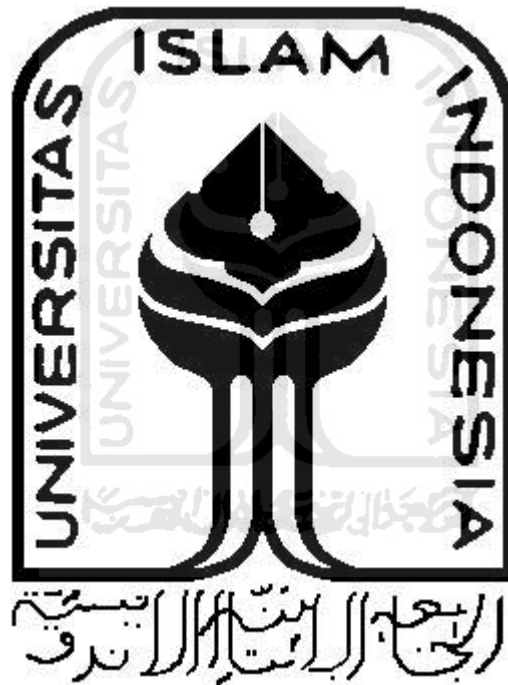


TUGAS AKHIR
REDESAIN BANGUNAN GEDUNG KAMPUS
UNIVERSITAS PEMBANGUNAN NASIONAL VETERAN
BABARSARI YOGYAKARTA TAHAP III

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Sebagai Persyaratan
Memperoleh Gelar Sarjana Strata I (SI) Teknik Sipil



Tubagus Fredy Irawan

No Mhs : 98511308

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

2007

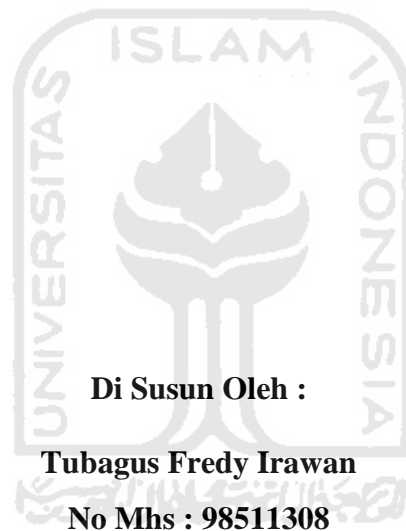
LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

REDESAIN BANGUNAN GEDUNG KAMPUS

UNIVERSITAS PEMBANGUNAN NASIONAL VETERAN

BABARSARI YOGYAKARTA TAHAP III



Telah Diperiksa Dan Disetujui Oleh:

Ir. H. ILMAN NOOR MSCE

Dosen Pembimbing

Tanggal :

KATA PENGANTAR

Assalaamualaikum Wr. Wb

Puji syukur kami panjatkan kepada ALLAH SWT yang dengan rahmat dan karunia serta mengharap ridhonya, tugas akhir dengan kekurangan didalamnya dapat menjadi suatu tanda hasil belajar atau menempuh pendidikan di Universitas Islam Indonesia dengan tema Redesain Bangunan Gedung Kampus.

Ucapan terima kasih kami haturkan kepada :

1. Bapak Prof. Edy Suandi Hamid, M.Ec, Rektor Universitas Islam Indonesia
2. Bapak Dr. Ir. H. Ruzardi, MS, Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia
3. Bapak Ir. H. Faisol AM, MS, Ketua Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia
4. Dosen Pengajar Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia
5. Dosen Pembimbing tugas akhir Bapak Ir. H. Ilman Noor MSCE
6. Keluarga, Teman- teman di bangku kuliah, karyawan dan pihak- pihak yang turut membantu menyelesaikan tugas akhir.

Kami berkeinginan agar disertasi yang kami sertakan pada tugas akhir dapat dimanfaatkan dengan tujuan baik.

Wassalaamualaikum Wr. Wb

DAFTAR ISI

| | |
|--|-----|
| HALAMAN JUDUL | i |
| LEMBAR PENGESAHAN | ii |
| KATA PENGANTAR | iii |
| DAFTAR ISI | iv |
| DAFTAR NOTASI | vii |
| DAFTAR GAMBAR | x |
| DAFTAR LAMPIRAN | xi |
| BAB I PENDAHULUAN | 1 |
| 1.1 Latar Belakang | 1 |
| 1.2 Lokasi dan Fungsi Gedung | 1 |
| 1.3 Maksud dan Tujuan | 2 |
| 1.4 Manfaat Redesain | 2 |
| 1.5 Batasan Masalah | 3 |
| BAB II TINJAUAN PUSTAKA | 8 |
| 2.1 Umum | 8 |
| BAB III LANDASAN TEORI | 11 |
| 3.1 Beton Bertulang | 11 |
| 3.1.1 Penampang Beton Bertulang Menahan Momen Lentur | 14 |
| 3.1.2 Penampang Beton Bertulang Menahan Momen Lentur dan Gaya Aksial. | 16 |
| 3.1.3 Penampang Beton Bertulang Menahan Gaya Lintang | 17 |
| 3.1.4 Penutup Beton Tulangan | 18 |
| 3.1.5 Tinggi Penampang | 20 |
| 3.1.6 Retak | 21 |

| | |
|---|----|
| 3.1.7 Panjang Penyaluran | 23 |
| 3.1.8 Panjang Sambungan Lewatan | 24 |
| 3.2 Desain Kapasitas | 26 |
| 3.2.1 Peningkatan Kuat Lentur Balok | 28 |
| 3.2.2 Pengaruh Beban Dinamis Pada Kolom | 29 |
| 3.2.3 Syarat Umum Pendetailan | 33 |
| 3.3 Analisa dan Perencanaan Komponen Struktur Beton Bertulang | 33 |
| 3.3.1 Ketentuan Perencanaan | 38 |
| 3.3.2 Metode Ultimit / Metode Kekuatan | 41 |
| 3.3.3 Perencanaan dan Perhitungan Komponen Struktur | 41 |
| 3.3.3.1 Asumsi-asumsi Perencanaan Komponen Struktur Beton Bertulang Terhadap Beban Lentur atau Aksial atau Kombinasi dari Beban Lentur dan Aksial | 42 |
| 3.3.3.2 Prinsip Perencanaan Komponen Struktur yang Dibebeani Lentur atau Aksial atau Kombinasi Beban Lentur dan Aksial | 44 |
| 3.4 Perencanaan Bangunan Gedung Tahan Gempa Pada Nilai $K = 1.5$ Berdasar SK SNI T-15-1991-03 | 44 |
| 3.4.1 Tata Letak Struktur | 45 |
| 3.4.2 Pembebanan | 45 |
| 3.4.2.1 Beban Mati | 45 |
| 3.4.2.2 Beban Hidup | 46 |
| 3.4.2.3 Beban Angin | 47 |
| 3.4.2.4 Beban Gempa | 48 |
| 3.4.4 Distribusi Gaya Gempa | 50 |
| 3.4.5 Analisa Struktur Dengan Program Komputer | 50 |
| 3.4.5.1 Struktur Atap | 51 |
| 3.4.5.2 Struktur Utama Beton Bertulang | 51 |
| 3.4.6 Desain Komponen Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Pada $K = 1.5$ | 51 |

| | |
|---|----|
| 3.4.6.1 Diafragma / Pelat | 53 |
| 3.4.6.2 Balok | 61 |
| 3.4.6.3 Kolom | 77 |
| 3.4.6.4 Perencanaan Panel Pertemuan Balok Kolom | 86 |
| 3.4.6.5 Pondasi | 94 |

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN



DAFTAR NOTASI

- A = Penampang potongan tarik efektif berada disekeliling tulangan, dimana letak dai tulangan sentris terhadap penampang tersebut
- a = Nilai tinggi blok tegangan transversal
- $A_{s,t}$ = Luas satu kaki tulangan transversal
- $A_{s,l}$ = Jumlah luas tulangan longitudinal yang harus disokong
- A_{sd} = Luasan daerah tulangan desak
- A_{st} = Luasan daerah tulangan tarik
- A_{sc}' = Luas tulangan longitudinal tekan
- A_v = Luas sengkang yang berpenampang ganda
- b = Lebar balok yang tertekan ekuivalen
- b_w = Lebar balok T atau L
- b = Lebar balok persegi
- C peraturan = Koefisien gempa dasar peraturan
- c = Jarak dari serat tekan ekstrim ke sumbu netral
- d' = Jarak dari serat tekan ekstrim ke titik pusat baja tekan
- d_c = Jarak antara titik berat tulangan utama sampai keserat tarik terluar
- E_s = Modulus elastisitas baja
- E_{cb} = Modulus elastisitas balok beton
- E_{cs} = Modulus elastisitas kolom beton
- ϵ'_s = Regangan pada tulangan tekan
- ϵ'_c = Regangan pada beton tekan
- f'_c = Tegangan tekan spesifikasi dari beton
- f_s = Tegangan tulangan = $0,6 f_y$
- f_y = Kuat leleh spesifikasi
- f_{yt} = Tegangan leleh tulangan sengkang pengikat

f_y = Tegangan leleh baja dalam Mpa

$f_{y,t}$ = Kuat leleh tulangan transversal

$f_{y,l}$ = Kuat leleh tulangan longitudinal

h_f = Tebal flens

h_k = Tinggi bersih kolom

I_s = Momen inersia bruto penampang pelat diambil terhadap sumbu pusat dan sama

dengan $\frac{h^3}{12}$ dikalikan dengan lebar pelat, dimana lebar sama seperti untuk α

K = Faktor jenis struktur ($K > 1$)

I_b = Momen inersia bruto penampang yang terdiri dari balok dan pelat disetiap sisi balok dan pelat disetiap sisi balok memanjang dengan jarak sama dengan proyeksi balok diatas atau di bawah pelat (diambil yang terbesar) tetapi tidak melebihi empat kali tebal pelat

L_d = Panjang penyaluran dalam mm

$M_{D,k}$ = Momen pada kolom akibat beban mati

$M_{E,k}$ = Momen pada kolom akibat beban gempa

$M_{kap,ki}$ = Momen kapasitas lentur balok disebelah kiri bidang muka kolom

$M_{kap,ka}$ = Momen kapasitas lentur balok disebelah kanan bidang muka kolom

$M_{kap, k bawah}$ = Kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar

$$= \phi_o M_{nak,k bawah}$$

$M_{L,k}$ = Momen pada kolom akibat beban hidup

$M_{nak,k bawah}$ = Kuat lentur nominal aktual ujung dasar kolom lantai dasar

(berdasarkan luas tulangan aktual yang terpasang)

$M_{u,k atas}$ = Momen rencana kolom pada ujung atas dihitung pada muka balok

$M_{u,k bawah}$ = Momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok

$N_{E,k}$ = Gaya aksial kolom akibat beban gempa

$N_{g,k}$ = Gaya aksial kolom akibat beban gravitasi

s = Jarak antara batang tulangan

v_c = Tegangan geser batas untuk balok persegi
 V_c = Kekuatan geser nominal sumbangan beton
 V_d = Gaya lintang pada penampang yang ditinjau akibat beban mati
 $V_{D,b}$ = Gaya geser balok akibat beban mati
 $V_{D,k}$ = Gaya geser kolom akibat beban mati
 $V_{E,b}$ = Gaya geser balok akibat beban gempa
 $V_{E,k}$ = Gaya geser kolom akibat beban gempa
 V_L = Gaya lintang pada penampang yang ditinjau akibat beban hidup
 $V_{L,b}$ = Gaya geser balok akibat beban hidup
 $V_{L,k}$ = Gaya geser kolom akibat beban hidup
 V_n = Kekuatan geser nominal yang dihitung
 V_u = Gaya lintang pada penampang yang ditinjau
 v_u = Tegangan geser
 Φ = Faktor reduksi kekuatan
 β = Perbandingan lebar retak pada penampang tidak bertulang terhadap lebar retak pada penampang bertulang, mulai dari lubang retak menuju kegaris netral
 \emptyset = Diameter batang tulangan dalam mm
 \emptyset_o = Overstrength factor
 ωd = Faktor pembesar dinamis sebesar 1,3 yang diambil untuk semua kolom pada seluruh tingkat
 α_k = Faktor distribusi momen elastis kolom portal
 Faktor 0,7 = Faktor kompensasi untuk geser join balok kolom
 α_m = Nilai rata-rata dari rasio kekuatan balok terhadap pelat pada semua sisi panel
 ρ_w = rasio tulangan

DAFTAR GAMBAR

| | |
|---|----|
| Gambar 2.1 Hubungan antara Spektrum respons untuk gempa kuat terhadap spektrum respon gempa rencana | 4 |
| Gambar 2.2 Mekanisme plastis yang diharapkan terjadi dari suatu portal rangka terbuka bertingkat tinggi dan daerah- daerah elastis yang memerlukan perhatian khusus | 6 |
| Gambar 3.1 Diagram Tegangan – Regangan untuk beton | 8 |
| Gambar 3.2 Diagram Tegangan – Regangan bagi baja Wals | 9 |
| Gambar 3.3 Diagram Tegangan – Regangan bagi baja pengerjaan dingin | 9 |
| Gambar 3.4 Penampang beton bertulang dengan diagram distribusi regangan dan tegangan | 11 |
| Gambar 3.5 Hubungan antara tinggi efektif d tinggi total dan penutup beton P | 12 |
| Gambar 3.6.a Penampang dibebani momen lentur dan gaya normal | 14 |
| Gambar 3.6.b Distribusi tegangan resultan yang diperoleh secara penjumlahan Tegangan- regangan | 14 |
| Gambar 3.7 Mekanisme khas yang dapat terjadi pada portal rangka terbuka ... | 24 |
| Gambar 3.8 Hubungan Tegangan Regangan Tekan Beton dengan dan tanpa pengaruh pengekangan | 32 |
| Gambar 3.9 Koefisien Gempa Dasar C | 49 |
| Gambar 3.10 Balok Portal dengan Sendi Plastis pada Kedua Ujungnya | 73 |
| Gambar 3.11 Balok Portal dengan Sendi Plastis pada Kedua Ujungnya | 81 |
| Gambar 3.12 Kolom Lantai Dasar dan Kolom Lantai Atas dengan Muk yang Ditetapkan Berdasarkan Kapasitas Sendi Plastis Balok | 82 |
| Gambar 3.13 Panel Pertemuan Balok dan Kolom Portal dalam kondisi terjadinya sendi- sendi plastis pada kedua ujung balok. | 87 |
| Gambar 3.14 Strat Beton | 89 |

DAFTAR LAMPIRAN

1. Gambar Desain Gedung Kampus UPN Veteran Babarsari Yogyakarta Tahap III
2. Analisa SAP 2000 pada Struktur Baja Rangka Atap dan data input dan output
3. Analisa ETABS V.7 pada Struktur Gedung Beton Bertulang ke penjepit lateral dan data input dan output redesain
4. Data Laporan Penyelidikan Tanah Oleh Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada Yogyakarta 2002



BAB I

PENDAHULUAN

1.2 Latar Belakang

Sejalan dengan program pembangunan Negara Indonesia, Universitas Islam Indonesia mendidik mahasiswa terampil dan mampu berperan di berbagai sektor pembangunan terutama bidang jasa konstruksi.

Suatu ketentuan studi Strata I, mahasiswa di tuntut menyelesaikan mata kuliah tugas akhir yang pada tugas akhir berikut ini adalah redesain bangunan gedung kampus Sosial Politik Universitas Pembangunan Nasional Veteran Babarsari Yogyakarta tahap III yang pembangunannya pada tahun anggaran 2003.

1.2 Lokasi dan Fungsi Gedung

Lokasi gedung Universitas Pembangunan Nasional Veteran Babarsari Yogyakarta berada di jalan Babarsari No : 2, Desa Tambakbayan, Kecamatan Depok, Kabupaten Sleman, Yogyakarta.

Gedung tersebut difungsikan untuk kegiatan pendidikan bagi Fakultas Ilmu Sosial dan Politik.

Bangunan Gedung Kampus akan di redesain pada lantai teratas untuk ruang pertemuan, ruang pada lantai satu dan lantai dua sebagai perpustakaan, dan ruang pada lantai basement dan lantai dasar sebagai ruang kantor.

1.3 Maksud dan Tujuan

Redesain Bangunan Gedung Universitas Pembangunan Nasional Veteran Babarsari Yogyakarta tahap III sebagai wujud disiplin ilmu Teknik Sipil bidang struktur untuk menghasilkan perencanaan yang dapat dipertanggung- jawabkan dalam jenjang pendidikan Strata I Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia.

1.5 Manfaat Redesain

Manfaat Redesain bangunan gedung Universitas Pembangunan Nasional Veteran Babarsari Yogyakarta tahap III untuk mendapatkan hasil analisa redesain berupa perhitungan dan gambar struktur bangunan berdasar SKSNI T-15-1991-03.

1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah pada redesain bangunan Gedung Universitas Pembangunan Nasional Veteran Babar Sari Yogyakarta :

1. Perencanaan redesain bangunan gedung dikhususkan kepada struktur bangunan beton bertulang sesuai dengan prinsip Desain Kapasitas dengan tingkat Duktilitas Penuh pada $K = 1,5$ berdasar SKSNI T-15-1991-03 Perencanaan Struktur Beton Bertulang.
2. Mutu bahan yang digunakan :
 - a. mutu beton terpakai $f'c = 25$ MPa.
 - b. mutu baja ulir $f_y = 350$ MPa (untuk diameter lebih besar dari 12 mm)
 - c. mutu baja polos $f_y = 240$ MPa (untuk diameter kurang dari atau sama dengan 12 mm)
 - d. rangka baja atap $f_y = 240$ MPa
3. Rangka Utama Beton Bertulang dianalisa secara statik ekuivalen dengan ETABS V.7 dan SAP 2000 pada struktur rangka baja..
4. Gambar hasil analisa redesain menggunakan Autocad.
5. Redesain tidak menyertakan Rencana Anggaran Biaya.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pengalaman menunjukkan bahwa struktur yang direncanakan dengan beban yang diatur oleh peraturan- peraturan gempa dapat menahan beban gempa yang cukup besar. Hal ini disebabkan, pertama oleh karena struktur- struktur tersebut yang direncanakan dan didetail dengan baik dapat berdeformasi sampai keadaan elastisnya tanpa menunjukkan keruntuhan dan kedua berkurangnya respon akibat kekakuannya berkurang dan ketiga akibat interaksi tanah dengan struktur. (Gideon H. Kusuma dan Takim Andrianto. 1993, Desain Struktur Rangka Beton Bertulang Di Daerah Rawan Gempa, Seri Beton 3, Penerbit Erlangga, Jakarta).

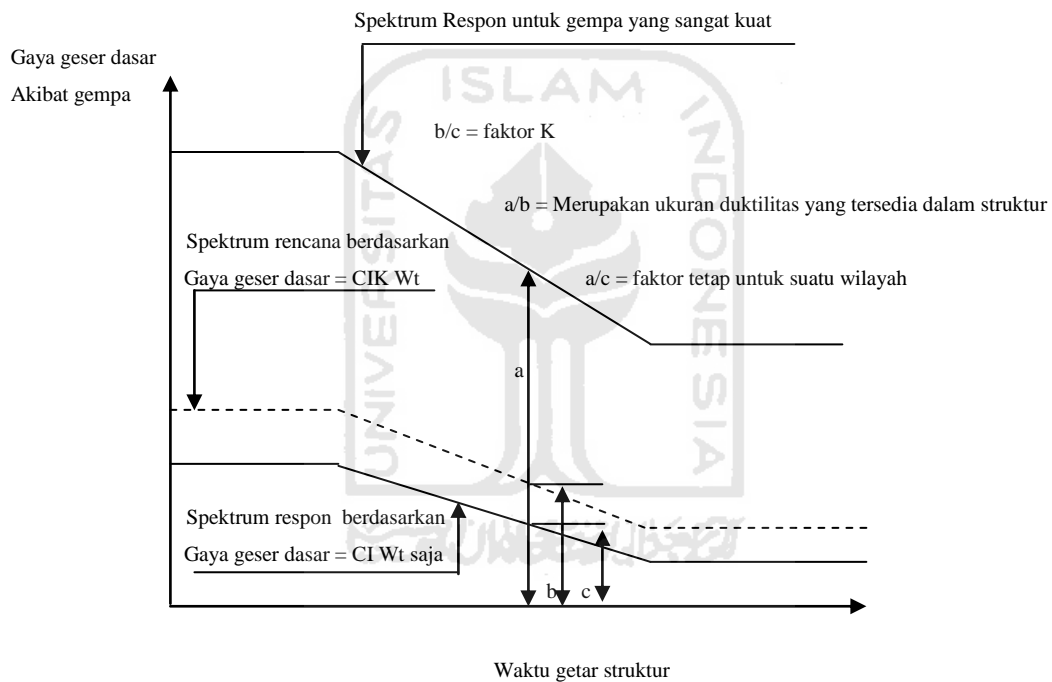
Untuk struktur gedung beraturan sampai tinggi 40 meter yang memenuhi syarat menurut pasal 2.2. pengaruh gempa rencana dapat ditentukan dengan cara analisis beban statik ekwivalen menurut pasal 2.4. (Departemen Pekerjaan Umum, 1987, Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gempa, Yayasan Penerbit PU).

Analisis beban statik ekwivalen adalah suatu cara analisa statik struktur, dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban- beban statik horisontal untuk menirukan pengaruh gempa yang sesungguhnya akibat gerakan tanah. (Departemen Pekerjaan Umum, 1987, Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gempa, Yayasan Penerbit PU).

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terbentuknya sendi- sendi plastis, yang mampu memencarkan energi gempa dan membatasi besarnya beban gempa yang masuk ke dalam struktur, harus dikendalikan sedemikian rupa agar struktur berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtuh saat terjadi gempa kuat. Pengendalian terbentuknya sendi- sendi plastis pada lokasi- lokasi yang telah ditentukan lebih dahulu dapat dilakukan secara pasti terlepas dari kekuatan dan karakteristik gempa. Filosofi perencanaan seperti ini dikenal sebagai konsep desain

kapasitas. (Gideon H. Kusuma dan Takim Andrianto. 1993, Desain Struktur Rangka Beton Bertulang Di Daerah Rawan Gempa, Seri Beton 3, Erlangga, Jakarta).

Untuk memastikan bahwa struktur tersebut tidak akan runtuh dalam gempa-gempa yang sangat kuat, struktur tersebut haruslah berperilaku secara duktil untuk mengimbangi selisih dalam pengaruh gempa antara yang terjadi dalam struktur elastik pada gempa yang sangat kuat dan yang di tentukan sebagai pengaruh gempa rencana didalam peraturan. Filsafah ini seperti di tunjukkan dalam gambar berikut :



Gambar 2.1 Hubungan antara Spektrum respons untuk gempa kuat terhadap spektrum respon gempa rencana. (Departemen Pekerjaan Umum, 1987, hal ; 63)

Perbandingan (a/c) merupakan bilangan yang tetap untuk suatu wilyah gempa tertentu, semakin kecil duktilitas (a/b) yang tersedia, maka semakin besar perbandingan pada (b/c) / faktor K harus diberikan sebagai pengimbangannya.

Beberapa jenis struktur gedung tertentu seperti portal- portal duktil, memiliki dultilitas yang cukup untuk sepenuhnya mengimbangi selisih dalam pengaruh gempa tersebut. Akan tetapi, struktur- struktur gedung dengan duktilitas yang lebih rendah

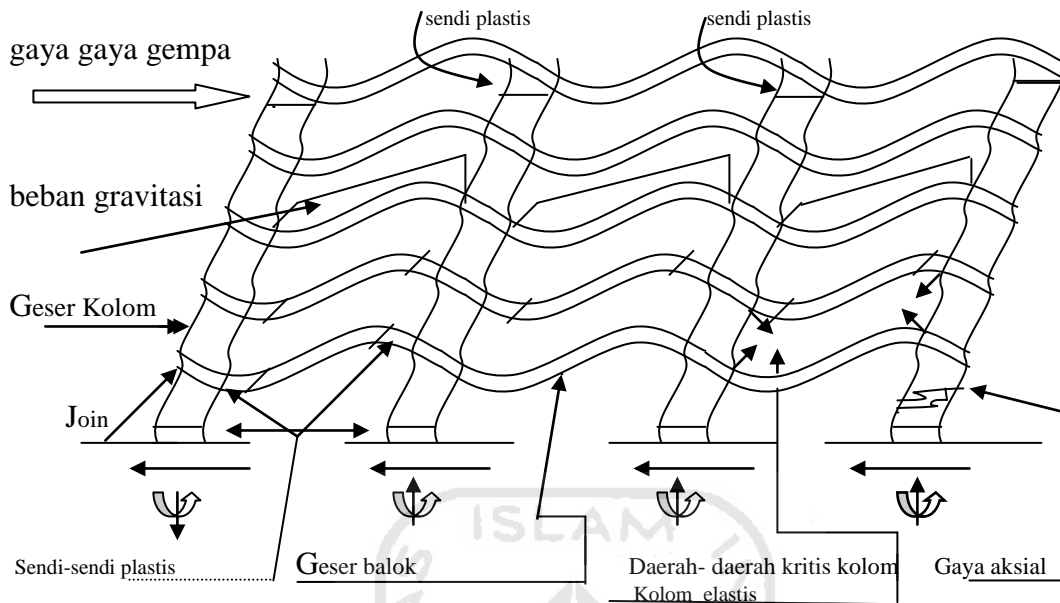
seperti struktur- struktur dinding pasangan, tidak memiliki duktilitas yang cukup besar untuk dapat mengimbangi sepenuhnya selisih dalam pengaruh itu. Maka untuk menampung hal itu, nilai koefisien gempa dasarnya di perbesar oleh nilai K untuk memastikan dalam duktilitas yang lebih rendah yang tersedia didalam struktur masih dapat mengamankan struktur terhadap keruntuhan.

