KEKUATAN BATAS : LENTUR DAN BEBAN LANGSUNG

(Kolom dengan beban eksentris dan batang tekan)

3.1. Saat ini semua kolom pada struktur portal beton bertulang, dan batang-batang struktur lainnya, seperti bentuk lengkung, mengalami beban tambahan momen lentur selain beban aksialnya. Pada kondisi tersebut sistim beban dapat disederhanakan menjadi satu resultan gaya yang bekerja secara paralel dengan jarak eksentrisitas yang tetap terhadap sumbu aksial batang tersebut. Saat keruntuhan terjadi pada batang tersebut sebagaimana diperlihatkan pada Gambar 3.1, sebenarnya batang tersebut mengalami lenturan. Dalam hal ini dapat terjadi dua type keruntuhan; keruntuhan yang diawali oleh melelehnya tulangan pada bagian terjauh dari beban tersebut, dan keruntuhan yang diawali keretakan pada permukaan beton pada bagian terdekat dari beban tersebut. Bila kejadian kerunruhan dari kedua type secara bersamaan, disebut nya keruntuhan seimbang (*balance*).

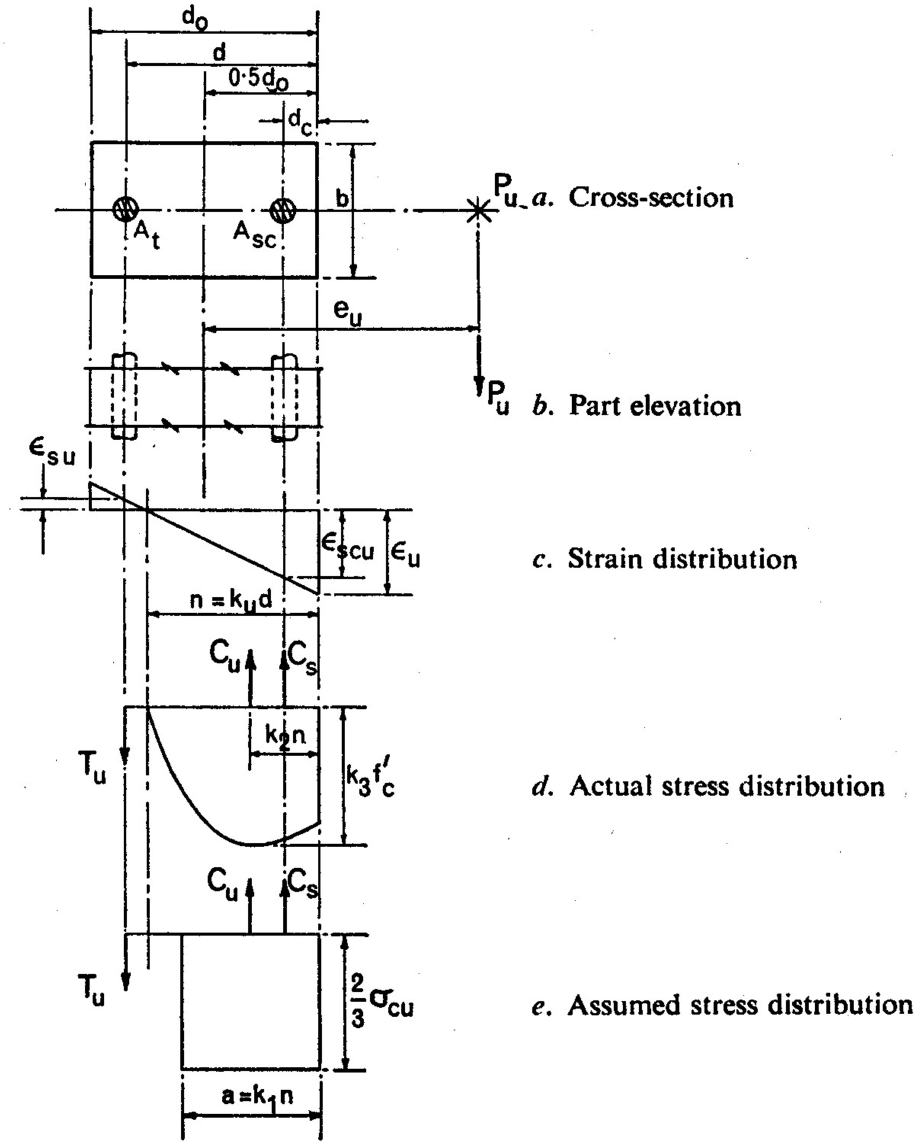
3.2 Keruntuhan Seimbang (*Balanced Failure*)

