

## BAB III

### LANDASAN TEORI

#### 3.1. Tebal Pelat Minimum

Menurut Istimawan Dipohusodo dalam bukunya Struktur Beton Bertulang, 1994, pengambilan tebal pelat minimum dapat ditentukan berdasarkan jenis penulangan pelatnya. Jenis penulangan pelat tersebut ditentukan berdasarkan angka rasio dari panjang sisi plat yang lebih panjang dibagi panjang sisi plat yang lebih pendek ( $\beta = l_y / l_x$ ). Jika angka rasio ini bernilai  $\leq 2$  maka pelat dapat dianggap sebagai pelat 2 arah, sedangkan jika nilai tersebut bernilai  $> 2$  maka pelat dapat dihitung sebagai pelat satu arah.

Berdasarkan SK SNI T-15 1991-03 mengenai ketentuan tebal pelat satu arah maupun pelat dua arah adalah sebagai berikut ini.

Untuk pelat satu arah berlaku :

- Pelat eksterior :  $h_{\min} = L_n / 28 ( 0.4 + F_y / 700 )$

- Pelat interior :  $h_{\min} = L_n / 24 ( 0.4 + F_y / 700 )$

Sedangkan untuk pelat dua arah berlaku :

$$- h_{\min} = \frac{0.8 + \frac{F_y}{1500}}{36 + 9\beta} ( L_n )$$

Dalam pengkajian ini  $L_n$  adalah = jarak antar balok (  $b_0$  )

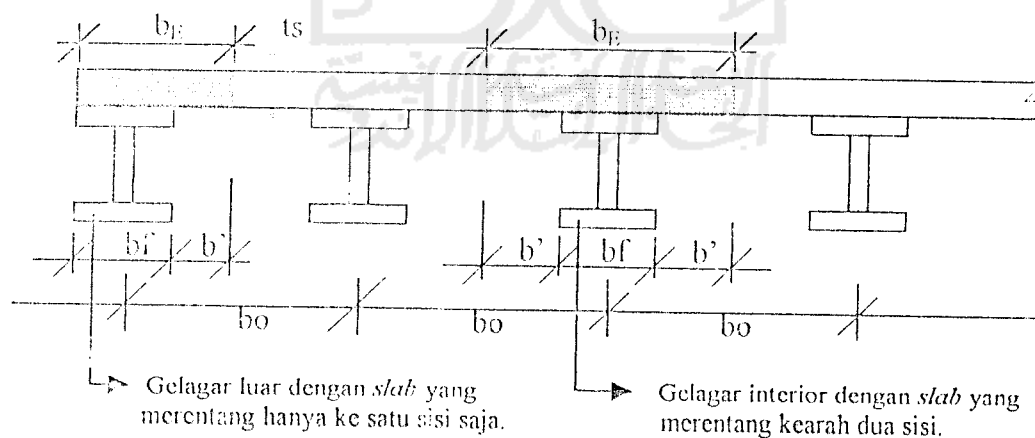
Keterangan : -  $F_y$  = Tegangan leleh baja tulangan yang disyaratkan ( Mpa )

-  $L_n$  = Panjang bersih sisi pelat terpendek ( m )

-  $\beta$  = Rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah melebar pelat dua arah .

### 3.2. Lebar Efektif

Lebar efektif adalah lebar dari lempeng beton yang turut aktif dalam aksi komposit atau lebar bagian dari *slab* beton yang berada diatas balok tersebut dan diperhitungkan dalam hitungan kekuatan balok komposit ( Charles G. Salmon dan Salmon W. Johnson, *Disain dan Perilaku Baja* jilid II, 1992 ). Menurut teori tentang plat, kekuatan plat berkurang secara non linier terhadap bertambahnya jarak bagian yang ditinjau dari balok yang menumpunya. Kekakuan yang tidak merata ini akan memberikan ketidakpastian pada hasil hitungan. Maka lebar efektif dari suatu penampang komposit disederhanakan.



Gambar 3.1. Dimensi yang menentukan lebar efektif pada balok baja-beton komposit.