Apabila ketahanan terhadap gempa dari suatu gedung di rencanakan untuk disediakan oleh suatu kombinasi dari jenis- jenis struktur maka perencana diharuskan untuk memilih suatu nilai K yang sesuai dengan pertimbangan- pertimbangan yang rasional.

Hal ini harus didasarkan atas peninjauan dari berbagai- bagai unsur struktur yang dihadapi, seberapa jauh peranan masing- masing dalam pemencaran energi dalam peristiwa gempa yang sangat kuat. (Departemen Pekerjaan Umum, 1987, Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung, Yayasan Penerbit PU).

Pada prinsipnya, dengan Konsep Desain Kapasitas elemen- elemen utama penahan beban gempa dapat dipilih, direncanakan dan didetail sedemikian rupa, sehingga mampu memencarkan energi gempa dengan deformasi inelastis yang cukup besar tanpa runtuh, sedangkan elemen- elemen lainnya diberi kekuatan yang cukup, sehingga mekanisme yang telah dipilih dapat dipertahankan pada saat terjadi gempa kuat. (Gideon H. Kusuma dan Takim Andrianto. 1993, Desain Struktur Rangka Beton Bertulang Di Daerah Rawan Gempa, Seri Beton 3, Erlangga, Jakarta).

Sumber utama pemencaran energi suatu portal beton bertulang rangka terbuka adalah sendi- sendi plastis pada balok- balok diseluruh lantai dan pada penampang kolom terbawah yang berhubungan dengan pondasi. Ragam keruntuhan portal dan penjelasan dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



Gambar 2.2 Mekanisme plastis yang diharapkan terjadi dari suatu portal rangka terbuka bertingkat tinggi dan daerah- daerah elastis yang memerlukan perhatian khusus.(Gideon Kusuma dan Takim Andriyono, 1993, Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03, Seri Beton 3, Erlangga)

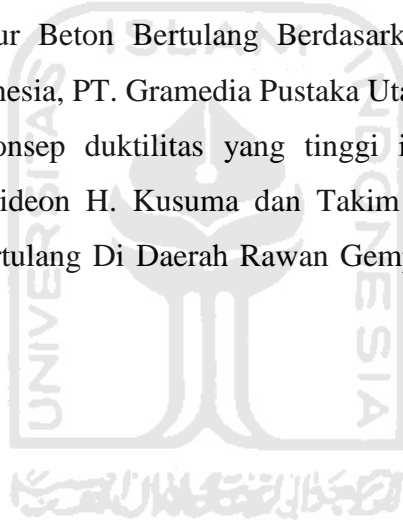
Para perencana telah menggunakan keuntungan- keuntungan diatas untuk perencanaan strukturnya. Dengan merencanakan struktur terhadap beban inersia yang jauh lebih kecil maka bagian- bagian yang kritis dari batang- batang harus mempunyai duktilitas yang cukup agar struktur tidak sampai runtuh. Duktilitas berarti kemampuan suatu batang saat mengalami pembebanan bolak- balik diatas titik lelehnya tanpa mengalami pengurangan dalam kemampuan kapasitas penampangnya. (Gideon H. Kusuma dan Takim Andrianto. 1993, Desain Struktur Rangka Beton Bertulang Di Daerah Rawan Gempa, Seri Beton 3, Penerbit Erlangga, Jakarta).

Tingkat duktilitas 3 : struktur beton diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastik terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan, $\mu = 4$. Kondisi ini dinamakan juga kondisi duktilitas penuh.

Dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor **K minimum = 1**. (Departemen Pekerjaan Umum, 1991, Standar Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung, SKSNI T-15-1991-03, Yayasan LPMB, Bandung).

Standar SKSNI T-15-1991-03 mensyaratkan bahwa proporsi rangka beton bertulang penahan gaya gempa dengan tingkat duktilitas 3 berdasarkan pasal 3.14.2 sampai dengan 3.14.8. Kesemuanya harus tetap memenuhi persyaratan umum beton bertulang yang tercantum dalam pasal 3.1 sampai dengan 3.11, termasuk pula faktor reduksi kekuatan harus diambil sesuai dengan ketentuan pada pasal 3.2.3. (Istimawan Dipohusodo, 1994, Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 Departemen Republik Indonesia, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta).

Perencanaan dengan konsep duktilitas yang tinggi ini harus disertai konsep perencanaan kapasitas (Gideon H. Kusuma dan Takim Andrianto. 1993, Desain Struktur Rangka Beton Bertulang Di Daerah Rawan Gempa, Seri Beton 3, Penerbit Erlangga, Jakarta).

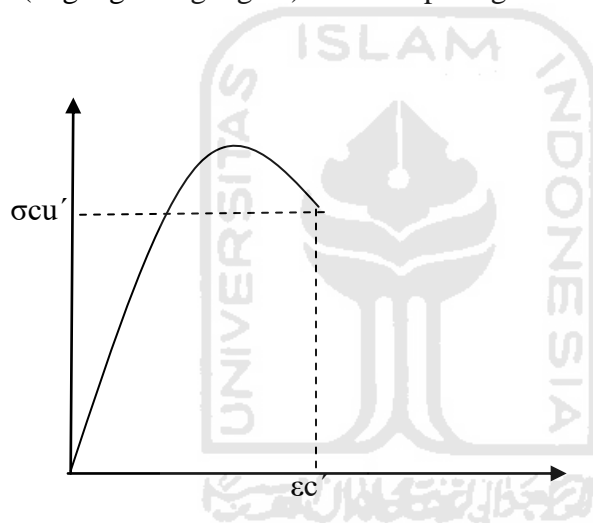


BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Beton Bertulang

Beton bertulang adalah beton yang terdiri dari beton dan baja, sifat kedua bahan ini dapat diketahui dari teknologi beton.

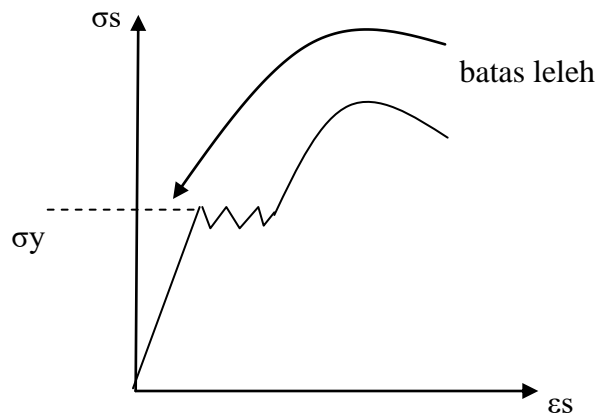
Bila sebuah balok beton yang tidak bertulang diberi beban tekan yang makin membesar dan regangan yang terjadi setelah setiap penambahan beban diukur, maka diagram $\sigma - \varepsilon$ (tegangan-regangan) dibuat seperti gambar berikut :



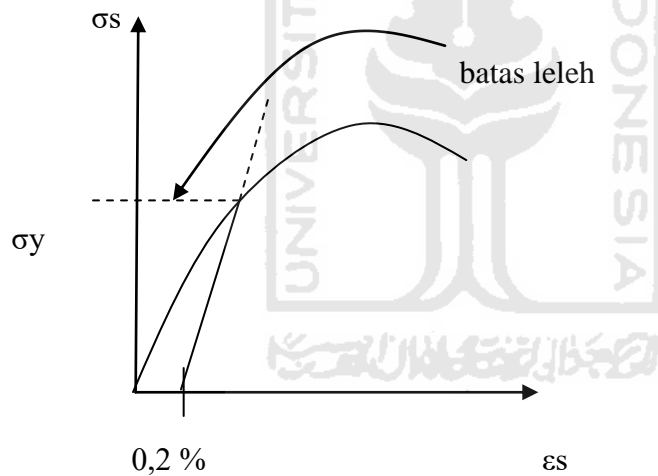
Gambar 3.1 Diagram Tegangan – Regangan untuk beton

Bila beton dengan mutu yang sama diberi beban tarik yang makin lama makin diperbesar, ternyata hubungan antara Tegangan – Regangan berupa Non-linier. Retakan pada beton sudah terjadi pada nilai σ dan ε . Ini terjadi karena beton sangat mampu menahan tegangan tekan, tetapi tidak dapat atau hampir tidak dapat menahan tegangan tarik.

Uji tarik pada batang baja tulangan memberikan hasil yang dapat digambarkan pada diagram Tegangan – Regangan seperti gambar berikut :



Gambar 3.2 Diagram Tegangan – Regangan bagi baja Wals



Gambar 3.3 Diagram Tegangan – Regangan bagi baja pengerjaan dingin

Tulangan yang dikerjakan pada keadaan panas "Hot Rolled" berlaku suatu nilai regangan ϵ_s tertentu, dengan hubungan antara τ_s dan ϵ_s berbentuk linier. Pada bagian awal diagram Tegangan – Regangan ini, modulus elastisitas baja (E_s) konstan = $2,0 \times 10^5$ Mpa atau = $2,0 \times 10^6$ kg/cm². Kemudian terdapat bagian horizontal yang dikenal sebagai batas leleh. Di mana regangan bertambah sedangkan

tegangan balok dikatakan konstan, tegangan ini disebut tegangan leleh baja yang dinyatakan sebagai τ_y .

Setelah terjadi pelelehan, garis kurva naik lagi dan melewati titik maksimum (tegangan ultimate) kemudian turun ke suatu nilai tegangan yang lebih rendah di mana batang akan putus.

Bila baja "Hot Rolled" mengalami pengerjaan dingin, misalnya dipuntir, maka baja mengalami regangan yang melampaui regangan leleh. Akibatnya sifat baja terhadap tarikan berubah, yakni bagian awal diagram Tegangan – Regangan yang linier bertambah panjang sampai pada nilai σ_y yang lebih tinggi dan tidak terdapat suatu titik leleh yang tegas.

Namun pada suatu tegangan dengan regangan 0,2% yang tetap, (off – set 0,2%) kemudian beban tarik ditiadakan, maka garis diagram akan menurun sejajar dengan garis yang lurus. Tegangan ini disebut tegangan uji dan dalam praktik dianggap sebagai batas leleh (*yield point*) yang sebenarnya. Maka tegangan ini dinyatakan dengan simbol σ_y .

Sebuah batang baja tulangan yang tertanam baik dalam beton yang mengeras akan merekat sedemikian rupa, hingga diperlukan gaya yang cukup besar untuk menariknya keluar. Gejala ini disebut adhesi atau lekatan yang memungkinkan kedua bahan tersebut saling bekerja sama secara struktural, lagi pula bila penutup beton cukup padat dan tebal sebagai pelindung tulangan, penutup beton akan melindungi baja tulangan terhadap korosi.

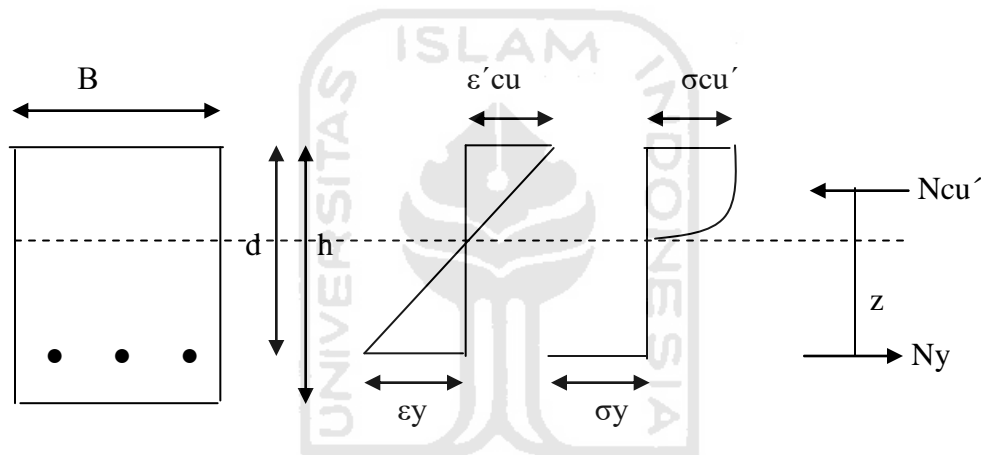
Beton bila dipanaskan akan memuai, koefisien muai ternal linier beton rata-rata adalah : $1,2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$; artinya pada kenaikan temperatur 1°C pada balok beton dengan panjang 1 meter akan terjadi pertambahan panjang $1,2 \times 10^{-5}$ m. Koefisien muai thermal linier baja boleh dikatakan sama dengan beton, yaitu sebesar $1,2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$.

Lekatan yang baik serta kesamaan koefisien muai merupakan suatu alasan utama bahwa beton dan baja tulangan adalah suatu kombinasi teknis yang baik. Kerjasama

kedua material ini masing-masing melaksanakan fungsi yang paling sesuai yaitu baja melawan tegangan tarik dan beton melawan tegangan tekan. Selanjutnya terdapat juga perlindungan terhadap korosi serta syarat-syarat kekakuan (keadaan batas lendutan) dan pembatasan lebar celah retakan (keadaan batas retak) mudah dipenuhi.

3.1.2 Penampang Beton Bertulang Menahan Momen Lentur

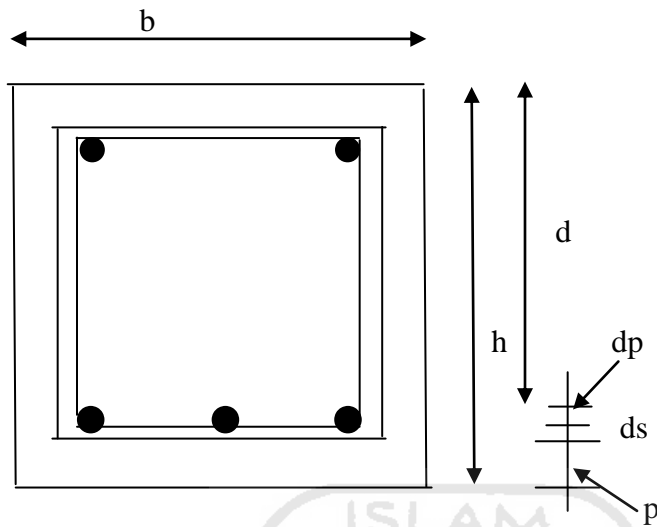
Sebuah penampang balok bertulang empat persegi panjang dengan tinggi (h) dan lebar (b) seperti pada gambar :



Gambar 3.4 Penampang beton bertulang dengan diagram distribusi regangan dan tegangan

Keterangan gambar :

Bagian yang diarsir merupakan bagian beton daerah tekan dan (A_s) adalah luas penampang baja tulangan, bagian bawah penampang beton hingga sumbu netral (daerah tarik) dalam hal ini retak. Untuk d adalah tinggi efektif penampang , yaitu jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik. (ϵ'_{cu}) adalah regangan tekan dan (ϵ_y) adalah regangan tarik baja tulangan. Selisih antara tinggi total (h) dari balok atau pelat dan tinggi efektif (d) terutama ditentukan oleh tebal penutup beton (P) yang tampak di dalam gambar berikut :



Gambar 3.5 Hubungan antara tinggi efektif d tinggi total dan penutup beton P .

Bila beton dibebani hingga batas runtuh (kondisi regangan seimbang), diagram distribusi tegangan tekan (diagram kedua dari kanan pada gambar mempunyai bentuk parabola yang mirip dengan diagram tegangan-regangan). Beton yang mengalami tekan mempunyai tegangan ultimate σ'_{cu} pada saat runtuh.

Untuk perhitungan perencanaan beton digunakan suatu nilai $f'c$. Kuat tekan beton yang disyaratkan yang diturunkan dari nilai σ'_{cu} . Sedangkan untuk baja, nilai f_y tegangan leleh yang disyaratkan untuk tulangan non-pra tegang diturunkan dari σ_y .

Bila baja mencapai batas leleh, maka panjangnya akan bertambah, namun baja akan tetap melawan gaya yang bekerja padanya (terlihat pada gambar dengan tegangan-regangan).

Apabila baja tulangan meleh, maka batang-batang tulangan bertambah panjang sehingga lebar retak pada beton bertambah besar, namun pada saat tersebut batang baja masih belum putus dan struktur tidak akan runtuh tiba-tiba, akan tetapi pelebaran retakan awal serta meningkatnya lendutan merupakan suatu tanda peringatan bahwa struktur mendekati keruntuhan.

Sebaliknya bila baja tulangan yang tidak melampaui batas leleh sesaat struktur akan mengalami keruntuhan, maka akan terjadi keruntuhan tanpa peringatan yang cukup dengan kata lain kehancuran struktur hanya ditentukan oleh kekuatan beton, hal ini harus dihindarkan.

Dari segi keseimbangan gaya-gaya horizontal ($\Sigma H = 0$), gaya resultan pada baja; $N'_{cu} = N_y$ pada gambar 3.4 karena hanya sebuah momen dalam yang bekerja. Bila kita memilih mutu baja tulangan tertentu, maka besar $N_y = A_s \cdot \sigma_y$ dapat diketahui.

Untuk perhitungan perencanaan akan diambil f_y dan berlaku perhitungan dalam reruntuhan keadaan seimbang :

$$N_y = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots(1)$$

Momen dalam menjadi M dalam

$$M \text{ dalam} = N_y \cdot Z \dots\dots\dots(2)$$

$$= A_s \cdot f_y \cdot Z \dots\dots\dots(3)$$

Momen ini harus seimbang dengan M luar.

M luar dihitung dari beban-beban yang bekerja pada balok dan dikalikan dengan faktor beban.

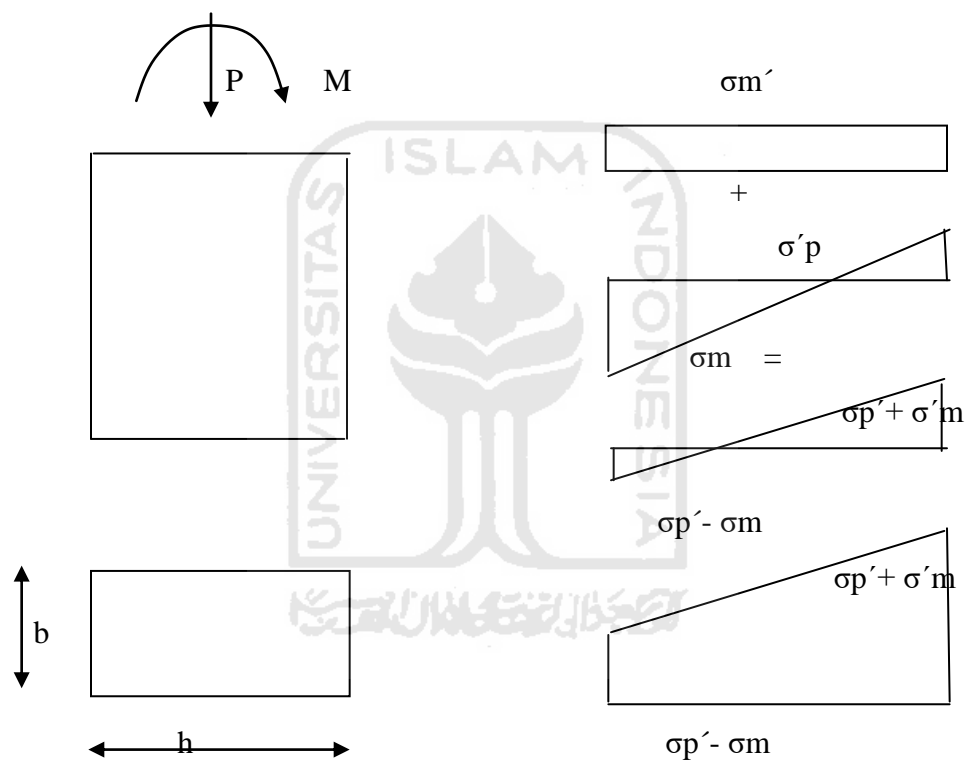
Pada suatu penampang empat persegi panjang dengan diketahui sebelumnya mutu baja, luas penampang baja dan ukuran/dimensi penampang beton diketahui, dan dalam hal ini kisaran panjang lengan momen / ($Z = 0,8$ hingga $0,9 d$) maka pendekatan yang baik bagi nilai momen batas (M_u) yang dapat dilawan oleh penampang adalah :

$$M_u = A_s \cdot f_y (0,8 \text{ hingga } 0,9) d \dots\dots\dots(4)$$

3.1.2 Penampang Beton Bertulang Menahan Momen Lentur dan Gaya Aksial.

Bila suatu penampang beton bertulang harus menahan tidak hanya beban momen lentur (M) tetapi juga gaya normal (gaya aksial) / (P), maka distribusi tegangan internal menjadi lebih kompleks.

Pola distribusi tegangan suatu bahan elastis linier diberikan pada gambar berikut :



Gambar 3.6.a Penampang dibebani momen lentur dan gaya normal

Gambar 3.6.b. Distribusi tegangan resultan yang diperoleh secara penjumlahan tegangan – regangan

Dari teori elastisitas diketahui bahwa tegangan – regangan yang ditimbulkan M dan P boleh dijumlahkan sehingga memperoleh tegangan resultan.

Tegangan yang ditimbulkan gaya normal adalah :

$$\sigma'_P = \frac{P}{b \cdot h} \dots\dots\dots(5)$$

Tegangan yang ditimbulkan momen lentur adalah :

$$\sigma'_M = \sigma_M = \frac{M}{W} \dots\dots\dots(6)$$

dimana :

$$W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \dots\dots\dots(7)$$

dengan : W adalah momen lawan

Tegangan total pada bagian tepi kanan penampang pada gambar :

$$\sigma' = \sigma'_P + \sigma'_M \dots\dots\dots(8)$$

Dan pada bagian tepi kiri penampang :

$$\sigma = \sigma'_P - \sigma_M \dots\dots\dots(9)$$

Bila σ_M (tegangan tarik) lebih besar daripada σ'_P (tegangan tekan), maka tegangan total pada tepi kiri berupa tegangan tarik. Namun bila gaya normal P sedemikian besarnya, maka regangan tekan σ'_P yang ditimbulkan selalu lebih besar daripada tegangan tarik maksimum σ_M . karena momen lentur M, maka dibagian penampang manapun tidak ada tegangan tarik yang timbul (diagram bawah pada gambar 3.6.b).

Sebagaimana telah dibicarakan di atas, beton hampir tidak mampu menahan tegangan tarik. Bila σ_M lebih besar dari σ'_P (pada gambar 3.6.b) maka tegangan

resultan timbul pada tepi kiri penampang. Ini berarti bahwa sebagian dari penampang beton itu "tidak ikut bekerja sama".

3.1.3 Penampang Beton Bertulang Menahan Gaya Lintang

Gaya lintang timbul akibat adanya perpindahan gaya menuju tumpuan akibat dari beban mati dan beban hidup pada penampang tersebut. Gaya lintang ini menimbulkan gaya geser sehingga untuk mengendalikan pergeseran pada beton agar penampang dapat mengendalikan keretakan yang membahayakan direncanakan dengan teknik penulangan terhadap gaya lintang. Hal ini dinamakan penulangan sengkang atau penulangan geser.

Perencanaan beton bertulang terhadap gaya lintang ternyata sesuai dengan lentur murni sebab ditentukan perilaku struktur dalam stadium keruntuhan.

SKSNI T15-1991 Bab 3.4 menguraikan pengaruh- pengaruh tersebut serta teknik memperhitungkannya. Pasal 3.4.1.1 menetapkan bahwa gaya lintang yang bekerja pada penampang yang ditinjau harus direncanakan sehingga

$$V_u \leq \Phi V_n \dots \dots \dots (10)$$

dimana

$$V_u = 1,2 V_D + 1,6 V_L \dots \dots \dots (11)$$

dan

$$V_n = V_c + V_s \dots \dots \dots (12)$$

- keterangan :
- V_u = gaya lintang pada penampang yang ditinjau
 - V_D = gaya lintang pada penampang yang ditinjau akibat beban mati
 - V_L = gaya lintang pada penampang yang ditinjau akibat beban hidup
 - V_n = kekuatan geser nominal
 - V_c = kekuatan geser nominal sumbangan beton

V_s = kekuatan geser nominal sumbangan tulangan geser

Φ = faktor reduksi kekuatan

3.1.4 Penutup Beton Tulangan

Dua besaran penting dalam analisis penampang adalah tinggi total (h) dan tinggi efektif (d).

Untuk perencanaan suatu komponen balok atau pelat agar dapat diketahui tinggi efektifnya maka diperlukan pengetahuan mengenai ketebalan dari penutup beton dan faktor- faktor yang mempengaruhinya serta syarat- syarat lain yang berkenaan dengan ketentuan ketebalan penutup beton yang ditentukan tersebut.

Tujuan daripada ditentukannya ketebalan penutup beton adalah agar supaya komponen beton dapat melindungi tulangan karena kekuatan penanaman tulangan dalam beton terjamin dan baja terhindar dari korosi serta bahaya kebakaran. Dimana kekuatan penutup beton adalah cukup berfungsi baik apabila pada beton memiliki nilai kepadatan dan kekedapan terhadap kelembaban cukup dan serta pada pelaksanaannya dilakukan dengan teliti. Selain hal tersebut lingkungan, cuaca dan peran dari komponen juga merupakan faktor- faktor penentu nilai ketebalan penutup beton.

SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.3.16-7 menentukan nilai ketebalan penutup beton dengan pertimbangan- pertimbangan tersebut dan serta ukuran baja tulangan yang terpakai, dengan ketentuan tersebut dikhususkan pada beton non pra cetak dan non pratekan.

