

SKRIPSI
STUDI PERBANDINGAN PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG
HOTEL LOMBOK ASTORIA DENGAN MENGGUNAKAN KOLOM
BIAKSIAL DAN UNIAKSIAL

Diajukan Sebagai Syarat Menyelesaikan Studi
Pada Program Studi Teknik Sipil Jenjang Starta I
Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Mataram



Oleh :

M. RIZALMI ILHAM

416110091

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM
TAHUN 2022

**LEMBAR PENGESAHAN PEMBIMBING
SKRIPSI**

**STUDI PERBANDINGAN PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL
LOMBOK ASTORIA DENGAN MENGGUNAKAN KOLOM BIAKSIAL DAN
UNIAXIAL**

Disusun Oleh:

M. RIZALMI ILHAM

416110091

Mataram, 6 Juni 2022

Pembimbing I

Pembimbing II

Dr. Eng. Harivadi, ST., M. Sc. Eng

NIDN. 0027107301

Maya Saridewi Pascanawaty, ST., MT.

NIDN. 0820098001

Mengetahui,

Universitas Muhammadiyah Mataram

Fakultas Teknik

Dekan,

Mewakili, Wakil Dekan I

Fariz Primadi Hirsan, ST, MT

NIDN. 0804118001

Dr. Eng. M. Islamy Rusyda, ST., MT.

NIDN.0824017501

LEMBAR PENGESAHAN PENGUJI

SKRIPSI

**STUDI PERBANDINGAN PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG
HOTEL LOMBOK ASTORIA DENGAN MENGGUNAKAN KOLOM
BIAKSIAL DAN UNIAKSIAL**

Yang Dipersiapkan dan Disusun Oleh:

M. RIZALMI ILHAM

416110091

Telah dipertahankan di depan Tim Penguji

Pada hari: Selasa, 21 Juni 2022

dan dinyatakan telah memenuhi syarat

Susunan Tim Penguji

1. Penguji I : Agustini Ernawati, ST., M. Tech
2. Penguji II : Maya Saridewi P, ST., MT.
3. Penguji III : Isfanari, ST., MT



Mengetahui,

**UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM
FAKULTAS TEKNIK**

Dekan,
Mewakili Wakil Dekan I

Fariz Primadhi Hirsan, ST., MT
NIDN. 0804118001
Dr. Eng. M. Islam Rusyda, ST., MT
NIDN. 0824017501

LEMBAR PERNYATAAN

Dengan ini menyatakan dengan sebenarnya bahwa :

1. Skripsi dengan judul “*Studi Perbandingan Perancangan Struktur Gedung Hotel Lombok Astoria Dengan Menggunakan Kolom Biaksial Dan Uniaksial*” adalah benar merupakan karya saya sendiri dan saya tidak melakukan penjiplakan atau pengutipan atas karya penulis lain dengan cara yang tidak sesuai tata etika ilmiah yang berlaku dalam masyarakat atau disebut plagiatisme.
2. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan tugas akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah ditulis dalam sumbernya secara jelas dan disebut dalam daftar pustaka.

Atas pernyataan ini, apabila dikemudian hari ternyata ditemukan adanya ketidak benaran, saya bersedia menanggung akibat dan sanksi yang diberikan kepada saya dan saya sanggup dituntut sesuai hukum yang berlaku.

Mataram, 6 Juni 2022

Pembuat pernyataan,



M. RIZALMI ILHAM

NIM : 416110091



MAJELIS PENDIDIKAN TINGGI PENELITIAN DAN
PENGEMBANGAN PIMPINAN PUSAT MUHAMMADIYAH
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM
UPT. PERPUSTAKAAN H. LALU MUDJITAHID UMMAT

Jl. K.H.A. Dahlan No.1 Telp.(0370)633723 Fax. (0370) 641906 Kotak Pos No. 108 Mataram
Website : <http://www.lib.ummat.ac.id> E-mail : perpustakaan@ummat.ac.id

SURAT PERNYATAAN BEBAS
PLAGIARISME

Sebagai sivitas akademika Universitas Muhammadiyah Mataram, saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : M. Rizalmi Ilham
NIM : 416110091
Tempat/Tgl Lahir : Mataram 28 - Maret 1998
Program Studi : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
No. Hp : 089 563 078 8481 / 087 853 500 863
Email : rizalmiilham91@gmail.com

Dengan ini menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Skripsi/KTI/Tesis* saya yang berjudul :

STUDI PERBANDINGAN PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG
HOTEL LOMBOK ASTORIA DENGAN MENGGUNAKAN KOLOM
BIAKSIAL DAN UNIAKSIAL

Bebas dari Plagiarisme dan bukan hasil karya orang lain. 39%

Apabila dikemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian dari Skripsi/KTI/Tesis* tersebut terdapat indikasi plagiarisme atau bagian dari karya ilmiah milih orang lain, kecuali yang secara tertulis disitasi dan disebutkan sumber secara lengkap dalam daftar pustaka, saya **bersedia menerima sanksi akademik dan/atau sanksi hukum** sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Muhammadiyah Mataram.

Demikain surat pernyataan ini saya buat dengan sesungguhnya tanpa ada paksaan dari siapapun dan untuk dipergunakan sebagai mana mestinya.

Mataram, 22 Agustus 2022

Penulis



M. Rizalmi Ilham
NIM. 416110091

Mengetahui,
Kepala UPT. Perpustakaan UMMAT



Iskandar, S.Sos., M.A.
NIDN: 0802048904

*pilih salah satu yang sesuai



**MAJELIS PENDIDIKAN TINGGI PENELITIAN DAN
PENGEMBANGAN PIMPINAN PUSAT MUHAMMADIYAH
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM
UPT. PERPUSTAKAAN H. LALU MUDJITAHID UMMAT**

Jl. K.H.A. Dahlan No.1 Telp.(0370)633723 Fax. (0370) 641906 Kotak Pos No. 108 Mataram
Website : <http://www.lib.ummat.ac.id> E-mail : perpustakaan@ummat.ac.id

**SURAT PERNYATAAN PERSETUJUAN
PUBLIKASI KARYA ILMIAH**

Sebagai sivitas akademika Universitas Muhammadiyah Mataram, saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : M. Rizalmi Uham
 NIM : 416110091
 Tempat/Tgl Lahir : Mataram, 28 - Maret - 1998
 Program Studi : Teknik Sipil
 Fakultas : Teknik
 No. Hp/Email : 089 563 078 8481 / 087 853 500 863, Rizalmiham91@gmail.com
 Jenis Penelitian : Skripsi KTI Tesis

Menyatakan bahwa demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada UPT Perpustakaan Universitas Muhammadiyah Mataram hak menyimpan, mengalih-media/format, mengelolanya dalam bentuk pangkalan data (*database*), mendistribusikannya, dan menampilkan/mempublikasikannya di Repository atau media lain untuk kepentingan akademis tanpa perlu meminta ijin dari saya selama *tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta* atas karya ilmiah saya berjudul:

STUDI PERBANDINGAN PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG
HOTEL LOMBOK ASTORIA DENGAN MENGGUNAKAN KOLOM
BIAKSIAL DAN UNIAKSIAL.

Pernyataan ini saya buat dengan sungguh-sungguh. Apabila dikemudian hari terbukti ada pelanggaran Hak Cipta dalam karya ilmiah ini menjadi tanggungjawab saya pribadi.
Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenar-benarnya tanpa ada unsur paksaan dari pihak manapun.

Mataram, 22 Agustus 2022
Penulis



M. Rizalmi Uham
NIM. 416110091

Mengetahui,
Kepada UPT Perpustakaan UMMAT



Iskandar, S.Sos., M.A.
NIDN. 0802048904

MOTTO

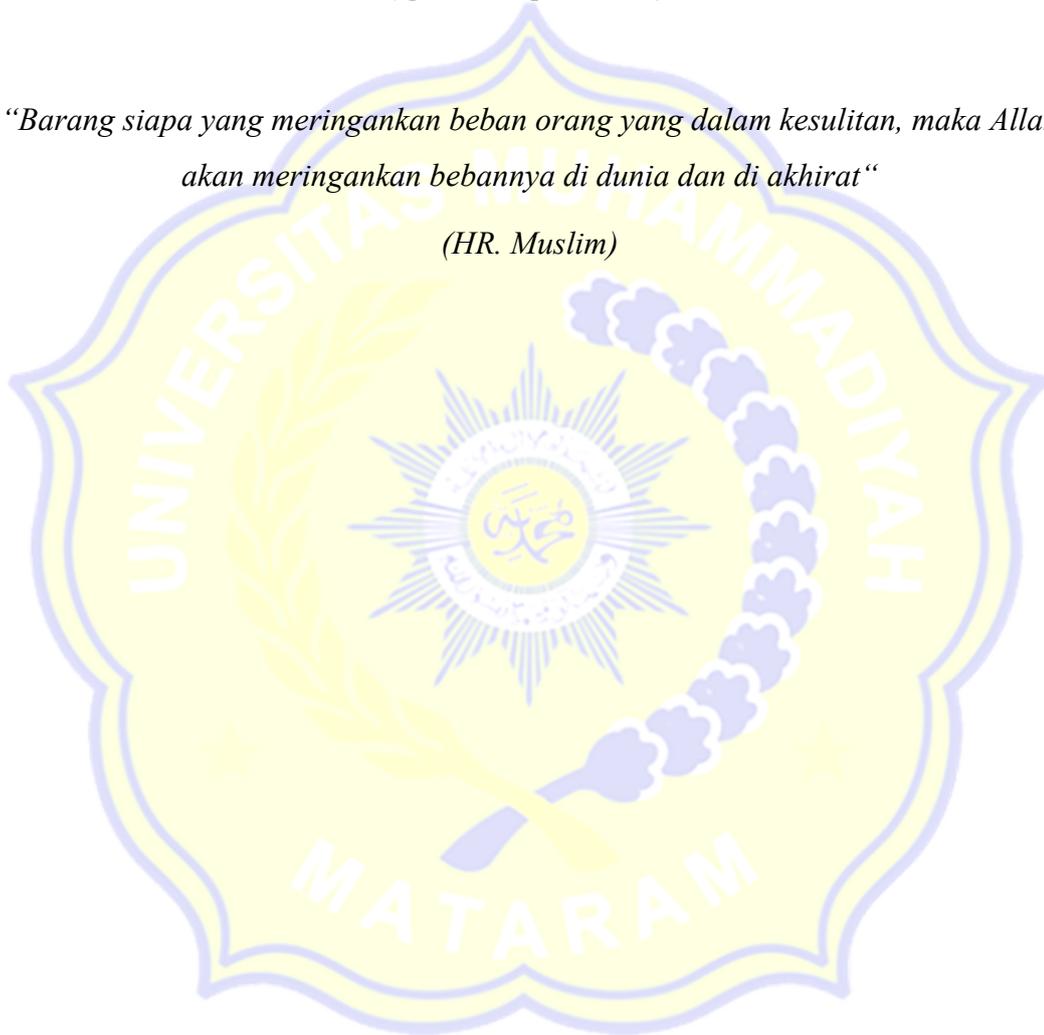
“Semua mimpi bisa terwujud jika memiliki keberanian untuk mengejarnya“

“Allah tidak membebani seseorang melainkan sesuai dengan kesanggupannya“

(QS. Al-baqarah 286)

“Barang siapa yang meringankan beban orang yang dalam kesulitan, maka Allah akan meringankan bebannya di dunia dan di akhirat“

(HR. Muslim)



KATA PENGANTAR

Puji syukur penyusun panjatkan kehadirat Allah SWT atas rahmat dan karunia-Nya, sehingga Tugas Akhir dengan judul “*Studi Perbandingan Perancangan Struktur Gedung Hotel Lombok Astoria Dengan Menggunakan Kolom Biaksial Dan Uniaksial*” ini dapat diselesaikan sebagaimana mestinya. Tugas akhir ini merupakan syarat untuk memenuhi jenjang pendidikan Strata Satu (S1) pada Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.

