

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Fondasi telapak merupakan sebuah struktur yang berfungsi untuk menyebarkan beban dari kolom ke dalam tanah agar intensitas tegangan diturunkan ke suatu nilai yang dapat dipikul oleh tanah dengan aman, sehingga dalam merencanakan dan merancang fondasi harus memperhitungkan keadaan yang berhubungan dengan sifat-sifat dan mekanika tanah. Secara umum fondasi telapak beton (Dipohusodo,1994) dapat digolongkan sebagai berikut:

1. Fondasi telapak setempat
2. Fondasi telapak dinding
3. Fondasi telapak gabungan
4. Fondasi pelat
5. Fondasi telapak tiang pancang (*pile cap*)

3.2 Dasar Perancangan Struktur Fondasi Tiang Pancang (*Pile Cap*)

Kelompok tiang yang mendukung beban sentris akan mendukung beban aksial yang sama besarnya untuk masing-masing tiang dan dalam perhitungannya tanah di bawah pelat penutup tiang dianggap tidak mendukung beban sama sekali, sedangkan bila kelompok tiang menerima beban eksentris atau beban sentris dan momen, perancangan *pile cap* (pelat penutup tiang) dilakukan dengan anggapan sebagai berikut (Hary Christady Hardiyatmo, Teknik Fondasi 2) :

1. Pelat penutup tiang sangat kaku.
2. Ujung atas tiang menggantung pada pelat penutup tiang. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh pelat penutup ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu, distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

Analisis tahanan momen pada kelompok tiang dapat diilustrasikan pada gambar 3.1. Jika pada fondasi tidak bekerja momen (M), beban vertikal (V) akan lewat titik berat dari tiang dan beban yang diterima oleh masing-masing tiang akan sama besar. Akan tetapi, jika beban yang bekerja berupa beban aksial dan momen searah sumbu- x dan sumbu- y , reaksi total pada masing-masing tiang dapat dihitung dengan persamaan :

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y^2} \dots\dots\dots(3.1)$$

$$M_y = e_x V \text{ dan } M_x = e_y V \dots\dots\dots(3.2)$$

Dengan :

P_i = reaksi tiang atau beban tiang ke- i (kN)

n = jumlah tiang dalam kelompok

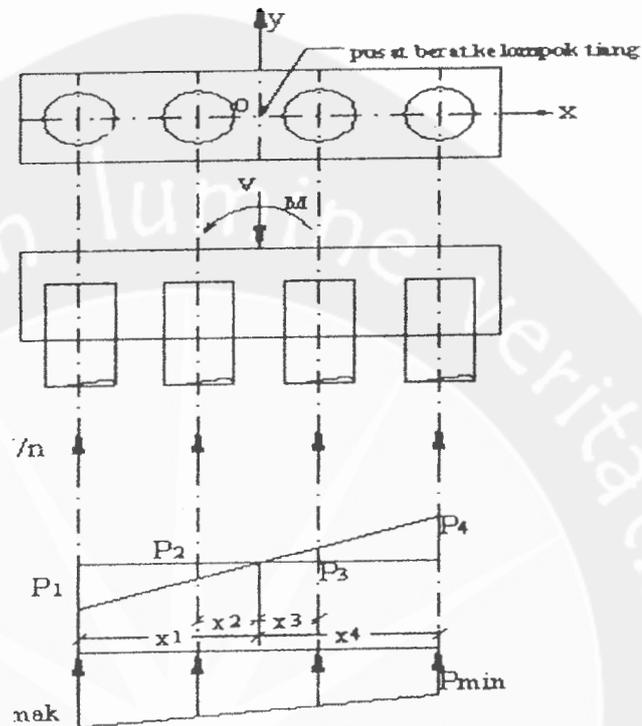
V = jumlah tiang vertikal yang bekerja pada pusat kolom tiang (kN)

M_x, M_y = momen terhadap sumbu- x dan y (kNm)

e_x, e_y = eksentrisitas resultan beban searah sumbu x dan y (m).

x_i, y_i = jarak searah sumbu xy dari pusat kelompok tiang ke tiang nomor- i (m^2)

$\sum x^2, \sum y^2$ = jumlah kuadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kolom tiang (m^2)



Gambar 3.1. Reaksi pada Masing-masing Tiang
(sumber: Hardiyatmo, Christady, "Teknik Fondasi", 2003)

3.3 Ketentuan Perancangan Dalam SNI 03-2847-2002

3.3.1 Asumsi-asumsi dalam perancangan struktur beton

Perancangan struktur beton bertulang dimulai setelah beban-beban yang bekerja pada struktur sudah diketahui, dan selanjutnya dengan analisis tertentu akan didapatkan besarnya gaya-gaya dalam. Gaya dalam inilah yang digunakan sebagai dasar dalam merancang suatu struktur. Dalam praktek perancangan sering digunakan asumsi-asumsi yang tidak secara pasti diketahui kebenarannya. Ketidakpastian ini biasanya terjadi dalam penentuan beban dan penentuan

kekuatan bahan. Untuk mengantisipasi ketidakpastian ini sering digunakan faktor beban dan faktor reduksi kekuatan bahan.

Di dalam SNI 03-2847-2002 faktor beban diatur dalam pasal 11.2, tentang kuat perlu sebagai berikut :

1. Kuat perlu U untuk menahan beban mati D paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,4 D$$

Kuat perlu U untuk menahan beban mati D , beban hidup L , dan juga beban atap A atau beban hujan R , paling tidak harus sama dengan:

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

2. Bila ketahanan struktur terhadap beban angin E harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka pengaruh kombinasi beban D , L , dan W berikut harus ditinjau untuk memenuhi nilai U yang terbesar, yaitu:

$$U = 1,2 D + 0,5 L + 1,3 W + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

Dimana kombinasi beban harus memperhitungkan kemungkinan beban hidup L yang penuh dan kosong untuk mendapatkan kondisi yang paling berbahaya, dan

$$U = 0,9 D + 1,3 W$$

3. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa (E) harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai kuat perlu U harus diambil sebagai berikut:

$$U = 1,2 D + 0,5 L \pm 1,1 E$$

atau

$$U = 0,9 D \pm 1,1 E$$

Dalam hal ini nilai E ditetapkan berdasarkan ketentuan *SNI 03-2847-2002* Tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung, atau penggantinya.

4. Bila ketahanan terhadap tekanan tanah H diperhitungkan dalam perencanaan, maka $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(A \text{ atau } R)$ ditambahkan $1,6H$, kecuali bahwa pada keadaan dimana D atau L mengurangi pengaruh H , maka nilai maksimum ditentukan dengan $0,9D + 1,6L + 0,5(A \text{ atau } R)$, dan nilai L diambil sama dengan nol. Untuk setiap kombinasi dari D , L , dan H , nilai kuat perlu U tidak boleh lebih dari $U = 1,2 D + 1,6L + 0,5(A \text{ atau } R)$.
5. Bila ketahanan terhadap pembebanan akibat berat dan tekanan fluida F , yang berat jenisnya dapat ditentukan dengan baik, dan ketinggian maksimumnya terkontrol, diperhitungkan dalam perencanaan, maka beban tersebut harus dikalikan dengan faktor beban 1,3 dan ditambahkan pada semua kombinasi beban yang memperhitungkan beban hidup.
6. Jika ketahanan terhadap pengaruh kejut diperhitungkan dalam perencanaan maka pengaruh tersebut harus disertakan dalam perhitungan beban hidup L .
7. Bila pengaruh struktural T dari perbedaan penurunan fondasi rangka, susut, ekspansi beton, atau perubahan suhu sangat menentukan dalam perencanaan, maka kuat perlu U minimum harus sama dengan :

$$U = 0,75(1,2D + 1,2 T + 1,6L)$$

Tetapi nilai U tidak boleh kurang dari :

$$U = 1,2(D + T)$$

8. Untuk perencanaan daerah pengangkutan pasca tarik harus digunakan faktor beban 1,2 terhadap gaya penarikan tendon maksimum.
9. Jika pada bangunan terjadi penurunan yang besar P , maka pengaruh beban tersebut dikalikan dengan faktor 1,2.