Berdasarkan diagram regangan, Gambar 3.1c, jarak sumbu netral n didapat dengan persamaan : $\frac{n}{\varepsilon_u} = \frac{d-n}{\varepsilon_{su}}$ maka : $n = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_{su}} d$

Untuk keruntuhan seimbang, regangan pada tulangan tarik sama dengan regangan lelehnya dan regangan pada betonnya telah mencapai regangan *ultimate* , dengan demikian, untuk $\varepsilon_u = 0.00333$ dan $\varepsilon_{su} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s} = \frac{\sigma_{sy}}{2.1x10^6}$

$$n = \frac{0.00333}{0.00333 + \frac{\sigma_{sy}}{2.1x10^6}} d$$

$$= \frac{7000}{7000 + \sigma} d$$



Gambar 3.1. Keadaan keruntuhan dari kolom dengan beban eksentris

Keterangan :

b, d_0 = dimensi penampang melintang
d_c = jarak tulangan terdekat terhadap penampang terluar pada sisi yang ada gayanya
d = jarak tulangan terjauh terhadap penampang terluar pada sisi yang ada gayanya
A_{sc} = luas tulangan terdekat pada sisi yang ada gayanya
A_t = luas tulangan terjauh pada sisi yang ada gayanya
P_u = beban batas langsung
E_u = eksentrisitas beban batas langsung
$M_u = P_u\, e_u$ = momen batas

ε_{su} = regangan batas tulangan terjauh dari sisi yang ada gaya saat keruntuhan

ε_{scu} = regangan batas tulangan terdekat dari sisi yang ada gaya saat keruntuhan
ε_u = regangan batas beton
T_u = gaya resultan tarik pada keruntuhan balok
C_u = gaya resultan tekan pada beton saat keruntuhan balok
C_s = gaya resultan tekan pada tulangan saat keruntuhan balok

Dengan mengambil k_1 = a/n = 0.85, jarak tinggi blok tegangan saat keruntuhan seimbang adalah :

$$a = \frac{0.85x7000}{7000 + \sigma_{sy}} d$$

$$a = \frac{5950}{7000 + \sigma_{sy}} d = Xd \text{ , misal} \qquad (3.2)$$

Berdasarkan kesetimbangan jumlah resultan gaya-gaya internal dan eksternal sama dengan 0 menghasilkan beban batas (saat keruntuhan) :

$$P_{ub} = \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} b\ Xd + A_{sc}(f_{scu} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu}) - A_t \sigma_{sy} \qquad (3.3)$$

dimana : f_{scu} = tegangan baja di daerah tekan.

Bentuk $(f_{scu} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu})$ menunjukan luasan tulangan baja tekan. Pada praktiknya penyederhanaan ini diabaikan.

Di seluruh kolom , tegangan baja pada daerah tekan f_{scu} akan menjadi tegangan leleh tekan σ_{scy}, tetapi ada beberapa kasus yang bebannya dan luas tulangannya kecil perlu diperiksa nilai f_{scu} sebagaimana berdasarkan persamaan 2.24 nilainya tidak kurang dari nilai σ_{scy}, jika demikian yang digunakan adalah nilai terkecil.

Umumnya secara praktis dipergunakan pemasangan tulangan yang simetris pada kolom. Jika $A_t = A_{sc}$, dari persamaan 3.3 menunjukan bahwa nilai P_{ub} tidak membedakan variasi luas tulangan tekan dan tarik, tetapi hanya membedakan secara proporsional antara tegangan leleh baja tarik dan tekannya. Dengan demikian beban langsung pada keruntuhan seimbang tergantung sepenuhnya dari keadaan beton dan ukurannya. Jika pengurangan tegangan leleh tulangan tekan yang membolehkan terjadi tekuk diabaikan seperti yang sesuai dengan aturan yang ada, dan jika pengaruh perubahan beton diabaikan maka beban langsung saat keruntuhan akan konstan pada kolom yang ada, dengan begitu perbandingan prosentase luas tulangan dapat diatur.