Untuk keperluan disain LRFD -13.1 dan ASD -11 memberikan penyederhanaan yang sama dalam perhitungan beban layanan maupun perhitungan kekuatan nominal, penyederhanaan tersebut adalah :

1. Untuk gelagar interior

$$bE \leq \frac{L}{4} \dots\dots\dots (3.1)$$

$$bE \leq b_o \dots\dots\dots (3.2)$$

2. Untuk gelagar eksterior

$$bE \leq \frac{L}{8} \dots\dots\dots (3.3)$$

$$bE \leq \frac{1}{2} b_o \dots\dots\dots (3.4)$$

### 3.3. Metode ASD (*Allowable Stress Disain*)

Prosedur disain dalam metode ASD yang didasarkan pada kekuatan balok komposit yang tidak tergantung apakah baloknya di perancah atau tidak di perancah.

Cara pelaksanaan struktur komposit ada dua cara yaitu struktur komposit dengan menggunakan perancah sementara (*shoring*) dan struktur komposit tanpa menggunakan perancah (*unshoring*).

Konstruksi pertama dilakukan dengan menempatkan balok-balok baja terlebih dahulu yang digunakan untuk memikul bekisting *slab* betonnya. Dalam hal ini balok baja bekerja secara non komposit (hanya bekerja sendiri) dalam memikul berat bekisting, beton basah dan beratnya sendiri. Setelah beton telah mengeras bekisting dibuka, penampang tersebut akan bekerja secara komposit untuk menahan beban.

Cara lain untuk mengurangi tegangan beban layanan, balok baja dapat diberikan perancah atau pendukung sementara (*shoring*). Dalam hal ini balok baja, bekisting dan beton basah dipikul oleh perancah. Setelah dilakukan perawatan beton hingga beton mengeras, perancah-perancah dapat dilepas dan otomatis semua beban ditahan oleh balok baja dan *slab* beton secara komposit.

### 3.3.1. Sifat-sifat Penampang Elastis

Baja dan beton mempunyai elastisitas yang berbeda jauh, maka sifat-sifat penampang elastis dari penampang balok komposit diperhitungkan dengan menggunakan metode transformasi penampang, dalam arti luasan beton ditransformasikan keluasan baja dengan pembagi angka banding atau rasio elastisitas. Berbeda pada hitungan beton bertulang, luas tampang tulangan baja yang ada di transformasikan keluasan beton ekivalennya.

Dengan adanya transformasi beton keluasan baja berakibat luas beton harus direduksi dengan menggunakan lebar *slab* yang harganya sebesar  $bE/n$ , dengan  $n$  merupakan rasio *modulus* elastisitas baja terhadap beton  $E_s/E_c$ . Dengan  $E_s$  merupakan *modulus* elastisitas baja yang diambil sebesar 29000 ksi dan besarnya  $E_c$  ditentukan menurut LRFD - 15, yaitu :

$$E_c = w^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ psi} \dots\dots\dots (3.5)$$

Yang mana  $w$  adalah berat volume beton dan  $f'_c$  adalah kuat tekan karakteristik beton umur 28 hari dalam psi. Untuk beton normal dengan berat normal sekitar 145pcf atau 2320 kg/m<sup>3</sup>, maka persamaan 3.5 memberikan nilai  $E_c$  sebagai berikut :

$$E_c = 1750 \sqrt{f'_c} \text{ ksi} \dots\dots\dots (3.6)$$

Rasio *modulus* elastisitas  $n$  tersebut biasanya diambil sebagai bilangan bulat terdekat. Tabel 3.1 berikut ini menunjukkan nilai-nilai  $n$  praktis yang biasa digunakan dalam menghitung sifat-sifat penampang elastis berdasarkan besarnya  $f_c$ .