Pada kesempatan ini penulis menghaturkan ucapan terima kasih kepada:

1. Drs. Arsyad Ghani., Mpd., selaku Rektor Universitas Muhammadiyah Mataram.
2. Dr. Eng. M. Islamy Rusyda, ST., MT., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.
3. Agustini Ernawati., ST., M.Tech., selaku Ketua Prodi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.
4. Dr. Eng. Hariyadi, ST., M.Sc., Eng., selaku Dosen Pembimbing I.
5. Maya Saridewi Pascanawaty, ST., MT, selaku Dosen Pembimbing II.
6. Seluruh staf dan pegawai sekertariat Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.

Penulis menyadari bahwa penulisan tugas akhir ini masih banyak kekurangannya dan masih jauh dari kesempurnaan, oleh karena itu pendapat serta saran yang membangun dari berbagai pihak sangat diharapkan untuk kelancaran penelitian dan penyempurnaan penulisan selanjutnya. Akhir kata semoga karya ini bias bermanfaat bagi pembacanya.

Mataram, Juni 2022



M. RIZALMI ILHAM

NIM : 416110091

ABSTRAK

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (frame) struktural yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi. (Sudarmoko,1994). Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan collapse (runtuhnya) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh batas total (ultimate total collapse) seluruh strukturnya. (Nawy,1998). Kolom harus direncanakan untuk menahan gaya aksial dari beban terfaktor pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang lantai atau atap bersebelahan yang ditinjau.

Berdasarkan beban dan momen yang bekerja pada suatu kolom ada dua jenis kolom yaitu kolom dengan beban aksial ditambah momen dengan satu sumbu (uniaksial) dan kolom dengan beban aksial ditambah momen dengan dengan dua sumbu (biaksial). Desain kolom beton bertulang uniaksial dan biaksial ini diterapkan untuk perhitungan kolom yang mengalami axial dan momen dua arah. Pada desain kolom beton bertulang uniaxial perhitungan kolom yang mengalami aksial dan momen dua arah dipisahkan yaitu arah-x dan arah-y menjadi dua kali perhitungan, sedangkan desain kolom beton bertulang biaksial menghitung sekaligus interaksi antara aksial dan momen dua arahnya.

Hasil yang di peroleh dari perencanaan luas tulangan dan rasio tulangan kolom beton bertulang biaksial dan uniaksial dari hasil kolom yang ditinjau yaitu didapatkan perbandingan analisis kolom Biaksial kolom tengah dengan kolom tepi selisih sebesar 1,176%. Dengan kolom pojok selisih 10,256%. Pada analisis kolom kolom uniaksial x kolom tepi dengan kolom tengah selisih sebesar 10,041% dengan kolom pojok selisih sebesar 38,125%. Pada analisis kolom uniaksial y kolom tepi dengan kolom pojok selisih sebesar 14,285% dengan kolom tengah selisih sebesar 160 %. Dan jumlah tulangan kolom beton bertulang biaksial dan uniasial dari hasil kolom yang ditinjau yaitu didapatkan perbandingan analisis kolom Biaksial kolom tengah dengan kolom tepi selisih sebesar 0% Dengan kolom pojok selisih sebesar 11,11%. Pada analisis kolom uniaksial x kolom tepi dengan kolom tengah selisih sebesar 14,285% dengan kolom pojok selisih sebesar 33%. Pada analisis kolom uniaksial y kolom tepi dengan kolom tengah selisih sebesar 0% dengan kolom pojok selisih sebesar 12,5%.

Kata kunci : *struktur beton ,kolom biaksial, kolom uniaksial.*

ABSTRACT

A column is a structural frame's vertical compression element that carries the load from the beam. In order to reach the earth through the foundation, columns transfer weights from the upper elevation to the lower elevation (Sudarmoko, 1994). The failure of one column is a significant point that can result in the floor collapsing and ultimately the total collapse of the entire structure since the column is a compression component. (Nawy, 1998). The axial force of the factored load on all floors or roofs, as well as the maximum moment of the factored load on one of the adjacent floor or roof spans under consideration, must be withstood by columns.

Based on the loads and moments acting on a column (biaxial), there are two types of columns, axial loads plus moments with one axis (uniaxial) and axial loads plus moments with two axes (biaxial). Columns encountering axial and bidirectional moments are calculated using this uniaxial and biaxial reinforced concrete column design. While the biaxial reinforced concrete column design simultaneously calculates the interaction between the axial and two-way moments, the uniaxial reinforced concrete column design divides the calculation of the column experiencing axial and two-way moments, namely the x-direction and the y-direction, into two calculations.

A comparison of the analysis of the biaxial column of the middle column with the edge column shows a difference of 1.176% in the findings from the design of the reinforcement area and the ratio of the reinforcement of the biaxial and uniaxial reinforced concrete columns. The difference with the corner column is 10.256%. In the analysis of the uniaxial column x edge column, the difference between the middle and corner columns is 10.041% and 38.125%, respectively. In the examination of the uniaxial column y, the difference between the edge column and the corner column is 14.285%, and the difference between the center column and edge column is 160%. A comparison of the analysis of the center column Biaxial column with the edge column difference is 0% with the corner column difference of 11.11% shows the amount of reinforcement for biaxial and uniaxial reinforced concrete columns. The difference between the uniaxial column x edge column and the middle column in the analysis is 14.285%, whereas the difference between the corner column and the middle column is 33%. In the study of the uniaxial column y, the difference between the edge column and middle column is 0%, whereas the difference between the corner column and middle column is 12.5%.

Keywords: *Concrete Structure, Biaxial Column, Uniaxial Column*



DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN PEMBIMBING	i
LEMBAR PENGESAHAN PENGUJI	ii
LEMBAR PERYATAAN	iii
SURAT PERNYATAAN BEBAS PLAGIARISME.....	iv
SURAT PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI	v
MOTTO.....	vi
KATA PENGANTAR.....	vii
ABSTRAK.....	viii
DAFTAR ISI.....	x
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR GAMBAR.....	xvi
DAFTAR NOTASI.....	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan masalah.....	2
1.3 Tujuan penelitian.....	3
1.4 Manfaat penelitian.....	3
1.5 Batasan masalah	3
BAB II LANDASAN TEORI	5
2.1 Tinjauan pustaka	5
2.2 Landasan teori	6
2.3 Pembebanan	8
2.3.1 Ketentuan perencanaan pembebanan.....	8
2.3.2 Kriteria pembebanan.....	8

2.3.2.1	Beban mati (QD).....	11
2.3.2.2	Beban hidup (live load)	15
2.3.2.3	Beban gempa (Quake)	15
2.3.3	Arah beban gempa	27
2.3.3.1	Arah keteria pembebanan	27
2.3.3.2	Kategori seismik B	27
2.3.3.3	Kategori seismik C	27
2.3.3.4	Kategori desai seismik D sampai F	28
2.3.4	Kombinasi beban terfaktor.....	29
2.4	Simpangan Antar Lantai Tingkat Ijin.....	30
2.5	Faktor reduksi kekuatan	31
2.6	Dasar-dasar perencanaan Beton bertulang	32
2.6.1	Asumsi perencanaan	32
2.7	Pelat Lantai Konvensional	33
2.7.1	Persyaratan struktural pelat lantai.....	36
2.7.1.1	Tebal minimum plat.....	36
2.7.1.2	Tulangan plat	40
2.7.1.3	Metode koefisien momen	41
2.8	Balok	42
2.8.1	Distribusi regangan dan tegangan balok.....	43
2.8.2	Momen Nominal dan Rencana Balok.....	44
2.8.3	Konstruksi Balok T	44
2.8.4	Penulangan geser dan torsi balok.....	46
2.9	Kolom.....	47

2.9.1 Perencanaan kolom	48
2.9.2 Analisis kekuatan kolom pendek	52
2.9.3 Analisa kompatibilitas regangan dan diagram interaksi.....	52
2.9.4 Penampang kolom dengan keruntuhan seimbang (<i>Balanced</i>). 55	
2.9.5 Penampang kolom dengan beban eksentris	57
2.9.6 Keruntuhan Tarik.....	59
2.9.7 Keruntuhan tekan.....	60
2.9.8 Analisis kekuatan kolom langsing	62
2.9.9 Tekuk pada kolom elastik	62
2.9.10 Analisis kolom langsing.....	65
2.9.11 Pembesaran momen untuk portal tak bergoyang.....	68
2.9.12 Pembesaran momen untuk portal bergoyang.....	69
2.9.13 Analisis kuat geser pada kolom	69
2.9.14 Lentur dua arah (<i>biaxial bending</i>)	71
2.9.15 Langkah-langkah desain kolom	76
BAB III METODE PENELITIAN	80
3.1 Deskripsi Model Struktur	80
3.2 Pengumpulan Data	81
3.2.1 Data umum bangunan	81
3.2.2 Permodelan struktur	81
3.2.3 Data bahan	86
3.2.4 Pembebanan	87
3.3 Tahap perencanaan.....	87
3.3.1 Analisa respon spectrumMembuka website PUSKIM	87
3.3.2 Mendimensi element struktur ,balok dan kolom	97

3.3.3	Perencanaan pelat	97
3.3.4	Perencanaan balok	97
3.3.5	Perencanaan kolom	97
3.4	Bagan Alir Analisa	98
BAB IV	ANALISIS DAN PEMBAHASAN	99
4.1	Data Umum	99
4.2	Perencanaan Struktur	99
4.2.1	Mendimensi elmen struktur	99
4.2.2	Perencanaan pelat	101
4.2.3	Analisa berat sendiri struktur	202
4.2.4	Perhitungan beban gempa	209
4.2.5	Perhitungan tulangan balok	216
4.3	Analisa Kolom Biaksial dan Kolom Uniaksil	226
4.3.1	Analisa Kolom Biaksial	226
4.3.2	Analisa Kolom Uniaksial	264
4.4	Hasil Analisa dan Pembahasan	294
BAB V	KESIMPULAN DAN SARAN	298
5.1	Kesimpulan	298
5.2	Saran	298
DAFTAR PUSTAKA		299
DAFTAR LAMPIRAN		300

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Berat Sendiri Bahan Bangunan	9
Tabel 2.2 Berat Sendiri Komponen Gedung	10
Tabel 2.3 Beban Hidup pada Lantai Gedung	16
Tabel 2.4 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Gempa... 17	
Tabel 2.5 Faktor keutamaan gempa (I_e)	19
Tabel 2.6 Klasifikasi Situs.	19
Tabel 2.8 Koefisien Situs F_a	21
Tabel 2.9 Koefisien Situs F_v	21
Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik Percepatan Periode Pendek	24
Tabel 2.11 Kategori Desain Seismik Percepatan Periode 1 Detik	24
Tabel 2.12 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	25
Tabel 2.13 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	26
Tabel 2.14 Koefisien untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung.....	26
Tabel 2.15 Simpangan Antar Lantai Ijin Δa	30
Tabel 2.16 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)	31
Tabel 2.17 Tebal Minimum Pelat	37
Tabel 2.18 Batasan Lendutan Pelat.....	37
Tabel 2.19 Persyaratan Tulangan Susut dan Suhu untuk Pelat.....	39
Tabel 2.20 Minimum Pelat Tanpa Balok Dalam	40
Tabel 2.21 Ketentuan Jarak Maksimum Sengkang atau Sengkang Ikat Kolom ...	50
Tabel 4.1 Momen plat lantai	130
Tabel 4.2 Penulangan plat lantai	130
Tabel 4.3 Perataan beban equivalen plat lantai 1	132