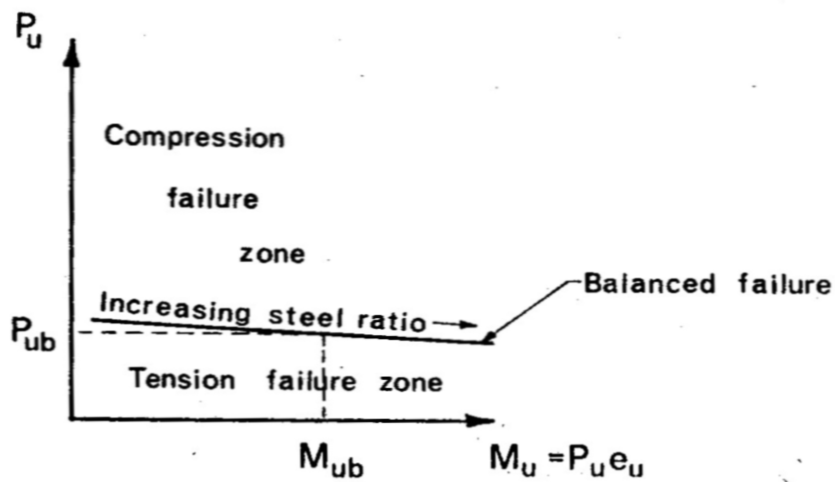
Dengan mengambil momen resultan gaya-gaya dari pusat tulangan tarik,

$$P_{ub}(e_{ub} + d - 0.5d_0) \\ = \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} b\, Xd(d - 0.5Xd) + A_{sc}(f_{scu} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu})(d - d_c) \tag{3.4}$$

biasanya : $d - d_0 = d_c$, maka persamaan 3.4 menjadi :

$$P_{ub}e_{ub} + P_{ub}\tfrac{1}{2}(d - d_c) \\ = \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} b\, Xd^2(1 - 0.5X) + A_{sc}(f_{scu} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu})(d - d_c) \tag{3.5}$$

dari eksentrisitas pada keruntuhan seimbangnya dan momen keuntuhan seimbangnya maka M_{ub} dapat dihitung. Persamaan 3.5 memperlihatkan bahwa eksentrisitas dan momen saat keruntuhan seimbang tergantung pada luasan tulangannya. Variasi P_{ub} dan M_{ub} dengan luasan tulangan baja seperti digambarkan pada Gambar 3.2., beban batas diplot terhadap momen batasnya untuk dimensi beton dengan kualitas beton tertentu. Dari Gambar tersebut dapat dilihat bila luas tulangan nya meningkat, nilai P_{ub} menurun sedikit, sementara M_{ub} meningkat secara cukup besar tergantung peningkatan prosentase luas tulangannya.



Gambar 3.2 Variasi Beban langsung dan Momen dengan prosentase tulangan saat keruntuhan seimbangnya

Jika diperlukan beban batas langsung P_u kurang dari P_{ub} untuk penampang tertentu, kemudian keruntuhannya diatur pada kondisi tarik, maka tulangan akan meleleh dalam kondisi tarik sebelum regangan batas dari beton tercapai. Jika P_u melampaui P_{ub}

maka keruntuhan akan terjadi pada kondisi tekan dimana beton mencapai regangan batasnya dan mulai hancur sebelum tulangannya mulai meleleh dalam kondisi tarik.

3.3. Keruntuhan dalam keadaan tarik.

Jika terjadi keadaan luasan tulangan tarik sama dengan luasan tulangan tekan, ini memberikan resultan gaya-gaya sebagai berikut :

$$P_u = \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} b\, a + 0.5\, pbd_0 (f_{scu} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} - \sigma_{sy})$$

dimana : $p = (A_t + A_{sc}) / bd_0$

dituliskan k_1 k_u d untuk a , dimana k_u = n/d

$$P_u = \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} b\, k_1 k_u d + 0.5\, pbd_0 (f_{scu} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} - \sigma_{sy}) \qquad (3.6)$$