Reduksi kekuatan (\emptyset) untuk mengantisipasi ketidakpastian dalam perencanaan, dalam *SNI 03-2847-2002* ditentukan sebagai berikut :

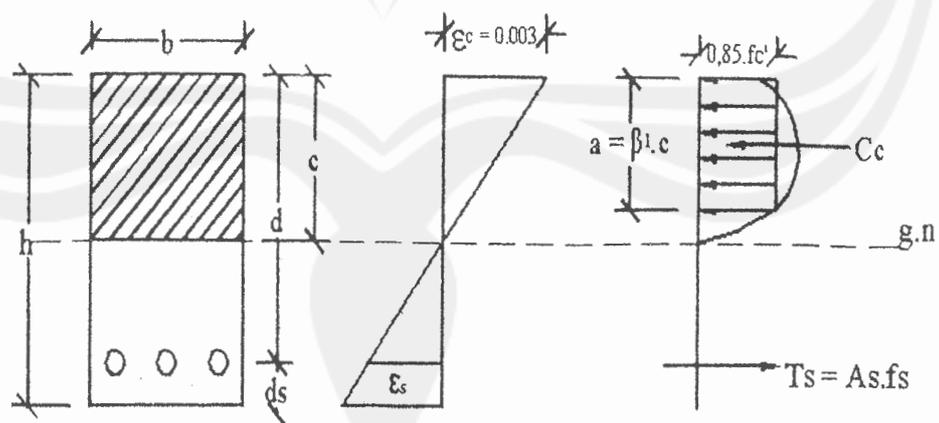
Lentur, tanpa beban aksial	$\emptyset = 0,8$
Aksial tarik, dan aksial tarik dengan lentur	$\emptyset = 0,8$
Aksial tekan, dan aksial tekan dengan lentur	$\emptyset = 0,65$
Geser dan torsi	$\emptyset = 0,75$

Asumsi-asumsi lain yang digunakan dalam perencanaan sesuai dengan *SNI 03-2847-2002* adalah sebagai berikut :

1. Regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan pada serat desak beton terjauh harus diambil sama dengan 0,003.
2. Tegangan tulangan yang nilainya lebih kecil daripada kuat leleh f_y harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang nilainya lebih besar dari regangan leleh yang berhubungan dengan f_y , tegangan pada tulangan harus diambil sama dengan f_y .
3. Dalam perhitungan aksial dan lentur beton bertulang, kuat tarik beton harus diabaikan.

4. Tegangan beton sebesar $0,85 f'_c$ diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah desak ekuivalen yang di atas tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak $a = \beta_1 \cdot c$ dari serat dengan regangan desak maksimum (gambar 3.2).
5. Jarak c dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu tersebut (gambar 3.2).
6. Faktor β_1 harus diambil sebesar 0,85 untuk beton dengan nilai kuat desak f'_c lebih kecil daripada atau sama dengan 30 MPa. Untuk beton dengan nilai kuat desak di atas 30 MPa, β_1 harus direduksi sebesar 0,005 untuk setiap kelebihan 7 MPa diatas 30 MPa, tetapi β_1 tidak boleh diambil kurang dari 0,65

Keterangan mengenai diagram distribusi tegangan dan regangan serta keseimbangan gaya dapat dilihat pada gambar 3.2.



Gambar 3.2. Diagram Tegangan dan Regangan serta Keseimbangan Gaya (Sumber: Hardiyatmo, Christady, "Teknik Fondasi", 2003)

3.3.2 Beban dan reaksi

Sesuai dengan ketentuan dalam *SNI 03-2847-2002*, tentang beban dan reaksi pada fondasi ditentukan sebagai berikut :

1. Fondasi telapak harus dirancang untuk menahan beban terfaktor dan reaksi tanah yang diakibatkannya.
2. Luas bidang dasar fondasi telapak atau jumlah dan penempatan tiang pancang harus ditetapkan berdasarkan gaya dan momen tidak terfaktor yang disalurkan oleh fondasi pada tanah atau tiang pancang dan berdasarkan tekan ijin tanah atau kapasitas ijin tiang yang ditentukan berdasarkan prinsip mekanika tanah.
3. Untuk fondasi telapak di atas tiang pancang, perhitungan momen dan geser boleh didasarkan pada anggapan bahwa reaksi dari setiap tiang pancang adalah terpusat di titik pusat tiang pancang.

3.3.3 Perancangan tulangan lentur pada fondasi *pile cap*

Desain tulangan disyaratkan menghasilkan kekuatan penampang bertulang kurang (*Underreinforced*) dengan jenis keruntuhan tarik. Titik kritis untuk momen terletak pada masing-masing muka kolom (sesuai *SNI 03-2847-2002*, gambar 3.3), dan memerlukan tulangan bawah 2 arah. Banyaknya tulangan pada masing-masing arah harus mampu menahan momen pada arah itu.

Dinding kolom atau kaki
tiang kecuali dinding batu



Gambar 3.3. Daerah Kritis Momen
(Sumber : Bowles, "Teknik Fondasi", 2000)

Besarnya momen terfaktor yang dipergunakan untuk penentuan jumlah tulangan fondasi data ditentukan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot b \cdot l^2, \text{ untuk fondasi telapak kolom setempat(3.3)}$$

$$M_u = \sum P_{iu} \cdot l, \text{ untuk fondasi tiang pancang(3.4)}$$

Dengan :

q_u = reaksi tanah akibat beban terfaktor.

P_{iu} = reaksi tiang baris ke- i akibat beban terfaktor

l = lengan momen

Dari gambar 3.3 maka penjumlahan gaya-gaya horizontal $\Sigma F_H = 0$, menghasilkan $C_c = T_s$ sehingga akan diperoleh persamaan :

$$\alpha \cdot b \cdot 0,85 \cdot f'_c = A_s \cdot f_y$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \text{(3.5)}$$

Dengan :

α = tinggi bidang desak beton ekivalen

b = lebar fondasi terpotong

A_s = luas baja tulangan

f_y = tegangan leleh baja

f'_c = kuat desak beton karakteristik

Untuk menghitung momen dengan titik tangkap gaya tepat pada pusat tegangan desak beton dapat digunakan rumus :

$$z = \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(3.6)$$

Dengan :

z = lengan momen A_s dengan pusat momen pada C_c

Dari persyaratan SNI 03-2847-2002 yaitu :

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4.f_y} \text{ dan tidak boleh lebih kecil daripada } \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y},$$

dengan

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \dots\dots\dots(3.7)$$

Dengan :

ρ_{\min} = rasio penulangan minimum

Dengan memasukan persamaan-persamaan di atas pada persamaan $M_u = \phi.A_s.f_y.z$, maka akan diperoleh besarnya A_s , selanjutnya A_s dibandingkan dengan A_s minimum, nilai A_s yang terbesar digunakan untuk menentukan jumlah tulangan lentur fondasi telapak.