Tabel 4.4 Perataan beban equivalen plat lantai 2.....	148
Tabel 4.5 Perataan beban equivalen plat lantai 3.....	162
Tabel 4.6 Perataan beban equivalen plat lantai 4-11.....	176
Tabel 4.7 Perataan beban equivalen plat lantai 3.....	190
Tabel 4.8 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x	210
Tabel 4.9 Berat struktur tiap lantai.....	211
Tabel 4.10 Perhitungan Selisih Periode (ΔT) Setiap Periode.....	212
Tabel 4.11 Jumlah partisipasi massa.....	211
Tabel 4.12 Distribusi gaya gempa tiap lantai arah x.....	213
Tabel 4.13 Distribusi gaya gempa tiap lantai arah y.....	215
Tabel 4.14 Luas tulangan kolom terpakai.....	294
Tabel 4.15 Rasio tulangan biaksial dan uniaksial.....	295
Tabel 4.16 Jumlah tulangan biaksial dan uniaksial.....	296

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Jenis kolom berdasarkan posisi beban pada penampang melintang ...	6
Gambar 2.2 (a) Kolom persegi dengan sengkang persegi,.....	7
Gambar 2.3 Distribusi Tekanan Hidrodinamik Implusif	12
Gambar 2.4 Distribusi Tekanan Hidrodinamik konvektif.....	12
Gambar 2.5 Distribusi Tekanan Inersia Dinding	13
Gambar 2.6 Spektrum Respons Desain.....	23
Gambar 2.7 Jenis-Jenis Pelat.....	36
Gambar 2.8 Distribusi Regangan dan Tegangan Pada Balok Bertulangan.....	43
Gambar 2.9 Bagian Tekan Pada Balok T	45
Gambar 2.10 Diagram Tegangan dan Regangan Kolom	47
Gambar 2.11 Persyaratan detailing kolom	49
Gambar 2.12 Interaksi Kolom Beban Aksial dan Momen Lentur	55
Gambar 2.13 Kondisi keruntuhan seimbang penampang kolom persegi.....	57
Gambar 2.14 Kolom penampang persegi dengan beban eksentris	58
Gambar 2.15 Faktor Panjang Efektif	65
Gambar 2.16 (a) lentur satu arah terhadap sumbu x (b) lentur satu arah terhadap sumbu y (c) lentur dua arah.....	72
Gambar 2.17 Diagram interaksi kolom yang mengalami lentur dua arah.	73
Gambar 2.18 Kurvatur Interaksi untuk Persamaan (2-134)	74
Gambar 2.19 Hubungan Interaksi untuk Lentur Biaksial dinyatakan dalam β_1 ...	76
Gambar 3.1 Lokasi penelitian	80
Gambar 3.2 Denah lantai lima	81
Gambar 3.3 Potongan memanjang	82
Gambar 3.4 Pemodelan 3 dimensi Struktur	83

Gambar 3.5 Denah lantai 1 – 11	83
Gambar 3.6 Denah kolom lantai 1-11	84
Gambar 3.7 Posisi Kolom di Analisa pada lantai 3.	84
Gambar 3.8 Posisi kolom pojok C19 di analisa pada lantai 3.....	85
Gambar 3.9 Posisi kolom tepi C15 di analisa pada lantai 3.....	85
Gambar 3.10 Posisi kolom tengah C11 di analisa pada lantai 3.	86
Gambar 3.11 Lokasi desain spektra Indonesia.....	88
Gambar 3.12 Grafik spektral percepatan	89
Gambar 3.13 Grafik spektral percepatan tanah lunak, SE	89
Gambar 3.14 Tabel perhitungan percepatan tanah.....	90
Gambar 3.15 Menentukan massa gedung	91
Gambar 3.16 Memasukan data respons spectrum.....	92
Gambar 4.13 Menentukan jenis analisis respon spectrum.....	93
Gambar 3.18 Menentukan jenis analisis respon spectrum.....	94
Gambar 3.19 Menentukan jenis analisis respon spectrum.....	95
Gambar 3.20 Menentukan set analysis options.....	96
Gambar 3.21 Analisis Case To Run.....	96
Gambar 3.22 Bagan alir perencanaan.....	98
Gambar 4.1 Denah penamaan pelat	101
Gambar 4.2 Distribusi beban dengan metode amplop	101
Gambar 4.3 Distribusi beban dengan metode amplop	131
Gambar 4.4 Beban mati equivalen dari beban trapesium	132
Gambar 4.5 Beban mati equivalen dari beban segitiga.....	133
Gambar 4.6 Distribusi beban dengan metode amplop	146
Gambar 4.7 Beban mati equivalen dari beban trapesium	146

Gambar 4.8 Beban mati equivalen dari beban segitiga.....	147
Gambar 4.9 Distribusi beban dengan metode amplop	160
Gambar 4.10 Beban mati equivalen dari beban trapesium	160
Gambar 4.11 Beban mati equivalen dari beban segitiga.....	161
Gambar 4.12 Distribusi beban dengan metode amplop	174
Gambar 4.13 Beban mati equivalen dari beban trapesium	174
Gambar 4.14 Beban mati equivalen dari beban segitiga.....	175
Gambar 4.15 Distribusi beban dengan metode amplop	188
Gambar 4.16 Beban mati equivalen dari beban trapesium	188
Gambar 4.17 Beban mati equivalen dari beban segitiga.....	189
Gambar 4.18 Portal struktur.....	202
Gambar 4.19 Grafik perbandingan analisis luas tulangan kolom biaksial dan uniaksial	294
Gambar 4.20 Grafik Perbandingan Analisis Rasio Tulangan Kolom Biaksial Dan Uniaksial	295
Gambar 4.21 Grafik Perbandingan Analisis Jumlah Tulangan Kolom Biaksial Dan Uniaksial	296

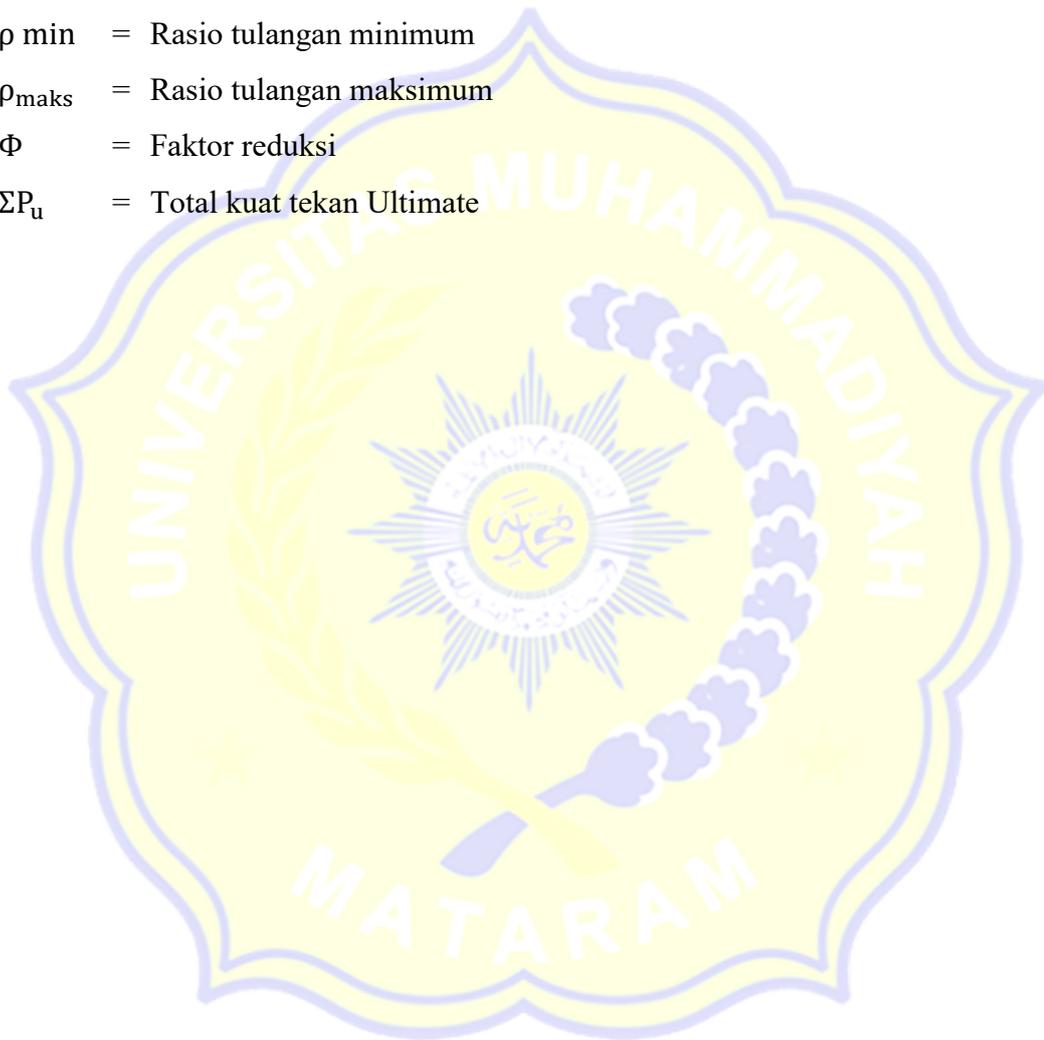
DAFTAR NOTASI

A_g	= Luas bruto penampang, mm^2
A_s	= Luas tulangan tarik, mm^2
A'_s	= Luas kebutuhan tulangan tekan, mm^2
A_v	= Luas kebutuhan tulangan geser, mm^2
a	= Tinggi balok tegangan persegi ekuivalent, mm
b	= Lebar penampang
C	= Nilai faktor respons gempa
C_c	= Selimut bersih dari penampang tarik terdekat ke permukaan tulangan tarik lentur
C_s	= Koefisien respons seismik
C_u	= Koefisien periode batas atas
d_s	= Jarak serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik, mm
d'	= Jarak serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan, mm
E_c	= Modulus elastisitas beton, MPa
E_h	= Pengaruh gaya gempa horizontal
E_s	= Modulus elastisitas baja, MPa
F_a	= Koefisien situs untuk periode pendek 0,2 detik
F_i	= Beban gempa horizontal pada lantai I
F_v	= Koefisien situs untuk periode panjang
f'_c	= Kuat tekan beton
f_y	= Tegangan leleh baja
f_{yh}	= Kuat leleh tulangan geser
f_s'	= Tegangan desak beton
H	= Tebal lapisan tanah dinyatakan dalam meter
h	= Tinggi penampang, mm
h_i	= Ketinggian lantai pada tingkat i
I	= Faktor keutamaan gedung
I	= Momen inersia



I_g	= Momen inersia penampang bruto beton
k	= Faktor tekuk
l_u	= Panjang bentang bersih, mm
M_n	= Kuat lentur nominal
M_u	= Kuat lentur ultimate
n	= Jumlah tingkat bangunan
n	= Jumlah tulangan
P_n	= Kuat tekan nominal
P_u	= Kuat tekan ultimate
R	= Faktor reduksi gempa
r	= Radius girasi
S_1	= Parameter percepatan respons spektra MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, redaman 5%
S_{DS}	= Parameter percepatan respons spektral pada periode pendek redaman 5%
S_{D1}	= Parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik redaman 5%
S_s	= Parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada periode pendek, redaman 5%
s	= Jarak tulangan
s_{min}	= Jarak tulangan minimum
s_{max}	= Jarak tulangan maksimum
T	= Periode fundamental
T_a	= Periode pendekatan
V	= Gaya geser dasar seismic
V_c	= Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton, N
V_n	= Kuat geser nominal
V_s	= Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser, N
V_u	= Kuat geser ultimate
W_t	= Berat total bangunan

- W_i = Berat bangunan pada lantai i
 Δ_{maks} = Defleksi maksimum terukur, mm
 Δ_s = Defleksi yang terjadi, mm
 ζ = Koefisien waktu getar alami
 ρ = Rasio tulangan tarik non-prategang
 ρ' = Rasio tulangan tekan
 ρ_{min} = Rasio tulangan minimum
 ρ_{maks} = Rasio tulangan maksimum
 Φ = Faktor reduksi
 ΣP_u = Total kuat tekan Ultimate



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam dunia teknik sipil khususnya dalam perencanaan struktur gedung, perencanaan struktur kolom merupakan salah satu faktor terpenting yang harus diperhatikan. Hal ini dikarenakan keruntuhan pada kolom dapat menyebabkan bangunan tersebut akan ikut runtuh. Selain itu, keruntuhan kolom terjadi tanpa adanya peringatan dini untuk kasus kolom getas.

