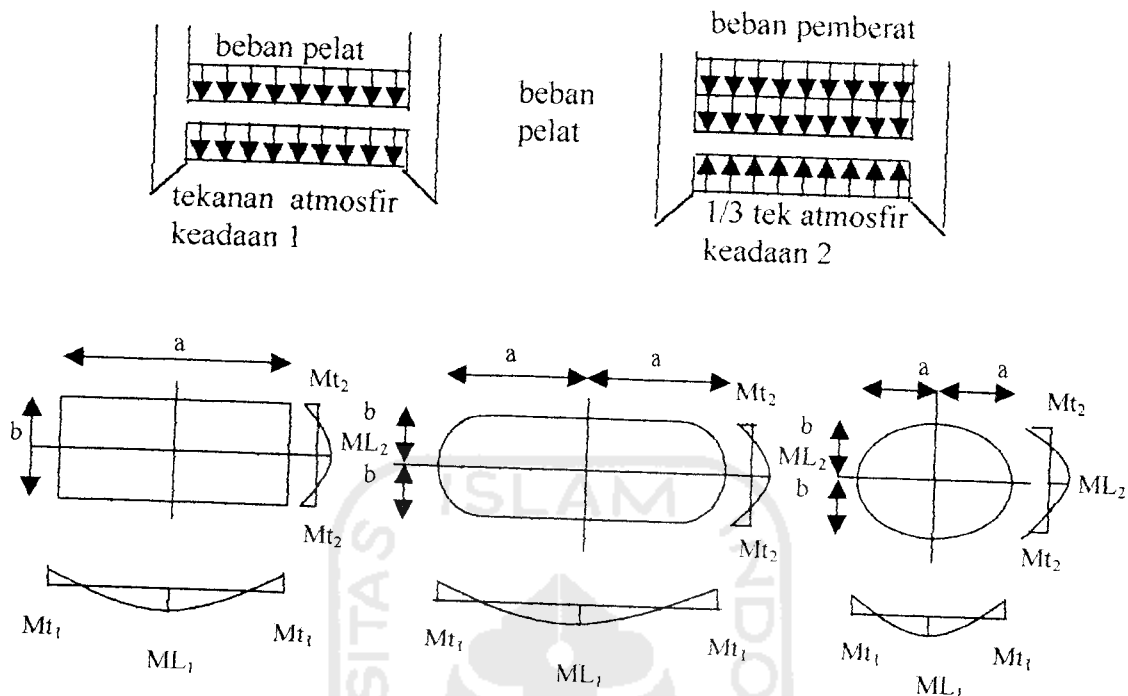
- $P_1, P_2$  : reaksi tanah horizontal (kN)
- $M_1, M_2$  : momen akibat reaksi tanah horizontal (kNm),
- $M_{F1}, M_{F2}$  : momen yang terjadi pada dasar potongan kaison (kNm)
- $R_{I-I}, R_{II-II}$  : resultan reaksi pada dasar potongan pondasi (kN),
- $A, A_d$  : luas tampang potongan dinding kaison ( $m^2$ )
- $S_d$  : modulus tampang potongan dinding kaison ( $m^3$ ),
- $f'_c$  : kuat desak beton ( $kN/m^2$ ),
- $\gamma$  : berat volume pondasi ( $kN/m^3$ ),
- $\sigma, \sigma$  : tegangan yang terjadi pada struktur dan tegangan ijin struktur, tanda (-) merupakan tegangan tarik ( $kN/m^2$ ),
- $\overline{\sigma}_{desak} = 0,45 f'_c$
- $\overline{\sigma}_{tarik} = 0,1 f'_c$  sampai  $0,2 f'_c$ ,
- $\tau$  : tegangan geser ( $kN/m^2$ )

### E. Analisis Pelat Atap Ruang Kerja

Pelat atap ruang kerja hanya terdapat pada kaison bertekanan. Struktur ini dibuat rapat air agar selama pemberian tekanan pada ruang kerja dan pelaksanaan konstruksi dapat dilaksanakan dengan baik. Untuk itu pelat atap ruang kerja umumnya dibuat monolit dengan dinding kaison.