1. Pelat

- a. tidak berhubungan dengan tanah dan cuaca

pada diameter tulangan pakai $\phi D \leq 36$ maka $P = 20$ mm

pada diameter tulangan pakai $\phi D > 36$ maka $P = 40$ mm

- b. berhubungan dengan tanah dan cuaca

pada diameter tulangan pakai $\phi D \leq 16$ maka $P = 40$ mm

pada diameter tulangan pakai $\phi D > 16$ maka $P = 50$ mm

2. Balok

- a. tidak berhubungan dengan tanah dan cuaca pada tulangan pakai seluruh diameter maka penutup beton $P = 40$ mm
- b. berhubungan dengan tanah dan cuaca
pada diameter tulangan pakai $\phi D \leq 16$ maka $P = 40$ mm
pada diameter tulangan pakai $\phi D > 16$ maka $P = 50$ mm

3. Kolom

- a. tidak berhubungan dengan tanah dan cuaca pada tulangan pakai seluruh diameter maka penutup beton $P = 40$ mm
- b. berhubungan dengan tanah dan cuaca
pada diameter tulangan pakai $\phi D \leq 16$ maka $P = 40$ mm
pada diameter tulangan pakai $\phi D > 16$ maka $P = 50$ mm

4. Pondasi dan semacamnya

Pada konstruksi dibuat ditempat dan selalu berhubungan dengan tanah tebal penutup beton minimal = 70 mm

3.1.7 Tinggi Penampang

Standar beton disyaratkan agar mempunyai kekakuan cukup tegar agar dapat menahan deformasi akibat lendutan tanpa menimbulkan kerusakan atau gangguan apapun.

Kekakuan penampang menurun bila terjadi retakan sehingga sulit dihitung yang terkait dengan tinggi penampang sebagai kisaran awal pembatas lendutan pada SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5.a memberikan ketentuan tersebut. Ketentuan tersebut :

1. Pelat solid satu arah

a. dua tumpuan = $\frac{l}{20}$ (13)

b. satu ujung menerus = $\frac{l}{24}$ (14)

c. kedua ujung menerus = $\frac{l}{28}$ (15)

d. kantilever = $\frac{l}{10}$ (16)

2. Balok dan pelat jalur satu arah

a. dua tumpuan = $\frac{l}{16}$ (17)

b. satu ujung menerus = $\frac{l}{18,5}$ (18)

c. kedua ujung menerus = $\frac{l}{21}$ (19)

d. kantilever = $\frac{l}{8}$ (20)

Ketentuan tersebut diatas dapat digunakan untuk nilai $f_y = 400$ Mpa, $W_c = 2300$ kg/m^3 dan l dalam mm. Sedangkan bagi $W_c = 1500 - 2000$ kg/m^3 nilai tersebut diatas harus dikoreksi dengan $(1,65 - 0,005 W_c)$ dan dengan f_y yang lain dikenakan faktor pengali berikut :

$[0,4 + \frac{f_y}{700}]$ (21)

3.1.8 Retak

Retak pada komponen struktur disebabkan beban pada komponen beton bertulang melebihi batas inersia penampang sehingga penampang diberi tulangan tarik tambahan agar dapat menerima gaya tarik yang bekerja sehingga keretakan yang timbul dapat dibatasi pada ketentuan tertentu agar keretakan yang timbul tidak dapat menyebabkan korosi terhadap baja tulangan. Sehingga dengan bertambahnya volume baja dari volume baja semula disebabkan karat, yang menyebabkan beton rusak dengan pecah dan lepas di sekitar tulangan.

Yang menyebabkan retak selain dari ketebalan penutup beton yang tidak memenuhi syarat, adalah regangan dalam baja. Untuk mengatasi retak akibat dari regangan dalam baja yaitu dengan membatasi tegangan baja.

Suatu ketentuan untuk mengatasi retak, berlaku rumus dimana hanya akan digunakan persamaan ini dengan nilai – nilai f_y yang lebih besar 300 Mpa. Sedangkan bagi nilai f_y yang lebih kecil dari 300 Mpa lebar retak tidak diperiksa. Rumus tersebut yaitu :

$$w = 11 \cdot \beta \cdot f_s \cdot 3\sqrt{dc.A} \dots\dots\dots(22)$$

dimana :

$w \leq 0,4$ mm pada struktur dalam ruang dan

$w \leq 0,3$ mm pada struktur diluar ruang

dengan :

w = lebar retak (mm.10 – 6)

β = perbandingan lebar retak pada penampang tidak bertulang terhadap lebar retak pada penampang bertulang, mulai dari lubang retak menuju kegaris netral.

$$\beta = \frac{h - c}{d - c} = 1,2 \dots\dots\dots(23)$$

f_s = tegangan tulangan = 0,6 f_y

dc = jarak antara titik berat tulangan utama sampai keserat tarik terluar

A = penampang potongan tarik efektif berada disekeliling tulangan, dimana letak dari tulangan sentris terhadap penampang tersebut.

Pada pelat

$$A = 2 \cdot dc \cdot s \dots \dots \dots (24)$$

Pada balok

$$A = \frac{2dc \cdot b}{n} \dots \dots \dots (25)$$

Keterangan :

s = jarak antara batang tulangan

n = jumlah batang tulangan perlebar balok b.

3.1.7 Panjang Penyaluran

Agar suatu elemen komponen struktur beton bertulangan dapat berfungsi dengan baik dengan suatu bentuk kerja sama sepenuhnya dengan beton, maka diusahakan agar lekatan yang baik pada beton dengan baja tulangan sebagai sistem penyalur gaya ditentukan panjang penanamannya atau disebut panjang penyaluran (ld).

Panjang penyaluran ditentukan dengan faktor- faktor yaitu tegangan lekat beton pada baja tulangan yang tertanam pada panjang tertentu dan diameter tertentu dengan gaya yang menariknya. Kedua gaya ini harus sama besar agar terdapat keseimbangan horizontal. Persamaan agar terdapat panjang penyaluran yang benar adalah :

$$ld (\pi \phi) \cdot fb = (\frac{1}{4} \pi \phi^2) fy \dots \dots \dots (26)$$

dengan :

ld = panjang penyaluran dalam mm

ϕ = diameter batang tulangan dalam mm

f_y = tegangan leleh baja dalam Mpa

f_b = kekuatan lekat beton yang diijinkan dalam Mpa

Menurut SKSNI T-15-1991-03 pasal 12.2 panjang penyaluran dasar ditentukan dengan :

1. Untuk diameter batang tulangan deform ≤ 36 mm yang terbebani tarik berlaku :

$$l_{db} = 0,02 \cdot A_b \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots(27)$$

dimana :

$$l_{db} \geq 0,06 \cdot \phi \cdot d \cdot f_y \dots\dots\dots(28)$$

dan

$$l_{db} \geq 300 \text{ mm}$$

2. Untuk batang tulangan deform ≤ 36 mm yang terbebani tekan berlaku :

$$l_{db} = \phi \cdot d \cdot \frac{f_y}{4 \cdot \sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots(29)$$

dimana :

$$l_{db} = 0,04 \cdot \phi \cdot d \cdot f_y \dots\dots\dots(30)$$

dan

$$l_{db} \geq 200 \text{ mm}$$

3. Panjang penyaluran baja polos tidak terdapat persyaratan panjang penyaluran.

3.1.9 Panjang Sambungan Lewatan

Pada pekerjaan penulangan yang kemungkinan menyambung batang- batang tulangan ; SKSNI T_15-1991-03 pasal 3.5.15 membagi sambungan lewatan dalam tiga kelas :

Kelas A = As ada : As perlu > 2

$$l_d = 75 \% \text{ sambungan dilas} \dots \dots \dots (31)$$

Kelas B = As ada : As perlu > 2

$$1,3 l_d = 100 \% \text{ tulangan dilas} \dots \dots \dots (32)$$

Kelas C = As ada : As perlu > 2

$$1,7 l_d \geq 75 \% \text{ tulangan dilas} \dots \dots \dots (33)$$

Sambungan lewatan merupakan penyambung atau penyalur gaya batang yang satu ke batang yang lain melalui beton yang mengelilingi. Sebagai suatu ketentuan umum, umum berlaku panjang sambungan lewatan minimum sebesar 300 mm. Dengan catatan bahwa batang- batang yang disambung tidak terdapat pada daerah batang- batang yang tertarik maksimal.

Besar gaya tarik pada batang bawah komponen balok senantiasa lebih besar dari pada gaya tekan pada batang atas dalam. Penampang yang sama artinya pada stadia keruntuhan suatu balok beton berlaku gaya tarik pada tulangan lapangan dekat tumpuan lebih besar dari pada gaya yang didapat langsung menurut perhitungan momen. Oleh karenanya pada sambungan lewatan daerah yang berlaku gaya tarik terbesar tidak disarankan.

Pada perencanaan sambung lewatan khusus untuk kolom yang di rencanakan sebagai bagian portal bangunan tahan gempa, sambungan lewatan tidak boleh diletakkan di daerah terjadinya sendi- sendi plastis. Sehingga untuk pemasangan sambungan lewatan diletakkan pada daerah diluar sendi palstis dengan pemasangan tulangan sengkang dengan luas :

$$A_{tr} = \frac{8 \cdot s \cdot d_b}{f_{yt}} \dots\dots\dots(34)$$

dengan :

s = jarak antar sengkang pengikat tulangan yang disambung pada kolom

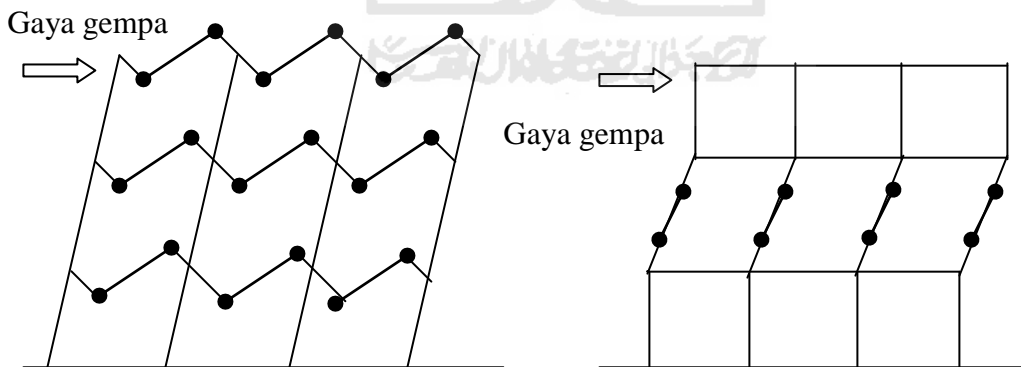
f_{yt} = tegangan leleh tulangan sengkang pengikat

Luas pemasangan tulangan sengkang ditujukan agar menjamin terdapat penjepit yang menahan gaya mekanisme geser friksi pada bidang retak.

3.2 Desain Kapasitas

Dalam perencanaan struktur bangunan gedung beton bertulang didaerah gempa, Perencanaan dengan konsep daktilitas yang tinggi harus disertai konsep perencanaan kapasitas yang berarti bahwa ragam keruntuhan struktur akibat beban gempa yang besar ditentukan lebih dahulu dengan elemen- elemen kritisnya dipilih sedemikian rupa agar mekanisme keruntuhannya dapat memencarkan energi yang sebesar-besarnya.

Dua mekanisme yang khas dapat terjadi pada portal rangka terbuka yaitu :



3.7.a Sendi plastis pada balok tidak menyebabkan keruntuhan

3.7.b Sendi plastis pada kolom menyebabkan keruntuhan lokal pada satu tingkat

Gambar 3.7. Mekanisme khas yang dapat terjadi pada portal rangka terbuka.(Gideon Kusuma dan Takim Andriono, 1993, Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03, Seri Beton 3, Erlangga, Jakarta)

Pada gambar 3.7.a mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok- balok lebih dikehendaki dari pada mekanisme dengan pembentukan sendi plastis yang terpusat hanya pada ujung- ujung kolom suatu lantai (*soft- story mechanism*) seperti ditunjukkan pada gambar 3.7.b.

Hal tersebut disebabkan :

1. Pada mekanisme pertama (Gambar 3.7.a) pemencaran energi gempa terjadi di dalam banyak unsur, sedangkan pada mekanisme kedua (Gambar 3.7.b) pemencaran energi terpusat pada sejumlah kecil kolom- kolom struktur.
2. Pada mekanisme pertama (Gambar 3.7.a), bahaya ketidak stabilan akibat efek $P - \Delta P$ jauh lebih kecil dibandingkan dengan yang mungkin terjadi pada mekanisme kedua (*soft-story mechanism*).
3. Sendi- sendi plastis didalam balok dapat berfungsi dengan sangat baik, yang memungkinkan berlangsungnya rotasi- rotasi plastis besar.
4. Duktilitas kurvatur yang dituntut dari balok untuk menghasilkan daktilitas struktur tertentu, misalnya $\mu = 4$, pada umumnya jauh lebih mudah dipenuhi daripada pada kolom yang seringkali tidak memiliki cukup duktilitas akibat besarnya gaya aksial tekan yang bekerja.

Guna menjamin terjadinya mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok sebagai elemen kritisnya, konsep Desain Kapasitas diterapkan untuk merencanakan agar kolom- kolom lebih kuat dari balok portal disebut ***kolom kuat balok lemah*** (*strong column – weak beam*). Keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi lebih dahulu dari akibat kegagalan akibat beban lentur pada sendi- sendi plastis balok setelah mengalami rotasi- rotasi plastis yang cukup besar.

Dapat disimpulkan perencanaan dengan ragam keruntuhan yang telah ditentukan dan tempat- tempat sumber pemencaran energi yang telah dipilih serta penampang- penampang lainnya direncanakan lebih kuat dari sendi- sendi plastis yang dapat terjadi, disebut *Perencanaan Kapasitas atau Desain Kapasitas*.

Dasar- dasar penting perencanaan kapasitas yaitu :

1. Balok- balok harus lebih dahulu runtuh sebelum kolom- kolomnya (Strong Coloumn Weak Beam).
2. Keruntuhan harus diakibatkan lentur bukan akibat geser.
3. Keruntuhan join- join diantara batang- batang harus dihindari.
4. Keruntuhan duktail bukan keruntuhan getas yang harus dipilih.

Untuk dapat mendesain bangunan gedung tahan gempa sesuai dengan konsep desain kapasitas maka komponen struktur harus didesain dengan memperhatikan faktor- faktor yang perlu diperhatikan agar mekanisme ini dapat tercapai yaitu :

3.2.1 Peningkatan Kuat Lentur Balok

Mengetahui secara tepat kuat lentur daerah sendi plastis balok, yang sengaja direncanakan sebagai bagian yang lemah, merupakan hal yang sangat penting untuk memastikan kolom- kolom lebih kuat dan kegagalan getas akibat beban geser tidak terjadi lebih awal dari terbentuknya sendi- sendi plastis dengan deformasi lentur yang cukup besar. Dan guna memperhitungkan kemungkinan adanya peningkatan kuat lentur penampang balok di daerah sendi plastis, SKSNI T-15-1991-03 menentukan faktor penambahan kekuatan (*over strength factor*) ϕ_o sebesar 1,25 untuk $f_y < 400$ Mpa dan ϕ_o sebesar 1,40 untuk $f_y > 400$ Mpa.

Selanjutnya kapasitas lentur penampang balok dapat diperkirakan sebesar :

$$M_{kap,b} = M_1 + M_2 \dots\dots\dots(35)$$

Dimana :

$$M_1 = C_c (h_p - \frac{1}{2}.a) \dots\dots\dots (36)$$

$$M_2 = C_s (h_p - d') \dots\dots\dots (37)$$

Persamaan diatas diturunkan dari persamaan keseimbangan gaya- gaya horizontal:

$$C_c + C_s = T_s \dots\dots\dots (38)$$

Dimana :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (39)$$

$$C_s = A_{sd} \cdot f_y \text{ (untuk momen kapasitas negatif)} \dots\dots\dots (40)$$

$$C_s = A_{sd} \cdot f_s \text{ (untuk momen kapasitas positif)} \dots\dots\dots (41)$$

$$T_s = A_{st} \cdot \phi_o \cdot f_y \dots\dots\dots (42)$$

Dimana :

$$a = \beta \cdot c \dots\dots\dots (43)$$

$$f'_s = \epsilon'_s \cdot E_s \dots\dots\dots (44)$$

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon'_c \dots\dots\dots (45)$$

keterangan :

$M_{kap,b}$ = Momen Kapasitas Balok

a = nilai tinggi blok tegangan eki

b = lebar balok yang tertekanuivalen

β = bear faktor koefisien tinggi blok tegangan

f_y =kuat leleh spesifikasi

f'_c =tegangan tekan spesifikasi dari beton

f_s =teangan lentur komputasi dalam tulangan baja tarik pada beban layan

c = jarak dari serat tekan ekstrim ke sumbu netral

d' = jarak dari serat tekan ekstrim ke titik pusat baja tekan

ϵ'_s =regangan pada tulangan tekan

ϵ'_c = regangan pada beton tekan

E_s = modulus elastisitas baja

A_{sd} = luasan daerah tulangan desak

A_{st} = luasan daerah tulangan tarik

ϕ_o = Over strength factor

3.2.3 Pengaruh Beban Dinamis Pada Kolom

Pada mekanisme duktil yang dikehendaki untuk portal rangka terbuka, sebagian besar sendi plastis terjadi pada ujung- ujung akhir bentang balok. Bila daerah sendi plastis ini sudah direncanakan penulangannya, maka momen kapasitas balok dapat diperhitungkan sebagai momen rencana yang bekerja pada kolom.

Untuk akibat dari plastifikasi pada sebagian besar elemen- elemen struktur, akibat dari ragam vibrasi yang lebih tinggi, pola distribusi momen yang diperoleh dari hasil analisa elastis akan mengalami perubahan yang cukup besar sehingga penentuan bagian momen rencana yang harus diterima oleh kolom sebelah atas dan kolom sebelah bawah balok tidak mudah dilakukan terutama bila tidak dikehendaki terjadinya sendi- sendi plastis pada ujung- ujung kolom pada lantai dasar. Terjadinya beban dinamis sebab ragam vibrasi yang lebih tinggi, maka perlu koefisien pembesar dinamis (ω_d). Maka momen rencana kolom adalah :

$$M_{u,k} = \omega_d \cdot \alpha_k \cdot 0,7 \cdot \sum M_{kap,b} \dots \dots \dots (46)$$

Keterangan :

$M_{u,k}$ = Momen Rencana Kolom

ω_d = Faktor pembesar dinamis sebesar 1.3 yang diambil untuk semua kolom pada seluruh tingkat

α_k = Faktor distribusi momen elastis kolom portal

$\sum M_{kap,b}$ = Jumlah momen kapasitas balok disebelah kiri dan/atau kanan kolom, pada pusat join, yang berhubungan dengan kapasitas lentur aksial balok.

Faktor 0.7 = Faktor kompensasi untuk geser join balok kolom.

Keuntungan dengan pengaruh faktor pembesar dinamis dengan jaminan tidak terbentuknya sendi plastis pada ujung- ujung kolom diatas lantai dasar adalah :

1. Kolom yang lebih sulit diperbaiki dari balok kini dilindungi dengan tingkat keamanan yang lebih tinggi terhadap bahaya kerusakan.
2. Penyambungan tulangan memanjang kolom sebenarnya dapat dilakukan segera diatas lantai berikutnya, tidak perlu lagi direncanakan ditengah- tengah kolom seperti ditentukan dalam Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung SKBI 1.3.53 1987 dan Buku Pedoman Perencanaan untuk Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983.
3. Karena respon inelastis tidak terjadi pada daerah ujung kolom, maka kontribusi beton terhadap kuat geser penampang dapat diperhitungkan, sehingga kebutuhan tulangan geser (sengkang atau spiral) menjadi lebih sedikit.
4. Tuntutan duktilitas pada daerah ujung kolom diatas lantai dasar menjadi sangat kecil, bahkan dapat diabaikan, sehingga tidak lagi diperlukan sengkang atau spiral untuk pengeangan daerah sendi plastis kolom dan ini berarti tingkat kerapatan tulangan didaerah pertemuan balok- kolom dapat berkurang secara drastis.
5. Pencegahan terhadap lelehnya tulangan memanjang kolom menyebabkan pertemuan balok- kolom (sambungan rangka) berperilaku lebih baik.
6. Sedikit lebih besarnya penampang kolom justru memperbaiki pengangkutan tulangan lentur balok yang seringkali sulit terpenuhi didaerah pertemuan balok kolom (sambungan rangka).

3.2.3 Syarat Umum Pendetailan

Pendetailan komponen struktur dinyatakan para ahli struktur pada bangunan gedung di daerah gempa lebih penting daripada analisa struktur disebabkan oleh karena sifat beban gempa yang sangat sulit diperkirakan serta menghitung distribusinya gayanya

Pada SKSNI T15-1991-03 pasal 3.14 disyaratkan agar struktur beton mempunyai kekuatan dan kekakuan yang cukup dan serta duktilitas yang yang besar

agar struktur dapat menahan gempa yang besar untuk sebagai definisi gempa besar (Gempa dengan waktu ulang 200th) , maka struktur beton harus mempunyai nilai daktilitas yang cukup besar (μ) pada bentuk persamaan :

$$C \text{ peraturan} = \frac{C_{200th}}{f_l \cdot \mu} \dots\dots\dots(47)$$

dengan :

C peraturan = Koefisien gempa dasar peraturan

f_l = faktor kelebihan kekuatan struktur akibat kelebihan kekuatan pada penampang beton terutama pada penulangannya.

Ketidak- tepatan perhitungan dan perencanaan gempa akibat gempa C peraturan masih harus diperhitungkan terhadap gaya yang besarnya 6 hingga 8 kali C peraturan untuk mengatasi dari ketidak tepatan perhitungan dan perencanaan gempa.

Dari rumus dapat diketahui bahwa (μ) pengaruhnya sangat besar pada struktur bila makin besar nilai μ maka syarat duktilitas makin besar berikut besar ketatnya perencanaan dan pendetailan komponen- komponen struktur.

Kerusakan yang dapat terjadi yang oleh karena disebabkan kurang baik pendetailan adalah :

- a. penampang kurang duktil
- b. kerusakan akibat penjangkaran yang kurang panjang
- c. strut dan tie model yang tidak diperhitungkan dalam perencanaan
- d. tertekuknya tulangan tekan

Konsep desain kapasitas berhasil apabila disertai pendetailan pada join dan elemen- elemen struktur dengan baik. Daerah- daerah sendi plastis perlu didetail secara khusus agar mampu berdeformasi inelastis cukup besar sesuai duktilitas yang dituntut. Namun daerah- daerah diluar sendi- sendi plastis harus diusahakan agar sedapat- dapatnya tetap elastis, tergantung dari intensitas gempa yang terjadi. Pada daerah- daerah diluar sendi plastis ini tidak perlu dilakukan pendetailan khusus.

Pendetailan elemen bangunan gempa adalah dikhususkan pada :

1. Pendetailan di Daerah Sendi Plastis Balok

Beban bolak-balik akibat gempa pada balok menyebabkan serat atas dan serat bawah balok beton mengalami retak-retak sehingga agar tulangan lentur berfungsi baik diperlukan sengkang-sengkang tertutup didaerah sendi plastis (harus) sepanjang dua kali tinggi komponen struktur ($2h$) diukur dari muka kolom kearah tengah bentang sebagai penyokong-penyokong lateral batang tulangan tekan agar penampang beton yang telah retak tetap menyatu.

SKSNI T15-1991-03 mensyaratkan bahwa tulangan transversal berupa sengkang tertutup yang dipasang didaerah sendi plastis, dipasang dengan spasi maksimum dengan tidak melebihi :

1. $\frac{1}{4}$ tinggi manfaat balok
2. 8 kali diameter tulangan lentur terkecil
3. 200 mm
4. $1600 f_{y,t} A_{s,t} / \sum A_{s,l} f_{y,l}$

dengan :

$A_{s,t}$ = luas satu kaki tulangan transversal

$A_{s,l}$ = jumlah luas tulangan longitudinal yang harus disokong

$f_{y,t}$ = kuat leleh tulangan transversal

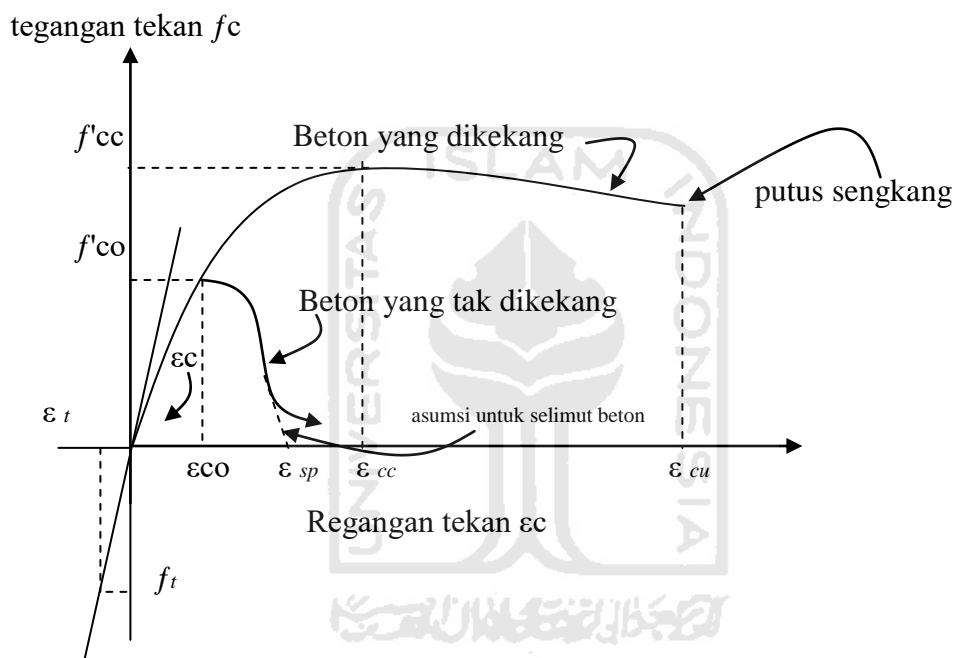
$f_{y,l}$ = kuat leleh tulangan longitudinal

2. Pendetailan Daerah Sendi Plastis Kolom

Kolom-kolom dengan beban aksial tekan yang kecil akan berperilaku serupa serupa dengan balok, sehingga semua persyaratan yang memenuhi tulangan pada balok dapat diterapkan pada kolom. Tetapi pada beban aksial tekan besar duktilitas kurvatur yang tersedia pada daerah sendi plastis menjadi besar dan hal ini menyebabkan memerlukan regangan beton yang lebih dari batas maksimum = 0.003.