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktural yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi. (Sudarmoko,1994). Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan collapse (runtuhnya) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh batas total (*ultimate total collapse*) seluruh strukturnya. (Nawy,1998). Kolom harus direncanakan untuk menahan gaya aksial dari beban terfaktor pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang lantai atau atap bersebelahan yang ditinjau. Kondisi pembebanan yang memberikan rasio momen maksimum terhadap beban aksial harus juga ditinjau. SNI 2847: 2019.

Keruntuhan kolom struktural merupakan hal yang sangat berarti ditinjau dari segi ekonomis maupun segi manusiawi. Pola keruntuhan pada kolom berbeda dengan pola keruntuhan pada balok. Pada balok keruntuhan dapat terjadi karena adanya beban momen dan beban geser yang bekerja dominan sehingga masing-masing pola keruntuhannya dapat ditinjau secara terpisah antara beban momen dan beban geser. Sedangkan untuk beban normal yang bekerja pada balok sering diabaikan karena pengaruhnya relatif kecil. Pada kolom beban normal dan beban momen bekerja secara bersama-sama, saling mempengaruhi, dan tidak terpisahkan dan pola keruntuhan yang dibentukpun sejenis, sedang untuk geser pola keruntuhannya berbeda dengan keduanya. Karena itulah dalam merencanakan kolom perlu lebih waspada yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang

lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen struktural yang lainnya. Nawy,1998

Berdasarkan beban dan momen yang bekerja pada suatu kolom ada dua jenis kolom yaitu kolom dengan beban aksial ditambah momen dengan satu sumbu (*uniaksial*) dan kolom dengan beban aksial ditambah momen dengan dengan dua sumbu (*biaksial*). Desain kolom beton bertulang uniaxial dan biaxial ini diterapkan untuk perhitungan kolom yang mengalami axial dan momen dua arah. Pada desain kolom beton bertulang uniaxial perhitungan kolom yang mengalami aksial dan momen dua arah dipisahkan yaitu arah-x dan arah-y menjadi dua kali perhitungan, sedangkan desain kolom beton bertulang biaksial menghitung sekaligus interaksi antara aksial dan momen dua arahnya.

Perencanaan kolom beton bertulang diperlukan perhitungan yang lebih hemat dalam penulangan, tetapi tetap kuat dalam mengalami lentur dua arah, oleh sebab itu penulis akan membandingkan dua desain kolom beton bertulang *Uniaksial* dan *Biaksial* pada gedung Hotel Lombok Astoria Mataram.

1.2 Rumusan masalah

Untuk mempermudah perbandingan perancangan desain pada kolom dengan metode *biaksial* dan *uniaksial* diperlukan alternatif perhitungan, perencanaan, dan desain kolom *biaksial* dan *uniaksial* yang tepat, cepat, akurat, dan efisien. Dari identifikasi masalah diatas maka permasalahan dalam studi ini dapat dirumuskan sebagai berikut :

1. Berapa perbandingan rasio tulangan kolom dengan menggunakan metode *biaksial* dan *uniaksial* pada struktur gedung Hotel Lombok Astoria Mataram?
2. Berapa perbandingan jumlah tulangan kolom dengan menggunakan metode *biaksial* dan *uniaksial* pada struktur gedung Hotel Lombok Astoria Mataram?

1.3 Tujuan penelitian

Adapun tujuan dari penulisan skripsi ini adalah:

1. Dapat Mengetahui perbandingan rasio tulangan kolom dengan menggunakan metode *biaksial* dan *uniaksial* pada struktur gedung Hotel Lombok Astoria Mataram
2. Dapat mengetahui perbandingan jumlah tulangan kolom dengan menggunakan metode *biaksial* dan *uniaksial* setelah di analisa.

1.4 Manfaat penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Memberikan pembelajaran tentang perancangan kolom *biaksial* dan *uniaksial* pada struktur gedung Lombok Astoria Mataram.
2. Dengan penyusunan program ini diharapkan diperoleh satu program aplikasi untuk perencanaan dan desain kolom *biaksial* dan kolom *uniaksial* yang nantinya bisa mempermudah bagi para perencana, akademisi dan berguna bagi semua pihak.

1.5 Batasan masalah

Program yang dibuat dalam Skripsi ini tidak akan membahas perencanaan secara menyeluruh pada bangunan struktur , tetapi hanya sebatas pada permasalahan di dalam perbandingan perancangan kolom *biaksial* dan *uniaksial*. Perancangan yang nantinya akan digunakan pada program ini di dasarkan pada Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SNI 2847 2019.

Berdasarkan rumusan masalah yang disampaikan sebelumnya, maka batasan-batasan masalah yang akan dibahas dalam skripsi ini meliputi :

1. Pemodelan menggunakan program ETABES V.9 Pemodelan dilakukan untuk mengetahui gaya-gaya dalam secara otomatis yang selanjutnya dari data tersebut dapat dirancang kebutuhan dimensi elemen strukturnya.
2. Bangunan yang dimodelkan adalah bangunan hotel Lombok Astoria mataram yang memiliki jumlah lantai sebanyak 11 lantai.

3. Perancangan dilakukan terhadap elemen struktur yang meliputi kolom *biaksial* dan *uniaksial*, tidak termasuk Rencana Anggaran Biaya (RAB).
4. Tidak memperhitungkan perencanaan detail sambungan atau profil atap.
5. Perhitungan portal, yakni dengan meninjau dari arah memanjang dan melintang yang memiliki kombinasi beban terbesar



BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Tinjauan pustaka

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka atau *frame* struktural yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* atau runtuhnya lantai yang bersangkutan dan juga runtuh batas total (*ultimate total collapse*) seluruh strukturnya. Menurut (Nawy,1998).

Komponen struktur tekan yang memikul beban aksial murni jarang ditemui, karena struktur beton merupakan struktur yang terdiri dari elemen-elemen struktur yang menyatu dengan sambungan yang kaku. Hampir semua kolom memikul momen lentur disamping gaya tekan aksial. Momen lentur yang bekerja pada satu sumbu utama penampang disebut uniaksial dan momen lentur yang bekerja pada kedua sumbu penampangnya disebut lentur biaksial.

Perencanaan suatu kolom terutama didasarkan pada kriteria kekuatan dan kekakuan penampang lintangnya terhadap aksi beban aksial momen lentur, baik momen lentur satu arah uniaksial maupun momen lentur dua arah biaksial. Kekuatan dalam kombinasi beban aksial dan lentur memenuhi keserasian tegangan dan regangan.

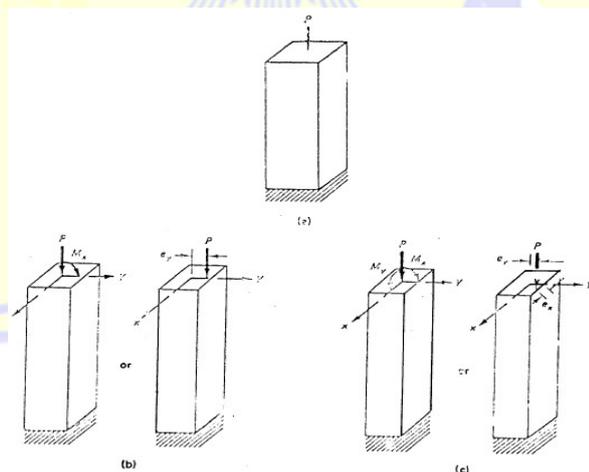
Kolom-kolom yang mengalami momen lentur dua arah atau momen lentur biaksial tidak akan selalu terjadi pada kolom-kolom pojok, tetapi dapat terjadi pula pada kolom-kolom sebelah dalam, khususnya pada tata letak kolom yang tidak teratur dan dalam berbagai strukturnya, begitu pula kolom yang mengalami momen lentur satu arah tidak hanya terjadi pada kolom pojok saja, tetapi juga terjadi pada kolom sebelah dalam. Menurut (Nilson, 1993)

2.2 Landasan teori

2.2.1 Jenis jenis kolom

Kolom beton bertulang biasanya terdiri dari baja tulangan longitudinal dan ditunjukkan oleh macam dari penguatan lateral tulangan yang diberikan. Secara umum kolom dapat di klasifikasikan menjadi beberapa kategori di antaranya yaitu;

1. Berdasarkan beban yang bekerja
 - a. Kolom dengan beban aksial, beban kolom dianggap bekerja melalui pusat penampang kolom, lihat pada Gambar 2.1(a).
 - b. Kolom dengan beban sentris, beban kolom dianggap bekerja sejarak e dari pusat penampang kolom. Jarak e dapat di ukur terhadap sumbu x atau y , yang menimbulkan momen terhadap sumbu x atau y lihat pada Gambar 2.1(b) dan Gambar 2.1(c).
 - c. Kolom dengan beban biaksial, beban bekerja pada sembarang titik pada penampang kolom, sehingga menimbulkan momen terhadap sumbu x atau y secara simultan, dapat dilihat pada Gambar 2.1(c).

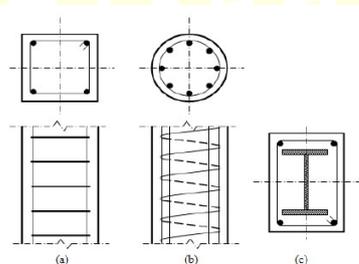


Gambar 2.1 Jenis kolom berdasarkan posisi beban pada penampang melintang :
(a) Kolom dengan beban aksial, (b) Beban aksial dengan momen satu sumbu, (c)

Beban aksial ditambah momen dua sumbu

(Sumber : Nawy, 1998.)

2. Berdasarkan panjang kolom
 - a. Kolom pendek yaitu jenis kolom yang keruntuhannya diakibatkan oleh hancurnya beton atau lelehnya tulangan baja di bawah kapasitas ultimit dari kolom tersebut.
 - b. Kolom panjang, yaitu jenis kolom yang dalam perencanaannya haru memperhitungkan rasio kelangsingan dan efek tekuk, sehingga kapasitasnya berkurang dibandingkan dengan kolom pendek
3. Berdasarkan bentuk penampangnya diantaranya : kolom berbentuk bujur sangkar, persegi panjang, lingkaran, bentuk L, segi delapan dan bentuk lainnya dengan ukuran sisi yang mencukupi.
4. Berdasarkan jenis tulangan sengkang yang digunakan.
 - a. Kolom dengan sengkang persegi yang mengikat tulangan memanjang atau vertikal dari kolom, dan disusun dengan jarak tertentu sepanjang tinggi kolom. Dapat dilihat pada Gambar 2.2(a).
 - b. Kolom dengan sengkang spiral untuk mengikat tulangan memanjang dan meningkatkan daktilitas kolom. Tulangan sengkang pada kolom baik sengkang persegi maupun spiral berfungsi untuk mencegah tekuk pada tulangan memanjang dan mencegah pecahnya selimut beton akibat beban tekan yang besar. Dapat dilihat pada Gambar 2.2(b).



Gambar 2.2 (a) Kolom persegi dengan sengkang persegi,

(b) Kolom bundar dengan sengkang spiral, (c) Kolom komposit

(Sumber : Setiawan, 2016.)

5. Berdasarkan kekangan dalam arah lateral, kolom dapat menjadi bagian dari suatu portal yang dikekang terhadap goyangan ataupun juga dapat menjadi bagian dari suatu portal bergoyang kekangan dalam arah lateral untuk struktur beton dapat diberikan oleh dinding geser. Pada portal tak bergoyang kolom memikul beban gravitasi dan dinding geser memikul beban lateral. Pada portal bergoyang kolom memikul beban gravitasi dan beban lateral.
6. Berdasarkan materialnya kolom dapat berupa kolom beton bertulang biasa, kolom prategang atau kolom komposit (terdiri dari beton dan profil baja). Kolom beton bertulang dengan tulangan memanjang berupa tulangan baja merupakan bentuk kolom yang paling umum di jumpai pada struktur bangunan gedung.