Pada fondasi telapak 1 arah, dan fondasi telapak bujur sangkar 2 arah, tulangan disebar secara merata pada seluruh lebar fondasi. Untuk fondasi telapak persegi panjang, tulangan dalam arah panjang harus tersebar merata pada seluruh

lebar fondasi, sedangkan tulangan dalam arah pendek, sebagian dari tulangan total yang diberikan dalam persamaan harus tersebar merata dalam suatu jalur (yang berpusat pada sumbu kolom atau pedestal) yang lebarnya sama dengan panjang dari sisi pendek fondasi telapak. Sisa tulangan yang dibutuhkan dalam arah pendek harus disebar merata di luar lebar jalur pusat tersebut di atas. Alasan yang mendasari distribusi tulangan seperti yang disebutkan di atas adalah bahwa momen di bawah kolom nilainya besar dan mengecil ke arah tepi.

$$\frac{\text{Tulangan pada lebar jalur pusat}}{\text{Tulangan total arah memendek}} = \frac{2}{\beta + 1} \dots\dots\dots(3.8)$$

Dengan :

β = rasio antara sisi panjang terhadap sisi pendek fondasi

Pemilihan tulangan lentur fondasi harus memperhatikan jarak tulangan berdasarkan *SNI 03-2847-2002* dimana jarak bersih minimum adalah 25 mm atau sebesar diameter tulangan (d_b) dan spasi maksimum adalah 500 mm.

3.3.4 Perancangan tulangan susut dan suhu

1. Pada pelat struktural dimana tulangan lenturnya terpasang dalam 1 arah saja, harus disediakan tulangan susut dan suhu yang arahnya tegak lurus terhadap tulangan lentur.
2. Tulangan ulir yang digunakan sebagai tulangan susut dan suhu harus memenuhi ketentuan berikut:
 - a. Tulangan susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014 :
 1. Pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu 300.....0,0020

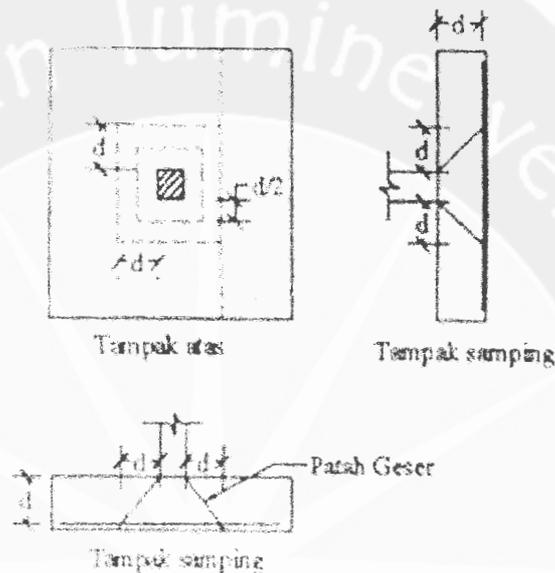
2. Pelat yang menggunakan batang tulangan ulir atau jaring kawat las (polos atau ulir) mutu 400.....0,0018
 3. Pelat yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 400 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35%..... $0,0018 \times 400 / f_y$.
- b. Tulangan susut dan suhu harus dipasang dengan jarak tidak lebih dari 5 kali tebal pelat atau 500 mm.

3.3.5 Perancangan geser pada fondasi *pile cap*

Keruntuhan geser pada fondasi *pile cap* tidak terjadi pada bidang vertikal di sekeliling kolom, akan terjadi pada bidang sejarak d sejajar muka kolom (dapat dilihat dalam gambar 3.4). Kolom mendorong ke bawah suatu piramida terpancung dengan sudut 45° dari semua sisi kolom tersebut. Piramida ini memiliki lebar dasar yang sama dengan lebar kolom ditambah 2 kali tinggi efektif dari fondasi telapak. Pada fondasi telapak kolom, retak diagonal awal tersebut terjadi jauh di bawah beban ultimit dan umumnya tidak kelihatan karena retak ini terjadi di bagian dalam beton. Menurut panitia gabungan *ACI-ASCE* (1962) tentang tarik diagonal dan geser, sesudah bidang keruntuhan geser ini terbentuk, gaya kritis selebihnya sebagian besar akan ditahan oleh daerah tekan lentur yang berada di atas retak itu yang dikenal sebagai keruntuhan geser tekan atau geser *pons* (ferguson,1991). Dengan demikian keruntuhan dapat dipandang sebagai 2 bagian yaitu :

1. Retak diagonal awal yang membentang sejauh d dari dinding atau kolom.
2. Keruntuhan geser yang terjadi pada bidang muka kolom.

Untuk mempermudah dalam perhitungan gaya geser dapat dihitung berdasarkan bidang kritis semua yang terletak diantaranya, yaitu pada jarak $d/2$ dari kolom. Kemudian untuk keamanan, kekuatan geser akibat aksi 1 arah pada semua penampang sejarak d dari muka kolom.



Gambar 3.4. Keruntuhan Geser pada Fondasi
(Sumber: Ferguson, "Teknik Fondasi", 1991)

Perencanaan penampang akibat geser dalam *SNI 03-2847-2002* diatur sebagai berikut :

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \dots\dots\dots(3.9)$$

Dengan :

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang, MPa

V_c = kuat geser nominal beton

V_s = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan, MPa

Akan tetapi pada umumnya penggunaan tulangan geser jarang dipakai, sehingga gaya geser direncanakan hanya ditahan oleh kekuatan geser beton saja.

Hal yang mendasari perencanaan tersebut adalah :

1. Penggunaan tulangan geser berarti mengijinkan struktur beton retak sampai pada tulangan sehingga apabila muka air tinggi, air akan masuk dan menyebabkan korosi tulangan.
2. Penghematan biaya, karena dengan adanya tulangan biaya yang diperlukan akan semakin besar.
3. Asumsi bahwa fondasi kaku akan mendekati kenyataan, karena semakin tebalnya struktur fondasi.

Kuat geser fondasi disekitar kolom dalam *SNI 03-2847-2002* ditentukan oleh kondisi terberat :

1. Aksi balok 1 arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar fondasi telapak.
2. Aksi 2 arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau haruslah ditempatkan sedemikian hingga perimeter penampang, adalah minimum, tetapi tidak perlu lebih dekat dari pada jarak $d/2$ ke :
 - a. Tepi atau sudut kolom, beban terpusat atau daerah reaksi, atau
 - b. Lokasi perubahan ketebalan pelat seperti pada tepi kepala kolom atau tepi penebalan pelat.