Penambahan regangan beton yang lebih dari 0.003 dapat di dapati dengan mengekang penampang kolom dengan tujuan agar luas penampang beton pada inti dalam arah lateral dapat dicegah tidak bertambah luas. Sehingga nilai regangan dan tegangan beton bertambah.

Dapat dilihat pada Gambar berikut :



Gambar 3.8 Hubungan Tegangan Regangan Tekan Beton dengan dan tanpa pengaruh pengekangan.....

3.3 Analisa dan Perencanaan Komponen Struktur Beton Bertulang

3.3.1 Ketentuan Perencanaan

1. Semua komponen struktur harus diproporsikan untuk mendapatkan kekuatan yang cukup (SKSNI T – 15 – 1991 – 03) dengan menggunakan faktor beban dan faktor reduksi kekuatan (Φ).
2. Khusus untuk komponen struktur beton bertulang non pratekan, komponen struktur boleh direncanakan dengan menggunakan beban kerja dan tegangan izin (untuk beban kerja mengikuti/sesuai ketentuan nilai modulus elastisitas, $E_c = 200.000$ Mpa).
3. Ketentuan mengenai perencanaan dalam tata cara ini didasarkan pada asumsi bahwa struktur yang ditinjau harus direncanakan untuk menahan semua beban yang mungkin bekerja padanya, di mana beban kerja ini diperhitungkan berdasarkan SNI 1727 – 1989 F tentang tata cara perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung.
4. Untuk perencanaan komponen struktur beton bertulang terhadap beban gempa dilakukan cara analisis menggunakan redistribusi momen negatif bila :
 - a. tidak menggunakan nilai momen pendekatan, maka momen negatif yang dapat dari teori elastis pada tumpuan dari komponen struktur lentur menerus untuk sembarang pengaturan beban boleh ditambah atau dikurangi dengan harga yang tidak melebihi :

$$30 \left(1 - \frac{4}{3} x \frac{\rho - \rho'}{\rho b} \right) \dots\dots\dots (48)$$

- b. momen negatif yang telah dimodifikasikan harus digunakan untuk menghitung momen pada penampang dalam bentang yang ditinjau.
- c. redistribusi momen negatif hanya boleh dilakukan bila penampang yang momennya direduksi telah direncanakan sedemikian hingga ρ atau $\rho - \rho'$ tidak melebihi 0,50 b.

di mana :

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1.f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots(49)$$

5. Dalam bab 3.15 SKSNI T – 15 – 1991 – 03 halaman 9 nilai modulus elastisitas beton baja tulangan dan lendon ditentukan sebagai berikut :

- a. nilai (Wc) = Unit Massa dari beton, Kg/m³ adalah diantara 1500 dan 2500 kg/m³. Nilai (Ec) = Modulus elastisitas beton diambil sebesar (Wc)^{1,5} × 0,043 √f'c dalam (Mpa) dan untuk beton normal (Ec) boleh diambil sebesar 4700 √f'c .
- b. modulus elastisitas untuk tulangan non pratekan ; Ec boleh diambil sebesar 200.000 Mpa.
- c. modulus elastisitas untuk lendon pratekan; Ec harus ditentukan dengan pengujian atau dipesan oleh pabrik.

6. Analisis untuk kekakuan komponen struktur ditentukan berikut:

- a. setiap asumsi yang dapat dipertanggungjawabkan boleh digunakan untuk menghitung kekakuan lentur dua torsi relatif dari sistem kolom, dinding, lantai dan atap, asumsi tersebut harus digunakan secara konstan dalam seluruh analisis.
- b. Pengaruh dari voute harus diperhitungkan dalam menentukan momen dan dalam merencanakan komponen struktur.

7. Panjang bentang

Panjang bentang komponen struktur tergantung dari kondisi tumpuan ujungnya yang mana panjang bentang tersebut ditentukan menurut butir-butir berikut :

- a. panjang bentang dari komponen struktur yang tidak dibuat menyatu dengan komponen struktur pendukung harus diperhitungkan sebagai bentang bersih ditambah dengan tinggi dari komponen struktur, besarnya bentang ini tidak

perlu melebihi jarak pusat ke pusat dari komponen struktur pendukung yang ada.

- b. dalam analisis penentuan momen dari rangka atau konstruksi menerus, panjang bentang harus diambil sebesar jarak pusat ke pusat komponen struktur pendukung.
- c. untuk balok yang dibuat menyatu dengan komponen struktur pendukung, momen pada bidang muka tumpuan boleh digunakan dalam perencanaan.
- d. pelat penuh atau berusuk yang dibuat menyatu dengan komponen struktur pendukung dan semua bentang bersih tidak melebihi dari 3 m., boleh dianalisis sebagai pelat menerus di atas komponen struktur pendukung berujung pisau dengan bentang sebesar bentang bersih dari pelat (lebar dari baloknya diabaikan).

8. Kolom

- a. Kolom harus direncanakan untuk menahan gaya aksial dari beban terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor yang bekerja pada satu lantai atau atap yang berada di sebelahnya, serta kondisi pembebanan yang memberikan pengaruh resiko maksimum dari momen terhadap gaya aksial juga harus diperhitungkan.
- b. Pada kerangka atau konstruksi menerus, pengaruh dari adanya beban yang tak seimbang pada lantai atau atap terhadap kolom pinggir ataupun tengah harus diperhitungkan, demikian pula pengaruh dari beban eksentris akibat sebab lainnya.
- c. Dalam menghitung momen untuk kolom akibat beban gravitasi, ujung akhir (atas atau bawah) dari kolom yang dibuat menyatu dengan struktur boleh dianggap terjepit.
- d. perlawanan terhadap momen pada tiap tingkat lantai atau atap harus disediakan dengan mendistribusikan momen diantara kolom yang berada langsung di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Distribusi momen tersebut harus dilakukan

sebanding dengan kekakuan relatif dari kolom serta memperhatikan kondisi tahanan yang ada.

9. Beban hidup yang bekerja pada komponen struktur dianggap hanya bekerja pada lantai atau atap yang sedang ditinjau, dan ujung akhir dari kolom yang bersatu dengan struktur boleh dianggap terjepit.

Pengaturan beban hidup yang bekerja pada komponen struktur tersebut boleh dibatasi pada kombinasi :

- a. beban mati terfaktor pada semua bentang dengan beban hidup terfaktor yang bekerja pada dua bentang yang bersebelahan.
- b. beban mati terfaktor yang bekerja pada semua bentang dengan beban hidup penuh terfaktor pada bentang yang berselang.

10. Kondisi balok T

- a. pada konstruksi balok T, pengerjaan flens dan badan dari balok harus dilaksanakan secara menyatu atau harus diusahakan agar didapat sekatan yang efektif antara keduanya.
- b. lebar pelat yang secara efektif bekerja sebagai suatu flens dari balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang dari balok dan lebar efektif dari flens yang membentang pada tiap sisi badan balok tidak boleh melebihi.
 - 8 kali tebal plat
 - $1/2$ jarak bersih dari badan balok yang bersebelahan.
- c. untuk balok yang mempunyai pelat hanya pada satu sisi, lebar efektif flens yang membentang tidak boleh lebih dari :
 1. $1/2$ dari bentang balok
 2. 6 kali tebal pelat
 3. $1/2$ jarak bersih dari badan balok yang bersebelahan
- d. balok tunggal, di mana bentuk T nya diperlukan untuk menambah luas daerah tekan, harus mempunyai ketebalan flens tidak kurang dari $1/2$ lebar badan balok dan lebar efektif flens tidak lebih dari 4 kali lebar badan balok.

- e. bila tulangan lentur utama yang dianggap sebagai suatu flens balok T (kenali konstruksi pelat rusuk) sejajar dengan balok, maka harus disediakan penulangan disisi atas pelat yang tegak lurus balok berdasarkan ketentuan :
- (1) Tulangan transversal harus direncanakan untuk menahan beban terfaktor pada lebar pelat yang membentang (yang dianggap berperilaku sebagai kantilever) untuk balok tunggal, seluruh lebar dari flens yang membentang harus diperhitungkan.
 - (2) Pada perhitungan lebar flens yang efektif saja, tulangan tranversal harus dipasang dengan spasi tidak melebihi lima kali tebal pelat dan 500 mm.

11. Konstruksi Pelat Rusuk

Ketentuan struktur, cara perencanaan analisis harus mengikuti ketentuan butir-butir berikut :

- a. konstruksi pelat rusuk terdiri dari kombinasi monolit jalur balok yang mempunyai jarak beraturan dengan suatu pelat penutup dan diatur membentang dalam satu arah atau dua arah yang ortogonal.
- b. rusuk harus mempunyai lebar minimum 100 mm dan harus mempunyai tebal tidak kurang dari 3,5 kali lebar minimumnya.
- c. jarak bersih antar rusuk tidak boleh melebihi 800 mm.

Konstruksi pelat rusuk yang tidak memenuhi batasan-batasan dari butir a, b dan c sebelumnya harus direncanakan sebagai pelat dan balok biasa.

3.3.2 Metode Ultimit / Metode Kekuatan

Ketentuan dalam perencanaan struktur dan komponen struktur terhadap kombinasi beban dan gaya terfaktor adalah:

"Struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua penampang mempunyai kuat rencana maksimum sama dengan kuat perlu"

1. Kuat perlu

Supaya struktur dan komponen struktur memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap bermacam-macam kombinasi beban, maka harus dipenuhi ketentuan dari faktor beban berikut :

- a. kuat perlu U yang menahan beban mati (D) dan beban hidup (L) paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,2 D + 1,6 L \dots\dots\dots(50)$$

- b. bila ketahanan struktur terhadap beban angin (W) harus diperhitungkan dalam perencanaan maka pengaruh kombinasi beban D , L dan W berikut harus dipelajari untuk menentukan nilai U yang terbesar :

$$U = 0,75 (1,2 D + 1,6 L + 1,6W) \dots\dots\dots(51)$$

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

$$U = 0,9 D + 1,3 W \dots\dots\dots(52)$$

dengan catatan bahwa untuk setiap kombinasi beban (D), (L) dan (W) akan diperoleh kekuatan (U) yang tidak kurang dari persamaan pertama.

- c. bila ketahanan struktur terhadap beban gempa (E), harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai (U) harus diambil sebagai :

$$U = 1,05 (D + L_R \pm E) \dots\dots\dots(53)$$

atau

$$U = 0,9 (D \pm E) \dots\dots\dots(54)$$

di mana : L_R adalah beban hidup yang telah direduksi sesuai dengan ketentuan SM.1726-1989 F, tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk rumah dan gedung (E). Dalam hal ini ditetapkan berdasarkan ketentuan yang ditentukan dalam SNI 1726-1989 F.

- d. bila ketahanan terhadap tekanan tanah (H) diperhitungkan dalam perencanaan, maka kekuatan yang diperlukan U min harus sama dengan :

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 1,6 H \dots\dots\dots(55)$$

kecuali pada keadaan di mana D atau L mengurangi pengaruh dari H.

Dalam hal ini nilai maksimum dari U ditentukan dengan mengganti 1,2 D dengan 0,9 D dan nilai L diambil Nol. Untuk setiap kombinasi dari D, L dan H nilai U tidak boleh lebih kecil dari persamaan $U = 1,2 D + 1,6 L$

- e. bila ketahanan terhadap pembebanan akibat berat dan tekanan fluida yang berat jenisnya dapat ditentukan dengan baik dan maksimum ketinggian F yang terkontrol diperhitungkan dalam perencanaan, maka beban tersebut harus dikalikan dengan faktor beban 1,2 dan ditambahkan pada semua kombinasi beban yang diperhitungkan sebagai beban hidup.
- f. Bila ketahanan terhadap pengaruh kejut diperhitungkan dalam perencanaan, maka pengaruh tersebut harus disertakan pada perhitungan beban hidup L
- g. Bila pengaruh struktural / (T) yaitu, dengan kata lain karena perbedaan penurunan, rangkai, susut atau perubahan suhu mungkin menentukan dalam perencanaan, maka ketentuan yang diperlukan U minimum harus sama dengan :

$$U = 0,75 (1,2 D + 1,2 T + 1,6 L) \dots\dots\dots(56)$$

Tetapi nilai U tidak boleh kurang dari :

$$U = 1,2 (D + T) \dots\dots\dots(57)$$

Perkiraan atas perbedaan penurunan rangkai, susut atau perubahan suhu harus didasarkan pada pengkajian yang realistis dari pengaruh tersebut selama masa pakai.

2. Kuat rencana.

Dalam menentukan kuat rencana suatu kelompok struktur, maka kuat minimalnya harus direduksikan dengan faktor reduksi kekuatan yang sesuai dengan sifat beban. Ketentuan-ketentuan yang dipakai dalam hal berikut adalah :

- a. Kuat rencana yang tersedia pada suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain dan penampangnya dalam kriteria lentur, beban lentur, geser dan torsi, harus diambil sebagai kekuatan minimal yang dihitung berdasarkan ketentuan dan asumsi dari tata cara SK. SNI.T-15-1991-03, dikalikan dengan suatu faktor reduksi kekuatan (Φ).
- b. Faktor reduksi kekuatan (Φ) ditentukan sebagai berikut :
 - 1. Lentur, tanpa beban aksial = 0,8
 - 2. Beban aksial, beban aksial dengan lentur (untuk beban aksial dengan lentur, kedua nilai kekuatan nominal dari beban aksial dan momen harus dikalikan dengan satu nilai Φ yang sesuai) :
 - a. Aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur $\Phi = 0,8$
 - b. Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur :
 - Komponen struktur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat $\Phi = 0,7$
 - Komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa $\Phi = 0,65$

Kecuali untuk nilai aksial tekan yang rendah, nilai Φ boleh ditingkatkan berdasarkan komponen struktur di mana f_y tidak melampaui 400 Mpa, dengan tulangan simetris dan dengan :

$$\frac{(h - d^1 - ds)}{h} \text{ tidak kurang dari } 0,65 \dots\dots\dots(58)$$

- Φ boleh ditingkatkan secara linier menjadi 0,80 untuk keadaan di mana
 - ΦP_n berkurang dari nilai terkecil antara $0,10 f'_c A_g$ dan ΦP_b ke nol.
3. Geser dan torsi $\Phi = 0,6$
 4. Tumpuan pada beton $\Phi = 0,70$

3.3.3 Perencanaan dan Perhitungan Komponen Struktur

3.3.3.1 Asumsi-asumsi Perencanaan Komponen Struktur Beton Bertulang Terhadap Beban Lentur atau Aksial atau Kombinasi dari Beban Lentur dan Aksial

1. Kuat rencana komponen struktur untuk beban lentur dan beban aksial didasarkan atas kondisi keseimbangan dan kompatibilitas regangan yang berlaku.
2. Regangan dalam tulangan dan beton harus diasumsikan berbanding langsung dengan jarak dari sumbu netral, kecuali untuk komponen struktur lentur tinggi dengan rasio tinggi total terhadap bentang bersih yang lebih besar dari 2/5 untuk batang menerus dan lebih besar dari 4/5 untuk balok dengan tumpuan sederhana harus digunakan distribusi regangan non linier.
3. Regangan maksimum yang dapat digunakan pada serat beton tekan terluar harus diasumsikan sama dengan 0,003.
4. Tegangan dalam tulangan di bawah kuat leleh yang ditentukan (f_y) untuk mutu tulangan yang digunakan harus ditambah sebesar (E_s) dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang lebih besar dari regangan yang memberikan (f_y) tegangan

pada tulangan harus dianggap tidak tergantung pada regangan dan sama dengan (f_y).

5. Dalam perhitungan lentur beton bertulang kuat beton harus diabaikan.
6. Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton boleh diasumsikan berbentuk persegi, trapesium, parabola atau bentuk lainnya yang menghasilkan perkiraan kekuatan yang cukup baik bila dibandingkan dengan hasil pengujian yang lebih menyeluruh.
7. Kekuatan (no. 6) boleh dianggap dipenuhi oleh suatu distribusi tegangan beton persegi ekuivalen yang didefinisikan sebagai berikut:
 - a. Tegangan beton sebesar $0,85 f'_c$ harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen, yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak ($a = \beta_1 C$) dari serat dengan regangan tekan maksimum.
 - b. Jarak (C) dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu tersebut.
 - c. faktor (β_1) harus diambil sebesar 0,85 untuk kuat tekan beton (f'_c) hingga atau sama dengan 30 Mpa. (β_1) harus direduksi secara terus menerus sebesar 0,008 untuk setiap kelebihan 1 Mpa diatas 30 Mpa, tapi (β_1) tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

3.3.3.3 Prinsip Perencanaan Komponen Struktur yang Dibebani Lentur atau Aksial atau Kombinasi Beban Lentur dan Aksial

1. Perencanaan penampang yang dibebani lentur atau aksial atau kombinasi beban lentur dan aksial harus didasarkan atas kompatibilitas tegangan dan regangan dengan menggunakan asumsi pada sub bab 3.2.4.
2. Kombinasi regangan seimbang terjadi pada penampang ketika tulangan tarik tepat mencapai regangan yang berhubungan dengan tegangan leleh yang ditentukan (f_y) pada saat yang bersamaan dengan bagian beton yang tertekan mencapai regangan batas asumsi 0,003.

3. Untuk komponen struktur lentur dan untuk komponen struktur yang dibebani kombinasi lentur dan aksial tekan dimana kuat rencana P_n kurang dari nilai yang terkecil antara $(0,10 f'c.A_g)$ dan $\phi \rho_b$ rasio tulangan ρ yang ada tidak boleh melampaui 0,75 dari rasio ρ_b yang menghasilkan kondisi regangan seimbang untuk penampang yang mengalami lentur tanpa beban aksial. Untuk komponen struktur dengan tulangan tekan, bagian ρ_b yang disamakan dengan tulangan tekan tidak perlu direduksi dengan faktor 0,75.
4. Peningkatan kekuatan komponen struktur lentur boleh dilakukan dengan menambahkan pasangan tulangan tekan dan tulangan tarik secara bersamaan.
5. Kuat tekan rencana ϕP_n dari komponen struktur tidak boleh diambil lebih besar dari ketentuan berikut:

- a. Untuk komponen struktur non-pra tekan dengan tulangan spiral atau struktur komponen-struktur komposit:

$$\phi P_n(\max) = 0,85 \phi [0,85 f'c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \dots\dots\dots(59)$$

- b. Untuk komponen struktur non-pra tekan dengan tulangan pengikat:

$$\phi P_n(\max) = 0,85 \phi [0,85 f'c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \dots\dots\dots(60)$$

6. Komponen struktur yang dibebani aksial tekan harus direncanakan terhadap momen maksimum yang mungkin menyertai beban aksial tersebut. Beban aksial terfaktor P_n dengan eksentrisitas yang ada tidak boleh melampaui ketentuan sub 3.2.3.1 butir (5) momen maksimum terfaktor M_u harus diperbesar untuk memperhitungkan pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan dengan ketentuan yang harus dipenuhi:

Perencanaan dari komponen struktur tekan harus didasarkan pada gaya dan momen yang didapat dari analisis struktur yang ditinjau. Analisis tersebut harus memperhitungkan pengaruh dari beban aksial dan variasi dari momen inersia

pada kekakuan komponen struktur dan pada momen jepit ujungnya, pengaruh dari lendutan pada momen dan gaya dan pengaruh dari lamanya pembebanan.

3.4 Perencanaan Bangunan Gedung Tahan Gempa Pada Nilai $K = 1,5$ Berdasar SK SNI T-15-1991-03

Deskripsi bangunan gedung yang akan direncanakan secara umum harus memenuhi persyaratan kriteria bangunan tahan gempa pada Buku Pedoman Perencanaan Untuk Struktur Beton bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983.

3.4.1 Tata Letak Struktur

Agar perencanaan struktur bangunan gedung beton bertulang dapat dilakukan dengan cara yang sederhana (analisis static ekivalen) dan dapat berperilaku baik saat dilanda gempa maka penting diketahui tata letak struktur yang memenuhi persyaratan yaitu :

1. Bentuk bangunan sederhana dan simetris agar dalam pendetailan tidak memerlukan penelitian yang mendalam.
2. Tidak terlalu langsing baik pada denah maupun potongannya dengan batasan rasio perbandingan antara tinggi bangunan berbanding dengan lebar bangunan lebih dari 3 dan pada ketinggian dibawah 40 meter..
3. Distribusi kekuatan sepanjang tinggi bangunan seragam dan menerus. Agar dapat didistribusi merata menerus maka :
 - a. semua kolom dan dinding menerus dan tanpa pemutusan dari atap sampai ke pondasi
 - b. semua balok berhubungan secara menerus
 - c. balok dan kolom mempunyai sumbu yang sama
 - d. baik kolom maupun baloknya mempunyai lebar yang sama
 - e. penampang- penampang penahan beban gempa tidak boleh berubah secara tiba-tiba

f. struktur beton harus menerus (derajat ke statis tak tertentu makin besar) dan harus sedapat- dapatnya monolit

Bila syarat- syarat diatas diikuti maka struktur akan lebih handal direncanakan, konsentrasi tegangan- tegangan yang tidak dikehendaki dapat dihindari, dan momen torsi yang besar dapat dihindari. Juga dengan membuat struktur makin monolit dan statis tak tertentu dapat dihindari terjadinya keruntuhan setempat yang serius akibat terjadinya konsentrasi tegangan akibat besarnya perubahan bentuk dan rotasi bila terjadi beban gempa yang besar.

3.4.2 Pembebanan

Beban yang bekerja pada struktur dapat digolongkan dalam tiga bagian, yaitu beban mati, beban hidup dan beban akibat pengaruh alam:

3.4.2.1 Beban Mati

Beban mati merupakan beban yang intensitasnya tetap dan posisinya tidak berubah selama usia penggunaan bangunan. Biasanya beban mati merupakan berat sendiri dari suatu bangunan, sehingga besarnya dapat dihitung secara akurat berdasarkan ukuran, bentuk, dan berat jenis materialnya. Peraturan pembebanan beban mati dapat dilihat pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 halaman 10 Bab 2 .

3.4.2.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang dapat berpindah tempat, yang dapat penuh atau tidak ada sama sekali. Beban hidup minimum dapat didapat pada ketentuan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 halaman 13 Bab 3.

Beban hidup dapat direduksi untuk perencanaan balok induk dan portal serta untuk peninjauan gempa yang merupakan bukan suatu keharusan namun reduksi tersebut adalah bersifat optional, kecuali reduksi tersebut memberikan keadaan yang lebih berbahaya bagi konstruksi atau unsur konstruksi yang ditinjau juga bila tidak

semua daerah pembebanan dibebani penuh secara bersamaan, atau untuk elemen yang mempunyai daerah pembebanan yang luas.

3.4.2.3 Beban Angin

Angin timbul karena disebabkan pergerakan udara yang ditimbulkan oleh perbedaan suhu dimana pergerakan udara ada dua macam yaitu kearah vertikal dan pergerakan horisontal.

Bagi perencanaan bangunan pergerakan yang paling berpengaruh adalah pergerakan udara searah horisontal yang pada ketinggian tertentu sekitar 350 m dari permukaan tanah, kecepatan angin tidak lagi dipengaruhi peristiwa viskositas dimana permukaan tanah mengurangi kecepatan angin hingga hampir sama dengan nol. Kecepatan angin yang ditetapkan dalam N.I-18 minimum sebesar 25 kg/m² untuk kondisi umum. Sedangkan untuk daerah- daerah didekat pantai harus diambil sebesar 40 kg/m², kecuali bila terjadi kecepatan angin yang mungkin dapat menimbulkan tekanan yang lebih besar lagi. Tekanan tiup angin untuk memungkinkan kondisi terbesar ini harus dihitung melalui rumus:

$$P = V^2 / 16 \text{ (kg /m}^2 \text{)} \dots\dots\dots(61)$$

dengan :

V = kecepatan angin dalam m/detik

Peraturan beban angin satu negara dengan negara lain berbeda. Tekanan angin rencana yang disarankan oleh Standard Building Code (SBC-1985), dinyatakan dengan :

$$P = 0,0025 V^2 \left(\frac{H}{30} \right)^{2/7} \dots\dots\dots(62)$$

dengan :

P = beban angin dalam psf.

V = kecepatan angin 100 tahunan dalam mile

H = tinggi diatas tanah untuk tekanan yang dihitung pada untuk $H > 30$ ft
atau $H > 9,15$ m.

Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 halaman 22 Bab 4 menetapkan ketentuan- ketentuan perencanaan gedung dengan pengaruh pembebanan dari angin..