Untuk momen terhadap pusat tulangan baja :

$$P_u (e_u + d - 0.5 d_0) = \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} b\, k_1 k_u d^2 (1 - 0.5 k_1 k_u) + 0.5\, pbd_0 (f_{scu} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu})(d - d_c) \qquad (3.7)$$

eliminasi $k_1 k_u$ antara persamaan 3.6 dan 3.7 menghasilkan :

$$P_u = \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} b\, d_0 [(0.5 - \frac{e_u}{d_0} - Y) + \{ (0.5 - \frac{e_u}{d_0} - Y)^2 + p (\frac{f_{scu} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu}}{\tfrac{2}{3}\sigma_{cu}} x \frac{d - d_c}{d_0}) + Y (2 \frac{d}{d_0} - Y) \}^{\frac{1}{2}}] \qquad (3.8)$$

Dimana : $Y = 0.5\, p [\sigma_{sy} - (f_{scu} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu})] / \tfrac{2}{3}\sigma_{cu}$

Persamaan 3.8 ternyata susah dalam penggunaan disain secara praktis. Alternatif prosedur yang dapat digunakan adalah dengan pendekatan sederhana dimana tegangan leleh tarik dari baja sama dengan tegangan leleh tekannya, dan mengabaikan luasan beton yang diganti dengan tulangan tekan.

Berikut ini prosedur untuk pendekatan disain dari kolom yang diberi beban eksentris yaitu beban langsung dan momen lentur pada kondisi keruntuhan:

1. Asumsikan A_t = A_{sc} , $f_{scu} = \sigma_{sy}$
2. Tetapkan seluruh dimensi kolom untuk percobaan awal
3. Bila $A_t \sigma_{sy} = A_{sc} f_{scu}$ maka $P_u = \frac{2}{3}\sigma_{cu} ba$ (3.9)

dengan demikian nilai a dapat dihitung.

4. Periksa nilai tersebut lebih kecil dari Xd untuk keruntuhan seimbang (persamaan 3.2) pada penampang kolom yang telah ditetapkan. Jika tidak lebih kecil, maka perbesar dimensi, atau keruntuhan yang dipakai berdasarkan keruntuhan tekan.
5. Dengan momen terhadap titik beban yang dipakai :

$$A_t \sigma_{sy} (d - d_c) = P_u (e_u - 0.5 d_0 + 0.5 a) \qquad (3.10)$$

Dengan persamaan 3.10 tersebut didapat luas tulangan baja yang diperlukan.

Sebagai contoh untuk prosedur tersebut, ditentukan kolom persegiempat yang menerima beban batas terfaktor100 ton , (98.4 ton) dengan eksentrisitas 30 cm (12 in.). Kuat tekan kubus dalam 28 hari adalah 200 kg/cm^2 (2850 lb/in.^{2}) dan tegangan leleh baja tarik adalah 2800 kg/cm^2 dan tegangan leleh baja tekan 2500 kg/cm^2 (36000 lb/in.^{2}).

Pada percobaan awal kita tentukan dimensi kolomnya yaitu 30 x 50 cm (12 in. x 20 in.), dengan d = 45 cm (18 in.) , dan d_c = 5 cm (2 in.).

Kemudian $P_u = 100000\,kg = \frac{2}{3} x\, 200\, x\, 30\, x\, a$, didapat : a = 25 cm

Pada kondisi keruntuhan seimbang :

$$Xd = \frac{5950}{7000 + 2800} 45 = 27.3 cm$$

Maka disini terjadi keruntuhan tarik.

Penentuan momen :

A_t x 2,800 (45 – 5) = 100,000 (30 – 25 + 12.5)

Dan $A_t = A_{sc}$ = 15.6 cm^2 (2.38 in.^{2})

Pemasangan tulangan cukup 3 buah diameter 26 mm pada setiap muka, memberikan A_t = A_{sc} = 15.9 cm^2 . Penggunaan luas tulangan ini dan memeriksa beban batas dengan metode eksak dari persamaan 3.8 menghasilkan P_u = 97,000 kg (95.4 ton). Ini ternyata lkurang 3 % dari beban yang dibutuhkan, meskipun luas tulangan telah diperbesar sekitar 2 % lebih besar dari nilai yang dihitung. Dalam praktiknya, jika tidak diharapkan untuk menetapkan asumsi tidak ada perbedaan antara tegangan leleh tekan dan tarik dari baja tulangannya, maka luas tulangan nya dapat dihitung dengan metode pendekatan seperti diatas dengan dinaikan sekitar 10 % sampai 15 %.