Aksi balok (geser 1 arah) dari fondasi dihitung berdasarkan penampang kritis yang menerus sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar dan terletak pada jarak d (tinggi efektif fondasi) dari muka beban terpusat. Letak penampang

kritis untuk geser 1 arah dapat dilihat dalam gambar 3.5. Untuk geser 1 arah kekuatan beton dihitung berdasarkan rumus :

$$V_c = \frac{1}{6}(\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d) \dots\dots\dots(3.10)$$

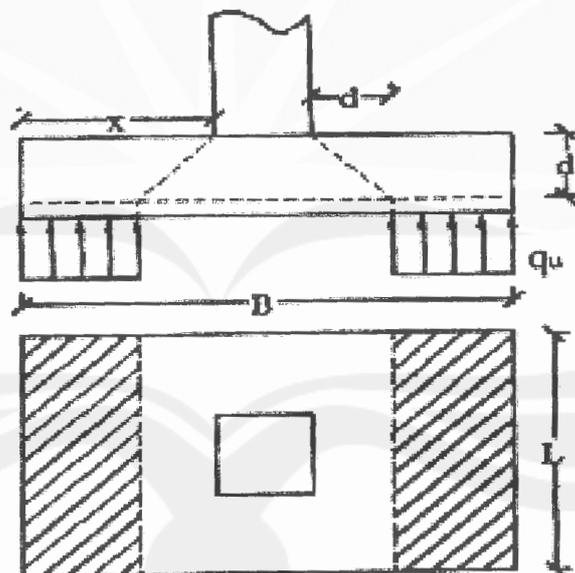
Dengan :

V_c = kuat geser beton (N)

f'_c = kuat desak beton (MPa)

b = lebar fondasi (mm)

d = tinggi efektif (mm)



Gambar 3.5. Aksi Balok (Geser 1 Arah) pada Fondasi Telapak
(Sumber: Ferguson, "Teknik Fondasi", 1991)

Letak penampang kritis untuk geser 2 arah dapat dilihat dalam gambar 3.6. kekuatan geser beton untuk aksi 2 arah dari pelat fondasi telapak diambil dari nilai terkecil 3 persamaan berikut :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{6} \dots\dots\dots(3.11)$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12} \dots\dots\dots(3.12)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots(3.13)$$

Dengan ;

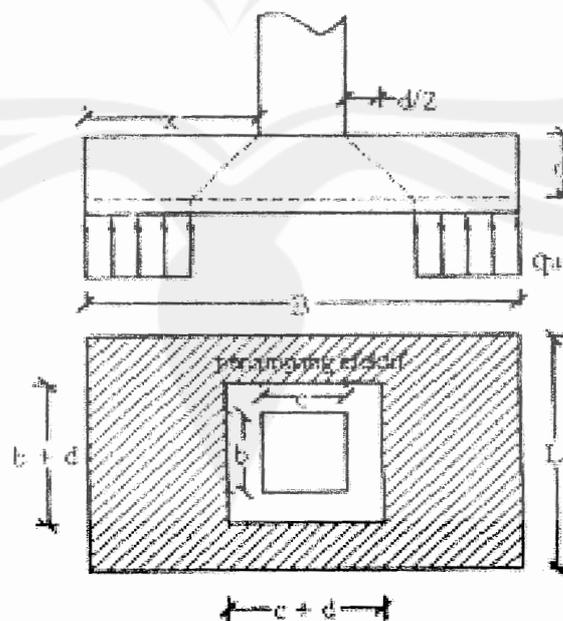
β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, daerah beban terpusat atau daerah reaksi

α_s = 40 untuk kolom dalam

30 untuk kolom tepi

20 untuk kolom sudut

b_o = keliling perimeter penampang kritis (mm)



Gambar 3.6. Aksi 2 Arah pada Fondasi Telapak
(Sumber: Ferguson, "Teknik Fondasi", 1991)

Perhitungan gaya geser terfaktor (V_u) didasarkan pada reaksi tekanan tanah akibat beban terfaktor dikalikan dengan luas penampang efektif. Untuk aksi 1 arah luas penampang efektif adalah $L(x-d)$, sedangkan untuk aksi 2 arah luas penampang efektif adalah $(L.B)-(+d)(b+d)$.

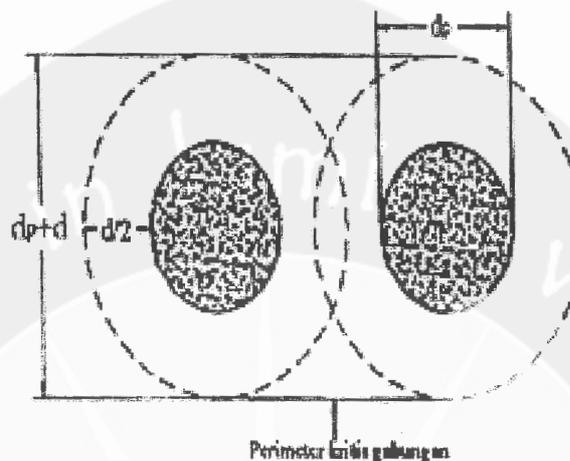
Perhitungan geser pada sembarang potongan yang melalui fondasi telapak yang didukung di atas tiang pancang harus didasarkan pada kekuatan sebagai berikut :

1. Seluruh reaksi dari sembarang tiang pancang yang sumbunya berada pada jarak $d_p/2$ atau lebih di luar penampang yang ditinjau harus dianggap memberikan geser pada penampang tersebut.
2. Reaksi dari sembarang tiang pancang yang sumbunya berada pada jarak $d_p/2$ atau lebih di dalam penampang yang ditinjau harus dianggap tidak menimbulkan geser pada penampang tersebut.
3. Untuk sumbu tiang yang berada di antaranya, bagian dari reaksi tiang pancang yang dapat dianggap menimbulkan geser pada penampang yang ditinjau harus berdasarkan pada interpolasi garis lurus antara nilai pada $d_p/2$ di luar penampang dan nilai nol pada $d_p/2$ di dalam penampang.

Disamping memeriksa geser akibat aksi 1 arah dan aksi 2 arah, *ACI 318-02* menyarankan untuk memeriksa gaya geser pada setiap ujung tiang pancang. Perimeter kritis untuk setiap tiang pancang adalah pada jarak $d/2$ (gambar 3.8) dihitung dari muka tiang. Apabila didapat perimeter kritis sebuah tiang berimpit atau tumpang tindih dengan perimeter kritis tiang lainnya, maka perimeter kritis

kedua tiang pancang tersebut digabung dengan menarik garis sependek mungkin.

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 3.7 berikut ini :



Gambar 3.7. Parameter yang Kritis Tiang Pancang Berdekatan
(Sumber : Bowles, "Teknik Fondasi", 2000)

3.3.6 Tumpuan dan panjang penyaluran

Gaya-gaya dan momen-momen pada dasar kolom, dinding, atau pedestal harus disalurkan ke pedestal atau fondasi telapak pendukung dengan cara tumpu pada beton, dan dengan tulangan, pasak, dan alat sambung mekanis. Tegangan tumpu pada beton di bidang kontak antara komponen struktural yang didukung dan yang mendukung tidak boleh melampaui kuat tumpu rencana masing-masing beton yaitu sebesar $\phi(0,8 \cdot f_c' \cdot A_1)$ (SNI 03-2847-2002 pasal 12.17). Namun apabila permukaan penumpu lebih besar dari permukaan beban pada semua sisinya, kuat tumpu rencana pada daerah yang dibebani boleh dikalikan dengan $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$, tetapi tidak boleh lebih dari 2, sehingga tekanan tumpuan pada bidang kontak antar komponen struktural yang ditumpu dan yang mendukung dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$f_c = 0,85 \cdot \phi \cdot f_c' \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \dots\dots\dots(3.14)$$

Dengan :

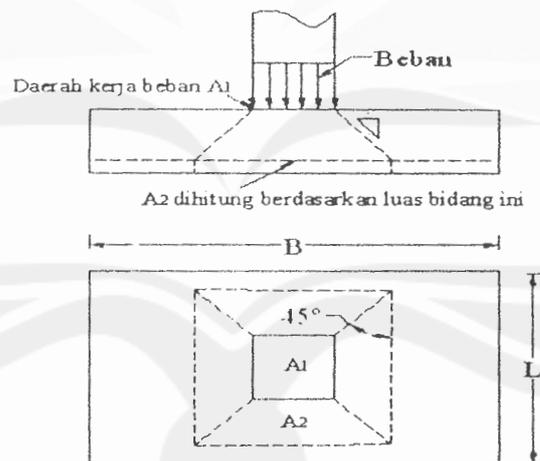
f_c = tegangan tumpu (MPa)

ϕ = faktor reduksi tumpuan pada beton (0,7)

A_1 = luas daerah yang dibebani (mm^2)

A_2 = luas maksimum dari sebagian permukaan pendukung yang secara geometris serupa dan konsentris dengan daerah yang dibebani (mm^2).