Menurut Sosrodarsono (1983), pelat atap ruang kerja dapat dianalisis berdasarkan keadaan pembebanan yang paling buruk meliputi 2 hal yaitu keadaan dimana beban penenggelaman diangkat sesaat sebelum penurunan akhir terjadi dan keadaan dimana tekanan atmosfer pada waktu pelaksanaan menurun sementara yang disebabkan oleh hilangnya kekuatan. Dalam kedua keadaan tersebut, berat sendiri pelat atap diperhitungkan, tetapi secara umum adalah lazim bila pelat atap dari ruang kerja dibebani penuh dengan beban untuk membenamkan pelat. Ada beberapa keadaan dimana beban pembenaman menjadi beberapa kali lebih berat dari beban normal yang diakibatkan oleh pembenaman yang tiba-tiba. Untuk nilai penyusutan tekanan udara didalam ruang kerja, dalam perencanaan untuk melakukan pekerjaan dipakai sekitar  $1/3$  tekanan atmosfer (tekanan 1 atmosfer di permukaan laut = 101,325 kPa).



Gambar 3.11 Pembebanan dan diagram momen yang terjadi pada bentuk-bentuk pelat atap ruang kerja

Momen yang terjadi pada lantai atap ruang kerja dapat dianalisis, pelat diberi beban merata dijepit pada sisinya dan dapat ditulis :

(1) tampang lingkaran

$$M_{t1} = M_{l2} = \frac{q \cdot a^2}{8} \dots\dots\dots(3.48.a)$$

$$M_{l1} = M_{l2} = \frac{q \cdot a^2}{16} (1 + \mu) \dots\dots\dots(3.48.b)$$

(2) tampang bulat telur

$$M_{t1} = \frac{q a}{a^2} \cdot \frac{a^4 b^4}{3a^4 + 2a^2 b^2 + 3b^4} \dots\dots\dots(3.48.c)$$

$$M_{t2} = \frac{q_a^2}{b^2} \cdot \frac{a^4 b^4}{3a^4 + 2a^2 b^2 + 3b^4} \dots\dots\dots (3.48.d)$$

$$M_{t2} = \frac{q_a^2}{b^2} \cdot \frac{a^4 b^4}{3a^4 + 2a^2 b^2 + 3b^4} \left[ \frac{1}{a^2} + \frac{\mu}{b^2} \right] \dots\dots\dots (3.48.e)$$

$$M_{t2} = \frac{q_a^2}{b^3} \cdot \frac{a^4 b^4}{3a^4 + 2a^2 b^2 + 3b^4} \left[ \frac{\mu}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right] \dots\dots\dots (3.48.f)$$

(3) tampang kotak/persegi

$$M_{t2} = \frac{q}{24} \cdot \frac{a^2}{(1+1,61.a/b)} \dots\dots\dots (3.48.g)$$

$$M_{t2} = \frac{q}{24} \cdot \frac{b^2}{(1+1,61.b/a)} \dots\dots\dots (3.48.h)$$

$$M_{t1} = \frac{q}{12} \cdot \frac{a^2}{(1+1,61.a/b)} \dots\dots\dots (3.48.i)$$

$$M_{t2} = \frac{q}{12} \cdot \frac{b^2}{(1+1,61.b/a)} \dots\dots\dots (3.48.j)$$

dengan :

$M_{t1}, M_{t2}$  : momen tepi maksimal per-meter panjang (kNm/m),

$M_{t1}, M_{t2}$  : momen lapangan maksimal per meter panjang (kNm/m)

$q$  : beban terbagi rata perluasan pondasi ( $\text{kN/m}^2$ )

$a$  : jari-jari lingkaran atau jari-jari pendek ellips atau panjang kotak (m)

$b$  : jari-jari sisi panjang ellips atau lebar kotak (m)

$\mu$  : angka Poisson

Tegangan yang terjadi pada pelat atap ruang kerja apabila dihubungkan dengan momen lentur dapat ditulis dalam persamaan :