Pada contoh diatas, jika digunakan 4 buah tulangan diameter 24 mm menghasilkan A_t = 18.1 cm^2, maka nilai P_u dai persamaan 3.8 adalah 103,000 kg (101.6 ton), menghasilkan kelebihan 3 % kapasitas beban untuk suatu penambahan 15 % luas tulangan melebihi nilai besaran hasil disain pendekatannya.

3.4. Keruntuhan dalam keadaan tekan

Pada kondisi ini tegangan pada tulangan yang terjauh dari sisi yang ada beban tidak akan mencapai tegangan lelehnya sebelum beton pada sisi terdekat dengan beban mencapai kapasitas regangan batas. Pada kasus tertentu tulangan baja yang terjauh mungkin ada pada keadaan tekan. Tegangan tulangan pada sisi ini dapat dihitung dari diagram regangan pada Gambar 3.1c., menjadi :

$$f_{su} = \varepsilon_{su} E_s = \frac{d-n}{n} \varepsilon_u E_s \qquad (3.11)$$

jika nilai ini menggantikan σ_{sy} pada persamaan 3.6 dan 3.7 , maka solusinya akan didapat, tetapi hasil persamaan pangkat tiga dalam k_u tidak mudah penyelesaiannya.

Jika a= k_1 n = k_1 k_u d $\geq d_0$, maka semua penampang melintangnya dalam keadaan tekan dan persamaan 3.6 dan 3.7 menjadi :

$$\begin{aligned} P_u &= \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} b\, d_0 + 0.5\, pbd_0 (\sigma_{scy} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} + f_{su} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu}) \\ &= \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} b\, d_0 + 0.5\, pbd_0 (\sigma_{scy} + f_{su} - \tfrac{4}{3}\sigma_{cu}) \qquad (3.6a) \end{aligned}$$

dan :

$$\begin{aligned} & P_u(e_u + d - 0.5 d_0) \\ & = \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} b\, d_0 (d - 0.5 d_0) + 0.5\, pbd_0 (\sigma_{scy} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu})(d - d_c) \qquad (3.7a) \end{aligned}$$

penyelesainya mungkin lebih mudah, seperti kalau e_u diketahui, dengan mengikuti prosedur pendekatan seperti urutan dibawah ini :

1. Tetapkan nilai k_u dan hitung P_u dari persamaan 3.7
2. Dengan nilai asumsi k_u hitung f_{su} dari persamaan 3.11
3. Subtitusi nilai Pu dan f_{su} dari hasil langkah 1 dan 2 ke dalam persamaan 3.6 dan didapat nilai k_u

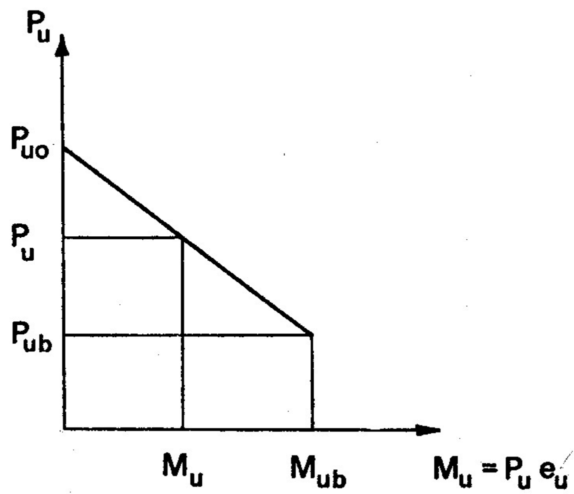
4. Ulangi langkah 1 sampai 3 sampai nilai asumsi dan hasil perhitungan dari k_u mendekati sama.