Untuk lebih jelasnya tentang daerah A_1 dan A_2 dapat dilihat dalam gambar 3.8.



Gambar 3.8. Daerah Tumpuan pada Fondasi Telapak Setempat
(Sumber : Bowles, "Teknik Fondasi", 2000)

Perpindahan gaya-gaya pada dasar kolom ke fondasi dapat dipergunakan tulangan, pasak, atau alat sambung mekanis. Dengan catatan harus cukup kuat untuk menyalurkan semua gaya desak yang melampaui kuat tumpu beton dari

masing-masing komponen struktur tersebut dan semua gaya tarik dihitung yang melalui bidang kontak.

Apabila tegangan tumpu (f_c) lebih besar dari beton kolom, maka dianjurkan untuk memakai tulangan angker minimum sebesar $0,005 \times$ luas kolom. Pasak tidak boleh lebih besar dari D-36 dan harus diperpanjang ke komponen yang ditumpu sejarak tidak kurang dari panjang batang D-44 atau D-56 atau panjang sambungan pasak, tergantung mana yang besar, ke fondasi telapak dengan jarak yang tidak kurang dari panjang penyaluran pasak. Panjang penyaluran desak untuk angker harus dipenuhi oleh ketebalan fondasi dikurangi oleh selimut beton.

Panjang penyaluran desak menurut *SNI 03-2847-2002* ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

$$l_{db} = \frac{d_b \cdot f_y}{4\sqrt{f'_c}} \geq 0,04 \cdot d_b \cdot f_y \dots\dots\dots(3.15)$$

$$l_d \geq 200 \text{ mm}$$

Dengan ;

l_{db} = panjang penyaluran desak (mm)

d_b = diameter nominal tulangan (mm)

Panjang penyaluran desak l_{db} data dikalikan dengan faktor yang berlaku untuk:

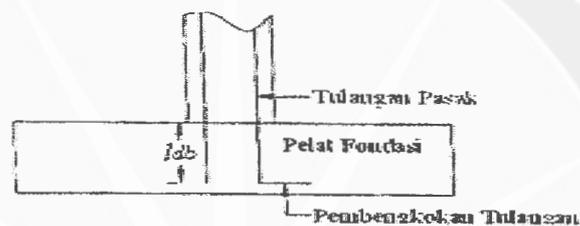
1. Tulangan lebih

Tulangan yang jumlahnya melebihi jumlah yang diperlukan berdasarkan analisis, l_{dh} boleh dikalikan dengan faktor $A_s \text{ perlu} / A_s \text{ terpasang}$.

2. Spiral dan sengkang

Tulangan yang berada di dalam lilitan spiral berdiameter tidak kurang dari 6 mm dan jarak lilitannya tidak boleh lebih dari 100 mm atau di dalam sengkang D-13 dan sumbu ke sumbu berspasi tidak lebih dari 100 mm l_{dh} boleh dikalikan dengan faktor 0,75.

Panjang pembengkokan pada ujung angker tidak boleh dihitung sebagai panjang penyaluran desak (gambar 3.10)



Gambar 3.9. Panjang Penyaluran Desak Pasak
(Sumber : Bowles, "Teknik Fondasi", 2000)

SNI 03-2847-2002 mengatur perancangan panjang penyaluran (l_d) untuk batang ulir atau kawat ulir dalam kondisi tarik sebagai berikut :

1. Jika spasi bersih batang yang disalurkan tidak kurang dari diameter d_b atau tidak kurang dari $2d_b$, selimut beton bersih tidak kurang dari d_b , dan sengkang yang dipasang di sepanjang l_d tidak kurang dari 300 mm, maka dapat digunakan persamaan sebagai berikut :

- Batang D-19 atau lebih kecil

$$l_d = \frac{12f_y\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f_c}} d_b \dots\dots\dots(3.16)$$

- Batang D-22 atau lebih besar

$$l_d = \frac{12f_y\alpha\beta\lambda}{5\sqrt{f_c}} d_b \dots\dots\dots(3.17)$$

2. Kasus-kasus lain

- Batang D-19 atau lebih kecil

$$l_d = \frac{18f_y\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f'_c}} d_b \dots\dots\dots(3.18)$$

- batang D-22 atau lebih besar

$$l_d = \frac{9f_y\alpha\beta\lambda}{10\sqrt{f'_c}} d_b \dots\dots\dots(3.19)$$

3. Atau dapat menggunakan rumus umum :

$$l_d = \frac{9f_y\alpha\beta\lambda}{10\sqrt{f'_c} \left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \dots\dots\dots(3.20)$$

Dengan :

f_y = mutu baja tulangan, MPa

f'_c = mutu beton, MPa

d_b = diameter tulangan, mm

K_{tr} = indeks tulangan transversal = $\frac{A_{tr}f_{yt}}{10sn}$

c = spasi atau dimensi selimut beton

A_{tr} = luas penampang total dari semua tulangan transversal yang berada dalam rentang daerah berspasi s dan yang memotong bidang belah potensial melalui tulangan yang disalurkan

f_{yt} = kuat leleh yang disyaratkan tulangan transversal, (MPa)

s = spasi maksimum sumbu ke sumbu tulangan transversal yang dipasang di sepanjang λ_d , mm.

n = jumlah batang tulangan yang disalurkan di sepanjang bentang
belah.

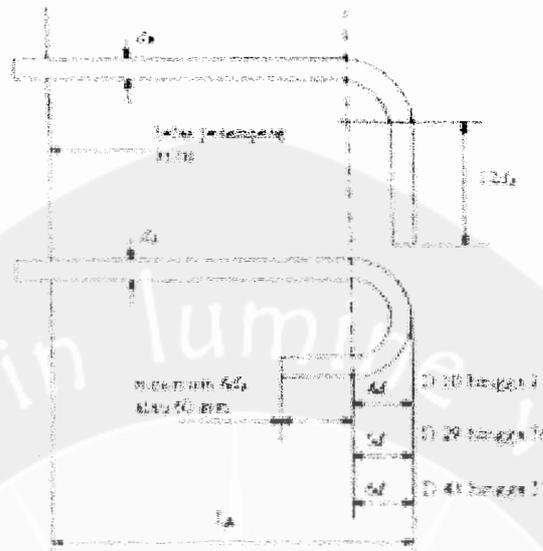
Faktor-faktor modifikasi yang terdapat di dalam persamaan di atas sebagai
berikut :

Tabel 3.1. Faktor Modifikasi Panjang Penyaluran Tarik

NO	FAKTOR MODIFIKASI	NILAI
1	α = faktor lokasi penulangan	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ tulangan horizontal ▪ tulangan lain 	<p>1,3</p> <p>1,0</p>
2	β = faktor pelapis	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ tulangan berlapis epoksi dengan selimut beton kurang dari $3d_b$ atau spasi bersih kurang dari $6d_b$ 	1,5
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ tulangan berlapis epoksi lain 	1,2
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ tulangan tanpa lapisan 	1,0
3	γ = faktor ukuran tulangan	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ batang D-19 atau lebih kecil ▪ batang D-22 atau lebih besar 	<p>0,8</p> <p>1,0</p>
4	λ = faktor dan agregat ringan	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ digunakan beton agregat ringan ▪ digunakan beton normal 	<p>1,3</p> <p>1,0</p>
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ jika f_c disyaratkan, maka λ boleh diambil 	1,0