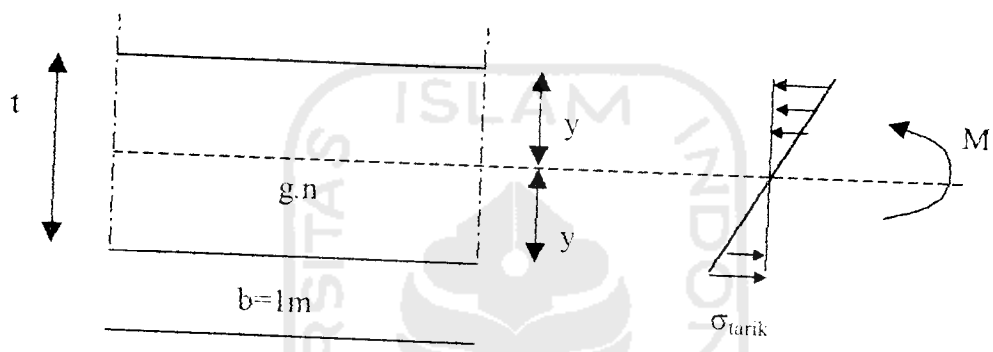
$$\sigma = \frac{M.y}{I} \dots\dots\dots (3.49.a)$$

dengan :

$y$  : jarak antara garis normal dengan sisi yang ditinjau (m),

$M$  : momen lentur atau momen maksimum yang terjadi (lihat persamaan 3.48) (kNm),

$I$  : momen inersia pelat (m<sup>4</sup>).



Gambar 3.12 Tegangan yang terjadi pada pelat atap ruang kerja

Apabila garis normal tepat di tengah pelat ( $y=t/2$ ) dan momen inersia pelat ( $I = 1/12$

$.b.t^3$ ), maka tegangan yang terjadi pada pelat atap ruang kerja dapat ditulis :

$$\sigma = \frac{M.(t/2)}{1/12.b.t^3} = \frac{6.M}{b.t^2} \dots \dots \dots (3.49.b)$$

Tebal pelat dapat ditulis :

$$t = \sqrt{\frac{6.M}{b.\sigma}} \dots \dots \dots (3.50)$$

dengan :

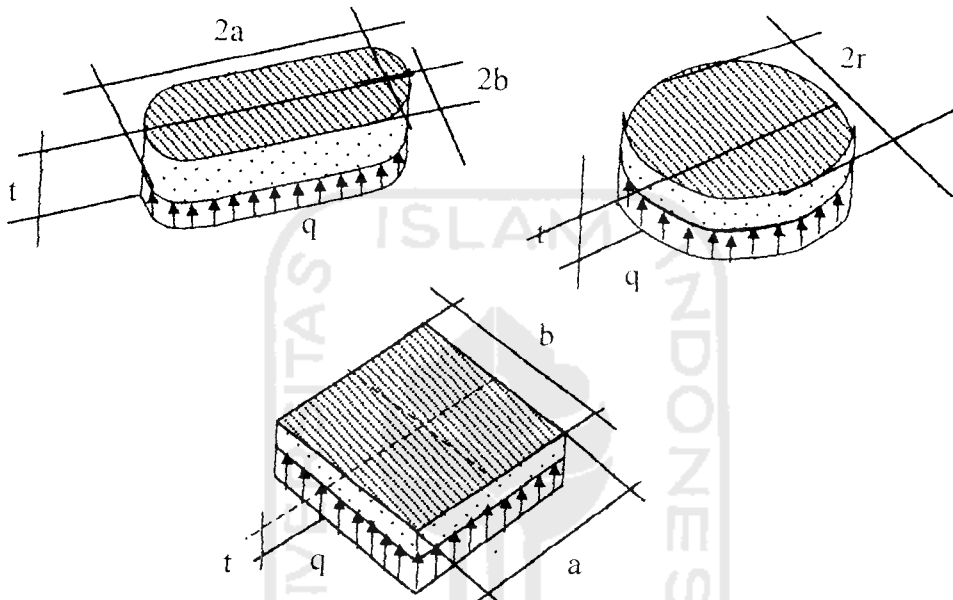
$M$  : momen maksimal yang terjadi (kNm),

$b$  : lebar pelat yang ditinjau, diambil 1 m (m),

$\sigma$  : tegangan desak beton yang diijinkan =  $0,45 f_c$  (kN/m<sup>2</sup>).