Suatu prosedur alternatif lain, yang di ambil dari aturan baku beberapa negara, didasarkan pada fakta yang ketika penyelesaian secara akurat dibuat, variasi antara hasil P_u dan M_u mendekati linier pada range dimana P_u lebih besar dari P_{ub} , dan lebih kecil dari nilai P_u untuk eksentrisitas sama dengan nol. Jika beban batas aksial (e_u = 0) ditulis sebagai P_{u0} , dimana :

$$P_{u0} = \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} b d_0 + (A_t + A_{sc})(\sigma_{scy} - \tfrac{2}{3}\sigma_{cu}) \qquad (3.12)$$

maka : $$P_u = P_{u0} - \frac{M_u}{M_{ub}}(P_{u0} - P_{ub}) \qquad (3.13)$$

Hubungannya digambarkan pada Gambar. 3.3 dibawah ini :



Gambar. 3.3. Hubungan anatara M_u dan P_u pada kondisi keruntuhan tekan kolom dengan beban eksentris.

Jika beban batas langsung dan eksitritasnya yang diperlukan telah diketahui, maka prosedur disain yang tepat adalah dengan menetapkan asumsi dimensi penampang melintangnya, kemudian dihitung P_{u0} , P_{ub} dan M_{ub} dalam luasan tulangan bajanya. Nilai tersebut disustitusi ke dalam persamaan 3.13 , maka nilai luas tulanganya akan didapat. Proses ini akan dijelaskan dengan cara mendisain ulang kolom, sebagimana sebelumnya disain untuk beban 100,000 kg, sampai untuk beban 150,000 kg pada nilai eksentrisitas yang sama yaitu 30 cm (147.6 ton pada eksentrisitas 12 in.).

Dari semua itu yang penting dilakukan adalah memeriksa dulu, untuk beban 150,000 kg, keruntuhannya dalam kondisi tekan. Beban keruntuhan seimbangnya :

$$P_{ub} \approx \tfrac{2}{3}\sigma_{cu} bXd = \tfrac{2}{3} 200x30x27.3 = 119{,}000\, kg$$

Hasilnya lebih kecil dari beban batas langsung yang diperlukan keruntuhan kondisi tekan. Beban batas untuk eksentrisitas sama dengan nol, berdasarkan pesamaan 3.12 adalah :

P_{u0} = 2/3 (200 x 30 x 50) + 2 A_{sc} (2,500 - 2/3 200)

= (200,000 + 4,740 A_{sc}) kg

Nilai eksak beban langsung dalam keruntuhan seimbang, dari persamaan 3.3, adalah :

P_{ub} = 2/3 (200 x 20 x 27.3) + A_{sc} (2,500 –133 – 2,800)

= (119,000 – 433 A_{sc}) kg

Momen lentur dalam keruntuhan seimbang, dari persamaan 3.5, adalah :

$M_{ub} = P_{ub}e_{ub}$ = 2/3 200 x 30 x 27.3 (45 – 0.5 x 27.3) + A_{sc} x 2,367 x 40

- (119,000 – 433 A_{sc}) ½ (45 – 5)

= (1,040,000 + 103,700 A_{sc}) kg cm

Subtitusi nilai tersebut dalam persamaan 3.13

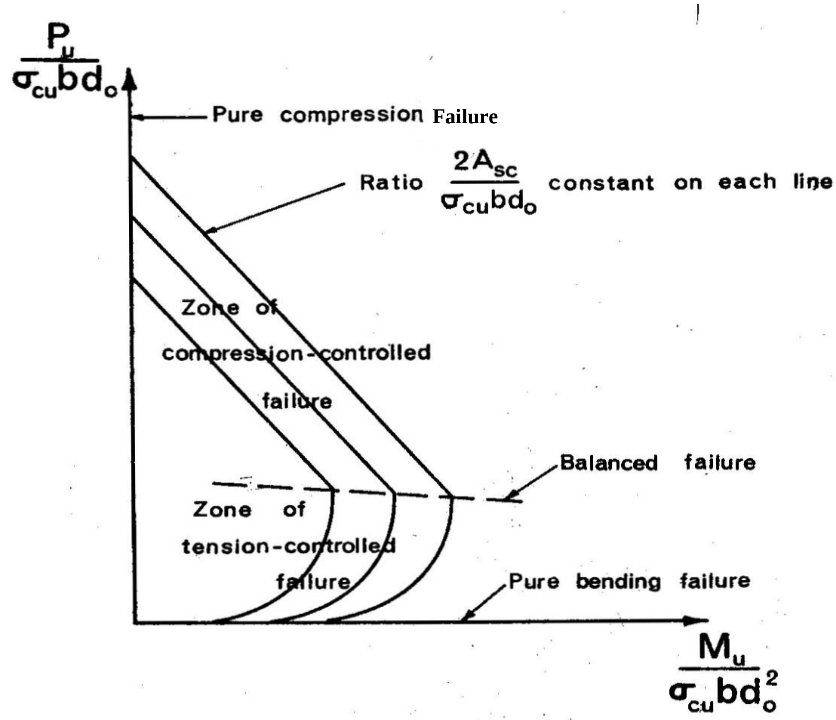
$$150{,}000 = 200{,}000 + 4{,}740\, A_{sc} - \frac{150000x30}{1040000 + 103700A_{sc}} \text{ x}$$