2.3 Pembebanan

2.3.1 Ketentuan perencanaan pembebanan

Dalam perencanaan Hotel Lombok Astoria ini digunakan beberapa acuan standar pembebanan sebagai berikut :

1. Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI-1727-2013;
2. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI-1726-2012.

2.3.2 Kriteria pembebanan

Dalam perencanaan suatu struktur gedung harus diperhitungkan bebabeban yang bekerja di atasnya. Berdasarkan SNI-1727-2013 dan SNI-1726-2012, struktur sebuah gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap kombinasi dari beban-beban terdapat dalam Tabel 2.1 dan 2.2 berikut.

Tabel 2.1 Berat Sendiri Bahan Bangunan

No	Bahan Bangunan	Beban	Satuan
1	Baja	7850	Kg/m ³
2	Batu alam	2600	Kg/m ³
3	Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1500	Kg/m ³
4	Batu karang (berat tumpuk)	700	Kg/m ³
5	Batu pecah	1450	Kg/m ³
6	Besi tuang	7250	Kg/m ³
7	Beton (1)	2200	Kg/m ³
8	Beton bertulang (2)	2400	Kg/m ³
9	Kayu (kelas 1) (3)	1000	Kg/m ³
10	Kerikil, koral (kering udara-lembab, tanpa ayak)	1650	Kg/m ³
11	Pasangan bata merah	1700	Kg/m ³
12	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200	Kg/m ³
13	Pasangan batu cetak	2200	Kg/m ³
14	Pasangan batu karang	1450	Kg/m ³
15	Pasir (kering udara sampai lembab)	1600	Kg/m ³
16	Pasir (jenuh air)	1800	Kg/m ³
17	Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850	Kg/m ³
18	Tanah, lempung, lanau (kering udara-lembab)	1700	Kg/m ³
19	Tanah lempung dan lanau (basah)	2000	Kg/m ³
20	Timah hitam (timbel)	11400	Kg/m ³

Sumber : SNI-1727-1989

Tabel 2.2 Berat Sendiri Komponen Gedung

No	Komponen Gedung	Beban	Satuan
1	Adukan per cm tebal :		
	<ul style="list-style-type: none"> • Dari semen • Dari kapur, semen merah atau tras 	21 17	Kg/m ²
2	Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14	Kg/m ²
3	Dinding pasangan bata merah :		
	<ul style="list-style-type: none"> • Satu batu • Setengah batu 	450 250	Kg/m ²
4	Dinding pasangan batako		
	Berlubang :		
	<ul style="list-style-type: none"> • Tebal dinding 20 cm (HB 20) • Tebal dinding 10 cm (HB 10) 	200 120	Kg/m ²
	Tanpa lubang :		
<ul style="list-style-type: none"> • Tebal dinding 15 cm • Tebal dinding 10 cm 	200 300		
5	Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terpadu dari :		
		<ul style="list-style-type: none"> • Semen asbes (eternity dan bahan sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm • Kaca dengan tebal 3-4 mm 	11 10
6	Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s minimum 0,80 m	40	Kg/m ²
7	Penutup atap genteng dengan reng dan usuk atau kaso per m ² bidang atap	50	Kg/m ²
8	Penutup atap sirap dengan reng dan usuk atau kaso per m ² bidang atap	40	Kg/m ²
9	Penutup atap seng gelombang (BWG 24) tanpa gording	10	Kg/m ²
10	Penutup lantai dari ubin semen Portland, teraso dan beton tanpa adukan per cm tebal	24	Kg/m ²
11	Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11	Kg/m ²

Sumber : SNI-1727-1989

2.3.2.1 Beban mati (DL)

Beban mati adalah berat sendiri dari semua bagian suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan-peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut.

- a. Beban mati akibat berat sendiri bahan bangunan Berat sendiri bahan bangunan adalah berat dasar dari masing-masing bahan yang digunakan dalam pengerjaan suatu struktur, adapun beberapa jenis berat sendiri bahan bangunan antara lain dirangkum dalam Tabel 2.1.

- b. Beban mati akibat berat sendiri komponen gedung

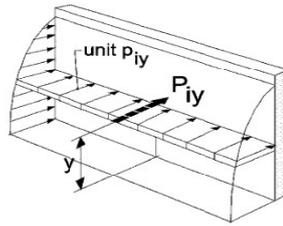
Berat sendiri komponen gedung adalah berat dasar masing-masing komponen yang digunakan dalam pengerjaan suatu struktur, adapun beberapa jenis berat sendiri komponen gedung antara lain dirangkum dalam Tabel 2.2.

- c. Beban mati akibat kolam

Pada saat terjadinya guncangan akibat tangki air, maka akan terjadi peningkatan tekanan dasar, dimana dinding penahan air akan menerima tekanan lateral hidrodinamik. Pada perhitungan tekanan hidrodinamik yang terjadi akibat pengaruh goyangan gempa. Besarnya tekanan hidrodinamik yang terjadi merupakan penjumlahan tekanan implusif, tekanan konveksi dan tekanan inersia dinding.

- a. Tekanan hidrodinamik implusif

Tekanan hidrodinamik implusif adalah tekanan yang terjadi akibat pengaruh pergerakan air pada bagian bawah yang bergerak bersamaan dengan dinding tangki. Deskripsi pendistribusian hidrodinamik implusif pada dinding dasar digambarkan pada Gambar 2.3.

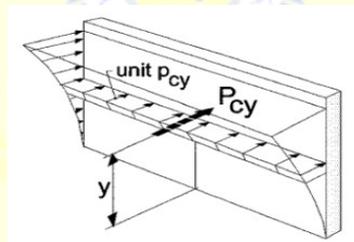


Gambar 2.3 Distribusi Tekanan Hidrodinamik Implusif

(Sumber : ACI 350.3-06, *ACI Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures and Commentary*, 2006)

b. Tekanan hidrodinamik konvektif

Tekanan hidrodinamik konvektif adalah tekanan yang diakibatkan oleh pergerakan air permukaan yang bergerak dalam periode yang panjang. Deskripsi pendistribusian hidrodinamik konvektif pada dinding dan dasar dinding digambarkan pada Gambar 2.4.

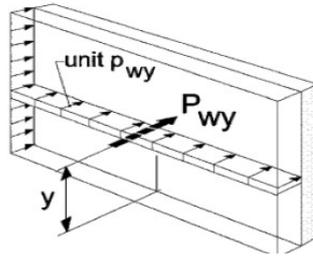


Gambar 2.4 Distribusi Tekanan Hidrodinamik konvektif

(Sumber : ACI 350.3-06, *ACI Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures and Commentary*, 2006)

c. Tekanan karena inersia dinding

Tekanan akibat inersia dinding akan bereaksi searah dengan gaya gempa yang terjadi, tekanan akibat inersia dinding akan seragam sepanjang dinding dengan ketebalan yang sama. Deskripsi pendistribusian tekanan inersia dinding digambarkan pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5 Distribusi Tekanan Inersia Dinding

(Sumber : ACI 350.3-06, *ACI Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures and Commentary*, 2006)

Berdasarkan ACI 350.3-06 (*Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures and Commentary*), adapun beberapa tahapan perhitungan tekanan hidrodinamik dalam kolam antara lain.

- a) Menentukan tinggi air H_L , tinggi dinding H_w , panjang bentang kolam B dan L .
- b) Menentukan percepatan respons periode pendek dan periode 1 detik, S_1 dan S_s melalui lampiran
- c) Menentukan klasifikasi situs berdasarkan jenis tanah dan menentukan faktor amplikasi meliputi faktor amplikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek F_a serta faktor amplikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik F_v , dapat dilihat pada Tabel 2.8 dan Tabel 2.9.
- d) Menentukan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{Ds} dan pada periode 1 detik S_{D1} , harus ditentukan melalui Persamaan (2-11) dan Persamaan (2-12).
- e) Menentukan faktor kegunaan gedung I melalui Tabel 3.5 dan Tabel 2.6.
- f) Menentukan faktor R_i dan R_c berdasarkan tipe struktur, melalui Tabel 2.3.
- g) Menghitung berat ekuivalen dinding W_w dan berat air W_1 .
- h) Menghitung berat efektif air mode impulsif W_i dan berat air mode konvektif W_c dengan Persamaan (2-1) dan Persamaan (2-2).

$$W_i = W_l \frac{\tanh\left[\left(0,866\frac{L}{HL}\right)\right]}{0,866\frac{L}{HL}} \quad (2-1)$$

$$W_c = W_l \cdot 0,246 \left(\frac{L}{HL}\right) \tanh \left[\left(3,16 \left(\frac{HL}{L}\right) \right) \right] \quad (2-2)$$

- i) Menghitung tinggi h_w, h_i , dan h_c terhadap titik pusat dinding, komponen impulsif dan komponen konvektif, dihitung dengan Persamaan (2-3) dan Persamaan (2-5).

$$h_i = H_L \cdot 0,375 \quad (2-3)$$

$$h_c = HL \left[1 - \frac{\cosh\left[3,16\left(\frac{HL}{L}\right)\right] - 1}{3,16\left(\frac{HL}{L}\right) \sin \left[3,16\left(\frac{HL}{L}\right)\right]} \right] \quad (2-4)$$

$$h_w = \frac{HL}{2} \quad (2-5)$$

- j) Menghitung periode fundamental untuk gaya impulsif T_i dan gaya konvektif T_c dengan Persamaan (2-6) dan (2-7).

$$T_c = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{L} \quad (2-6)$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K}} \quad (2-7)$$

- k) Berdasarkan perhitungan periode pada langkah (j) dan hasil langkah (d), dihitung parameter $C_i(S_{DS})$ dan C_c dihitung dengan Persamaan (2-8) dan Persamaan (2-9).

$$C_c = 6 \left(\frac{0,4S_{DS}}{T_c^2} \right) \quad (2-8)$$

$$C_i = S_{DS} \quad (2-9)$$

Menghitung total gaya lateral impulsif P_i konvektif P_c dan tekanan pada dinding P_w dihitung dengan Persamaan (2-10) sampai dengan Persamaan (2-12).

$$P_w = \frac{C_i I}{R_i} W_{w\text{ perp}} \quad (2-10)$$

$$P_i = \frac{C_i I}{R_i} W_i \quad (2-11)$$

$$P_c = \frac{C_c I}{R_c} W_c \quad (2-12)$$

- 1) Menghitung tekanan impulsif P_{iy} , konvektif dan akibat inersia dinding dihitung dengan Persamaan (2-13) sampai dengan Persamaan (2-15).

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} \left[4H_L - 6h_i - (6H_L - 12h_i) \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} / B \quad (2-13)$$

$$P_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} \left[4H_L - 6h_c - (6H_L - 12h_c) \left(\frac{y}{H_L} \right) \right]}{H_L^2} / B \quad (2-14)$$

$$P_{wy} = \frac{P_w}{2(B+t_w)H_L} \quad (2-15)$$

2.3.2.2 Beban hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung dan didalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, sehingga dapat mengakibatkan perubahan dalam pembebanan pelat lantai atau atap.

Beban hidup pada lantai gedung sudah termasuk perlengkapan ruang sesuai dengan kegunaan dan juga dinding pemisah ruangan ($q \leq 100 \text{ kg/m}$). Beban berat dari lemari arsip, alat dan mesin harus ditentukan sendiri. Dapat dilihat pada Tabel 2.3 berikut.

2.3.2.3 Beban gempa (*Quake*)

Beban gempa adalah semua beban yang bekerja pada suatu struktur akibat dari pergerakan tanah yang disebabkan karena adanya gempa bumi yang mempengaruhi struktur tersebut. Adapun beberapa metode analisis pengaruh gaya gempa yang umumnya digunakan terhadap suatu struktur antara lain metode statik ekuivalen, *response spectrum* dan *time history*

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.4 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaa I_e menurut Tabel 2.5. Khusus untuk bangunan struktur dengan kategori resiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori resiko IV.