Tekanan angin yang diperoleh dikalikan dengan faktor bentuk (sebesar 1,3 untuk bangunan segiempat prismatis dan 0,7 untuk bentuk silinder).

3.4.2.4 Beban Gempa

Efek gempa dengan arah horizontal yang disebabkan adanya percepatan tanah (ground acceleration) akibat gaya inersia internal dimana besar gaya inersia horizontal tergantung terutama pada massa bangunan, intensitas pergerakan tanah interaksi struktur terhadap tanah, dan sifat dinamis bangunan seperti misalnya periode vibrasi dan nilai redaman.

Peninjauan efek gempa bagi suatu bangunan terutama dimaksudkan untuk :

- a. meminimumkan jumlah korban jiwa atau kecelakaan lainnya
- b. menjamin kelangsungan bangunan- bangunan yang dipandang penting
- c. meminimkan kerusakan harta benda

Metode peninjauan gempa yang dipakai ditinjau pada bentuk denah bangunan, keseragaman kekakuan tingkat, tinggi bangunan dan serta pada denah bangunan yang dimana pusat kekakuan bangunan dan pusat massa tidak berimpit sehingga hal demikian dapat menyebabkan efek torsi yang harus analisa terdapat tiga metode yang dianjurkan adalah :

- a. metode statik ekuivalen
- b. metode spektrum respon

c. metode riwayat waktu

Ketiga metode tersebut telah diatur tersendiri dalam Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Untuk Gedung 1983.

3.4.4 Distribusi Gaya Gempa

Beban geser dasar akibat gempa (V) harus dibagikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban- beban horisontal terpusat yang bekerja pada masing- masing tingkat lantai.

Langkah perhitungan dan rumus yang digunakan adalah :

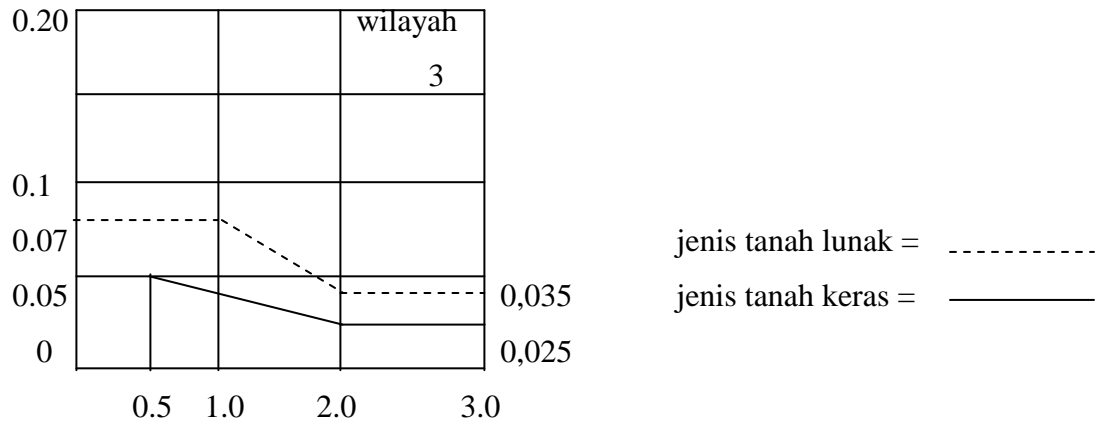
1. Menghitung beban total bangunan berupa beban bangunan sendiri maupun beban lateral yang bekerja ditinjau dari atas pondasi hingga keatap.
2. Menghitung waktu getar bangunan (T)

$$T = 0.06. H^{3/4} \dots\dots\dots(63)$$

dengan : H = tinggi gedung dari atas pondasi (m)

3. Menghitung koefisien gempa dasar (C)

Besar nilai koefisien gempa dasar di tentukan dari pustaka terdapat pada Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung 1987 halaman 17.



Gambar 3.9 Koefisien Gempa Dasar C (Gideon Kusuma dan Takim Andriono, 1993, Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03, Erlangga)

4. Menetapkan faktor keutamaan (I) dan faktor jenis struktur (K)

Besar nilai faktor keutamaan dan faktor jenis struktur di tentukan dari pustaka terdapat pada Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung 1987 halaman 18 dan halaman 19.

5. Menghitung gaya geser horisontal total akibat gempa

$$V = CIK W_t \dots\dots\dots(64)$$

dengan : V = beban geser dasar akibat gempa (kg)

6. Menghitung distribusi gaya geser horisontal total akibat gempa

Syarat perhitungan gaya geser dengan meninjau perbandingan antara tinggi bangunan terhadap lebar bangunan (arah x atau y) dengan nilai kurang dari 3.

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V_i \dots\dots\dots(65)$$

dengan :

F_i = gaya geser horisontal akibat gempa pada lantai ke i

h_i = tinggi lantai ke i terhadap lantai dasar

$V_{x,y}$ = gaya geser horisontal total akibat gempa untuk arah x atau y

3.4.5 Analisa Struktur Dengan Program Komputer

Komputer yang menyediakan fasilitas dalam analisa struktur pada Etabs V.7 dan SAP 2000 merupakan software yang berbasis metode elemen hingga yang dapat menganalisa perilaku struktur atas beban yang bekerja dengan menyerupai perilaku sebenarnya dengan analisa struktur statik maupun dinamik.

Pada Etabs V.7 suatu analisa statik 2 dimensi atau 3 dimensi linier dan non linier dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung dapat dihitung langsung oleh program dengan sebelumnya menginput data- data wilayah gempa dan spesifikasi material yang digunakan yang pada analisa khusus statik eivalen terhadap tiap lantai terdapat pada pusat massa masing- masing lantai berupa beban- beban titik (beban lateral).

Aspek - aspek dalam perencanaan struktur dengan analisa struktur menggunakan program komputer SAP 2000 pada struktur rangka baja dan Program Komputer Etabs V.8 :

3.4.5.2 Struktur Atap

- a. desain skematik yang terdiri dari gambar rencana dan ukuran batang rangka.
- b. analisa struktur agar didapatkan hasil berupa gaya- gaya dalam, reaksi, dan deformasi dengan menggunakan SAP 2000
- c. menyimpulkan hasil analisa dan desain terhadap pembebanan dengan kode warna yang terfasilitasi pada SAP 2000 pada ketentuan :
 1. aman dengan kode warna biru sampai dengan kuning
 2. kritis dengan kode warna orange sampai dengan merah
- d. Analisa elemen struktur rangka atap sesuai metode Ultimit (PPBBI 1983) atau AISC.

3.4.5.2 Struktur Utama Beton Bertulang

- a. desain skematik yang terdiri dari gambar rencana dan estimasi portal gedung.
- c. perhitungan beban – beban dan distribusi beban gempa pada tiap lantai gedung
- a. analisa struktur agar didapatkan hasil berupa gaya- gaya dalam, reaksi, dan deformasi dengan menggunakan Etabs V.8
- d. desain komponen struktur berdasar SKSNI T-15-1991-03

3.4.6 Desain Komponen Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Pada $K = 1,5$

A. Persyaratan Mutu Bahan

1. Kuat tekan beton ($f'c$) harus lebih dari 20 Mpa
2. Kuat tekan dari beton agregat ringan yang digunakan dalam perencanaan tidak boleh melampaui 30 Mpa. Beton agregat ringan dengan kuat tekan rencana yang lebih tinggi boleh digunakan bila dapat dibuktikan dengan percobaan bahwa komponen struktur yang dibuat dari beton agregat ringan tersebut mempunyai kekuatan dan ketegaran yang sama atau lebih dari komponen struktur yang dibuat dari beton agregat normal dengan kekuatan yang sama.
3. Tulangan penahan gaya lentur dan aksial akibat gempa yang digunakan dalam komponen struktur rangka dan komponen dinding batas harus memenuhi ketentuan ASTM A 706. Tulangan yang memenuhi ASTM A 615 M mutu 300 dan 400 boleh digunakan dalam komponen struktur diatas bila :
 - a. kuat leleh aktual berdasarkan pengujian dipabrik tidak melampaui kuat leleh yang ditentukan lebih dari 120 Mpa (uji ulang tidak boleh memberikan hasil yang melampaui harga ini lebih dari 20 Mpa).
 - b. Rasio dari tegangan tarik batas aktual terhadap kuat leleh tarik aktual tidak kurang dari 1,25.
4. Tulangan yang diperlukan berdasarkan kombinasi beban rencana yang mencakup pengaruh gempa tidak boleh dilas kecuali bila pelaksanaan pengelasan mengikuti ketentuan dari ayat 3.14.3 SKSNI T-15-1991 butir 2 sub butir 4 dan ayat 3.14.4 butir 3 sub butir 2, pengelasan dari sengkang, kait silang sisipan tulangan, atau

elemen lain yang serupa kepada tulangan longitudinal yang diperlukan dalam perhitungan perencanaan tidak diperkenankan.

B. Ketentuan Proporsi dari Komponen Struktur

1. Interaksi dari semua komponen struktural dan non struktural yang secara nyata mempengaruhi respon linier dan nonlinier struktur terhadap gerakan gempa harus ditinjau dalam analisis.
2. Komponen kaku yang diasumsikan tidak merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral dapat digunakan asalkan pengaruhnya atas respons dari sistem struktur ditinjau dan diperhitungkan dalam perencanaan struktur. Konsekuensi atas keruntuhan dari komponen struktural dan non struktural yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral juga harus diperhitungkan.
3. Komponen struktur yang berada di bawah dasar struktur yang diperlukan untuk menyalurkan gaya akibat gempa ke pondasi juga harus memenuhi ketentuan perencanaan bangunan tahan gempa.
4. Semua komponen struktur yang diasumsikan bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral harus memenuhi ketentuan ayat 3.14.8 SKSNI T-15-1991-03.
 - a. semua komponen struktur rangka yang diasumsikan tidak merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral harus diperiksa dan menunjukkan cukup mempunyai kapasitas untuk memikul beban vertikal dengan asumsi bahwa strukturnya telah berdeformasi secara lateral sebesar dua kali dari deformasi yang dihitung untuk gaya lateral terfaktor. Komponen struktur tersebut harus mempunyai tulangan yang memenuhi ketentuan minimum (ayat 3.14.3 butir 2 sub butir 1 dan ayat 3.14.5 butir 2 sub butir 1 dan memenuhi ketentuan yang berlaku juga pasal 3.3 dan pasal 4.4 SKSNI T-15-1991-03).
 - b. semua komponen struktur rangka dengan gaya tekan aksial berfaktor yang melebihi $(A_g f_c' / 10)$ harus memenuhi ketentuan khusus berikut ; kecuali bila telah memenuhi ayat 3.14.4 butir 4 SKSNI T-15-1991-03.

Ketentuan tersebut adalah :

- (1) sengkang pengikat harus mempunyai kait 135° dengan perpanjangan tidak kurang dari 6 kali diameter batang sengkang atau 60 mm. Kait penutup seperti yang didefinisikan dalam pasal ini boleh digunakan.
- (2) spasi maksimum dari sengkang pengikat yang dipasang sepanjang l_0 dari sisi muka joint adalah S_0 . Spasi S_0 tersebut tidak boleh lebih dari :
 - 10 kali diameter tulangan longitudinal terkecil yang dilingkup oleh sengkang tersebut.
 - 24 kali diameter batang pengikat
 - setengah kali dimensi penampang kolom terkecil.Dan panjang l_0 tidak boleh kurang dari :
 - $1/6$ tinggi bersih kolom
 - dimensi maksimum dari penampang kolom
 - 500 mm
- (3) sengkang pengikat pertama harus dipasang dalam jarak $0,5 S_0$ dari sisi muka joint
- (4) spasi dari sengkang pada sembarang tempat dalam kolom tidak boleh melebihi 250
- (5) faktor reduksi kekuatan harus diambil sesuai dengan ketentuan (faktor reduksi kekuatan).

3.4.6.1 Pelat / Slab

Slab adalah elemen horizontal utama yang menyalurkan beban hidup maupun beban mati kerangka pendukung vertikal dari suatu sistem struktur. Elemen tersebut dapat berupa slab diatas balok, waffle slab, flat slab, atau flat komposit diatas joist.

Suatu pelat/ slab atau diafragma pada bangunan gedung yang direncanakan mampu bertahan disaat terjadi gempa, adalah merupakan kesatuan pada struktur utama bangunan gedung yang mana teknik penulangan dan pendetailannya harus sesuai peraturan yang ditetapkan pemerintah.

Dinding penahan tanah, pelat lantai dan lantai basement serta pelat talang adalah merupakan komponen struktur yang mempengaruhi struktur utama saat terjadi gempa karena umum dicor monololit dengan komponen utama penahan gaya lateral sehingga diafragma tersebut berpengaruh.

Komponen struktur berikut ini direncanakan sebagai perencanaan pelat yang terbagi menjadi dua bagian yaitu pelat satu arah dan dua arah.

Masing- masing fungsi diafragma tersebut direncanakan dengan memperhatikan faktor- faktor pengaruh lingkungan sekitar apakah terlindung atau tidak terhadap cuaca dan tanah juga pengaruh lain seperti beban tanah, berat bangunan atau beban mati, beban gempa, beban hidup, tekanan air tanah dan daya dukung tanah.

A. Perencanaan Pelat Satu Arah

Pelat satu arah merupakan pelat yang memiliki perbandingan panjang dengan lebarnya lebih dari dua sehingga beban yang diterima terfokus pada bentang pendek yang saling berhadapan sehingga pengaruh pembebanan yang terjadi pada pelat menimbulkan suatu bentuk lendutan berbentuk silinder.

Lendutan yang terjadi diperiksa dengan memperhatikan dan memperhitungkan retak yang dapat terjadi dan telah ditetapkan ukuran tebal pelat satu arah pada SKSNI T-15-1991-03 tabel 3.2.5.a. dengan faktor- faktor yang diperhitungkan yaitu besar momen lentur, defleksi dan kekuatan beton normal ($w_c = 23 \text{ KN/m}^3$) dengan mutu baja ($f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$).

Bila pada proses analisis kerangka tidak digunakan metode yang lebih akurat, cara pendekatan untuk momen dan geser berikut (besar nilai momen yang menentukan pada pelat satu arah agar dapat ditentukan distribusi gayanya digunakan koefisien momen pasal 3.6.6 SKSNI T-15-1991-03); boleh digunakan untuk merencana balok menerus dan pelat satu arah (penulangan pelat hanya direncanakan untuk menahan tegangan lentur untuk satu arah), asalkan ketentuan berikut dipenuhi :

- (1) minimum harus ada dua bentang

- (2) panjang bentang kurang lebih sama, dengan ketentuan bahwa bentang yang lebih besar dari dua bentang yang bersebelahan perbedaannya tidak melebihi 20 persen dari bentang yang pendek ;
- (3) beban yang bekerja merupakan beban terbagi merata
- (4) beban hidup per unit tidak melebihi 3 kali beban mati per unit, dan
- (5) komponen strukturnya prismatis

Atau dapat juga dilihat penggunaan koefisien momen tersebut pada tabel 12 buku Dasar- dasar Perencanaan Beton Bertulang Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 oleh Ir. W.C. Vis dan Ir. Gideon H. Kusuma M.Eng seri beton 1 terbitan Erlangga 1993 halaman 75.

B. Perencanaan Pelat Dua Arah

Pelat dua arah merupakan bentuk perbandingan antara panjang dengan lebar suatu bentang pelat yang ditumpu di keempat sisinya kurang dari atau sama dengan dua Sehingga bentuk lendutan yang terjadi pada pelat akibat beban yang bekerja berbentuk piring dianalisa secara statik tak tentu dengan arah momen lentur yang bekerja pada jalur selebar satu meter ke masing- masing arah (arah x dan arah y).

Lendutan yang terjadi diperiksa dengan memperhatikan dan memperhitungkan retak yang dapat terjadi dan telah ditetapkan ukuran tebal pelat dua arah pada SKSNI T-15-1991-03 tabel 3.2.5.a. dengan faktor- faktor yang diperhitungkan yaitu besar momen lentur, defleksi dan kekuatan beton normal ($w_c = 23 \text{ KN/m}^3$) dengan mutu baja ($f_y = 4000 \text{ Kg/ cm}^2$). Tebal pelat dua arah dapat juga ditentukan dengan metode perencanaan langsung dengan ketebalan yang diperoleh telah dapat mewakili kontrol retak terhadap defleksi dan lendutan. Persamaan untuk menentukan besar suatu nilai pelat dua arah dengan metode perencanaan langsung yaitu melalui bentuk persamaan dan ketentuan berikut :

$$h \text{ minimum} = \frac{0,8 + \frac{f_y}{1500}}{36 + 5\beta \left\{ \alpha_m - 0,12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right\}} \cdot \ln \dots\dots\dots (66)$$

dimana :

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \dots\dots\dots (67)$$

$$\alpha_i = \frac{E_c b \cdot I_b}{E_c s L_s} \dots\dots\dots (68)$$

$$h \text{ minimum} = \frac{0,8 + \frac{f_y}{1500}}{36 + 9\beta} \cdot \ln \dots\dots\dots (69)$$

$$h \text{ maksimum} = \frac{0,8 + \frac{f_y}{1500}}{36} \cdot \ln \dots\dots\dots (70)$$

Tebal minimum dari pelat atau konstruksi dua- arah lainnya bisa didapat dengan mensubtitusikan kedalam persamaan tersebut dimana dalam persamaan tersebut besaran β digunakan untuk memperhitungkan pengaruh bentuk panel pada defleksinya, sedangkan pengaruh balok jika ada dinyatakan dengan α_m . Jika tidak ada balok seperti dalam kasus flat slab besaran nilai α_m akan sama dengan 0.

Terdapat ketentuan mengenai penggunaan besaran nilai α_m dimana bila :

1. $\alpha_m < 2,0$ tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari 120 mm
2. $\alpha_m \geq 2,0$ tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari 90 mm

($h \text{ minimum} \leq h \text{ pakai} \leq h \text{ maksimum}$)

keterangan :

h minimum = ketebalan pelat minimum yang diijinkan pada pelat dua arah

h maksimum = ketebalan pelat dua arah maksimum yang diijinkan

l_n = panjang bentang bersih pelat dalam arah memanjang (terpanjang) dari konstruksi dua arah diukur dari muka- kemuka tumpuan pada pelat tanpa balok atau tumpuan pada kasus lain.

β = rasio bersih bentang panjang bersih pelat berbanding panjang bersih bentang pendek

α_m = nilai rata- rata dari rasio kekuatan balok terhadap pelat pada semua sisi panel.

I_b = momen inersia bruto penampang yang terdiri dari dari balok dan pelat disetiap sisi balok dan pelat di setiap sisi balok memanjang dengan jarak sama dengan proyeksi balok diatas atau dibawah pelat (diambil yang terbesar) tetapi tidak melebihi empat kali tebal pelat

I_s = Momen inersia bruto penampang pelat diambil terhadap sumbu pusat dan sama dengan $\frac{h^3}{12}$ dikalikan dengan lebar pelat, dimana lebar sama seperti untuk α .

E_{cb} = modulus elastisitas balok beton

E_{cs} = modulus elastisitas kolom beton

persamaan tersebut diatas digunakan dimana dengan batas ketentuan :

- a. minimum ada tiga bentang menerus pada masing- masing arah peninjauan
- b. panel berbentuk persegi dengan rasio antara bentang panjang terhadap lebar diukur dari sumbu ke sumbu tumpuan tidak lebih dari dua
- c. panjang bentang bersebelahan pada masing- masing arah tidak boleh berbeda lebih dari sepertiga bentang yang lebih panjang
- d. letak pusat kolom dapat menyimpang maksimum 10 persen dari bentang pada arah penyimpangan dari sumbu antara garis pusat kolom yang berurutan

beban mati yang diperhitungkan hanya beban mati saja dan tersebar merata pada seluruh panel dan serta beban hidup tidak boleh lebih dari besar nilai 3 kali beban mati

- e. apabila panel pelat ditumpu oleh balok pada keempat sisinya, syarat kekakuan relatif balok pada dua arah yang saling tegak lurus adalah :

$$2 \leq \frac{\alpha_1(l_2)^2}{\alpha_2(l_1)^2} \leq 5 \dots\dots\dots(71)$$

Adapun syarat pemakaian tabel tersebut adalah berkenaan dengan :

- a. beban yang bekerja pada pelat adalah terbagi rata
- b. perbedaan yang terbatas antara beban maksimal dan minimal pada lekukan di pelat (suatu panel) pada persamaan :

$$Wu_{min} \geq 0,4 Wu_{maks} \dots\dots\dots(72)$$

- c. perbedaan yang terbatas antara beban maksimal pada panel yang berbeda- beda :

$$Wu_{maks\ terkecil} \geq 0,8 Wu_{maks\ terbesar} \dots\dots\dots(73)$$

- d. perbedaan yang terbatas pada panjang bentang antara bentang :

$$bentang\ terpendek \geq 0,8 bentang\ terpanjang \dots\dots\dots(74)$$

Kontrol retak pada panel dua arah dapat digunakan tata cara yang sama dengan perencananaan pelat satu arah.

C. Penulangan pelat terhadap momen lentur

Penulangan pelat dan atau diafragma direncanakan untuk menahan beban mati, beban hidup, beban tanah dan beban lateral yang berperilaku cukup baik saat menerima beban lentur dan mampu menyebarkan beban gempa gaya gempa.

Diameter tulangan minimum yang dipakai adalah 8 mm untuk tulangan polos dan 6 mm untuk tulangan ulir dimana tulangan tarik minimum pada setiap arah dan pada kedua sisi harus sebesar 0,15 % untuk tulangan mutu tinggi dan 0,25 % untuk tulangan baja lunak. Sedangkan tulangan pembagi minimum 0,15% pada pelat- pelat kantilever harus dipasang tulangan bawah untuk menghindari berbaliknya momen yang dapat terjadi selama terjadinya gempa.

Lubang- lubang pada lantai harus diberi kerangka tulangan ekstra agar selama gempa dapat menahan gaya- gaya diafragma. Secara umum suatu bukaan lubang yang berukuran hingga 150 x 150 mm² tidak merupakan suatu masalah, sebab tulangan yang memotong daerah ini dapat dibengkokkan ke ampingagar tidak berada di tengah- tengah bukaan lubang.

Bukaan lubang hingga 400 x 400 mm² dalam beberapa hal dapat diadakan tanpa perhitungan tambahan. Bila digunakan syarat bahwa batang- batang yang terganggu (yaitu batang- batang dalam daerah terpotong) dikompensasikan dengan batang- batang tambahan yang dipasang sejajar dengan tulangan utama. Untuk mencegah retak pada bukaan lubang, dianjurkan agar batang yang dipotong diberi kait. Akibatnya, entang pelat lantai dari tumpuan ke tumpuan terganggu ditempat bukaan, dan distribusi beban- beban diterima oleh jalur satu kemudian disalurkan kedua buah jalur dimana kedua buah jalur ini menyalurkan beban gempa ketumpuan dengan perhitungan tulangan pada jalur- jalur ini berkaitan dengan statis tak tentu.

Syarat- syarat penulangan pelat berlaku pada tangga. Tulangan atas harus diberikan pada setiap bordes. Bila tangga merupakan bagian diafragma horisontal atau penahan beban lateral maka penulangan harus direncanakan sesuai dengan perhitungan dan perhatian penuh harus diberikan pada perubahan sudut untuk menyambung tulangan longitudinalnya.

Langkah perhitungan dan ketentuan penulangan pelat dan diafragma adalah :

1. Menentukan tipe diafragma
2. Menentukan tebal pelat (SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5.a)
3. Menentukan tulangan utama pakai (perkiraan awal)

4. Menentukan tinggi efektif penampang dengan terlebih dahulu menetapkan ketebalan penutup beton sesuai pasal 3.3.16-7 SKSNI T-15-1991-03.
5. Menentukan rasio tulangan pakai (ρ_p) dengan ketentuan berikut :

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\text{maks}} \dots\dots\dots(75)$$

Bila $\rho_p < \rho_{\min}$ maka gunakan ρ_{\min}

Bila $\rho_p > \rho_{\min}$ maka gunakan periksa dimensi penampang atau gunakan tulangan tangkap

Besar nilai ρ_{pakai} ditentukan melalui persamaan :

$$\rho_p = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \dots\dots\dots(76)$$

dimana :

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} \dots\dots\dots(77)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots(78)$$

dimana :

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots(79)$$

6. Menghitung dan menentukan tulangan pakai pada masing- masing arah momen yang menentukan melalui persamaan :

$$A_s = \rho_p \times b \times d \dots\dots\dots(80)$$

7. Periksa lebar retak.

3.4.6.2 Balok

Balok adalah elemen struktur yang menyalurkan beban- beban tributary dari slab lantai ke kolom penyangga yang vertikal yang umumnya elemen balok dicor monolit dengan slab, dan secara struktural ditulangi dibagian bawah, atau dibagian atas dan bawah. Karena balok dicor secara monolit dengan slab, maka elemen tersebut membentuk penampang balok T untuk tumpuan dalam dan balok L untuk tumpuan tepi.

Problema dalam analisis balok segiempat tulangan tunggal adalah penentuan besaran b , d , dan A_s berdasarkan mutu beton, baja tulangan dan intensitas momen. Tetapi, biasanya dimensi penampang yang dihasilkan tidak secara kaku diikuti melainkan dibulatkan menurut keinginan perencana dalam praktek, dimensi penampang inipun tidak bervariasi menurut besarnya momen yang bekerja tetapi diseragamkan.