Tabel 3.1. Harga-harga praktis untuk rasio modular  $n$

$f_c$ ( ksi )	Rasio Modular $n = E_s / E_c$	$f_c$ ( Mpa )	$E_c$	
			( ksi )	( Mpa )
3	9	21	3150	21700
3,5	8,5	24	3400	23200
4	8	28	3640	25000
4,5	7,5	31	3860	26000
5	7	35	4070	28000
6	6,5	42	4425	-

Untuk menghitung nilai  $E_c$  bila  $f_c$  dalam sistim SI maka rumus yang bersesuaian dengan rumus  $E_c$  diatas adalah :

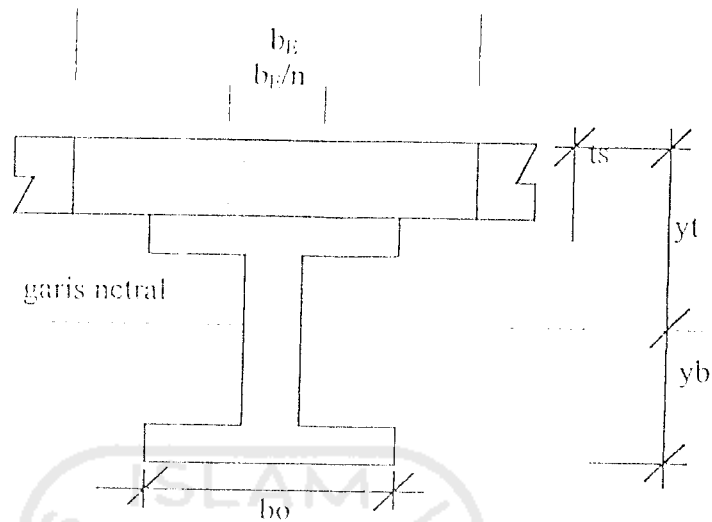
$$E_c = w^{1,5} ( 0,041 ) \sqrt{f_c} \dots \dots \dots ( 3. 7 )$$

dengan  $w$  dalam  $kg / m^3$ ,  $E_c$  dan  $f_c$  dalam Mpa.

untuk beton normal :

$$E_c = 4600 \sqrt{f_c} \dots \dots \dots ( 3. 8 )$$

Dengan mengetahui besar nilai  $n$  tersebut maka sifat-sifat yang lain dari penampang elastis dapat ditentukan dengan rumus berikut berdasarkan gambar 3.2 :



Gambar 3. 2. Penampang komposit baja - beton

- Luas transformasi penampang ( $\Lambda_{tr}$ ) komposit dapat dihitung dengan rumus :

$$\Lambda_{tr} = \frac{b_e}{n} \times t_s \dots\dots\dots (3.9)$$

dengan :  $b_e$  = lebar efektif ( m )

$n$  = rasio *modulus* elastis

$t_s$  = tebal *slab*

- Momen inersia transformasi ( $I_{tr}$ ) tampang komposit juga dapat dicari dengan menggunakan rumus :

$$I_{tr} = I_o + \Sigma ( A d^2 ) \dots\dots\dots (3.10)$$

dengan :  $I_o$  = inersia baja profil yang digunakan

$A$  = Luas n baja profil

- Letak garis netral tampang komposit terhadap sisi bawah balok baja dapat ditentukan dengan menggunakan rumus :

$$Y_b = \frac{A_s ( d / 2 ) + \Lambda_{tr} ( d + t_s / 2 )}{A_s + \Lambda_{tr}} \dots\dots\dots (3.11)$$

Simbol  $I_c$  digunakan untuk momen inersia penampang transformasi tak retak yang sepenuhnya komposit. *Modulus* penampang elastis beton yang diambil pada serat atas *slab* beton adalah

$$S_c = \frac{I_c}{y_{c1}} \quad (3.12)$$

*Modulus* penampang elastis yang diambil pada serat ekstrim *flens* tarik dari penampang bajanya adalah :

$$S_b = \frac{I_b}{y_b} \quad (3.13)$$

### 3.3.2. *Modulus* Penampang Elastis Efektif

Sebuah balok lengkap dapat dianggap sebagai sebuah bentang baja, jika telah diberi tambahan pelat penutup pada *flens* atasnya. "Pelat penutup" yang berupa beton ini dianggap hanya efektif bila *flens* atas berada dalam keadaan tekan. Pada balok menerus *slab* beton biasanya diabaikan di daerah-daerah momen negatif. Bila sumbu netral terletak di dalam *slab* beton, dalam praktek dewasa ini hanya memperhitungkan bagian *slab* beton yang berada dalam keadaan tekan saja.

Seperti tercantum dalam LRFD-13.2 dan ASD-12 mengizinkan perkuatan reinforcement yang sejajar dengan balok baja dan terletak di dalam lebar *slab* efektif untuk diikutkan dalam perhitungan sifat-sifat penampang komposit.