Tabel 2.3 Beban Hidup pada Lantai Gedung

No	Lantai gedung	Beban	Satuan
1	Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam no.2	200	Kg/m ²
2	Lantai tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk took, pabrik atau bengkel	125	Kg/m ²
3	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, took, toserba, restoran, hotel, asrama, dan rumah sakit	250	Kg/m ²
4	Lantai ruang olahraga	400	Kg/m ²
5	Lantai dansa	500	Kg/m ²
6	Lantai dan balkon dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain dari yang disebut dalam no 1 s/d 5, seperti masjid, gereja, ruang pergelaran, ruang rapat, bioskop, dan panggung dengan tempat duduk tetap	400	Kg/m ²
7	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton berdiri	500	Kg/m ²
8	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam no.3	300	Kg/m ²
9	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam nomor 4,5,6 dan 7	500	Kg/m ²
10	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam no 3,4,5,6 dan 7	250	Kg/m ²
11	Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, took buku, took besi, rumah alat-alat dan ruang mesin harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri dengan minimum	400	Kg/m ²
12	Lantai gudang parkir bertingkat : o Untuk lantai bawah o Untuk lantai tingkat lainnya	800 400	Kg/m ²
13	Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai yang berbatasan dengan minimum	300	Kg/m ²

Sumber : SNI-1727-1989

Tabel 2.4 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tetapi tidak dibatasi untuk, antara lain :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,II,III dan IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen atau rumah susun - Pusat perbelanjaan - Bangunan industri - pabrik 	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p>	III

Lanjutan Tabel 2.4

<ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang - Dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran 	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bahan bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau mineral atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV</p>	IV

Sumber : SNI-1726-2019 Tabel 3

Tabel 2.5 Faktor keutamaan gempa (I_e)

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

Sumber : SNI-1726-2019 Tabel 4.

Tabel 2.6 Klasifikasi Situs.

Kelas Situs	V_s (m/dt)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 s/d 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 s/d 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 s/d 350	15 s/d 50	50 s/d 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $S_u \ll 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifikasi dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifasi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organic dan/atau gambut (ketebalan $H > 3m$)		

Sumber : SNI-1726-2019 tabel 5.

b. Parameter percepatan perpetakan

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 250 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun),

dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S_1 < 0,04g$ dan $S_s < 0,15g$, maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A. Nilai S_1 dan S_s dapat dilihat pada lampiran.

c. Klasifikasi situs

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs diklasifikasikan sebagai kelas situs SA, SB, SD, SE dan SF . Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas situsnya, maka kelas situs SE dapat digunakan kecuali jika pemerintah/dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF . Profil tanah di situs harus di klasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.6 berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas.

d. Menentukan koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter percepatan respon spektral percepatan gempa

Untuk menentukan respon spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplikasi meliputi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter percepatan spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode pendek (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan dengan Persamaan (2-16) dan Persamaan (2-17).

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2-16)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2-17)$$

Sedangkan koefisien F_a dan F_v mengikuti Tabel 2.7- 2.8

e. Menentukan parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik S_{D1} , harus ditentukan melalui Persamaan (2-18) dan Persamaan (2-19).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (2-18)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{MI} \quad (2-19)$$

Tabel 2.7 Koefisien Situs Fa

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko–tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	0,1	0,9	0,8
SF	S_s^a					

Sumber : SNI-1726-2019 tabel 6.

Tabel 2.8 Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko–tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_s \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	S_s^a					

Sumber : SNI-1726-2019 tabel 7.

Untuk nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier

SS^b = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik.

f. Menentukan spektrum respons desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.6 dan mengikuti ketentuan dibawah ini :

Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 spektrum respons percepatan desain, S_a harus diambil dari Persamaan (2-20).

$$S_a = \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}\right) \quad (2-20)$$

Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain S_a sama dengan S_{DS} . Untuk periode lebih besar dari T_s spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan Persamaan (2-21).

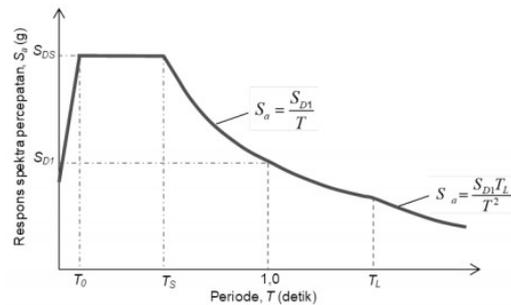
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2-21)$$

Untuk parameter periode respons ditentukan melalui Persamaan (2-22) dan Persamaan (2-23).

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2-22)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2-23)$$

Untuk masing masing parameter desain terkait gaya yang ditinjau termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung dan gaya elemen struktur masing masing ragam respon. Contoh respon spectrum. Dapat dilihat pada Gambar 2.6



Gambar 2.6 Spektrum Respons Desain

(Sumber : SNI-1726-2019 gambar 3)

g. Menentukan kategori desain seismik (A-D)

Struktur dengan kategori resiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, S_1 , lebih besar atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E.

Struktur yang kategori resiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, $S_1 < 0,75$, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F.

Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan kedalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 2.9 atau 2.10 saja, dimana berlaku ketentuan berikut :

- a) Pada masing-masing dua arah ortogonal, perkiraan periode fundamental struktur, T_a adalah kurang dari $0,8T_s$.
- b) Pada masing-masing dua arah ortogonal, periode fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar lantai adalah kurang dari T_s .
- c) Persamaan 2-25 digunakan untuk menentukan koefisien respon seismik, C_s
- d) Diafragma struktural adalah kaku, untuk diafragma yang

fleksibel, jarak antara elemen-elemen vertikal penahan gaya gempa tidak melebihi 12 m.

h. Pemilihan sistem struktur dan parameter sistem (R , C_d , Ω_0)

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam Tabel 2.11. Pembagian setiap tipe berdasarkan pada elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya gempa lateral. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang ditunjukkan dalam Tabel 2.10. Koefisien modifikasi respon yang sesuai, R , faktor kuat lebih sistem Ω_0 , dan koefisien amplikasi defleksi, C_d , sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 2.11 harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar lantai tingkat desain.

Tabel 2.9 Kategori Desain Seismik Percepatan Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} \leq 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} \leq 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : SNI-1726-2019 Tabel 8

Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik Percepatan Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} \leq 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} \leq 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber : SNI-1726-2019 tabel 9

i. Gaya geser dasar seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Persamaan (2-24).

$$V = C_s \times w \quad (2-24)$$

Untuk perhitungan koefisien respons seismik C_s harus di tentukan sesuai dengan Persamaan (2-25).

$$C_s = \frac{S_{DS} \times I_e}{R} \quad (2-25)$$

j. Penentuan periode fundamental

Periode fundamental struktur T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan T_a yang ditentukan sesuai dengan persamaan (2-26) sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur T diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan T_a

Penentuan periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dengan Persamaan (2-26).

Tabel 2.11 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem Ω_0	Faktor pembesaran defleksi C_d	Batasan sistem dan tinggi struktur $h_n(m)^e$				
				Kategori Desain				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem Rangka Pemikul Momen								
SRPMK	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
SRPMM	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
SRPMBB	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI

Sumber : SNI-1726-2012

Catatan : TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Dijinkan

Tabel 2.12 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul momen 100% gaya seismik yang di syaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik :		
- Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
- Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing egosentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : SNI-1726-2019 tabel 18

Tabel 2.13 Koefisien untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respon spektral desain pada 1 detik , $D1 S$	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI-1726-2019 tabel 17

k. Distribusi vertikal gaya gempa

Gaya gempa lateral (F_x) yang timbul dimana semua tingkat harus ditentukan dari Persamaan (2-27) dan Persamaan (2-28).

$$F_x = C_{vx} \times V \quad (2-27)$$

$$C_{vx} = \frac{W_i \times h_i^k}{\sum W_i \times h_i^k} \quad (2-28)$$

Penentuan nilai K ini berdasarkan pada periode (T) dari sistem struktur tersebut. Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 0,5 detik atau kurang, $K = 1$. Sedangkan untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 detik atau lebih, $K = 2$, dan untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik, K harus sebesar 2 atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat (V_x), harus di tentukan dengan Persamaan (2-29).

$$V_x = \sum_{x=1}^n F_i \quad (2-29)$$

2.3.3 Arah beban gempa

2.3.3.1 Arah kriteria pembebanan

Arah penerapan beban gempa yang digunakan dalam desain harus merupakan arah yang menghasilkan pengaruh beban paling kritis. Arah penerapan gaya gempa diizinkan untuk memenuhi persyaratan ini menggunakan prosedur 2.3.3.2 untuk kategori desain seismik B, 2.3.3.3 untuk kategori desain seismik C, dan 2.3.3.4 untuk ketegori desain seismik D, E, dan F.

2.3.3.2 Kategori seismik B

Untuk struktur bangunan yang dirancang untuk kategori desain seismik B, gaya gempa desain diizinkan untuk diterapkan secara terpisah dalam masing – masing arah dari dua arah *orthogonal* dan pengaruh interaksi *orthogonal* diizinkan untuk diabaikan.

2.3.3.3 Kategori seismik C

Pembebanan yang diterapkan pada struktur bangunan yang dirancang untuk kategori desain seismik C harus minimum sesuai dengan persyaratan dalam 2.3.3.2, untuk kategori desain seismik B dan persyaratan pasal ini. Struktur yang mempunyai ketidak beraturan struktur horizontal Tipe 5 dalam Tabel 10 (SNI-1726-2012) harus menggunakan salah satu dari prosedur berikut :

- a. Prosedur kombinasi ortogonal. Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen dalam 7.8 (SNI-1726-2019), prosedur analisis spektrum respons ragam dalam 7.9 (SNI-1726-2019), atau prosedur riwayat *response* linier dalam 11.1 (SNI-1726-2019), seperti diizinkan dalam 7.6 (SNI-1726-2019), dengan pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua dua arah ortogonal. Pengaruh beban paling kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen dan fondasinya di desain untuk memikul kombinasi beban-beban yang ditetapkan 100 persen gaya untuk satu arah ditambah 30 persen gaya untuk arah tegak lurus. Kombinasi yang mensyaratkan kekuatan komponen maksimum Harus digunakan.
- b. Penerapan serentak gerak tanah ortogonal. Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur riwayat respons linier dalam 11.1 (SNI-1726-2019) atau prosedur riwayat respons nonlinier dalam 11.2 (SNI-1726-2019) seperti diizinkan dalam 7.6 (SNI-1726-2019), dengan pasangan ortogonal riwayat percepatan gerak tanah yang diterapkan secara serentak.

2.3.3.4 Kategori desain seismik D sampai F

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D,E, dan F harus minimum memenuhi, sesuai dengan persyaratan 3.2.3.3. sebagai tambahan, semua kolom atau dinding yang membentuk dari bagian dua arah atau lebih sistem penahan gaya gempa yang berpotongan dan dikenai beban aksial akibat gaya gempa yang bekerja sepanjang baik sumbu denah utama sama atau melebihi 20

persen kuat desain aksial kolom atau dinding harus didesain untuk pengaruh beban paling kritis akibat penerapan gaya gempa dalam semua arah. Baik prosedur 3.2.3.3a atau 3.2.3.3b, diizinkan untuk digunakan untuk memenuhi persyaratan ini. Kecuali seperti disyaratkan dalam 3.2.3.3, analisis 2 dimensi diizinkan untuk struktur dengan diafragma fleksibel.