	$\text{sebesar} = \frac{\sqrt{f'_c}}{(1,8f_{cr})}$ tetapi tidak kurang dari	
5	Luas penulangan terpakai lebih besar daripada yang dibutuhkan dari analisis	$A_s \text{ perlu} / A_s \text{ ada}$
6	Untuk D-35 dan yang lebih kecil dengan tebal selimut tidak lebih kecil dari 2,5 diameter batang serta spasi tidak lebih kecil dari 5 diameter batang	0,8
7	Untuk tulangan terkekang di dalam lilitan tulangan spiral dengan diameter 6 mm dan dengan spasi lilitan tidak lebih dari 100 mm	0,75

Apabila karena suatu hal pelaksanaan panjang penyaluran yang dibutuhkan untuk batang tulangan tarik tidak mungkin dipasang karena keterbatasan ruang, atau diinginkan untuk mendapatkan kapasitas penuh dalam penanaman yang paling pendek, maka sebagai penggantinya diperlukan sistim penjangkaran mekanis di ujung-ujung batang tulangan yang dapat berupa kait atau bengkokan.



Tabel 3.2. Faktor Modifikasi Panjang Pemyaluran Tarik Berkait

NO	FAKTOR	NILAI
1	f_y tidak sama dengan 400 MPa	$\frac{f_y}{400}$
2	Untuk D-35 atau yang lebih kecil, tebal selimut samping tidak lebih kecil dari 60 mm dan kait 90° dengan selimut pada perpanjangan tidak kurang dari 50 mm	0,7
3	Untuk D-35 atau yang lebih kecil, dengan kait secara vertikal dan horizontal terlingkup di dalam sengkang atau sengkang kait yang dipasang sepanjang λ_d dengan spasi kurang dari $3 d_b$	0,8
4	Beton agregat ringan	1,3
5	Luas penulangan lentur lebih besar	$A_s \text{ perlu} / A_s \text{ ada}$

3.3.7. Tebal minimum fondasi telapak

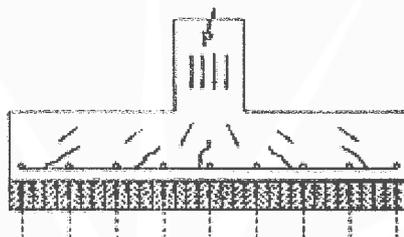
Ketebalan fondasi telapak dalam *SNI 03-2847-2002* ditetapkan sebagai berikut :

1. Fondasi di atas tanah, ketebalan fondasi di atas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm.
2. Fondasi telapak di atas tiang pancang, ketebalan fondasi di atas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm.

3.4. Ketentuan Perancangan dengan Metoda *Strut and Tie Model*

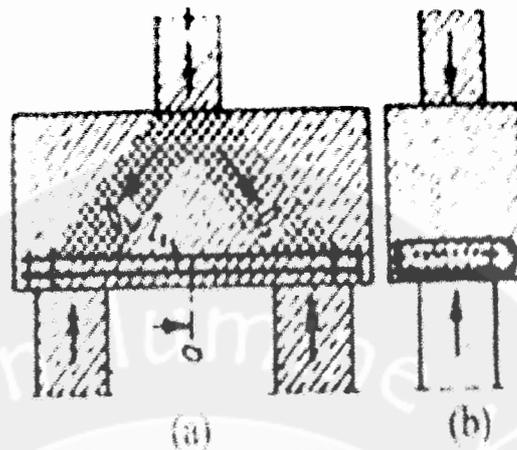
3.4.1. Bentuk *strut and tie model*

Perencanaan fondasi *pile cap* dengan metoda *strut and tie model* memerlukan pemodelan dari struktur yang dapat mewakili kondisi sebenarnya. Pemilihan model *strut and tie model* ini dapat didasarkan pada trajektori tegangan utama maupun *load path*, beberapa contoh modelnya akan dibahas dalam uraian dan gambar dibawah ini.



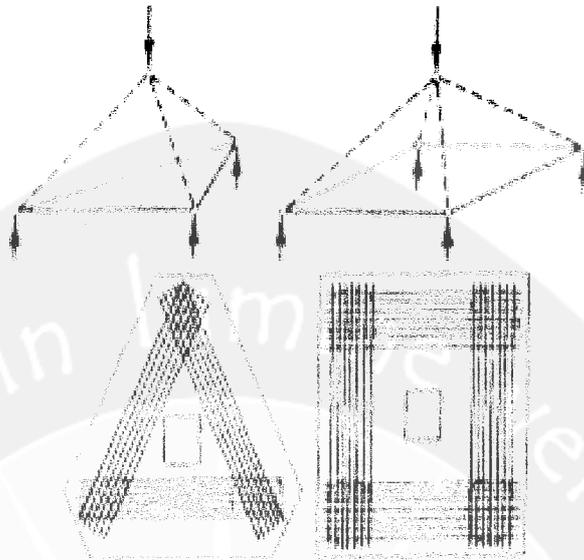
Gambar 3.11. Pelimpahan Gaya dari Kolom ke Fondasi Telapak Setempat
(Sumber : Tumilar, Steffie, "Penerapan *Strut and Tie Model* pada Struktur Beton", 2002)

Pada fondasi telapak kolom setempat yang didukung langsung oleh tanah, beban sentris dari kolom akan diteruskan secara merata pada seluruh permukaan dasar fondasi. Bentuk *truss* dari *strut and tie model* fondasi ini dapat mengikuti pola retak beton seperti pada gambar 3.11. Pada fondasi telapak, beban akan ditumpu oleh semua permukaan dasar fondasi. Pada perencanaan *strut and tie model* hal ini tidak mungkin dilakukan, maka dilakukan penyederhanaan model, dimana beban tidak lagi diteruskan secara merata oleh permukaan dasar fondasi, melainkan akan diwakili oleh beberapa titik tumpuan. Tumpuan-tumpuan inilah yang nantinya akan meneruskan beban dari fondasi ke tanah dasar seperti dalam gambar 3.12.



Gambar 3.12. Pelimpahan Gaya dari Kolom ke Fondasi dan Tulangannya.
(Sumber : Tumilar, Steffie, "Penerapan *Strut and Tie Model* pada Struktur Beton", 2002)

Gambar 3.12 menunjukkan fondasi tiang pancang dengan 2 buah tiang yang mendukung kolom di atasnya. Dari gambar tersebut dapat dilihat bahwa gaya yang diterima oleh fondasi dari kolom akan menyebar kedua arah. Besarnya gaya tersebut akan diterima oleh tiang pancang dengan pembagian gaya sesuai dengan letak dan kondisi pembebanannya, sehingga bisa dibuat suatu model *strut and tie model* sesuai dengan arah *load-path*-nya, yaitu berbentuk segitiga dengan 2 buah batang miring sebagai batang desak (*strut*) dan batang horizontal sebagai batang tarik (*tie*). Gambar 3.13 merupakan gambar dari tulangan lentur fondasi hasil perancangan.