### 3.3.3. Tegangan-tegangan Penampang

Spesifikasi AISC pasal 1.11.2.2 menyatakan bahwa seluruh beban yang bekerja dianggap didukung oleh irisan komposit dengan tidak memperhatikan apakah struktur

menggunakan dukungan sementara ( *shoring* ) atau struktur tidak menggunakan dukungan sementara ( *unshoring* ). Jadi prosedur dengan konstruksi tanpa dukungan sementara berdasar spesifikasi AISC dapat diringkas sebagai berikut :

- Pemilihan irisan baja dapat dengan menganggap seolah-olah digunakan dukungan sementara *modulus section* potongan irisan komposit yang dibutuhkan (  $S_{tr}$  ) pada sayap tarik adalah :

$$S_{tr} = \frac{M_D + M_L}{F_b} \dots \dots \dots ( 3. 14 )$$

dengan :  $M_{DL}$  = Momen yang bekerja sebelum beton mencapai 75% kuat desak karakteristik.

$M_{LL}$  = Momen yang bekerja setelah beton mencapai 75% kuat desak karakteristik.

$F_b$  = Tegangan ijin baja  $0,66 F_y$ .

Untuk menjamin keamanan sebelum dan sesudah beton mengeras maka perlu dilakukan kontrol STR baja komposit dengan formula AISC 1.11.2.

*Modulus section* irisan komposit (STR) harus lebih besar dari harga  $S_{tr}$  yang menurut rumus :

$$S_{tr} = ( 1,35 + 0,35 \frac{M_{LL}}{M_{DS}} ) S_s \leq STR \dots \dots \dots ( 3. 15 )$$

Kontrol tegangan yang timbul pada gelagar baja akibat beban yang bekerja atau "*no shoring construction*" adalah sebagai berikut ini.

- Sebelum beton mengeras semua beban ditahan oleh profil baja :

$$f_s = \frac{M_{DS} \times Y_b}{I_s} \leq 0,60 F_y \dots \dots \dots ( 3. 16 )$$



- Setelah beton mengeras :

Baja :

$$f_s = \frac{M_{Ds} \times Y_b}{I_s} + \frac{(M_{Dc} + M_{LL}) \times Y_b}{I_{comp}} \leq 0.9 F_y \dots\dots( 3. 18 )$$

Beton :

$$f_c = \frac{(M_{Dc} + M_{LL}) \times Y_t}{n \times I_{comp}} \leq 0.45 f_c \dots\dots\dots ( 3. 19 )$$

dengan :  $n = E_s / E_c$

$E_s = modulus\ elastis\ baja = 29000\ Ksi$

$E_c = modulus\ elastis\ beton = 1750 \sqrt{f_c}\ Ksi$

$M_{Ds} = Momen\ yang\ ada\ akibat\ beban\ mati\ sebelum\ beton\ mengeras$

$M_{Dc} = Momen\ yang\ ada\ akibat\ beban\ mati\ setelah\ beton\ mengeras$

$M_{LL} = Momen\ akibat\ beban\ hidup$

Kontrol tegangan yang timbul akibat adanya perancah baik sebelum dan sesudah beton mengeras semua beban ditahan oleh struktur komposit.

Maka tegangan yang terjadi :

Baja :

$$f_s = \frac{(M_{Ds} + M_{Dc} + M_{LL}) \times Y_b}{I_{comp}} \leq 0,67 F_y \dots\dots( 3. 20 )$$

Beton :

$$f_c = \frac{(M_{Ds} + M_{Dc} + M_{LL}) \times Y_t}{n \times I_{comp}} \leq 0,45 f_c \dots\dots( 3. 21 )$$

Kontrol tegangan geser :

$$f_v = \frac{(q_{ds} + q_{dc} + q_{ll}) \times L / 2}{d \times t_w} \leq 0.40 F_y \dots\dots\dots ( 3. 22 )$$

### 3.4. Metode LRFD ( *Load and Resistance Factor Design* )

Dalam metode perencanaan ini beban kerja dinaikkan dengan beberapa faktor. Beban ini dinamakan dengan beban berfaktor ( *load factor* ). Struktur atau unsumnya kemudian diproporsikan sedemikian rupa sehingga mencapai kekuatan pada saat bekerjanya beban berfaktor.