### F. Analisis Pelat Dasar

Pelat dasar dianalisis berdasarkan asumsi pelat ditumpu dengan tumpuan sederhana dibebani merata ke atas seluas dasar pondasi. Pembebanan pelat dasar dapat dilihat pada gambar 3.13.



Gambar 3.13 Pembebanan pelat dasar

Menurut Teng (1980), tebal pelat dasar dianalisis dengan persamaan :

1. kaison tampang lingkaran

$$t^2 = \frac{3.W}{8.\pi.f_c}(3 + \mu) \dots\dots\dots (3.51.a)$$

2. kaison tampang persegi

$$t^2 = \frac{3.q.b^2}{4.f_c(1+1,61.\alpha)} \dots\dots\dots (3.51.b)$$

3. kaison tampang ellips/bulat telur

$$t^2 = \frac{4.q}{f_c} \cdot \frac{a^4 b^4}{(3a^4 + 2a^2.b^2 + 3b^4)} \left[ \frac{3}{b^2} + \frac{\mu}{a^2} \right] \dots\dots\dots (3.51.c)$$

dengan :

- $t$  : tebal pelat dasar (m),
- $W$  : gaya total ke atas pada dasar pondasi ( $W=A \cdot q$ )(kN),
- $q$  : tekanan ke atas seluas dasar pondasi ( $\text{kN/m}^2$ ),
- $\mu$  : angka poisson ( $\mu_{\text{beton}} = 0,15$ ),
- $f_c$  : tekanan beton yang diijinkan atau kuat tarik beton nilainya berkisar antara  $0,1 \cdot f_c$  ( $\text{kN/m}^2$ ),
- $f_c$  : kuat desak beton ( $\text{kN/m}^2$ ),
- $\alpha$  : perbandingan antara lebar dengan panjang kaison,
- $b$  : lebar kaison persegi atau jari-jari pendek kaison tampang ellips (m),
- $a$  : jari-jari panjang kaison tampang ellips (m).

### G. Dinding Pondasi Kaison

Dinding kaison merupakan batas antara pondasi bagian samping dengan tanah disekelilingnya. Agar kaison dapat turun selama pelaksanaan konstruksi, maka berat kaison harus lebih besar dari perlawanan gesek pada dinding pondasi tersebut (Teng, 1980) dan dapat ditulis :

$$W = A \cdot f \dots\dots\dots (3.52.a)$$

dengan :

$W$  : berat dinding kaison (kN),

$A$  : luas selimut dinding ( $\text{m}^2$ ).

Menurut Punmia (1980), perlawanan gesek tanah dapat juga dicari dengan mengalikan koefisien gesek tanah dengan gaya tanah lateral, sehingga persamaan (3.52.a) dapat juga ditulis :

$$W > v.P \dots\dots\dots (3.52.b)$$

dengan :

$V$  : koefisien gesek tanah ( $v = \tan \delta$ ),

$\delta$  : sudut gesek antara tanah dengan bahan pondasi ( $2/3\phi \leq \delta \leq \phi$ ) ( $^{\circ}$ ),

$\phi$  : sudut gesek internal tanah ( $^{\circ}$ ),

$P$  : gaya tanah lateral (kN).

Berdasarkan persamaan (3.52.a) dan (3.52.b) maka tebal dinding kaison dapat dicari dengan menjabarkan berat dinding menjadi berat volume dikalikan volumenya.