$$(200{,}000 + 4{,}740\, A_{sc} - 119{,}000 + 433\, A_{sc})$$

Maka A_{sc} = 42 cm^2 (6.51 $in.^2$)

3.5. Disain dengan Chart.

Jika beban batas langsung dan momen lentur batas di gambarkan dalam bentuk ratio $P_u / \sigma_{cu} bd_0$ dan $M_u / \sigma_{cu} bd_0{}^2$, gambar kurvanya seperti pada Gambar 3.4, yang merupakan basis chart berdasarkan beberapa nilai ratio luas tulangan terhadap kuat tekan kubus, dan beberapa nilai d_c/d_0.



Gambar 3.4. Basis chart untuk disain kuat batas dari kolom dengan beban eksentris

Referensi [1, 2, 3, 4, dan 5] menginformasikan chart untuk disain dengan tulangan yang luasnya sama pada dua sisi, dengan $d_c = d_0 - d$. Juga ada chart untuk berbagai tegangan leleh, dan untuk baja tulangan tanpa diketahui tegangan lelehnya, dan sebagainya.

Untuk beberapa asumsi dimensi penampang melintang dan tulangan dan kekuatan betonnya, pebandingan $2A_{sc} / \sigma_{cu}bd_0$ mungkin dapai ditemukan untuk nilai P_u dan M_u yang telah ditetapkan dan kemudian A_{sc} dapat dihitung.

3.6. Prinsip dasar seperti yang telah dijelaskan dan digambarkan pada pembahasan sebelumnya dapat diterapkan pada penampang melintang yang lebih kompleks dan terhadap beberapa keadaan eksentrisitas. Referensi [3, 6, dan 7] mempelihatkan contoh analisis dan disain penampang akibat momen eksentis terhadap kedua sumbunya : kolom berpenampang bulat, kolom persegi dengan penulangan yang dipasang melingkar, dsb.

3.7 Pedoman Peraturan

Seperti halnya untuk lentur murni, peraturan yang dipakai secara umum menetapkan beberapa reduksi untuk dipakai terhadap kuat tekan kubus beton mengikuti variasi yang terbesar atau memakai faktor reduksi terhadap nilai beban batas langsung dan momen batasnya seperti yang telah ditetapkan diatas.

Berdasarkan Standar India, I.S. 456 : 1964 menetapkan tinggi jarak blok tegangan diambil 0.75 n (yaitu k_1 = 0.75) dan tegangan merata dalam blok tegangan saat keruntuhan diambil 0.55 x kekuatan kubusnya, jika tinggi jarak blok tegangan a kurang dari atau sama dengan 0.5 d. . Jika a > 0.5 d, maka tegangan merata menjadikan momen gaya tekan dalam beton terhadap tulangan tarik, atau tulangan yang paling kecil tegangannya dalam tekan, dapat diatur sama dengan momennya , ini terhadap kasus a = 0.5 d. Maka dampaknya adalah tegangan merata pada blok tegangan saat keruntuhan adalah :