Perbandingan antara lebar (b) dan tinggi (d) yang baik adalah berkisar antara 0,4 hingga 0,6 . Tujuannya supaya jarak antar tulangan dalam satu lapis tidak saling berdekatan, syarat jarak minimum dipenuhi, dan agar dapat memberikan lekatan yang baik dengan beton dan agar dapat memberikan lekatan yang baik dengan beton. Pemilihan ukuran penampang yang ekonomis tidak mudah ditentukan, balok yang pendek berbiaya mahal karena baja tulangan yang diperlukan lebih banyak, dan pada bentangan panjang dapat menimbulkan masalah defleksi. Balok tinggi lebih ekonomis dalam hal baja tulangan, tetapi biaya untuk cetakan lebih besar dan jarak antar lantai semakin tinggi.

Balok T atau L merupakan komponen balok dengan flens yang dicor monolit pada bentang balok tersebut dan bila dikenakan beban lentur maka flens tersebut akan ikut melendut sehingga kekakuan dan kekuatan balok meningkat. Balok T dan L nampak pada perencanaan konstruksi pondasi telapak gabungan (continuous footing).

SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.1.10 menentukan bahwa lebar efektif dari balok T dan L tidak boleh melebihi $\frac{1}{4}$ bentang balok dan flens memiliki lebar efektif pada tiap

sisi badan balok sebesar 8 kali tebal pelat atau diperhitungkan sebesar $\frac{1}{2}$ dari jarak bersih dari balok- balok yang bersebelahan.

Suatu penampang balok direncanakan sebagai balok T dan L apabila ditemukan di dalam analisa :

$$h_f > c \dots\dots\dots(81)$$

keterangan :

c = jarak garis netral dari serat tekan terluar

h_f = tebal flens

Namun apabila $h_f < c$ maka balok berbentuk T dan L direncanakan sebagai balok persegi dengan tidak memperhitungkan flens atau dengan kata lain disamakan pada balok empat persegi biasa.

Luas baja tulangan di dalam suatu penampang diatur menurut batasan :

$$\rho_{min} \leq \rho_p \leq 0,75 \rho_b \dots\dots\dots(82)$$

dimana batas minimal adalah agar supaya jumlah tulangan minimum pada penampang beton dibebani tarik secara mendadak beton dicegah dari bahaya retak yang dapat menyebabkan beton pecah dimana :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(83)$$

sedangkan batasan maksimal pada $\rho \leq 0,75 \rho_b$ adalah agar supaya penampang dapat bersifat duktil. Nilai ρ pakai yang disarankan adalah (0,4 sampai 0,5) rasio maksimum tulangnya.

1. Penulangan balok terhadap momen lentur

Balok rangka bangunan tahan gempa umum ditulangi pada daerah tekan dan tarik atau bertulangan rangkap. Penampang yang demikian biasanya adalah penampang pada perletakan pada tengah bentang dan bisa juga digunakan apabila ada batasan arsitektural mengenai tinggi balok, atau penampang ditengah bentang tidak cukup mampu menahan momen negatif perletakan meskipun tulangan tarik pada perletakan sudah ditambah. Dalam hal demikian hampir semua tulangan tarik diteruskan keperletakan sehingga berfungsi sebagai tulangan tekan. Panjang penyaluran tulangan harus cukup diberikan, juga tulangan -tulangan tarik dan tekan harus terikat baik dengan sengkang tertutup untuk mencegah terjadinya tekuk tulangan tekan.

Pada balok segiempat yang direncanakan tulangan tekan ditemukan suatu batas persentase tulangan maksimum yang terlampaui sehingga alternatif yang dapat diambil yaitu dengan mengatur kembali penampang balok segiempat atau menambah jumlah tulangan tekan (A_s') maupun jumlah tulangan tarik (A_s). Dengan pembatasan tinggi penampang balok dan pelat yang ditetapkan SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5 adalah merupakan penentu yang umum digunakan dan apabila dengan menambah ukuran penampang yang melebihi batasan yang ditetapkan tanpa penambahan tulangan dengan tujuan menambah kekuatan dapat memiliki kelemahan terhadap tarik sedangkan dengan penambahan beban dapat pula menimbulkan kelemahan pada daerah tekan dengan akibat yakni beton hancur tiba-tiba tanpa peringatan terlebih dahulu oleh karenanya ditentukan batas daerah tekan dengan khusus pada nilai $f'c \leq 30$ MPa ditentukan besar nilai (c) atau tinggi daerah tekan dari sisi terluar daerah tekan penampang ke garis netral dengan batasan persamaan yang harus berkaitan dengan ρ_{maks} agar nilai ρ_{maks} terlampaui dapat dicegah ; yaitu :

$$c = 1,384 \cdot \rho_{pakai} \cdot \frac{f_y}{f'c} \cdot d \dots\dots\dots(84)$$

dan pada besar nilai $f'c \leq 30$ MPa dan telah diketahui besar nilai Mu dari hasil analisa struktur; luas daerah tulangan yang terpakai dapat langsung ditentukan atau dihitung dengan melalui suatu bentuk persamaan :

$$As = \frac{Mu}{0,8 \cdot fy \cdot (d - 0,425 \cdot c)} \dots\dots\dots(85)$$

Pada perencanaan dimana terdapat nilai rasio penulangan maksimal terlampaui maka ditentukan penambahan tulangan tekan melalui pengurangan dari penjumlahan :

$$(As1 + As2) - As1 = As' \dots\dots\dots(86)$$

dimana :

$$As1 = \rho_{maks} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(87)$$

$$As2 = \frac{Mu - Mu1}{\Phi \cdot fy \cdot (d - d')} \dots\dots\dots(88)$$

dimana :

Mu = momen analisa struktur hasil program komputer

$$Mu1 = Rn \cdot b \cdot d^2 \dots\dots\dots(89)$$

menyebabkan tulangan baja tidak mencapai batas leleh. Syarat tulangan agar mencapai batas leleh dikoreksi dengan ketentuan

$$\sigma's < fy \dots\dots\dots(90)$$

dimana :

$$\sigma'_s = \epsilon'_s \cdot E_s \dots\dots\dots(91)$$

dimana :

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon'_c \dots\dots\dots(92)$$

dan

$$\epsilon'_s \geq \frac{f_y}{E_s} \quad (\text{syarat baja telah leleh}) \dots\dots\dots(93)$$

Ketentuan diatas berlaku untuk struktur dengan duktilitas terbatas maupun duktilitas penuh. Khusus untuk portal dengan duktilitas penuh perlu pula dihitung momen kapasitas lentur sendi plastis balok .

2. Penulangan balok terhadap gaya lintang

Suatu balok pada nilai beban yang kecil tidak menyebabkan retak karena masih dianggap sebagai bahan homogen namun dengan bertambahnya nilai beban maka keretakan suatu komponen balok diatasi dengan penulangan geser dimana untuk suatu beban (F) ditengah bentang atau yang terletak diantara perletakan akan sulit ditentukan tegangan geser dengan formla sederhana.

SKSNI T-15-1991-03 bab 3.4 menguraikan pengaruh- pengaruh tersebut serta teknik memperhitungkannya pasal 3.4.1.1 menetapkan bahwa gaya lintang direncanakan dengan suatu ketentuan :

$$V_u \leq \phi V_n \dots\dots\dots(94)$$

dimana :

$$V_u = 1,2 D + 1,6 VL$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Keterangan :

V_u = gaya lintang pada penampang yang ditinjau

V_n = kekuatan geser nominal yang dihitung

V_d = gaya lintang pada penampang yang ditinjau akibat beban mati

V_l = gaya lintang pada penampang yang ditinjau akibat beban hidup

V_c = kekuatan geser nominal sumbangan tulangan geser

Syarat penulangan tulangan geser pada penampang balok bila :

$$v_u > \phi v_c \dots\dots\dots(95)$$

dimana

$$v_u = \frac{V_c}{b.d} \dots\dots\dots(96)$$

$$V_c = \frac{1}{7} [\sqrt{f'_c} + 120 \cdot \frac{\rho_w \cdot V_u \cdot d}{Mu}] b_w \cdot d \dots\dots\dots(97)$$

$$V_c \leq 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(98)$$

atau

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(99)$$

Sehingga bila :

$$v_u > \phi v_c \dots\dots\dots(100)$$

maka balok tidak ditulangi sengkang atau tulangan geser.

Keterangan :

v_u = tegangan geser

v_c = tegangan geser batas yang untuk balok persegi

V_c = kekuatan geser nominal sumbangan beton

$\sqrt{f'_c}$ = nilai kekuatan tarik beton

b_w = lebar balok T atau L

b = lebar balok persegi

ρ_w = rasio tulangan

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad (\text{pada balok T atau L}) \dots\dots\dots(101)$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (\text{pada balok persegi}) \dots\dots\dots(102)$$

$\frac{V_{u,d}}{M_u}$ = nilai kelangsingan struktur dengan nilai tidak lebih dari satu

$\phi = 0,6$ (adalah besar faktor reduksi kekuatan terhadap tegangan geser)

Senggang yang akan direncanakan tersebut sebenarnya merupakan pembatas retak yang dapat terjadi akibat dari gaya lintang, yang juga dengan meningkatnya duktilitas maka terdapat suatu stadia peringatan sebelum runtuh. Jumlah minimum tulangan terhadap beban lentur dapat dianalogikan dengan jumlah minimum tulangan yang diperlukan terhadap gaya geser.

Senggang yang berupa penulangan vertikal mengalami gaya tarik yang dilawan V_s yaitu sumbangan dari tulangan pada kekuatan geser nominal. Sehingga luas sengkang dapat dihitung pada persamaan :

$$A_s = \frac{V_s}{\phi f_y} \dots\dots\dots(103)$$

Untuk luas penampang pada persatuan panjang adalah :

$$\frac{A_s}{Z} = \frac{V_s}{Z \cdot \phi \cdot f_y} \dots\dots\dots(104)$$

keterangan :

Z = jarak pusat ke pusat sengkang daerah vertikal

Vs = kekuatan geser nominal sumbangan tulangan geser

Pada sengkang / tulangan geser yang akan direncanakan, besar kekuatan geser nominal yang disumbangkan oleh beton yaitu :

$$V_c = \phi \cdot v_c \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(105)$$

Keterangan :

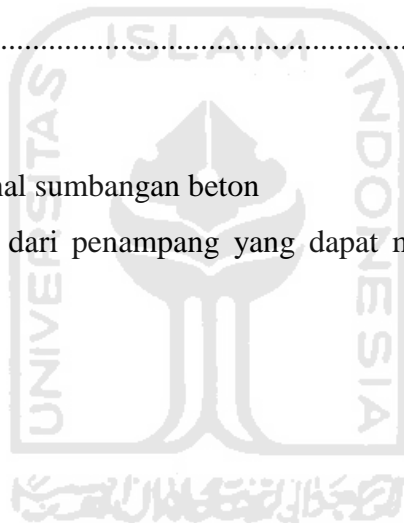
Vc = kekuatan geser nominal sumbangan beton

vc = batas tegangan geser dari penampang yang dapat melawan beban lentur dan geser

$\phi = 0,6$

b = lebar efektif

d = tinggi efektif



sehingga dengan demikian gaya- gaya yang harus dilawan oleh sengkang dihitung melalui persamaan :

$$\begin{aligned} \phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= (v_u - \phi v_c) \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(106) \end{aligned}$$

luas penampang sengkang persatuan panjang :

$$\frac{A_s}{Z} = \frac{(v_u - \phi v_c) \cdot b \cdot d \cdot y}{Z \cdot \phi \cdot f_y} \dots\dots\dots(107)$$

luas total penampang sengkang sepanjang y adalah :

$$\frac{As.y}{Z} = \frac{(vu - \phi vc).b.d.y}{Z.\phi fy} \dots\dots\dots(108)$$

dalam rumus ini vu konstan dalam jarak y.

Rumus luas total penampang sengkang

$$As \text{ sengkang} = \frac{1/2(vu - \phi vc).b.d.y}{Z.\phi fy} \dots\dots\dots(109)$$

Jarak antar sengkang diatur sesuai dengan Vu dan vu.

Rumus luas total penampang sengkang yang umum adalah :

$$As \text{ sengkang} = \frac{(vu - \phi vc)rata - rata..b.d.y}{Z.\phi fy} \dots\dots\dots(110)$$

Untuk tulangan geser sengkang ganda rumus total penampang sengkang (Av) adalah :

$$Av = \frac{(vu - \phi vc)rata - rata..b.d.y}{Z.\phi fy} \dots\dots\dots(111)$$

Sehingga perhitungan pemeriksaan ekuatan sengkang dengan jarak sengkang yang diketahui (s) pada persamaan tersebut diatas dapat ditulis pada persamaan :

$$Av = \frac{(vu - \phi vc)rata - rata..b.d.s}{Z.\phi fy} \dots\dots\dots(112)$$

Atau

$$Av = \frac{Av.fy.d}{s} \dots\dots\dots(113)$$

Sehingga :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots\dots\dots(114)$$

Keterangan :

d = tinggi efektif dari harga Z yang diturunkan secara teoretis

s = jarak maksimal sengkang pada balok bertulang berpenampang persegi yang pada SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.4.5.4.1 adalah

$$s \text{ maksimal} = \frac{d}{2} \dots\dots\dots(115)$$

sehingga dari penurunan rumus yang diuraikan sebelumnya tersebut dimana nilai d sebagai tinggi efektif dimasukkan dalam rumus perhitungan sengkang total diperoleh :

$$A_s \text{ sengkang} = \frac{(v_u - \phi v_c) \text{ rata-rata} \cdot b \cdot y}{\phi \cdot f_y} \dots\dots\dots(116)$$

dan bila ($v_u - \phi v_c$) rata- rata = $\phi \cdot v_s$

maka :

$$\phi \cdot v_s = \frac{A_s \text{ sengkang} \cdot \phi \cdot f_y}{b \cdot y} \dots\dots\dots(117)$$

Untuk luas penampang ganda sengkang dalam rumus harga $y = 1000$ mm (disubtitusikan), maka :

$$\emptyset.v_s = \frac{A_{sengkang} \cdot \phi \cdot f_y}{b \cdot 1000} \dots\dots\dots(118)$$

Keterangan :

Dalam rumus tersebut $\emptyset.v_s$ hanya tergantung pada jumlah tulangan (A_s sengkang) yang diperkirakan , mutu baja dan lebar balok.

Bila :

$$v_s > 1/3 \sqrt{f'_s} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(119)$$

atau

$$v_s = 1/3 \cdot \sqrt{f'_s} \dots\dots\dots(120)$$

maka lebar maksimal jaringan harus dikurangi setengahnya.

atau

$$v_s = 2/3 \cdot \sqrt{f'_s} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(121)$$

atau

$$v_s = 2/3 \cdot \sqrt{f'_s} \dots\dots\dots(122)$$

jumlah tulangan sengkang atau tulangan geser ditentukan SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.4.5.5 (suatu ketentuan umum).

apabila :

$$v_u > 1/2 \emptyset v_c \dots\dots\dots(123)$$

maka untuk balok gelagar dengan tinggi lebih besar dari $h = 250$ mm, berlaku jumlah minimum tulangan sengkang yang dihitung menurut rumus berikut :

$$A_v = \frac{b \cdot s}{3 \cdot f_y} \dots\dots\dots (124)$$

Keterangan :

A_v = luas sengkang yang berpenampang ganda (mm^2)

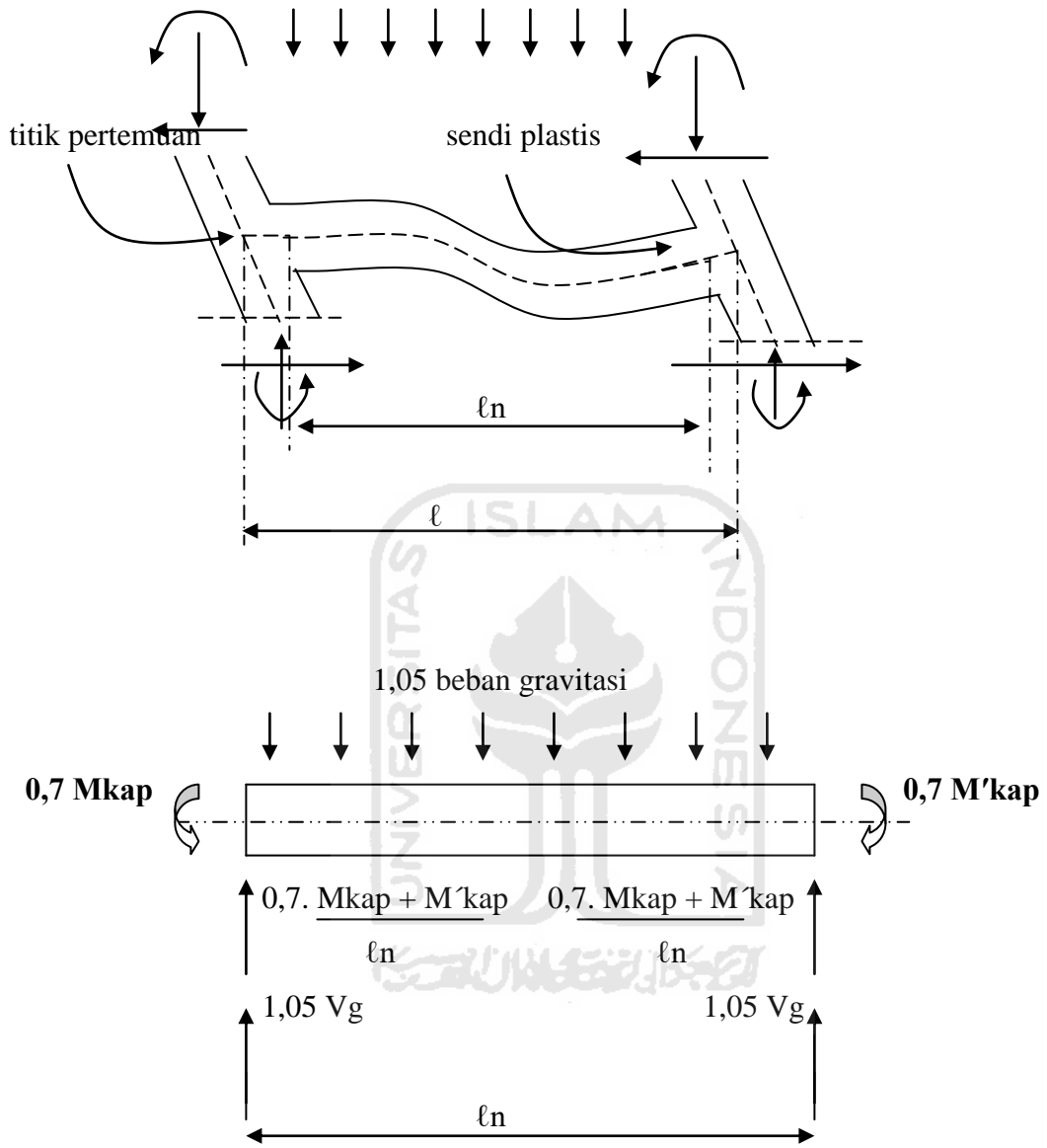
b = lebar balok (mm)

s = jarak sengkang (mm)

Tulangan sengkang yang diperlukan sejarak y :

$$A_{\text{sengkang minimum}} = \frac{b \cdot y}{3 \cdot f_y} \dots\dots\dots (125)$$

Sesuai dengan konsep desain kapasitas perencanaan balok terhadap gaya geser bangunan beton bertulang tahan gempa , kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban gravitasi sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok portal tersebut, dengan tanda yang berlawanan (positif dan negatif) dapat terlihat di gambar dan menurut persamaan berikut :



Gambar 3.10 Balok Portal dengan Sendi Plastis pada Kedua Ujungnya

$$V_{u,b} = 0,7 \cdot \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{\ell_n} + 1,05 V_g \dots\dots\dots(126)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,07 \left(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} \cdot V_{E,b} \right) \dots\dots\dots(127)$$

Keterangan :

M_{kap} = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom.

M'_{kap} = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom yang lain.

l_n = bentang bersih balok.

$V_{D,b}$ = gaya geser balok akibat beban mati.

$V_{L,b}$ = gaya geser balok akibat beban hidup.

$V_{E,b}$ = gaya geser balok akibat beban gempa.

K = faktor jenis struktur ($K > 1$).

C. Persyaratan dan pendetailan Desain Balok

1. Gaya tekan aksial terfaktor yang bekerja pada komponen struktur tersebut tidak melebihi ($A_g f_c / 10$)
2. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya, kecuali untuk balok perangkai dinding geser.
3. Rasio lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0.3
4. Lebar tidak boleh kurang dari 250 mm dan lebih dari lebar komponen penumpu (diukur dari bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen lentur) ditambah jarak yang tidak melebihi 3/4 tinggi komponen lentur pada tiap sisi komponen penumpu.
5. Eksentrisitas antara titik berat balok dan titik berat kolom tidak melampaui 1/4 tinggi komponen lentur pada tiap sisi komponen penumpu.
6. Pada sembarang penampang suatu komponen struktur lentur, jumlah tulangan atas maupun tulangan bawahnya tidak boleh kurang dari ($1,4 b_w d / f_y$) dan rasio

tulangan tidak boleh melampaui ($7 b w d / f_y$). Paling tidak harus disediakan dua batang tulangan menerus pada kedua tulangan atas dan bawah.

7. Kuat momen positif pada sisi muka join tidak boleh kurang dari 0.5 kuat momen negatif yang disediakan pada sisi muka join tersebut. Pada sebarang penampang komponen struktur tersebut, kuat momen positif maupun kuat momen negatifnya tidak boleh kurang dari seperempat kuat momen maksimum yang terdapat pada kedua ujung join.
8. Sambungan lewatan tulangan lentur hanya diperbolehkan bila sepanjang daerah sambungan lewatan tadi dipasang tulangan sengkang penutup asal tulangan spiral. Jarak maksimum tulangan transversal yang melilit batang tulangan yang disambung lewat tidak boleh melebihi $d/4$ atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan :
 - (a) dalam daerah join
 - (b) dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur muka join dan
 - (c) pada lokasi dimana analisis menunjukkan terjadinya leleh lentur akibat perpindahan akibat perpindahan perpindahan lateral inelastis rangka.
9. Sambungan las dan sambungan mekanikal yang memenuhi ketentuan SKSNI T-15-1991-03 boleh digunakan untuk penyambungan tulangan asal pelaksanaan penyambungan pada suatu penampang pada tiap lapis tulangan tidak lebih dari pelaksanaan berselang, dan jarak sumbu dari sambungan batang yang berdekatan tidak kurang dari 600 mm, diukur sepanjang sumbu longitudinal dari komponen struktur rangka.
10. Sengkang tertutup harus dipasang dalam daerah berikut dari komponen struktur rangka :
 - a. sepanjang dua kali tinggi komponen struktur diukur dari muka komponen struktur pendukung kearah tengah bentang, pada kedua ujung komponen struktur

- b. sepanjang dua kali tinggi komponen struktur pada kedua sisi suatu penampang yang mungkin terjadi lentur sehubungan dengan perpindahan lateral inelastis rangka
11. Sengkang tertutup yang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm diukur dari sisi muka suatu komponen struktur pendukung. Spasi maksimum dari sengkang tersebut tidak boleh melebihi :
- $d/4$
 - 8 kali diameter tulangan longitudinal terkecil
 - 24 kali diameter sengkang
 - 200 mm
 - $1600 f_y A_{s,l} / [(A_{s,a} + A_{s,b}) f_y]$
- dengan :
- $A_{s,l}$ = luas suatu kaki dari tulangan transversal, mm^2 ,
 $A_{s,a}$ = luas tulangan longitudinal atas, mm^2
 $A_{s,b}$ = luas tulangan longitudinal bawah, mm^2
 f_y = kuat leleh tulangan longitudinal, Mpa
12. Didaerah yang memerlukan sengkang tertutup, batang tulangan longitudinal pada perimeter harus mempunyai penahan lateral yang memenuhi ketentuan yang berlaku
13. Didaerah yang tidak memiliki sengkang tertutup, sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ pada seluruh panjang komponen struktur tersebut
14. Sengkang tertutup pada komponen struktur lentur boleh dibentuk dari dua potong tulangan, yaitu sebuah sengkang terbuka U yang mempunyai kait 135° dengan perpanjangan sebesar 6 kali diameter (tetapi tidak kurang dari 75 mm) yang dijangkar didalam inti yang terkekang dan satu kait silang penutup hingga keduanya membentuk satu gabungan sengkang yang tertutup. Kait saling menutup yang berurutan yang mengait pada satu tulangan longitudinal yang sama harus dipasang sedemikian hingga kait 90 derajat terpasang berselang pada sisi

yang berlawanan dari komponen struktur lentur. Bila tulangan longitudinal yang terikat oleh sengkang kait penutup hanya dibatasi oleh pelat pada satu sisi komponen struktur rangka lentur, maka kait 90 derajat kait silang penutup tersebut harus dipasang disisi itu.

3.4.6.3 Kolom

Kolom merupakan suatu komponen struktur yang diberi beban tekan tekan sentris atau beban tekan eksentris.

Pada struktur sederhana struktur beton bertulang yang merupakan bagian dari struktur rangka dengan bagian atas dan bawah berhubungan kaku dengan komponen horisontal atau balok, maka tegangan yang bekerja pada kolom selain dari beban aksial tersebut juga bekerja tegangan yang disebabkan dari momen lentur sehingga beban tekan yang bekerja adalah eksentris.