Gambar 3.13. Pelimpahan Gaya dan Tulangan pada *Pile Cap* 3 dan 4 Tiang Pancang (Sumber : Tumilar,Steffie,"Penerapan *Strut and Tie Model* pada Struktur Beton", 2002)

Demikian pula untuk fondasi dengan 3 atau 4 tiang pancang (gambar 3.13.) dimana gaya dari kolom akan diteruskan dan dibagi pada masing-masing tiang tergantung dari kondisi pembebanannya. Bentuk *strut and tie model* pada *pile cap* yang menerima beban sentris secara sederhana dapat berbentuk limas dengan batang-batang miring sebagai batang desak dan batang-batang horizontalnya sebagai batang tarik. Namun untuk beban yang tidak sentris atau ada beban momen bentuk *strut and tie model* dapat bervariasi sesuai dengan pembebanan dan keinginan dari perencananya.

3.4.2. Dasar-dasar perencanaan

Perancangan batang desak (*strut*), batang tarik (*tie*), dan titik nodal (*nodal zone*) dalam *strut and tie model* harus didasarkan pada prinsip kuat batas, yaitu sesuai dengan persamaan berikut :

$$\phi.F_n \geq F_u \dots\dots\dots(3.22)$$

Dengan :

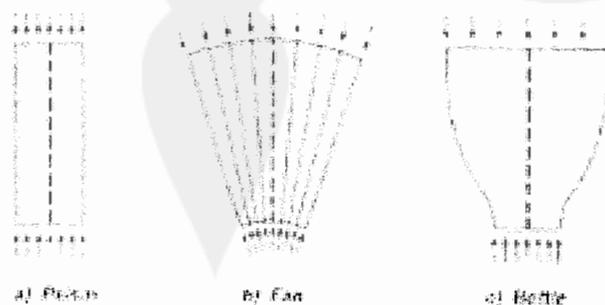
F_u = gaya pada *strut and tie* (gaya yang bekerja pada salah satu permukaan titik nodal yang diakibatkan oleh beban-beban terfaktor)

F_n = kuat nominal dari *strut, tie* dan titik nodal

ϕ = faktor reduksi kekuatan (Menurut *ACI 318-2002*: $\phi = 0,75$)

Beban yang digunakan dalam perancangan dengan menggunakan metoda *strut and tie model* adalah beban terfaktor dengan memasukan berbagai macam kombinasi pembebanan, sehingga besaran F_u adalah gaya terbesar pada masing-masing batang akibat dari kombinasi pembebanan yang mungkin.

3.4.2.1 Perancangan batang desak (*strut*). *Strut* merupakan medan tegangan desak (*compression stress field*) 2 dimensi atau 3 dimensi yang cenderung menyebar antara 2 titik simpul. Penyebaran tegangan dapat berbentuk kipas (*fan strut*), prisma (*prismatic strut*), atau menggelembung menyerupai botol (*bottle-shape strut*). Gambar bentuk-bentuk penyebaran tegangan pada *strut* dapat dilihat dalam gambar 3.14.



Gambar 3.14. Bentuk Batang *Strut*
(Sumber : Hadjasaputra, Harianto, "Strut and Tie Model", 2002)

Kuat desak nominal dari batang desak tanpa tulangan memanjang harus diambil dari nilai terkecil (*ACI 318-2002*) :

$$F_m = f_{cu} \cdot A_c \dots\dots\dots(3.23)$$

Dengan :

A_c = luas penampang lintang pada salah satu ujung *strut*

f_{cu} = nilai terkecil dari kuat desak efektif pada *strut* atau pada suatu titik

Kuat desak efektif pada batang desak (f_{cu}) ditentukan sebagai berikut :

$$f_{cu} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f_c' \dots\dots\dots(3.24)$$

Dengan :

$\beta_s = 1,0$ untuk *strut* dengan penampang prismatic tanpa kontrol retak pada tulangan

$\beta_s = 0,75$ untuk *bottle-shape strut* dengan tulangan melintang terhadap sumbu memanjangnya menurut *ACI 318-2002 App.A. 3.3.*

$\beta_s = 0,60$ untuk *bottle-shape strut* tanpa tulangan melintang terhadap sumbu memanjangnya menurut *ACI 318-2002 App.A. 3.3.*

$\beta_s = 0,40$ untuk *strut* di dalam batang tarik.

$\beta_s = 0,60$ untuk kasus-kasus lainnya.

Jika digunakan nilai $\beta_s = 0,75$ (dengan tulangan) maka harus dipasang tulangan melintang pada *strut* tersebut yang berfungsi untuk menahan gaya tarik transversal yang terjadi akibat penyebaran gaya desak pada *strut*. Penyebaran gaya

desak pada *strut* dianggap menyebar dengan perbandingan 2 memanjang : 1 melintang.

Untuk beton dengan f'_c tidak lebih dari 6000 psi, jumlah tulangan yang melintang pada *strut* tersebut diambil sebesar :

$$\frac{\sum A_{s_i}}{(b \cdot s_i)} \sin \gamma_i \dots\dots\dots(3.25)$$

Dengan :

$\sum A$ = luas tulangan melintang

b = lebar *strut*

s_i = jarak antar tulangan melintang

γ_i = sudut antara tulangan melintang dengan sumbu utama *strut*

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat dalam gambar 3.15 berikut ini :



Gambar 3.15 Tulangan Melintang pada *Strut*
(Sumber : Hardjasaputra, Harianto, "*Strut and Tie Model*", 2002)

Untuk meningkatkan kekuatan *strut* dalam menahan daya desak, pada bagian beton yang mengalami desak (*strut*) dapat ditambahkan tulangan memanjang. Baja tulangan ini harus dijangkar dengan sempurna, dipasang sejajar sumbu memanjang *strut*, terletak di dalam daerah *strut*, dan jika perlu diberi sengkang atau begel di sekeliling tulangan-tulangan ini, sehingga dalam kasus ini

kuat desak *strut* dengan tambahan tulangan dapat ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$F_{ns} = f_{cu} \cdot A_c + A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots(3.26.)$$

Dengan ;

A_s' = luas tulangan memanjang yang ditambahkan.

f_s' = tegangan baja tulangan memanjang yang ditambahkan.

Jadi dapat diketahui bahwa lebar dari kuat desak efektif *strut* dipengaruhi oleh :

1. Kekakuan batang tarik tulangan yang dijangkar atau diangkur oleh sengkang.
2. Lebar efektif *strut* tergantung dari panjang pelat landasan dan tinggi kelompok tulangan tarik.
3. Lebar efektif penjangkaran *strut* desak dipengaruhi oleh pelat landasan dan *strut* yang lainnya.
4. Pengaruh beban desak jangka panjang.
5. Retak-retak pada batang desak (retak longitudinal/diagonal)
6. Ikatan (*confinement*) oleh volume beton di sekeliling batang desak.

3.4.2.2 Perancangan Batang Tarik (Tie). Gaya batas terfaktor dari batang tarik (*tie*) menurut *ACI 318-2002* ditentukan sebagai berikut :

$$F_m = A_{st} \cdot f_y + A_{ps} (f_{sc} + \Delta f_p) \dots\dots\dots(3.27)$$

Dengan :

A_{st} = luas penampang baja tulangan

f_y = tegangan leleh baja tulangan.

A_{ps} = luas penampang baja prategang(bila ada).

f_{sc} = tegangan efektif dalam tendon.

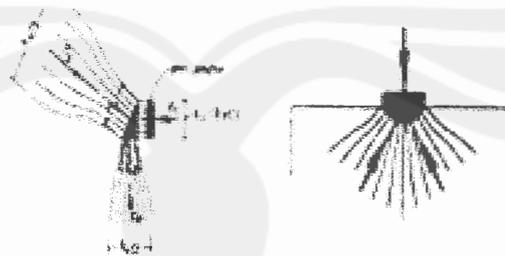
Δf_p = tegangan di dalam, tendon akibat beban luar.