2.3.4 Kombinasi beban terfaktor

Dengan mengacu pada kombinasi pembebanan SNI-1726-2012 komponen elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi pada persamaan 2-30 sampai dengan persamaan 2-36

$$1,4 D \quad (2-30)$$

$$1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) \quad (2-31)$$

$$1,2 D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W) \quad (2-32)$$

$$1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) \quad (2-33)$$

$$1,2 D + 1,0 E + L \quad (2-34)$$

$$0,9 D + 1,0 W \quad (2-35)$$

$$0,9 D + 1,0 E \quad (2-36)$$

Dengan:

D = beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen

L = beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung

Lr = beban hidup yang diakibatkan oleh pembebanan atap

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

S = beban salju

2.4 Simpangan Antar Lantai Tingkat Ijin

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan izin digunakan, Δ harus dihitung menggunakan gaya seismik desain yang ditetapkan dalam 0 tanpa reduksi untuk desain tegangan izin. Dapat dilihat pada tabel 2.14

Tabel 2.14 Simpangan Antar Lantai Ijin Δa

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasikan simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,020h_{sx}$

Sumber : SNI-1726-2019 tabel 20

Catatan:

^a h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat-x.

^bUntuk sistem pemikul gaya seismik yang terdiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismik D, E, dan F, simpangan antar tingkat izin harus sesuai dengan persyaratan 0

^cTidak boleh ada batasan simpangan antar tingkat untuk struktur satu tingkat dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat. Persyaratan pemisahan struktur dalam 0 tidak diabaikan.

^dStruktur di mana sistem struktur dasar terdiri dari dinding geser batu bata yang didesain sebagai elemen vertikal kantilever dari dasar atau pendukung fondasinya yang dikonstruksikan sedemikian agar penyaluran momen di antara dinding geser (kopel) dapat diabaikan.

2.5 Faktor reduksi kekuatan

Konsep keamanan lapis kedua adalah reduksi kapasitas teoritik komponen struktur dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan dalam menentukan kekuatan desain. Pemakaian faktor reduksi dimaksudkan untuk memperhitungkan kemungkinan penyimpangan terhadap kekuatan bahan, pengerjaan, ketidaktepatan ukuran, pengadukan dan pengawasan pelaksanaan. SNI-2847-2019 pasal 21.2.1 memberikan faktor reduksi kekuatan untuk berbagai mekanisme, dapat dilihat pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Gaya atau elemen struktur		Φ	Pengecualian
a	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65 - 0,90	Di dekat ujung komponen pratarik (<i>pretension</i>) dimana <i>strand</i> belum sepenuhnya bekerja,
b	Geser	0,75	Persyaratan tambahan untuk struktur tahan gempa
c	Torsi	0,75	-
d	Tumpu (<i>bearing</i>)	0,65	-
e	Zona angkur pascatarik (<i>post-tension</i>)	0,85	-
f	<i>Bracket</i> dan korbel	0,75	-
g	<i>Strut, ties, zona nodal, dan daerah</i>	0,75	-

Lanjutan Tabel 2.15

	tumpuan yang dirancang dengan <i>strut-and-tie</i> di pasal 23		
h	Komponen sambungan beton pracetak terkontrol leleh oleh elemen baja dalam tarik	0,9	-
i	Beton polos	0,6	-
j	Angkur dalam elemen beton	0,45 - 0,75	-

Sumber : SNI-2847-2019

Alternatifnya adalah bila ketentuan alternatif untuk komponen struktur lentur dan tekan beton bertulang dan prategang digunakan, untuk komponen struktur dimana f_y tidak melampaui 420 MPa, dengan tulangan simetris, dan dengan $(d-d')/h$ tidak kurang dari 0,70, maka nilai ϕ boleh ditingkatkan secara linier menjadi 0,90 seiring dengan berkurangnya nilai ϕP_n dari $0,10f'_c A_g$ ke nol. Untuk komponen struktur bertulang lainnya, nilai ϕ boleh ditingkatkan secara linier menjadi 0,90 seiring dengan berkurangnya nilai ϕP_n dari nilai terkecil antara $0,10f'_c A_g$ atau ϕP_b ke nol.

2.6 Dasar-dasar perencanaan Beton bertulang

2.6.1 Asumsi perencanaan

Dalam menghitung beban terhadap beban lentur atau aksial atau kombinasi dari beban lentur dan aksial, menurut (Sudarmoko : 1994), asumsi yang diperlukan dalam perencanaan :

1. Regangan dalam tulangan dan beton harus diasumsikan berbanding langsung dengan jarak sumbu netral.
2. Regangan maksimum yang dapat digunakan pada serat beton terluar harus diasumsikan sama dengan 0,003.
3. Tegangan dalam tulangan dibawah kuat leleh yang ditentukan f_y untuk mutu tulangan yang digunakan harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja. Untuk tegangan yang lebih besar dari regangan yang memberikan f_y tegangan pada tulangan harus dianggap tidak tergantung pada regangan dan sama dengan f_y .
4. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam hitungan.

5. Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton dianggap bentuk persegi.
6. Distribusi tegangan beton persegi ekuivalen didefinisikan sebagai berikut :
 - a. Tegangan beton sebesar $0,85f'_c$ harus diasumsikan terdistribusi 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 antara 17 MPa sampai dengan 28 MPa. Untuk kekuatan diatas 28 MPa, β_1 harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan kekuatan 7 MPa diatas 28 MPa, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 0,65 MPa. Selanjutnya dapat dilihat pada persamaan (2-37), (2-38) :

$$\text{Jika } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} : \beta_1 = 0,85 \quad (2-37)$$

$$\text{Jika } f'_c > 28 \text{ MPa} : \beta_1 = 0,85 - 0,05 (f'_c - 28) / 7 \text{ tidak boleh kurang dari } 0,65 \quad (2-38)$$

2.7 Pelat Lantai Konvensional

Pelat beton merupakan suatu permukaan horizontal yang rata pada lantai bangunan, atap, jembatan atau jenis struktur lainnya. Pelat beton di tumpu oleh dinding, balok, kolom, atau dapat juga terletak langsung di atas tanah (*slab onground*). Pada struktur balok-pelat, umumnya balok dan pelat di cor secara bersama-sama sehingga menghasilkan satu kesatuan struktur yang monolit. Pada umumnya pelat dalam suatu gedung dapat diklasifikasikan menjadi tiga kelompok yaitu sebagai berikut :

1. Pelat satu arah

Pelat satu arah merupakan pelat yang hanya ditumpu di kedua sisi sehingga pelat akan melentur atau mengalami lendutan dalam arah tegak

lurus dari sisi tumpuan, beban yang didistribusikan oleh pelat dalam satu arah yaitu arah tumpuan. Dapat dilihat pada Gambar 2.7(a).

2. Pelat rusuk (*Jois Construction*)

Pelat rusuk merupakan pelat beton dengan ketebalan 50 hingga 100 mm, yang ditopang dengan sejumlah rusuk dengan jarak beraturan. Rusuk mempunyai lebar minimum 100 mm dan mempunyai tinggi lebih dari 3,5 kali lebar minimumnya. Rusuk ditopang oleh balok induk utama yang langsung menumpu pada kolom. Sistem pelat rusuk cocok digunakan untuk struktur pelat dengan bentang 6-9 m.

3. Pelat dua arah

Pelat dua arah merupakan pelat yang ditopang di keempat sisi, dengan rasio bentang panjang terhadap bentang pendeknya kurang dari dua. Sistem pelat dua arah dibedakan menjadi beberapa jenis diantaranya yaitu :

a. Sistem balok-pelat dua arah

Pada sistem pelat ini beton ditumpu oleh balok di keempat sisinya. Beban dari pelat ditransfer ke keempat penumpu balok dan selanjutnya beban ditransfer ke kolom. Balok akan meningkatkan kekakuan pelat, sehingga lendutan yang terjadi akan relatif kecil. Dapat dilihat pada Gambar 2.7(b)

b. Sistem slab datar (*flat slab*)

Slab datar merupakan sistem struktur pelat beton dua arah yang tidak memiliki balok penumpu di masing-masing sisinya. Beban pelat ditransfer langsung ke kolom. Kolom cenderung akan menimbulkan kegagalan geser pada pelat, dapat dilihat pada Gambar 2.7(c), yang dapat dicegah dengan beberapa alternatif diantaranya:

- Memberikan penebalan setempat pada pelat (*drop panel*) serta menyediakan kepala kolom (*column capital*)
- Menyediakan penebalan panel namun tanpa kepala kolom, panel disekitar kolom harus cukup tebal untuk memikul

terjadinya tegangan tarik diagonal yang muncul akibat geser pons.

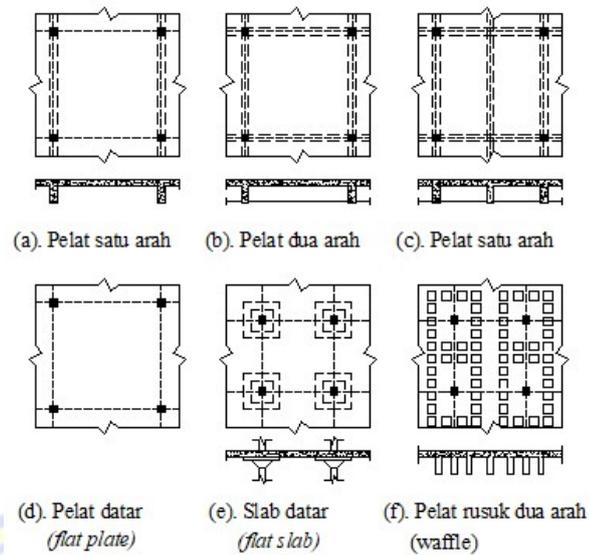
- Menggunakan kepala kolom tanpa adanya penebalan panel, namun hal ini jarang diaplikasikan sistem slab datar digunakan untuk bentang 6-9 m, dengan beban hidup 4-7 kN/m².

c. Sistem pelat datar (*flat plate*)

Sistem pelat ini merupakan pelat yang tertumpu langsung ke kolom tanpa adanya penebalan panel dan kepala kolom. Potensi kegagalan struktur terbesar akan timbul akibat geser pons, yang akan menghasilkan tegangan tarik diagonal. Sebagai akibat tidak adanya penebalan panel dan kepala kolom, maka dibutuhkan ketebalan panel yang lebih besar atau dengan memberikan penulangan ekstra di area sekitar kolom. Lihat pada Gambar 2.7(d)

d. Pelat dua arah berusuk dan pelat *waffle*

Pelat dua arah berusuk dan pelat *waffle* merupakan pelat dua arah dengan ketebalan antara 50 hingga 100 mm dan ditumpu oleh rusuk-rusuk dalam dua arah. Tepi-tepi pelat ditopang oleh balok atau dapat juga pelat langsung menumpu pada kolom dengan memberikan penebalan pada pelat disekita kolom. Sistem pelat ini sering disebut dengan pelat *waffle*, dapat lihat pada Gambar 2.7(e)



Gambar 2.7 Jenis-Jenis Pelat

(Sumber : Setiawann, 2013)

2.7.1 Persyaratan struktural pelat lantai

Dalam proses pembangunan suatu gedung terdapat standar yang menjadi acuan persyaratan, dalam hal ini adalah SNI-2847-2019 Persyaratan Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung. Standar ini juga mengatur mengenai syarat konstruksi beton bertulang, didalamnya terdapat beberapa ketentuan yang menjadi pedoman dalam proses analisis dan desain pelat lantai terlepas dari metode apa yang digunakan dalam analisis pelat lantai.