1. kaison tampang lingkaran

$$W > A_s.f$$

$$\frac{\pi}{4} [d^2 - (d-2t)^2] D_f \cdot \gamma_c > \pi \cdot d \cdot D_f \cdot f$$

$$\gamma_c \cdot t^2 + d \cdot t - f \cdot d > 0 \dots\dots\dots (3.53.a)$$

$$W > v.P$$

$$-t^2 + d \cdot t - \frac{v \cdot P}{\pi \cdot D_f \cdot \gamma_c} > 0 \dots\dots\dots (3.53.b)$$

2. kaison tampang persegi

$$W > A_s \cdot F$$

$$[p \cdot l - (p-2t)(l-2t)] D_f \cdot \gamma_c > 2f \cdot D_f (p+l)$$

$$-t^2 + \left[ \frac{p+1}{2} \right] t - \frac{f \cdot (p+1)}{2 \cdot \gamma_c} > 0 \quad \dots \dots \dots (3.53.c)$$

$$W > v \cdot P$$

$$-t^2 + \left[ \frac{p+1}{2} \right] t - \frac{v \cdot p}{2 \cdot \gamma_c} > 0 \quad \dots \dots \dots (3.53.d)$$

### 3. kaison tampang bulat telur/ellips

$$W > A_s \cdot f$$

$$\left[ p \cdot 2l + \pi \left\{ \frac{d^2}{4} - \left( \frac{d}{2} - t \right)^2 \right\} \right] D_f \cdot \gamma_c > F \cdot (\pi \cdot d + 2p) \cdot D_f$$

$$-t^2 + l \left[ d + \frac{2p}{\pi} \right] - \frac{\pi \cdot f}{\gamma_c} \left[ d + \frac{2p}{\pi} \right] > 0 \quad \dots \dots \dots (3.53.e)$$

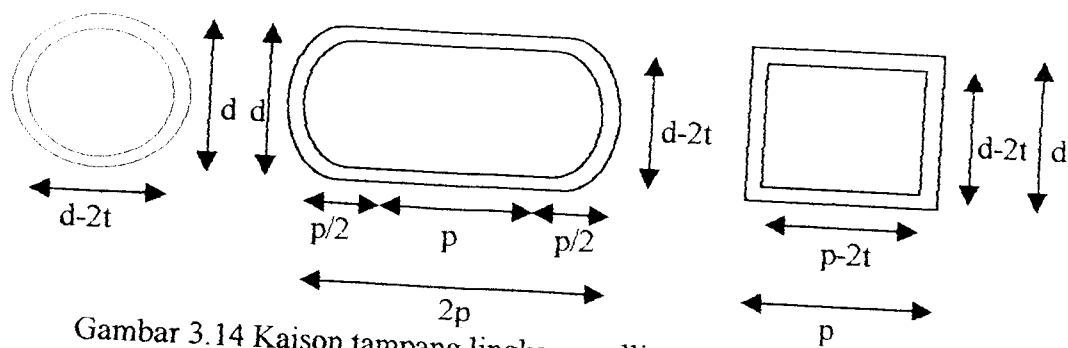
$$W > v \cdot P$$

$$-t^2 + \left[ d + \frac{2p}{\pi \cdot D_f \cdot \gamma_c} \right] t - \frac{v \cdot P}{\pi \cdot D_f \cdot \gamma_c} > 0 \quad \dots \dots \dots (3.53.f)$$

dengan :

- .t : tebal dinding kaison (m)
- .d : diameter luar kaison tampang lingkaran atau lebar kaison ellips (m),
- $\gamma_c$  : berat volume beton ( $\text{kN/m}^3$ ),
- .p : panjang sisi luar kaison persegi dan atau sisi lurus kaison ellips (m),
- .l : lebar sisi luar kaison persegi dan kaison ellips (m),
- $D_f$  : dalam pondasi (m).





Gambar 3.14 Kaisan tampang lingkaran, ellips, dan persegi atau kotak.

Menurut Punmia (1988), tebal dinding kaisan tampang lingkaran dapat pula ditentukan tanpa memperhatikan gesekan yang terjadi dengan melihat tabel (3.5).

Tabel 3.5 Hubungan antara diameter luar dengan tebal dinding kaisan lingkaran (Punmia, 1980)

Diameter luar / D (m)	Tebal dinding / t (m)
3	0.75
5	1.20
7	2.0