$(f_{sc} + \Delta f_p)$ harus melampaui f_{py} tapi harus kurang dari f_{pu}

Sumbu memanjang baja-baja tulangan harus dipasang tepat pada sumbu memanjang batang tarik. Ujung-ujung batang tarik ini harus dijangkar dengan panjang penjangkaran yang cukup atau dengan angker mekanik khusus atau angker *posttensioning*.

3.4.2.3 Perancangan titik nodal. Titik nodal secara umum dapat dibagi menjadi 4 jenis sambungan pertemuan, yaitu:

1. CCC-node (*hydrostatic element*) adalah node elemen yang merupakan pertemuan antara *strut* maupun dengan pelat landasan dimana semua gaya yang bekerja adalah gaya desak. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat dalam gambar 3.16.

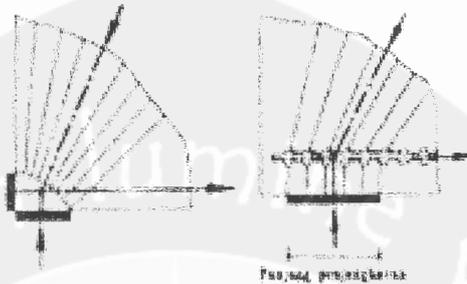


Gambar 3.16. Node jenis CCC

(Sumber : Hardjasaputra, Harianto, "Strut and Tie Model", 2002)

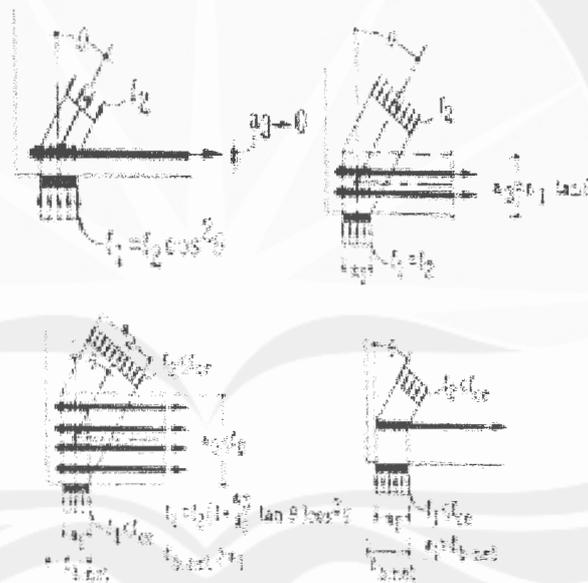
2. CCT-node adalah elemen yang merupakan pertemuan dari batang tarik dengan beberapa batang desak. Di dalam node ini diperlukan pengecekan terhadap batang tarik dimana batang tarik harus dijangkarkan atau harus mempunyai panjang penyaluran yang cukup. Untuk lebih jelasnya dapat

dilihat dalam gambar 3.17, dan gambar 3.18 untuk CCT-Node dengan berbagai lapis tulangan.



Gambar 3.17 Node Jenis CCT

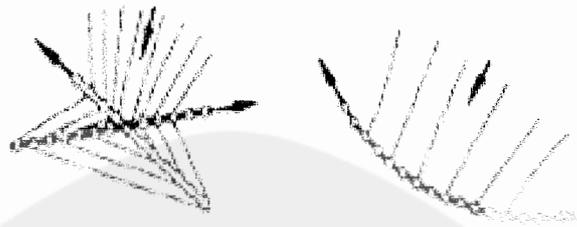
(Sumber : Hardjasaputra, Harianto, "Strut and Tie Model", 2002)



Gambar 3.18 Node Jenis CCT dengan Berbagai Lapis Tulangan

(Sumber : Hardjasaputra, Harianto, "Strut and Tie Model", 2002)

3. CTT-Node, dimana *strut* ditumpu oleh lekatan kedua tulangan dan oleh tegangan radial dari tulangan yang dibengkokkan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat dalam gambar 3.19.



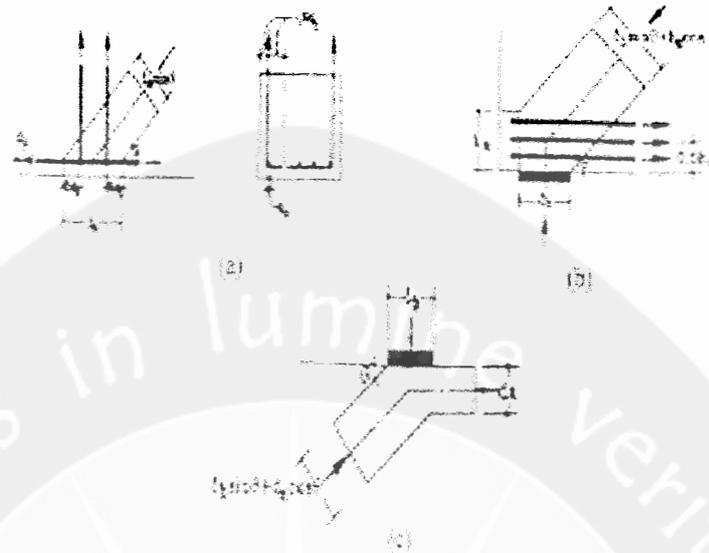
Gambar 3.19 Node Jenis CTT
(Sumber : Hardjasaputra, Harianto, “*Strut and Tie Model*”, 2002)

4. TTT-Node, dimana semua batang yang bertemu pada joint adalah batang tarik yang berupa tulangan baja. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat dalam gambar 3.20.



Gambar 3.20 Node Jenis TTT
(Sumber : Hardjasaputra, Harianto, “*Strut and Tie Model*”, 2002)

Perhitungan luas efektif *strut* desak harus memperhitungkan luas penampang beton dan perletakan yang tersedia serta kondisi penjangkaran pada ujung-ujung *strut*. Hal ini ditunjukkan pada gambar 3.21b dan juga 3.21c oleh Collin dan Mitchel (1991) sebagai berikut :



Gambar 3.21. Pengaruh Penjangkaran pada Luas Penampang Efektif dari *strut*
(Sumber : Hardjasaputra, Harianto, “*Strut and Tie Model*”, 2002)

Gambar 3.21a menunjukkan bahwa lebar *strut* dipengaruhi oleh kekuatan batang tarik horizontal yang dijangkar/ditahan oleh sengkang. Gambar 3.21b menunjukkan bahwa lebar *strut* tergantung pada panjang pelat landasan l_b dan menunjukkan bahwa lebar efektif penjangkaran *strut* dipengaruhi oleh lebar pelat landasan dan oleh lebar *strut* yang lain.

Kuat desak nominal daerah titik nodal dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$F_m = A_n \cdot f_{cu} \dots\dots\dots(3.28)$$

Dengan :

A_n = luas penampang pada titik nodal, tempat gaya F_u bekerja,
diambil tegak lurus pada garis kerja F_u

f_{cu} = kuat desak efektif beton di daerah titik nodal

Dimana kuat desak efektif beton ditentukan sebagai berikut :

$$f_{uu} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f_c' \dots\dots\dots(3.29)$$

Dengan :

$\beta_n = 1,0$ untuk CCC node

$\beta_n = 0,8$ untuk CCT node

$\beta_n = 0,6$ untuk CTT node