Untuk mendapatkan keamanan pada struktur , struktur harus direncanakan untuk memikul beban cadangan diatas beban yang diharapkan bekerja dibawah normal, dalam arti suatu keadaan struktur bangunan dengan bangunan tersebut direncanakan sampai pada kondisi tidak bisa memenuhi fungsi yang telah direncanakan.

#### 3.4.1. Kekuatan Momen Nominal Penampang Komposit Penuh

Kekuatan momen nominal sering disebut juga dengan kekuatan ultimit. Pemakaian kekuatan ultimit di lapangan untuk pertama kali diterapkan oleh *Joint Committee on Composite Construction* ASCE - ACI dan dilanjutkan oleh Slutter dan Driscoll. Kemudian kembali diulas dalam *State of the Art Report* dan dibahas dalam konteks LRFD oleh Hansell.

Setelah itu disain dan perencanaan komposit didasarkan oleh kekuatan momen nominal meskipun masih menggunakan metode *Allowable Stress Disain* ( ASD ). Dengan adanya penemuan konsep-konsep kekuatan dari LRFD yang mudah dipahami tanpa perlu mengkonversikan beban layanan berdasarkan *Allowable Stress Desan* ( ASD ) secara khusus diadakan untuk penggunaan batang-batang fleksural komposit.

Kekuatan momen nominal ( $M_n$ ) dari suatu penampang komposit yang *slab*nya dalam keadaan tekan (momen positif) tergantung dari beberapa hal, antara lain :

1. Tegangan lelehnya ( $F_y$ ).
2. Sifat-sifat penampangnya (termasuk kelangsingan  $\lambda = hc/tw$  untuk badan balok).
3. Kekuatan *slab* beton  $f_c$ .
4. Kekuatan konektor geser.

Kekuatan momen nominal jika *slab*nya mengalami tekan (momen positif) menurut LRFD dibagi menjadi 2 katagori, yaitu :

1. Untuk  $hc / tw \leq (\lambda_p = 640 / \sqrt{f_{yf}})$

Dengan  $M_n =$  berdasarkan distribusi tegangan plastis pada penampang komposit.

$$\phi_b = 0,85$$

$f_{yf} =$  tegangan leleh *flens*.

2. Untuk  $hc / tw > (\lambda_p = 640 / \sqrt{f_{yf}})$

Dengan  $M_n =$  berdasarkan superposisi tegangan-tegangan elastis dengan memperhitungkan efek-efek perancah.

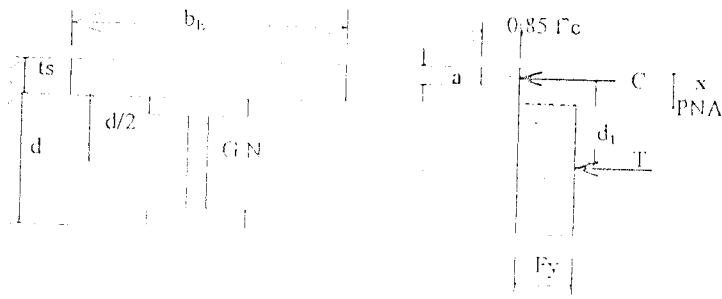
$$\phi_b = 0,90$$

$f_{yf} =$  tegangan leleh *flens*.

Kekuatan momen nominal ( $M_n$ ) berdasarkan distribusi tegangan plastis dapat dibagi menjadi dua katagori umum, yaitu :

1. Sumbu Netral Plastis (FNA) terjadi pada *slab*.
2. Sumbu Netral Plastis (PNA) terjadi pada penampang baja.

1. Sumbu Netral Plastis ( PNA ) terjadi pada *slab*.



Potongan melintang ( a )

Sumbu netral plastis di dalam *slab* beton ( b )

Gambar 3.3 Distribusi tegangan plastis di dalam *slab*

Mengacu pada gambar 3.3 diatas dengan mengasumsikan bahwa tegangan merata sebesar  $0,85 f_c$  yang bekerja pada kedalaman  $a$ , gaya tekan  $C$  sebesar :

$$C = 0,85 f_c \cdot a \cdot b_e \dots\dots\dots ( 3.23 )$$

Gaya tarik  $T$  adalah tegangan leleh pada balok kali luasnya.