A. Perhitungan dan Pemeriksaan Komponen Kolom

1. Terhadap Beban Lentur dan Aksial

Untuk lentur murni perhitungan penampang didalam gambar diagram regangan yang terjadi dengan menggambarkan situasi saat terjadinya kehancuran beton sesaat (stadia keruntuhan $\epsilon' = 30\%$) dan batas leleh yang telah ditetapkan ($\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s}$), situasi pembebanan lentur dengan beban aksial terjadi keseimbangan, dimungkinkan dengan bantuan persamaan kesetimbangan :

$$\sum M = 0 \text{ dan } \sum H = 0$$

$$\sum H = 0 ; \text{ menghasilkan}$$

$$\phi P_b = \phi [C_c + C_s - T_s]$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$C_s = A'_s \cdot \epsilon'_s \cdot E_s$$

$$T_s = A_s \cdot f_y$$

dimana

$$a = 0,85 \cdot c$$

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon'_{cu}$$

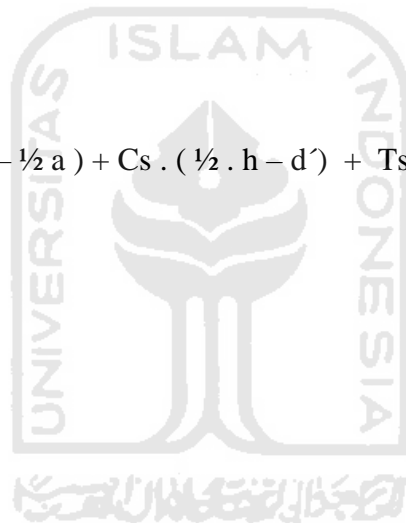
$$\sum M = 0$$

$$\emptyset M_b = \emptyset [C_c \cdot (\frac{1}{2} \cdot h - \frac{1}{2} a) + C_s \cdot (\frac{1}{2} \cdot h - d') + T_s \cdot (\frac{1}{2} \cdot h - d_s)]$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b$$

$$C_s = A'_s \cdot \epsilon'_s \cdot E_s$$

$$T_s = A_s \cdot f_y$$



Kuat lentur kolom portal dengan daktilitas penuh yang ditentukan pada bidang muka balok $M_{u,k}$ harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut.

$$\sum M_{u,k} = 0,7 \omega_d \cdot \sum M_{kap,b} \dots\dots\dots(128)$$

atau

$$M_{u,k} = 0,7 \omega_d \alpha_k (M_{kap,ki} + M_{kap,ka}) \dots\dots\dots(129)$$

Tetapi dalam segala hal tak perlu lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} \right) M_{E,k} \dots\dots\dots(130)$$

dengan :

$M_{u,k}$ = kuat lentur kolom portal

$M_{kap,b}$ = kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang.

ω_d = faktor pembesaran dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan, diambil = 1,3

α_k = faktor distribusimomen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah

$M_{kap,ki}$ = momen kapasitas lentur balok disebelah kiri bidang muka kolom

$M_{kap,ka}$ = momen kapasitas lentur balok disebelah kanan bidang muka kolom

$M_{D,k}$ = momen pada kolom akibat beban mati

$M_{L,k}$ = momen pada kolom akibat beban hidup

$M_{E,k}$ = momen pada kolom akibat beban gempa

K = faktor jenis struktur ($K > 1,0$)

Sedangkan beban aksial rencana, $N_{u,k}$ yang bekerja pada kolom portal dengan daktilitas penuh dihitung dari :

$$N_{u,k} = \frac{0,7 R_n \sum M_{kap,b}}{L_b} + 1,05 N_{g,k} \dots\dots\dots(131)$$

Tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih dari :

$$N_{u,k} = 1,05 [N_{g,k} + (4,0 / K) N_{E,k}] \dots\dots\dots(132)$$

keterangan :

R_n = faktor reduksi yang ditentukan sebesar :

1,0 untuk $1 < n < 4$

$1,1 - 0,025 n$ untuk $4 < n < 20$

$0,6$ untuk $n > 20$

n = jumlah kolom diatas lantai yang ditinjau

L_b = bentang balok dari pusat ke pusat kolom

$N_{g,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gravitasi

$N_{E,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gempa

Dalam segala hal, kuat lentur dan aksial rancang kolom portal harus dapat memperhitungkan kombinasi pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempa dalam 2 arah yang saling tegak lurus (100 % dalam satu arah, 30 % dalam arah lain tegak lurus pada arah tersebut dan diambil yang paling menentukan.

Langkah operasional atau praktis penentuan penulangan kolom pendek dengan kriteria perilaku kolom ditentukan oleh kegagalan material :

a. menghitung beban aksial lea rencana P_u dan momen rencana M_u dan menghitung

$$\text{eksentrisitas } e = \frac{M_u}{P_u}$$

b. asumsi penampang kolom (dimensi) dan jenis tulangan lateral yang akan digunakan.

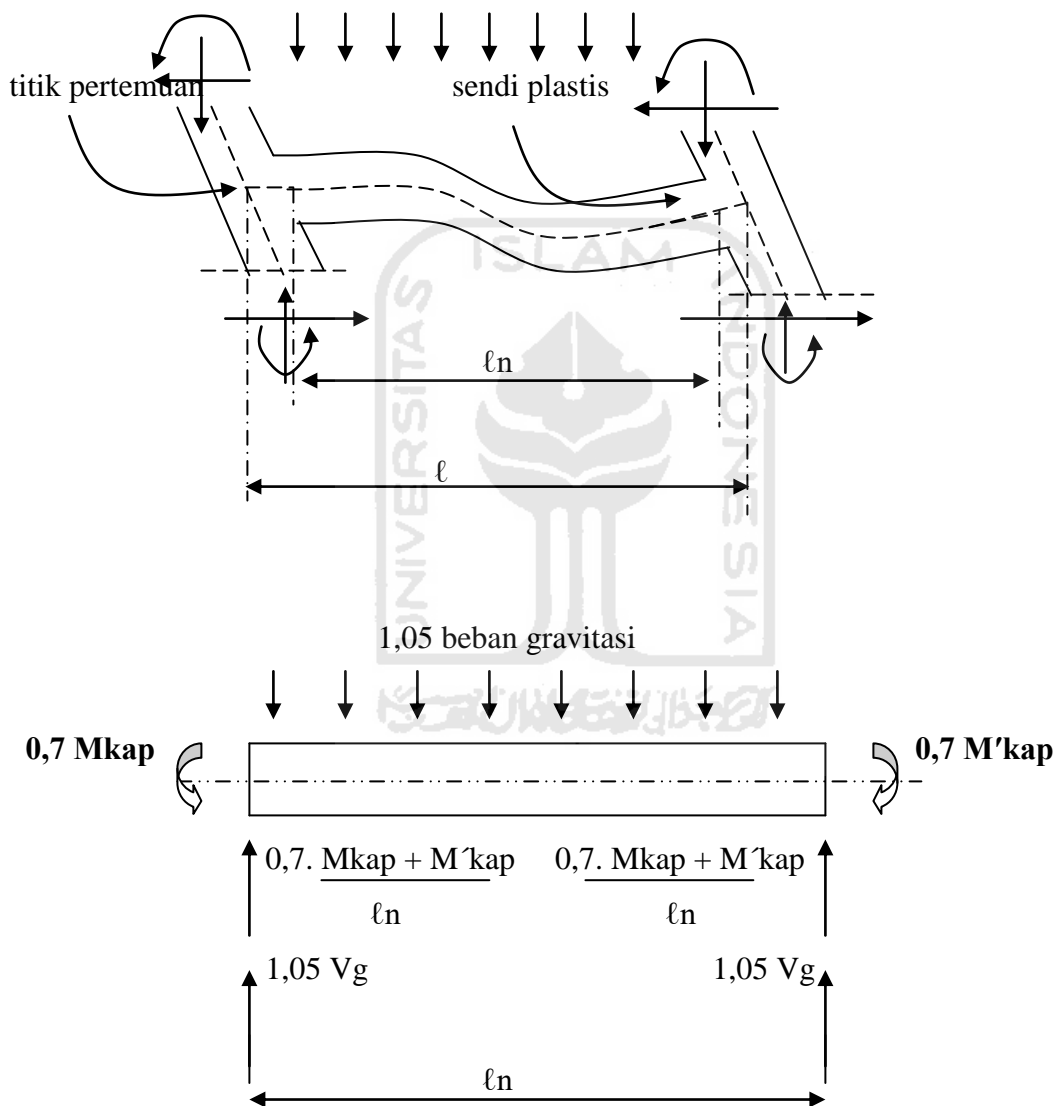
c. peroleh luas daerah tulangan dengan asumsi ρ yang dipersyaratkan pada duktilitas penuh

d. menghitung P_{nb} untuk penampang yang diasumsikan dan kemudian menentukan jenis keruntuhan apakah diawali dengan lelehnya tulangan tarik ataukah dengan hancurnya beton tertekan

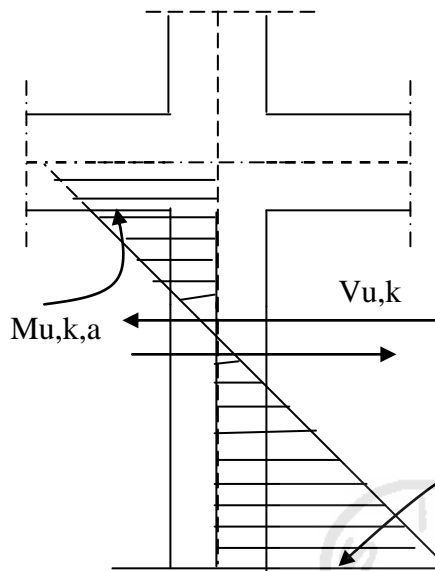
e. cek penampang apakah sudah memenuhi sehingga apabila penampang tidak dapat memikul beban rencana atau terlalu besar maka dapat dilakukan kembali penyesuaian ukuran kolom.

2. Terhadap Beban Gaya Lintang

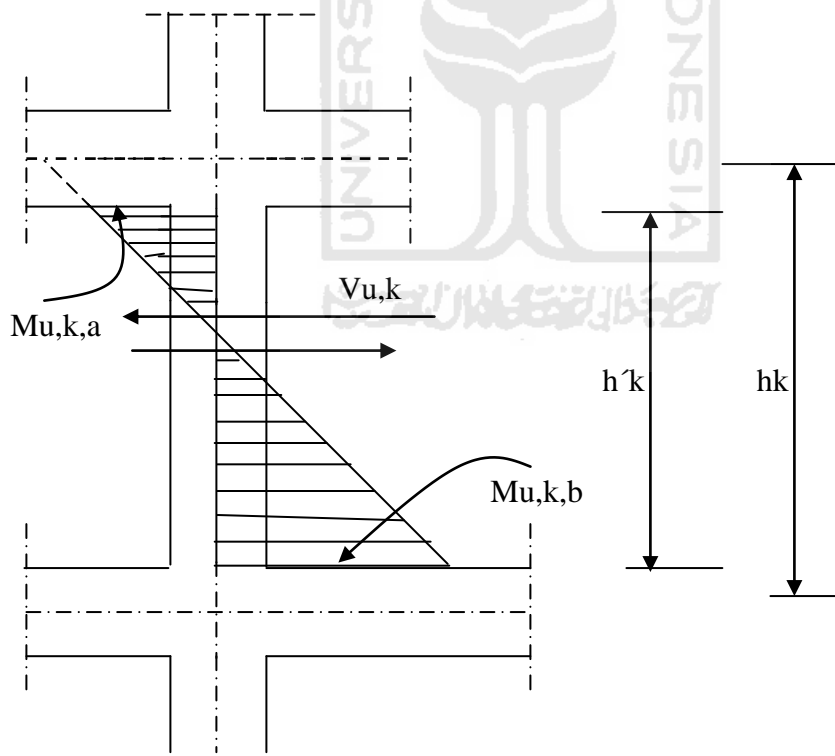
Kuat geser kolom portal dengan duktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom seperti pada gambar berikut ini :



Gambar 3.11 Balok Portal dengan Sendi Plastis pada Kedua Ujungnya



3.12 a kolom lantai dasar



3.12.b kolom lantai atas

Gambar 3.12 Kolom Lantai Dasar dan Kolom Lantai Atas dengan Muk yang Ditetapkan Berdasarkan Kapasitas Sendi Plastik Balok

Harus dihitung dengan cermat sebagai berikut :

1. Untuk kolom lantai atas

$$V_{u,k} = \frac{(M_{u,k} \text{ atas} + M_{u,k} \text{ bawah})}{h_k} \dots\dots\dots(133)$$

2. Untuk kolom lantai dasar

$$V_{u,k} = \frac{(M_{u,k} \text{ atas} + M_{u,k} \text{ bawah})}{h_k} \dots\dots\dots(134)$$

Tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \left[M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} V_{E,k} \right] \dots\dots\dots(135)$$

Keterangan :

$M_{u,k}$ atas = momen rencana kolom pada ujung atas dihitung pada muka balok

$M_{u,k}$ bawah = momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok

$M_{kap, k}$ bawah = kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar
 = $\phi_o M_{nak, k}$ bawah

$M_{nak, k}$ bawah = kuat lentur nominal aktual ujung dasar kolom lantai dasar
 (berdasarkan luas tulangan aktual yang terpasang)

h_k = tinggi bersih kolom

$V_{D,k}$ = gaya geser kolom akibat beban mati

$V_{L,k}$ = gaya geser kolom akibat beban hidup

$V_{E,k}$ = gaya geser kolom akibat beban gempa

B. Persyaratan Desain Komponen Struktur Rangka Yang Menahan Beban Lentur dan Aksial (Kolom)

1. Dimensi penampang terpendek, diukur pada satu garis lurus yang melalui titik berat penampang, tidak boleh kurang dari 300 mm.
2. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi yang tegak lurus padanya tidak boleh kurang dari 0.4.
3. Rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi penampang kolom yang terpendek tidak boleh lebih besar dari 25. Untuk kolom yang mengalami momen yang dapat berbalik tanda, rasionya tidak boleh lebih besar dari 16. Untuk kolom kantilever rasionya tidak boleh lebih 10.
4. Rasio tulangan (ρ), tidak boleh kurang dari 0.01 dan tidak boleh lebih dari 0.06, dan pada daerah sambungan tidak boleh lebih dari 0.08.
5. Sambungan lewatan hanya digunakan diluar daerah sendi plastis potensial dan harus diproporsikan sebagai sambungan tarik. Sambungan las dan sambungan mekanikal yang memenuhi SKSNI T-15-1991-03 boleh digunakan untuk menyambung tulangan pada sebarang tempat asal pengaturan penyambungan batang tulangan longitudinal pada satu penampang tidak lebih dari pengaturan berselang dan jarak antara sambungan adalah 600 mm atau lebih sepanjang sumbu longitudinal tulangan .
6. Pada seluruh tinggi kolom harus dipasang tulangan transversal untuk memikul beban geser.
7. Tulangan transversal boleh terdiri dari sengkang tertutup tunggal atau majemuk atau menggunakan kait silang penutup dengan diameter dan spasi yang sama dengan diameter dan spasi yang ditetapkan untuk sengkang tertutup. Setiap ujung kait silang penutup yang berurutan harus diatur sehingga kait ujungnya terpasang berselang sepanjang tulangan longitudinal yang ada. Tulangan traansversal harus dipasang dengan spasi tidak melebihi :
 - a. 1/4 dimensi komponen struktur yang terkecil
 - b. lebih kecil atau sama dengan 8 kali diameter tulangan memanjang dan

- c. lebih kecil atau sama dengan 100 mm
8. Kait silang atau kaki sengkang tertutup majemuk tidak boleh dipasang dengan spasi lebih dari 350 mm dari pusat- ke- pusat dalam arah tegak lurus terhadap sumbu longitudinal dari komponen struktur.
 9. Pada setiap muka join dan pada kedua sisi dari setiap penampang yang mungkin mengalami leleh lentur akibat terjadinya perpindahan lateral inelastis dari angka harus dipasang tulangan transversal dengan jumlah seperti yang ditentukan pada nomer 6, 7, dan 8, sepanjang l_o dari muka yang ditinjau. Dengan panjang l_o tidak boleh kurang dari :
 - a. tinggi komponen dimensi struktur, $Nu,k < 0.30 A_g f'_c$
 - b. $1\frac{1}{2}$ kali tinggi komponen dimensi struktur untuk $Nu,k > 0.30 A_g f'_c$
 - c. $1/6$ komponen bentang bersih komponen struktur
 - d. 450 mm

Bila gaya tekan aksial terfaktor yang berhubungan dengan pengaruh gempa yang bekerja pada komponen struktur nilainya melampaui $(0.10A_g f'_c)$, maka pada seluruh tinggi kolom yang berada di bawah ketinggian dimana terjadi pengakhiran komponen struktur kaku dan yang memikul reaksi dari komponen struktur kaku yang terputus tadi misalnya dinding, harus di beri tulangan transversal seperti yang ditentukan dalam butir 6, 7 dan 8. Tulangan transversal tersebut harus meneruskan kedalam komponen struktur yang terputus paling tidak sejauh panjang penyaluran batang tulangan longitudinal yang terbesar di dalam kolom. Bila ujung bawah kolom berakhir pada suatu dinding, maka tulangan transversal harus menerus kedalam dinding paling tidak sejauh panjang penyaluran tulangan longitudinal kolom yang terbesar pada titik pemutusan. Bila kolomnya berakhir pada suatu pondasi telapak atau pondasi rakit, maka tulangan transversal yang memenuhi butir 6, 7, dan 8 harus menerus paling kurang 300 mm ke dalam pondasi tersebut.

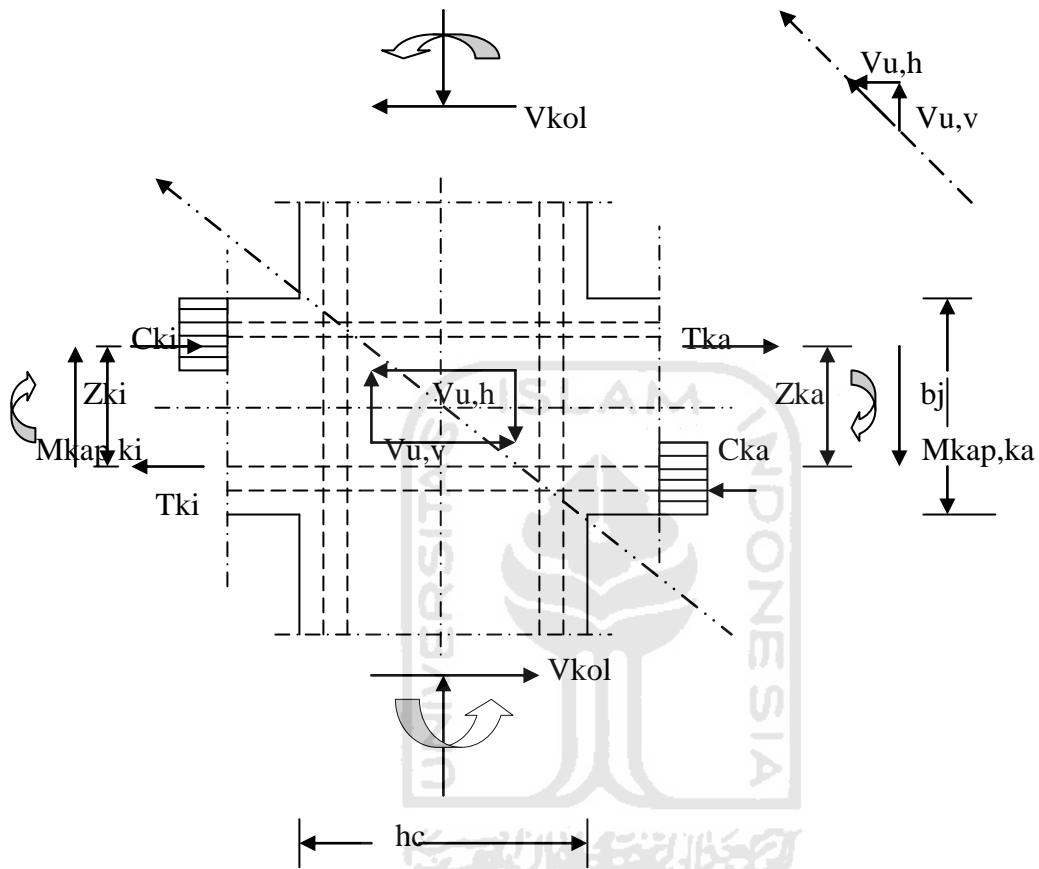
3.3.5.4 Perencanaan Panel Pertemuan Balok Kolom

Perencanaan gaya- gaya agar membentuk keseimbangan pada joint struktur beton rangka terbuka memiliki kriteria yang dapat disebutkan berikut (SKSNI T-15-1991-03) yaitu :

- a. Kekuatan joint tidak boleh lebih kecil dari kekuatan komponen struktur yang dihubungkannya.
- b. Karena kesulitan dalam perbaikannya dan penurunan kemampuannya memancarkan energi pada mekanisme keruntuhan joint maka seharusnya joint tetap dalam keadaan elastis .
- c. Kekuatan kolom tidak boleh diperlemah oleh karena perilaku joint yang berdekatan dengannya.
- d. Deformasi joint tidak boleh memperbesar simpanan antar tingkat.
- e. Pengaturan penulangan joint tidak boleh mengakibatkan kerumitan dalam perencanaan.

Panel pertemuan balok kolom portal harus diproporsikan sedemikian rupa, sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horisontal perlu $V_{u,h}$ dan kuat geser vertikal perlu $V_{u,v}$ yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom.

Seperti gambar berikut ini :



Gambar 3.13 Panel Pertemuan Balok dan Kolom Portal dalam kondisi terjadinya sendi- sendi plastis pada kedua ujung balok.

Hal- hal yang perlu dimengerti dalam perencanaan joint adalah mengenai :

1. Ragam Keruntuhan

Ada dua ragam keruntuhan yang perlu diperiksa. Dari kedua ragam ini, yang terpenting adalah yang berhubungan dengan kekuatan geser. Gaya geser yang didapat dari perencanaan kapasitas besarnya dapat mencapai 4 sampai 5 kali gaya yang terjadi pada kolom yang berdekatan dan gaya ini akan mengakibatkan keruntuhan diagonal tarik, bila di dalam joint tersebut tidak terdapat penulangan geser yang cukup.

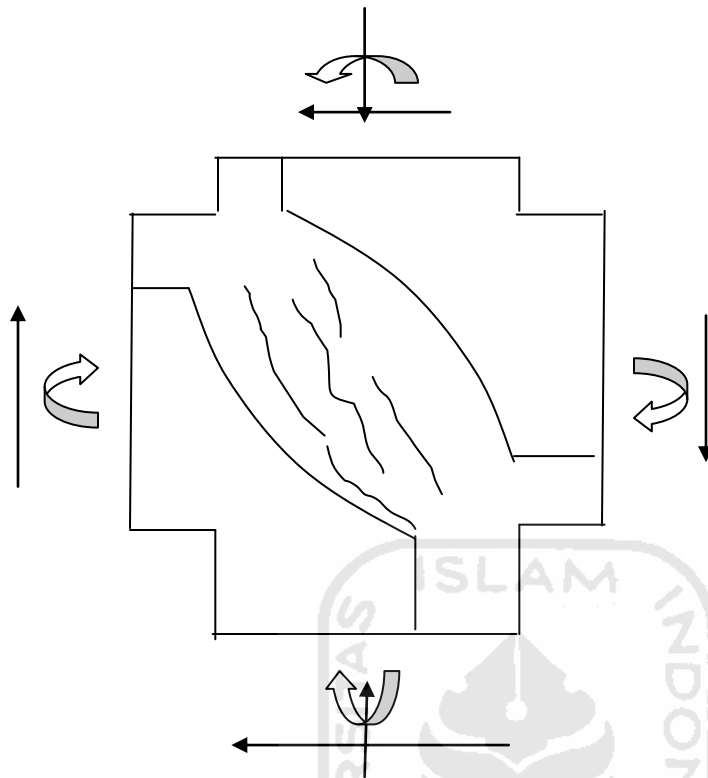
Keruntuhan ini dapat terjadi sebelum daktilitas di dalam sendi- sendi plastis pada balok struktur rangka tercapai.

Suatu pemeriksaan menunjukkan bahwa tegangan lekat pada penulangan yang melewati joint dalam, besarnya 3 sampai 4 kali lebih besar daripada yang disyaratkan peraturan. Suatu keruntuhan penjangkaran akibat penarikan atulangan pada joint luar dapat mengakibatkan keruntuhan total. Pada joint- joint dalam, slip tulangan yang lewat inti joint balok terjadi dan ini akan mengakibatkan penurunan kekakuan yang cukup drastis dan berkurangnya kemampuan struktur rangka beton bertulang untuk memancarkan energi.

2. Kuat geser Joint

Kuat geser kolom joint balok kolom sangat ditentukan oleh interaksi dua mekanisme yaitu :

- a. beban tekan lentur yang bekerja pada keempat komponen struktur yang berdekatan secara bersama- sama membentuk suatu strat diagonal sepanjang joint. Apabila sendi- sendi plastis dibatasi terjadinya pada balok- balok yang bersebelahan dan tegangan geser nominal joint tidak terlalu besar, seperti yang biasanya terjadi, maka tegangan- tegangan diagonal tekan pada inti joint menjadi tidak terlalu besar dan masih dapat ditahan.
- b. fungsi mekanisme kedua adalah untuk mengimbangi jumlah gaya lekat yang harus disalurkan oleh tulangan balok dan kolom kepada beton pada inti joint yang disebabkan terjadinya *shear flow* disekeliling penampang yang membentuk daerah- daerah tekan diagonal setelah terjadinya retak diagonal. Strat- strat diagonal segera akan memikul tegangan- tegangan tekan apabila gaya- gaya kekang vertikal dan horizontal pada tepi- tepi inti joint dapat diajmin bekerja.