$$\frac{0.206}{k_1 k_u (1 - \frac{1}{2} k_1 k_u)} \sigma_{cu} \qquad (3.16)$$

Jika a > 0.5 d. Ini berarti bahwa saat tinggi blok tegangan mencapai tinggi efektifnya, tegangan merata saat keruntuhan adalah 2/3 x (tegangan merata untuk a = 0.5 d). Kapasitas regangan batas dari betonnya dinyatakan = 0.003, Dari nilai X, yang merupakan nilai a/d pada kondisi keruntuhan seimbang dalam persamaan 3.2, bernilai 4,720 / (6,300 + σ_{sy}), dan untuk baja dengan tegangan leleh 2,800 kg/ cm^2 (40,000 lb/in.^{2}), didapat X = 0.52 . Bilamana nilai a/d > 0.5, harus menggunakan persamaan 3.14 , yang menghasilkan kolom dengan tulangan baja yang meleleh pada 2,800 kg/cm^2 (40,000 lb/in.^{2}), berdasarkan standar I.S. 456 : 1964, dari persamaan 3.3 maka beban pada keruntuhan seimbang dari persamaan 3.3 yaitu :

$$P_{ub} = 0.278 \sigma_{cu} bd + (A_{sc} - A_t) \sigma_{sy}$$

Jika tegangan leleh tulangan baja adalah 2,350 kg/cm^2 (33,400 lb/in.^{2}), maka beban pada keruntuhan seimbang yaitu :

$$P_{ub} = 0.283 \sigma_{cu} bd + (A_{sc} - A_t) \sigma_{sy}$$

Dengan demikian sudah cukup akurat untuk menetapkan nilai beban langsung yang diambil , pada semua tulangan baja :

$$P_{ub} = 0.28\ \sigma_{cu} bd + (A_{sc} - A_t) \sigma_{sy} \qquad (3.15)$$

Demikian juga momen batas pada kondisi keruntuhan seimbang berdasarkan persamaa 3.5 , adalah :

$$M_{ub} = 0.206\ \sigma_{cu} bd^2 + A_{sc}\sigma_{sy}(d - d_c) - P_{ub}\tfrac{1}{2}(d - d_c) \qquad (3.16)$$

Untuk kasus keadaan tarik dapat diselesaikan seperti pada bagian 3.3 dengan memasang 0.55 x σ_{cu} untuk 2/3 σ_{cu} pada perasamaan 3.6 dan 3.7. Seperti pada Peraturan standar India yang mengijinkan tegangan leleh dalam tekan diambil sama dengan tegangan leleh tarik menghasilkan persamaan cukup sederhana, khususnya jika luasan beton digantikan dengan tulangan baja diabaikan. Perhitungan harus dilakukan untuk memeriksa bahwa a $\leq$ 0.5 d. , jika tidak tercapai maka tegangan beton hasil dari persamaan 3.14 harus dipakai menggantikan 0.55 σ_{cu}.

Untuk kasus keadaan tekan langkah dari bagian 3.4 dapat dipakai, dengan menerapkan 0.75 x 0.55 σ_{cu}. = 0.41 σ_{cu}.untuk menggantikan 2/3 σ_{cu}. Dalam persamaan 3.12. Shirwaiker [5] memberikan tabel / chart untuk diasain kolom dengan σ_{sy}. = 2,600 kg/cm^2.

Untuk Aturan Britis mengikuti prosedur dari bagian 3.2, 3.3, dan 3.4, Perbedaannya hanya pada kuat kubus nya di modifikasi sebelum dipakai dalam perhitungan. Untuk disain campuran nilai kuat tekan kubus dapat dikalikan dengan 0.75, dan campuran yang biasa dapat dikalikan dengan 0.68. Sepeti pada lentur murni regangan maksimum betonnya diambil 0.0033.

Untuk Aturan ACI sama menggunakan rumusan yang telah disampaikan, hanya hasil perhitungan akhir dari beban batas langsung dan momen lentur dikalikan dengan faktor reduksi 0.75 untuk sengkang kolom dari spiral, dan 0.7 untuk kolom dengan sengkang persegi. Rincian dari Aturan ACI code agak cukup kompleks dalam penggunaannya seperti eksentrisitas pada keruntuhan seimbang dihitung sampai pusat plastis, yang merupakan pusat dari beban yang ditahannya, perhitungannya mengambil asumsi bahwa beton tegangan merata dari betonnya benilai 2/3 σ_{cu}. Dan untuk baja tulangannya adalah σ_{sy}. Bagaimanapun jika penampang simetri penulangannya dimana pusat penampang melintangnya. Berimpit dengan pusat penampangnya., maksimum regangan nya dapat ditetapkan 0.003.