$$T = A_s \cdot F_y \dots\dots\dots ( 3.24 )$$

Jika  $C = T$ , maka :

$$0,85 f_c \cdot a \cdot b_e = A_s \cdot F_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 f_c \cdot b_e} \dots\dots\dots ( 3.25 )$$

Menurut ACI ( 16.15 pasal 10.2.7 ) jarak sumbu netral  $x$  seperti terlihat pada gambar 3.3 di atas :

$x = a / 0,85$  untuk  $f_c \leq 4000$  psi, maka besarnya momen nominal :

$$M_n = C \cdot d_1 \text{ atau } M_n = T \cdot d_1 \dots\dots\dots ( 3.26 )$$

Jika *slab* mampu untuk mengembangkan suatau gaya tekan paling tidak sama dengan kekuatan leleh penuh balok bajanya, sumbu netral plastis akan berada dalam

*slab*. Situasi yang umum untuk penampang komposit. Jika kekuatan nominal dinyatakan dalam bentuk gaya baja akan diperoleh :

$$M_n = A_s \cdot f_y \left[ \frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right] \dots \dots \dots ( 3.27 )$$

Cara untuk mendapatkan kekuatan nominal ini dapat dilakukan dengan cara mengasumsikan kedalaman  $a$  untuk distribusi tegangan persegi tidak melampaui  $t_s$ .

## 2. Sumbu Netral Plastis ( PNA ) terjadi pada penampang baja.

Jika kedalaman  $a$  dari blok tegangan melampaui ketebalan *slab* ( $t_s$ ), gaya tekan  $C_c$  akan diperoleh sebesar :

$$C_c = 0,85 \Gamma_c \cdot b_f \cdot t_s \dots \dots \dots ( 3.28 )$$

Gaya tekan dalam balok baja yang dari bagian balok yang ada di atas garis netral sebagai  $C_s$ . Sedangkan gaya tarik yang dihasilkan  $T'$  jumlahnya harus sama dengan gaya tekan yang dihasilkan.

$$T' = C_c + C_s \dots \dots \dots ( 3.29 )$$

atau

$$T' = A_s \cdot f_y - C_s \dots \dots \dots ( 3.30 )$$

Dari kedua persamaan akan diperoleh :

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - C_c}{2} \dots \dots \dots ( 3.31 )$$

atau

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - 0,85 \Gamma_c \cdot b_f \cdot t_s}{2} \dots \dots \dots ( 3.32 )$$

Maka kekuatan nominal yang diperoleh  $M_n = C_c \cdot d_1 + C_s \cdot d_2$

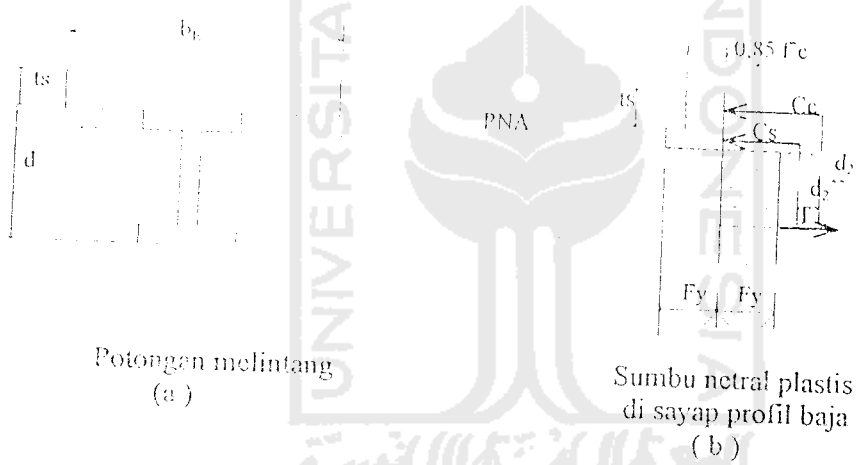
Keadaan sumbu netral palstis ( PNA ) terjadi pada penampang baja dibagi lagi menjadi dua katagori yaitu :

- a. Sumbu netral plastis berada di dalam sayap profil.
- b. Sumbu netral plastis berada pada badan profil.