Gambar 3.14 Strat Beton

Teknik penulangan joint agar tidak terjadi *slack* (joint kendur) yang disebabkan oleh gagalnya mekanisme pengimbangan mekanisme kedua sehingga yang berfungsi hanya mekanisme pertama dilakukan perencanaan panel pertemuan balok kolom portal harus diproporsikan sedemikian rupa, sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horisontal perlu $V_{u,h}$ dan kuat geser vertikal perlu $V_{u,v}$ yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom. seperti ditunjukkan dalam gambar 3.1.3.3.

3. Rencana Penulangan Beam Coloumn Joint

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \dots\dots\dots(136)$$

$$C_k = T_{ki} = \frac{0,70 M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \dots\dots\dots(137)$$

$$T_{ka} = \frac{C_{ka} = 0,70 M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \dots\dots\dots(138)$$

$$V_{kol} = \frac{0,70 \left[\frac{l_{ki}}{l_{ki}} M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l_{ka}} M_{kap,ka} \right]}{\frac{1}{2} (h_{k,a} + h_{k,b})} \dots\dots\dots(139)$$

Tegangan geser horisontal nominal dalam joint adalah :

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{B_j h_c} \dots\dots\dots(140)$$

dengan :

b_j = lebar efektif joint

h_c = tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau (mm)

v_{jh} tidak boleh lebih besar dari $1,5 \sqrt{f'_c}$ (Mpa)

Ketentuan- ketentuan :

- a. Gaya yang bekerja dalam tulangan pokok memanjang balok pada sisi muka kolom harus ditentukan dengan anggapan bahwa tegangan didalam tulangan tarik lentur adalah $1,25 f_y$ dan faktor reduksi kekuatan sesuai dengan yang ditentukan dalam SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.2.3.
- b. Apabila lebar penampang kolom lebih besar dari lebar balok, maka lebar efektif joint (b_j) harus diambil sebagai nilai terkecil antara lebar kolom dan lebar balok ditambah setengah tinggi total penampang kolom. Sedangkan apabila lebar penampang kolom lebih kecil dari lebar balok (b_j) harus diambil sebagai nilai terkecil antara lebar balok dan lebar kolom ditambah setengah tinggi total penampang kolom.
- c. Pada inti joint mekanisme untuk meneruskan gaya geser horisontal (V_{jh}) ada dua macam :

1. V_{ch} di pikul oleh strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung joint.
2. Mekanisme panel rangka (terdiri dari sengkang horisontal dan strat diagonal beton daerah tarik joint) yang memikul gaya geser V_{sh}

Dari kedua macam mekanisme tersebut didapat hubungan berikut :

$$V_{sh} + V_{cv} = V_{jh} \dots\dots\dots(141)$$

dengan ketentuan :

Nilai geser V_{ch} yang dipikul oleh beton strat harus diperhitungkan sama dengan nol, artinya beton tidak ikut memikul geser, kecuali untuk ketentuan sebagai berikut :

1. Apabila tegangan tekan rata- rata minimum pada penampang bruto kolom beton diatas joint, termasuk tegangan prategangan apabila ada, melebihi nilai $0,10 f_c$, maka V_{ch} diambil sebagai berikut :

$$V_{ch} = 2/3 \sqrt{ (Nu,k / Ag) } - 0,1 f_c b_j h_c \dots\dots\dots(142)$$

2. Balok diberi prategangan yang melewati joint, maka :

$$V_{ch} = 0,7 P_{cs} \dots\dots\dots(143)$$

dengan : P_{cs} adalah gaya permanen dalam baja prategang yang terletak disepertiga bagian tengah tinggi kolom

3. Seluruh balok pada joint dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok diukur dari muka kolom , maka :

$$V_{ch} = 0,5 (A_s' / A_s) V_{jh} [1 + (Nu,k / 0,4 A_g f_c)] \dots\dots\dots(144)$$

dimana rasio (A_s' / A_s) tidak boleh diambil lebih besar dari satu.

- d. Apabila gaya tarik pada kolom melebihi nilai $0,20 f_c$, maka seluruh geser joint harus ditahan baja tulangan. Untuk gaya aksial tarik yang lebih kecil dari nilai batas tersebut, V_{ch} didapat dari interpolasi linier antara nol sampai nilai yang diberikan oleh persamaan diatas dengan nilai
- e. Dengan memindahkan lokasi sendi plastis agak jauh dari muka kolom maka kemampuan mekanisme strat beton tidak berkurang akibat beban bolak- balik dimana sebagian besar tegangan tekan dipindahkan melalui tulangan tekan. Pelelehan pada tulangan juga dapat mengakibatkan penetrasi kerusakan ikatan yang masuk kedalam inti joint sehingga ikatan antara tulangan dengan strat beton berkurang. Akibat kedua fenomena ini serta tekanan pada joint, sendi plastisnya terletak bersebelahan dengan muka kolom, tidak bekerja sehingga seluruh gaya geser V_{jh} dipikul oleh V_{sh} (bila tegangan tekan rata- rata minimum pada penampang penampang bruto kolom di atas joint kurang dari $0,1 f_c$).
- f. Bila $\rho_c < 0,1 f_c$ maka :

$$V_{sh} = V_{jh} - 2/3 \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g}\right)} - (0,1 f_c) b_j h \dots\dots\dots(145)$$

Pada joint rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis

$$V_{sh} = V_{jh} - 0,5 \frac{A_{s'}}{A_s} V_{jh} \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4.A_g f_c} \right) \dots\dots\dots(146)$$

- g. Luas total efektif dari tulangan geser horizontal yang melewati bidang kritis diagonal dengan yang diletakkan didaerah teka joint efektif b_j tidak boleh kurang dari :

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_y} \dots\dots\dots(147)$$

h. Tulangan sengkang horisontal ini harus didistribusikan secara merata diantara tulangan balok longitudinal atas dan bawah.

Tegangan geser join vertikal (V_{jv}) dapat dihitung dari :

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{hc}{bc} \dots\dots\dots(148)$$

Sedangkan tulangan join geser vertikal didapat dari :

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \dots\dots\dots(149)$$

Menjadi :

$$V_{cv} = A_{sc}' \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left[0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f'_c} \right] \dots\dots\dots(150)$$

dengan :

A_{sc}' = luas tulangan longitudinal tekan

A_{sc} = luas tulangan longitudinal tarik luas tulangan join vertikal

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y} \dots\dots\dots(151)$$

Ketentuan :

Tulangan geser join vertikal harus terdiri dari tulangan kolom antara / *intermediate bars* yang terletak pada bidang lentur antara ujung tulangan terbesar atau terdiri dari sengkang- sengkang pengikat vertikal. (Syarat- syarat tulangan geser join vertikal dapat dilihat dalam SKSNI T-15-1991-03 pada 3.14.6.6).

3.3.5.5 Pondasi

Pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang bertugas meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas ke tanah dasar yang cukup kuat mendukungnya melalui perhitungan terhadap beban sendiri bangunan, beban berguna, gaya- gaya luar dan terhadap penurunan pondasi setempat ataupun penurunan yang merata dengan nilai yang dibatasi karena penurunan pondasi yang melampaui nilai batas yang diizinkan akan merusak struktur sehingga pengetahuan dan penyelidikan tanah penting diketahui dan diperhitungkan sehubungan dengan tipe pondasi yang digunakan sesuai kekuatan dan jenis tanah yang menahan beban – beban..

Pondasi dikatakan sebagai pondasi dangkal apabila kedalamannya adalah kurang atau sama dengan lebar pondasi, sedangkan pondasi dalam kedalaman pondasi adalah lima kali lebar pondasi tersebut.

A. Perencanaan Pondasi Telapak

Pondasi telapak adalah elemen- elemen struktur yang mentransfer beban- beban, atau beban lateral / tekanan tanah , kelapisan tanah dasar pondasi. Jika beban- beban tersebut ditransfer sebagaimana mestinya maka fondasi harus direncanakan untuk menahan kelebihan penurunan atau rotasi, untuk mereduksi perbedaan penurunan dengan faktor keamanan cukup terhadap perpindahan horizontal dan guling atau dengan perkataan lain pondasi berfungsi meneruskan beban- beban dari kolom (upper struktur) kelapisan tanah tapak pondasi.

Pada buku petunjuk perencanaan beton bertulang dan struktur dinding bertulang untuk rumah dan gedung SKBI – 2.3.53. 1987 / UDC : 693.55.693.25 pasal 3.18.4, pondasi telapak harus dibuat dari beton bertulang yang direncanakan untuk memindahkan beban dari kolom ke tanah bawah tanpa dilampauinya daya dukung tanah.

Dalam merencanakan pondasi telapak beban vertikal dan momen guling akibat gempa dalam keadaan batas, ditinjau suatu blok tegangan tanah persegi dengan

tegangan kontak yang terbagi rata sepanjang suatu bagian dari dasar tapak. Suatu faktor keamanan sebesar, $SF = 1,8$ harus dipakai terhadap daya dukung batas dari tanah untuk menentukan daya dukung batas dari tanah untuk menentukan daya dukung batas rencana (izin) dari tanah dasar. Prosedur perencanaan pondasi telapak dimaksudkan adalah mengacu ke standar SKSNI T-15 – 1993-03 pasal 3.8.1 sampai dengan 3.8.10.

Perencanaan pondasi telapak sehubungan dengan daya dukung tanah dilakukan dalam dua tahap sebagai berikut :

1. Pecahkan tegangan tanah pada persamaan keseimbangan yaitu persamaan keseimbangan gaya vertikal dan persamaan keseimbangan momen.
2. periksa bahwa tegangan tanah tidak melampaui daya dukung batas rencana, yaitu dari tanah dasar yaitu daya dukung batas dari tanah dasar berbanding 1,8.

Perencanaan pondasi telapak sehubungan dengan mutu beton bertulang, pondasi telapak harus dibangun menurut pedoman beban mutu beton, tidak boleh kurang dari kelas K-175 ($f'c = 17,85 \text{ Mpa}$).

Perencanaan pondasi telapak untuk perhitungan dianggap sebagai balok pengikat dimana harus direncanakan terhadap gaya aksial, gaya geser atau gaya pons dan momen lentur yang didapat dari perhitungan statika atau dinamika portal, dimana beban gravitasi dan beban gempa ditinjau bekerja dalam arah sumbu utama struktur gedung, dimana secara bersamaan gempa yang bekerja dalam arah tegak lurus pada arah yang ditinjau, pengaruhnya hanya diperhitungkan 30 persen dan serta pondasi harus dapat menahan gaya angkat bersih yang terjadi akibat beban- beban lateral pada taraf itu. Ketahanan ini harus dihasilkan oleh beban mati dari pondasi yang dapat dibantu oleh tahanan gesek dari tiang pondasi.

Mekanisme Keruntuhan dalam Pondasi Telapak

- a. keruntuhan tekan geser terjadi pada penampang- penampang tinggi, d , dengan lebar pondasi, B , yang relatif kecil, membentuk retak- retak miring, tapi tidak mengakibatkan keruntuhan dan berkembang ke zona tekan sehingga mengurangi

ukuran pondasi sampai pada gilirannya zona tekan menjadi runtuh akibat kombinasi tegangan tekan dan tegangan geser.

- b. Keruntuhan lentur terjadi sesudah retak- retak miring terbentuk. Tipikalnya adalah perbandingan antara panjang pondasi, B dan tinggi pelat, d adalah relatif kecil, retak miring terjadi lebih dulu tapi tidak mengakibatkan keruntuhan atau mencegah pembesaran momen lentur batas teoretis. Jika penjangkaran tulangan diperlukan, dan tidak terjadi keruntuhan di zona tekan, tulangan tarik dapat mencapai lelehnya.
- c. Keruntuhan tarik diagonal atau dikenal dengan nama keruntuhan geser pons (punching shear failure) terjadi pada pondasi telapak ukuran relatif menengah, pelat runtuh di keempat sisinya, sekeliling beban konsentrasi dengan kemiringan retak 45° dari arah kolom sesuai dengan acuan dalam SKSNI T-15-1991-03.
- d. Keruntuhan lentur terjadi sebelum retak- retak miring terjadi, tipikal dengan perbandingan panjang, B dengan tebal pelat pondasi, d , relatif cukup besar, tidak terjadi retak miring sebelum kapasitas lentur dicapai.
- e. Saran dalam perencanaan pondasi telapak adalah suatu keruntuhan geser sebaiknya dibuat tidak terjadi sebelum kapasitas lentur balok atau pelat tercapai.

B. Ketentuan Perencanaan Pondasi Telapak (SKSNI T-15-1991-03)

3. Umum

Komponen pondasi harus memenuhi ketentuan pasal 3.8 berlaku untuk merencanakan pondasi setempat dan, bila sesuai, juga berlaku untuk kombinasi pondasi setempat dan pondasi pelat penuh.

Ketentuan tambahan untuk kombinasi pondasi setempat dan pondasi pelat penuh diberikan dalam ayat 3.8.10.

4. Beban dan Reaksi

Komponen pondasi harus diperhitungkan menahan beban dan reaksi tanah sesuai dengan ketentuan berikut :

- a. pondasi harus dioperasikan untuk menahan beban terfaktor dan reaksi tanah yang timbul akibat beban tersebut, sesuai dengan ketentuan perencanaan yang berlaku dalam tata cara ini dan seperti yang tercantum dalam pasal 3.8.
- b. luas bidang dasar dari pondasi atau jumlah dan penempatan tiang harus ditetapkan berdasarkan gaya dan momen tidak terfaktor yang disalurkan oleh pondasi pada tanah atau tiang dan tekanan izin atau kapasitas tiang izin yang ditentukan berdasarkan prinsip mekanika tanah.
- c. untuk pondasi diatas tiang, perhitungan momen dan geser boleh didasarkan pada anggapan bahwa reaksi tiang terpusat dititik pusat tiang.
- d. kolom atau pedestal beton yang berbentuk lingkaran atau poligon biasa boleh diperlakukan sebagai penampang bujur sangkar dengan luas yang sama yang digunakan untuk menemukan letak penampang kritis bagi momen, geser dan pengembangan tulangan di dalam pondasi telapak.

5. Momen didalam Pondasi Telapak

Besarnya momen lentur yang bekerja pada pondasi telapak dan cara mendistribusikan tulangnya harus memenuhi ketentuan berikut :

- a. momen luar disebarang penampang pondasi telapak harus ditentukan dengan membuat potongan vertikal pada pondasi, dan menghitung momen dari semua gaya yang bekerja pada satu sisi dari bidang pondasi telapak yang dipotong oleh bidang vertikal.
- b. momen terfaktor maksimum dari sebuah fondasi setempat, harus dihitung berdasarkan ayat 3.8.4 butir 1 untuk penampang kritis yang terletak sebagai berikut :
 - pada muka kolom, pedestal atau dinding untuk pondasi telapak yang mendukung kolom beton, pedestal atau dinding.
 - Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding untuk pondasi yang menahan dinding pasangan.
 - setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang menahan kolom yang menggunakan pelat dasar baja.

- c. pada pondasi telapak satu arah, dan pondasi dua arah bujur sangkar, tulangan, harus tersebar merata pada seluruh lebar pondasi
 - d. pada pondasi segiempat dua arah, tulangan harus terbagi sebagai berikut :
 - tulangan dalam arah panjang harus tersebar merata pada seluruh lebar pondasi
 - untuk tulangan dalam arah pendek, sebagian dari tulangan total yang diberikan harus tersebar merata dalam suatu lebar jalur (sumbunya berimpit dengan sumbu kolom atau pedestal) yang sama dengan panjang dari sisi pendek pondasi telapak. Sisa tulangan yang dibutuhkan dalam arah pendek harus disebarkan merata di luar jalur tersebut diatas.
6. Geser Dalam Pondasi
- Besarnya gaya geser yang bekerja pada penampang kritis, harus dihitung berdasarkan asumsi berikut :
- a. kuat geser pada pondasi harus sesuai dengan ayat 3.10.11
 - b. berdasarkan ketentuan pasal 3.4, lokasi dari penampang kritis untuk geser pada dinding yang mendukung suatu kolom, atau pedestal yang menggunakan pelat dasar baja, penampang kritisnya harus diukur dari lokasi yang didefinisikan dalam ayat 3.8.4 butir 2 sub butir 3.
7. Pengembangan dari Tulangan dalam Pondasi
- Pengembangan tulangan dalam komponen pondasi harus mengikuti ketentuan berikut:
- a. pengembangan dari tulangan dalam komponen pondasi harus sesuai dengan ketentuan pasal 3.11.
 - b. gaya tarik atau tekan dari tulangan pada setiap penampang harus dikembangkan pada setiap sisi dari penampang dengan panjang penyaluran, bengkokan (hanya tarik) atau alat mekanis, atau kombinasi dari beberapa kemungkinan tersebut.
 - c. penampang kritis untuk pengembangan dari tulangan harus berada pada lokasi yang didefinisikan pada ayat 3.8.4 butir 2 untuk momen terfaktor maksimum,

dan pada semua vertikal dimana terjadi perubahan dari penampang atau penulangan, lihat ayat 3.11.10 butir 6.

8. Tebal Minimum Pondasi

Tebal pondasi diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, ataupun kurang dari 300 mm untuk pondasi diatas ring.

7. Pemindahan Gaya- gaya pada Dasar Kolom, Dinding atau Pedestal Bertulang

Pemindahan gaya dan momen dari kolom kekomponen struktur pendukung dan perencanaan tulangan atau alat sambungnya harus mengikuti ketentuan :

- a. gaya- gaya dan momen- momen pada dasar kolom, dinding, atau pedestal harus dipindahkan kepedestal pendukung atau telapak dengan jalan menumpu pada beton, dan dengan tulangan , pasak dan alat sambung mekanis.
 - tegangan tumpuan pada beton pada bidang kontak antara komponen struktural yang ditumpu mendukung tidak boleh melampaui kekuatan dukung dari kedua permukaan sebagaimana ditetapkan dalam ayat 3.3.15.
 - tulangan, pasak atau alat sambung mekanis antara komponen struktur yang ditumpu dan yang mendukung harus cukup untuk memindahkan semua gaya tekan yang melampaui kekuatan beton dari komponen struktur yang mana saja dan semua gaya tarik yang memotong antara bidang kontak.
 - Bila momen momen yang dihitung dipindahkan ke pedestal atau telapak penumpu maka tulangan pasak alat sambung mekanis harus cukup kuat dan memenuhi ketentuan ayat 3.5.17.
 - Gaya- gaya lateral harus dipindahkan kepada pedestal atau telapak penumpu sesuai dengan ketentuan geser – friksi dari ayat 3.4.7, atau dengan cara lainnya yang layak.
- b. dalam konstruksi yang dicor ditempat, tulangan yang ditentukan untuk memenuhi ayat 3.8.8 butir 1 harus disediakan dengan jalan meneruskan batang-batang tulangan sampai kepedestal atau telapak penumpu, atau dengan pasak, ketentuan luas tulangan dan sambungan yang harus dipenuhi :

- luas tulangan melalui bidang kontak dari kolom dan pedestal yang dicor setempat tidak boleh diambil kurang luas bruto komponen struktur yang ditumpu.
 - Luas tulangan melalui bidang kontak untuk dinding yang dicor setempat, tidak boleh kurang dari tulangan vertikal minimum yang diberikan oleh ayat 3.7.3 butir 2.
 - Batang tulangan memanjang D-44 dan D-55 dalam telapak yang berada dalam tekan saja, dapat disambung lewatkan dengan pasak untuk memberikan penulangan yang disyaratkan sesuai dengan ayat 3.8.8 butir 1. Pasak tidak boleh lebih besar dari dari D-36 dan harus diteruskan kekomponen yang tertumpu sejarak tidak kurang dari panjang penyaluran dari batang D-44 dan D-55 atau panjang sambungan pasak, tergantung mana yang paling besar, dan telapak dengan jarak yang tidak kurang dari panjang penyaluran pasak.
 - Bila pada konstruksi yang dicor ditempat disediakan suatu sambungan sendi atau goyang (pinned or rocker), sambungan tersebut harus memenuhi ayat 3.8.8 butir 1 dan 3.8.8 butir 3.
8. Dalam konstruksi pracetak, tulangan yang ditentukan memenuhi ayat 3.8.8 butir 1 dapat disediakan dengan baut jangkar atau alat sambung mekanis yang sesuai. Kekuatan sambungan harus diperhitungkan menurut ketentuan berikut :
- sambungan antara kolom atau pedestal pracetak dan komponen penumpu harus mempunyai kekuatan tarik yang tidak kurang dari $1,5 \times A_g$ dalam newton. Dimana A_g adalah luas dari komponen yang ditumpu.
 - Sambungan antara dinding pracetak dan komponen penumpu harus mempunyai kekuatan tarik yang tidak kurang dari $3 \times A_g$ dalam newton, dimana A_g adalah luas penampang dinding.
 - Baut jangkar dan alat sambung mekanis harus direncanakan untuk mencapai kekuatan rencana sebelum keruntuhan jangkar atau keruntuhan dari beton sekeliling.

C. Perhitungan dan Analisa Pondasi Telapak Kombinasi

Perencanaan Pondasi telapak kombinasi harus mengikuti ketentuan bahwa pondasi telapak yang mendukung lebih dari satu kolom, pedestal, atau dinding harus direncanakan menahan beban terfaktor dan reaksi yang diakibatkannya, berdasarkan persyaratan perencanaan yang sesuai pada ketentuan- ketentuan tersebut diatas kecuali pasal 3.6 dimana pada cara pelaksanaan langsung tidak boleh digunakan.

Pada perencanaan pondasi telapak kombinasi distribusi tekanan tanah dibawah pondasi telapak kombinasi harus konsisten dengan sifat tanah, struktur, dan prinsip mekanika tanah yang berlaku.

1. Tipe Pondasi

Pondasi Telapak Menerus dibangun pada tanah yang memiliki kriteria kepadatan tidak merata sehingga diharapkan akan dapat mengakomodir penurunan tidak merata karena perbedaan yang tak merata.

2. Dimensi

Menentukan dimensi Pondasi Bentuk Persegi Panjang

- a. menghitung resultan $R = P1 + P2$
- b. dari perhitungan reaksi, ditentukan nilai panjang jarak antara titik kolom satu terhadap resultan diantara dua kolom yang membentang memanjang (c) dengan bentuk persamaan berikut :

Bila ΣMa pada $P1 = 0$

$$\text{Maka } c = (1 / R) \times (P2 \times b) \dots\dots\dots(152)$$

c. Menghitung panjang pondasi

$$L = 2 (a1 + c) \dots\dots\dots(153)$$

d. Menghitung luas pondasi pada nilai daya dukung (q_a) yang telah diketahui :

$$A = R : q_a \dots\dots\dots(154)$$

e. Menghitung lebar pondasi (B)

$$B = A : L \dots\dots\dots(155)$$

f. Kontrol dimensi pondasi pada panjang yang ditentukan terhadap batas nilai daya dukung tanah (q_a) dengan bentuk persamaan :

$$P < q_a \dots\dots\dots(156)$$

dengan :

$$p = \frac{P_1 + P_2}{B \times L} \dots\dots\dots(157)$$

3. Merencanakan Penulangan Pondasi

Pondasi merupakan dasar kolom dan poer dimana syarat- syarat pendetailan yang harus dipenuhi yaitu :

1. Tulangan memanjang minimum 0,15 persen setiap arah
2. Tulangan- tulangan memanjang diangker pada sisi yang bebas
3. Tiang- tiang pondasi harus diikat menjadi satu dengan baik berikut tulangan yang cukup agar tidak terjadi pemisahan antara masing- masing bagian komponen yang diikat disaat terjadi pergerakan tanah.
4. Balok- balok pengikat pada pondasi yang bila tidak diperhitungkan analisa dinamisnya pada struktur bawah maka balok- balok pengikat direncanakan terhadap gaya lonitudinal tarik atau tekan sebesar 10 persen dari beban vertikal kolom dimana balok pengikat tersebut bertemu. Karena gaya longitudinal berupa gaya tekan atau tarik maka syarat yang harus dipenuhi antara lain :

- a. persentasi tulangan memanjang minimum 1 persen dan maksimum 6 persen.
 - b. diameter minimum sengkang 8 mm.
 - c. jarak maksimum dan minimum dari sengkang sama dengan perhitungan dan analisa pada kolom.
 - d. diameter tulangan minimum memanjang 12 mm.
 - e. agar dasar pondasi atau poer dapat dicor lebih dahulu sebelum sebelum balok-balok pengikat maka dibutuhkan tulangan- tulangan stater dan harus didetail sesuai penulangan untuk perhitungan dan analisa pada balok pengikat yang menahan beban lentur dan aksial.
 - f. bila terjadi gaya longitudinal tekan maka syarat- syarat perencanaan elemen- elemen sama dengan perencanaan dan analisa kolom, seperti tegangan tekan yang diijinkan pengaruh- pengaruh kelangsingan dan jarak- jarak sengkang.
5. Balok pengikat yang menahan momen pada dasar kolom dan beban aksial tarik atau tekan disalurkan kebalok- balok pengikat sehingga balok pengikat- pengikat tersebut direncanakan penulangannya sesuai dengan syarat- syarat penulangan maksimum dan minimum terhadap besarnya beban aksial yang bekerja pada balok atau kolom.

DAFTAR PUSTAKA

1. Gideon H. Kusuma dan Takim Andrianto, 1993, , Desain Struktur Rangka Beton Bertulang Didaerah Rawan Gempa, Seri Beton 1,2,3,4, Penerbit Erlangga, Jakarta.
2. Departemen Pekerjaan Umum, 1987, Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung, Yayasan Penerbit PU
3. Departemen Pekerjaan Umum, 1991, Standar Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung, SK-SNI T-15-1991-03, Yayasan LPMB, Bandung.
4. Istimawan Dipohusodo, 1994, Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03, Departemen Republik Indonesia, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.