Penentuan keadaan diatas dicari dengan menentukan kedalaman tinggi balok desak baja (  $df$  ) dengan cara :

- Jika  $df \leq tf$  maka garis netral plastis berada di dalam sayap profil.
- Jika  $df > tf$  maka garis netral plastis berada di badan profil.

a. Sumbu netral plastis berada di dalam sayap profil.



Gambar 3.4 Distribusi tegangan plastis dengan PNA di sayap profil baja

$$C_s = A_s f_y \dots\dots\dots ( 3. 33 )$$

$$= d_f \cdot b_f \cdot F_y$$

$$d_f = \frac{C_s}{b_f \cdot F_y} \dots\dots\dots ( 3. 34 )$$

- Jika  $df \leq tf$  maka garis netral plastis berada di dalam sayap profil.
- Jika  $df > tf$  maka garis netral plastis berada di badan profil.

Mencari titik berat baja tarik  $\Sigma M$  ke sisi bawah :

$$At.Yb = (tf - df)(bf)(d - tf) + (d - 2tf)(tw)(1/2 d) + (bf)(tf)(1/2 d) \dots (3.35)$$

$$Yb = \frac{(tf - df)(bf)(d - tf) + (d - 2tf)(tw)(1/2 d) + (bf)(tf)(1/2 d)}{(tf - df)(bf) + (d - 2tf)(tw) + (bf)(tf)} \dots (3.36)$$

$$d_1 = d - Yb + 1/2 ts \dots (3.37)$$

$$d_2 = d - Yb - 1/2 df \dots (3.38)$$

$$\text{Jadi besarnya momen nominal : } Mn = Cc \cdot d_1 + Cs \cdot d_2 \dots (3.39)$$

b. Sumbu netral plastis berada pada badan profil.



Gambar 3.5 Distribusi tegangan plastis dengan PNA di badan profil baja

Kondisi ini terjadi jika  $df > tf$ , maka :

$$Cf = bf \cdot tf \cdot Fy \dots (3.40)$$

$$Cw = Cs - Cf \dots (3.41)$$

$$dw = \frac{Cw}{tf \cdot Fy} \dots (3.42)$$

$$Yb = \frac{(d - 2tf - dw) \cdot w (tf + (d - 2tf - dw)/2) + bf \cdot tf \cdot 1/2 tf}{(d - 2tf - dw) tw + bf \cdot tf} \dots (3.43)$$

Mencari titik berat baja desak  $\Sigma M$  ke sisi atas :

$$A_s \cdot Y_t = b f_c \cdot t_f \cdot 1/2 t_f + (d_f - t_f) (t_w) (t_f + (d_f - t_f)) \dots\dots\dots (3.44)$$

$$Y_t = \frac{b f_c \cdot t_f \cdot 1/2 t_f + (d_f - t_f) (t_w) (t_f + (d_f - t_f))}{b f_c \cdot t_f + (d_f - t_f) (t_w)} \dots\dots\dots (3.45)$$

Mencari titik berat baja tarik  $\Sigma M$  ke sisi bawah :

$$A_s_2 \cdot Y_b = b f_c \cdot t_f \cdot 1/2 t_f + (d - d_f - t_f) (t_w) ((d - d_f - t_f)/2 + t_f) \dots\dots (3.46)$$

$$Y_b = \frac{b f_c \cdot t_f \cdot 1/2 t_f + (d - d_f - t_f) (t_w) ((d - d_f - t_f)/2 + t_f)}{b f_c \cdot t_f + (d - d_f - t_f) \cdot t_w} \dots\dots (3.47)$$

$$d_1 = d - Y_b + 1/2 t_s \dots\dots\dots (3.48)$$

$$d_2 = d - Y_b - 1/2 t_f \dots\dots\dots (3.49)$$

$$d_3 = d - Y_b - t_f - 1/2 d_w \dots\dots\dots (3.50)$$

$$\text{Jadi besarnya momen nominal : } M_n = C_c \cdot d_1 + C_f \cdot d_2 + C_w \cdot d_3 \dots\dots (3.51)$$