2.7.1.1 Tebal minimum pelat

1. Pelat satu arah

Peraturan SNI-2847-2013 memberikan beberapa batasan dalam desain pelat satu arah :

- a. Desain dilakukan dengan menggunakan asumsi lebar 1 meter.
- b. Ketebalan minimum pelat satu arah yang mengguakan $f_y = 400$ MPa sesuai degan SNI-2847-2019 Tabel 7.3.1.1 harus ditentukan sebagaimana terlihat pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16 Tebal Minimum Pelat

Kondisi tumpuan	h Minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

Sumber : SNI-2847-2019

Angka h minimum berlaku untuk beton berat normal dan $f_y = 420$ MPa. Untuk kasus lain, ketebalan minimum harus dimodifikasi sesuai 7.3.1.1.1 hingga 7.3.1.1.3

- c. Lendutan harus diperkirakan apabila pelat memikul konstruksi yang akan mengalami kerusakan akibat lendutan yang besar. Batasa lendutan ditentukan dalam Tabel 2.17

Tabel 2.17 Batasan Lendutan Pelat

Jenis komponen struktur	Kondisi		Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar	Tidak memikul atau tidak disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural yang mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar		Lendutan seketika akibat L_r dan R maksimum	$l/180$
Lantai	Mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar		Lendutan seketika akibat L	$l/360$
Atap atau lantai	Memikul atau disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural	Tidak akan rusak akibat lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan elemen nonstruktural, yaitu jumlah dari lendutan jangka panjang akibat semua beban tetap dan lendutan seketika akibat penambahan beban hidup ^[2]	$l/480$
		Mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar		$l/240$

Sumber : SNI-2847-2019

Batasan untuk $l/180$ tidak dimaksudkan sebagai pengamanan terhadap genangan air. Genangan air harus diperiksa berdasarkan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat genangan air, dan mempertimbangkan pengaruh jangka panjang akibat beban tetap, lawan lendut, toleransi konstruksi, dan keadaan sistem drainase.

Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan 24..2.4, tapi boleh dikurangi dengan nilai lendutan yang terjadi sebelum pemasangan elemen nonstruktural. Besarnya nilai lendutan ini harus dihitung berdasarkan data teknis yang dapat diterima terkait dengan karakteristik hubungan waktu-lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau.

Batasan untuk $l/480$ boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau disatukan telah dilakukan.

Batasan untuk $l/240$ tidak boleh melebihi batasan toleransi yang disediakan untuk elemen nonstruktural.

- d. Selimut beton untuk struktur pelat tidak boleh kurang dari 20 mm, untuk pelat yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca dan tanah.
- e. Struktur pelat satu arah, harus disediakan tulangan susut dan suhu yang memiliki arah tegak lurus terhadap tulangan lentur. Persyaratan ini diatur dalam SNI-2847-2019 Pasal 24.4. Tulangan susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio tulangan terhadap luas bruto penampang beton yang ditunjukkan dalam Tabel 2.18 namun tidak dikurangi 0,0014.

Tabel 2.18 Persyaratan Tulangan Susut dan Suhu untuk Pelat

Jenis tulangan	f_y MPa	Rasio tulangan minimum	
Batang ulir	< 420	0,0020	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y}$
			0,0014

Sumber : SNI-2847-2019

- f. Kecuali untuk pelat rusuk, maka jarak antar tulangan utama pada pelat harus kurang dari tiga kali ketebalan pelat atau harus kurang dari 450 mm (SNI-2847-2019, Pasal 7.7.2.3)

2. Pelat dua arah

Dalam SNI-2847-2019 Pasal 8.3.1.2 menentukan ketebalan minimum pelat dua arah untuk mencegah terjadinya lendutan berlebih, karena perhitungan lendutan dari pelat dua arah cukup rumit, dan untuk mencegah lendutan yang besar, maka ketebalan pelat dapat ditentukan menggunakan rumus empiris pada Persamaan (2-40) dan Persamaan (2-41) berikut :

- a. Untuk $0,2 < a_{fm} < 2,0$

$$h = \frac{\ell \cdot n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(a_{fm} - 0,2)} \quad (2-38)$$

namun tidak kurang dari 125 mm.

- b. Untuk $a_{fm} > 2,0$

$$h = \frac{\ell \cdot n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (2-39)$$

namun tidak kurang dari 90 mm.

- c. Untuk $a_{fm} < 0,2$

$$h = \text{ketebalan minimum pelat untuk balok (Lihat Tabel 2.19)} \quad (2-40)$$

Tabel 2.19 Minimum Pelat Tanpa Balok Dalam

f_y (Mpa)	Tanpa <i>drop panel</i>			Dengan <i>drop panel</i>		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi ^[4]		Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

Sumber : SNI-2847-2013 tabel 8.3.1.1

ℓ_n adalah jarak bersih ke arah memanjang, diukur dari muka ke muka tumpuan (mm). Untuk f_y dengan nilai diantara yang diberikan di dalam tabel, ketebalan minimum harus dihitung dengan interpolasi linear. Panel eksterior dengan balok tepi merupakan pelat dengan balok diantara kolom sepanjang tepi eksterior. Panel eksterior harus dianggap tanpa balok pinggir jika a_f kurang dari 0,8. Nilai a_f untuk balok tepi harus dihitung sesuai 8.10.2.7

Tebal minimum pelat tanpa balok dalam seperti ditentukan dalam Tabel 2.19 tidak boleh kurang dari 120 mm (untuk pelat tanpa penebalan panel), atau tidak kurang dari 100 mm (untuk pelat dengan penebalan panel). Dalam SNI-2847-2019 Pasal 8.3.1.2.1 diisyaratkan untuk panel dengan tepi yang tidak menerus, maka balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan α yang tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternatif ketebalan maksimum yang dihitung dari Persamaan (2-38) dan Persamaan (2-39) harus dinaikkan minimal 10 %.

2.7.1.2 Tulangan pelat

1. Tulangan geser

a. Spasi tulangan geser

Untuk tulangan geser dipasang tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur, jarak atau spasi antar tulangnya tidak boleh

melebihi 600 mm maupun $d/2$. Dengan d adalah jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan tarik longitudinal.

b. Luas minimum

Luas minimum untuk tulangan geser mengacu pada SNI-2847-2019 dapat dilihat pada Persamaan (2-41) dan persamaan (2-42)

$$\text{Luas minimum} = 0,0062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y t} \quad (2-41)$$

$$\text{Namun demikian tidak boleh kurang dari } (0,35b_w s)/f_y t \quad (2-42)$$

c. Kuat geser

▪ Kuat geser nominal tulangan

Apabila digunakan tulangan geser tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur maka kuat geser nominal yang dapat disediakan oleh tulangan seperti terdapat pada persamaan (2-43).

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} \quad (2-43)$$

Dengan A_v adalah tulangan geser.

▪ Kuat geser nominal beton

Untuk komponen struktur yang dikenai gaya geser dan lentur saja maka nilai kuat geser nominal yang dapat disediakan oleh beton seperti terdapat pada persamaan (2-44).

$$V_c = 0,17 \vartheta \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2-44)$$

Dengan nilai ϑ adalah 1,0 untuk beton berat normal dan 0,75 untuk beton berat ringan

2. Tulangan utama (lapangan maupun tumpuan)

Rasio tulangan utama yang digunakan tidak boleh melebihi rasio maksimum ataupun kurang dari rasio minimum yang telah ditetapkan.

Perhitungan rasio yang digunakan adalah sebagai berikut seperti terdapat pada persamaan (2-45) sampai dengan (2-47).

$$\rho_b = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \beta \frac{600}{600+f_y} \quad (2-45)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2-46)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \text{ atau } \rho_{min} = 0,0025 \quad (2-47)$$

2.7.1.3 Metode koefisien momen

Terdapat banyak metode untuk melakukan analisa pada pelat lantai, dua diantaranya adalah metode koefisien momen dan metode perencanaan langsung. Metode koefisien momen menggunakan nilai-nilai tertentu sebagai koefisien dalam menentukan besarnya momen yang terjadi baik didaerah lapangan maupun didaerah tumpuan. Metode ini cukup mudah dan praktis diterapkan karena nilai-nilai koefisien momen tersebut sudah disediakan namun metode ini menjadi kurang efektif untuk digunakan pada pelat dengan bentangan yang cukup panjang. yang digunakan untuk perhitungan momen dapat dilihat pada persamaan (2-48) adalah :

$$M = 0,001 \cdot q_u \cdot l_x^2 \quad (2-48)$$

Dengan q_u sebagai beban total pada pelat dan l_x sebagai jarak pada bentang terpendek. Untuk nilai x yang merupakan koefisien momen dapat diperoleh pada tabel koefisien momen yang terdapat dalam Peraturan Beton Bertulang Indonesia Tahun 1971.

2.8 Balok

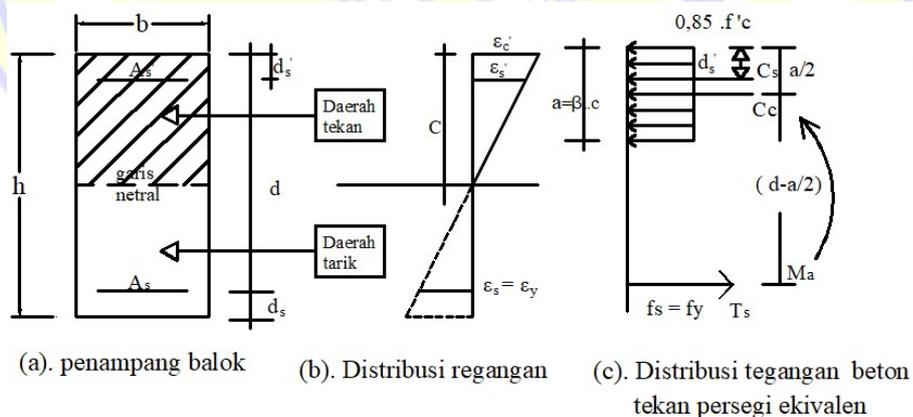
Balok merupakan salah satu elemen struktur portal dengan bentang yang arahnya horizontal, beban yang bekerja pada balok berupa beban lentur, beban geser maupun torsi atau biasa disebut dengan momen puntir, sehingga diperlukan baja tulangan untuk menahan beban beban tersebut. Tulangan yang digunakan

berupa tulangan longitudinal untuk menahan beban lentur, dan tulangan geser atau begel untuk menahan geser dan torsi.

Pada praktik dilapangan jarang sekali ditemukan balok dengan tulangan tunggal melainkan selalu dipasang tulangan rangkap. Balok beton dengan tulangan rangkap ialah balok yang diberi tulangan pada penampang beton di daerah tarik dan tekan. Dipasanganya tulangan didaerah tarik dan tekan bertujuan untuk menerima beban yang terjadi berupa momen lentur. Untuk balok yang menahan momen lentur besar tulangan tarik dipasang lebih banyak daripada tulangan tekan, keadaan ini disebabkan oleh kekuatan beton pada daerah tarik yang diabaikan, sehingga semua beban tarik ditahan oleh tulangan longitudinal tarik.

2.8.1 Distribusi regangan dan tegangan balok

Regangan dan tegangan yang terjadi pada balok dengan penampang beton bertulang rangkap seperti yang terlihat pada Gambar 2.8 berikut.



Gambar 2.8 Distribusi Regangan dan Tegangan Pada Balok Bertulang Rangkap.

(Sumber : Asroni , 2010)

Pada perencanaan beton bertulang regangan tulangan tarik selalu diperhitungkan setelah leleh. Sedangkan untuk tulangan tekan (ϵ'_s) regangan

tulangan tekan sebelum leleh. Nilai regangan tulangan tekan dapat dihitung dengan Persamaan (2-49).

$$\varepsilon'_s = \frac{a - \beta_1 d_s'}{a} \times 0,003 \quad (2-49)$$

Tegangan tekan baja tulangan f'_s dihitung dengan menggunakan Persamaan (2-50).

$$f'_s = \frac{a - \beta_1 d_s'}{a} \times 600 \quad (2-50)$$

2.8.2 Momen Nominal dan Rencana Balok

Pada balok bertulangan rangkap bagian atas bekerja 2 buah gaya tekan ke kiri, sedangkan penampang balok bagian bawah bekerja 1 buah gaya tarik ke kanan. Gaya tekan dan gaya tarik tersebut sama besar dan bekerja berlawanan arah, sehingga menimbulkan momen yang disebut momen nominal aktual (M_n) yang terdapat pada Persamaan (2-51) sampai dengan Persamaan (2-54).

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} \quad (2-51)$$

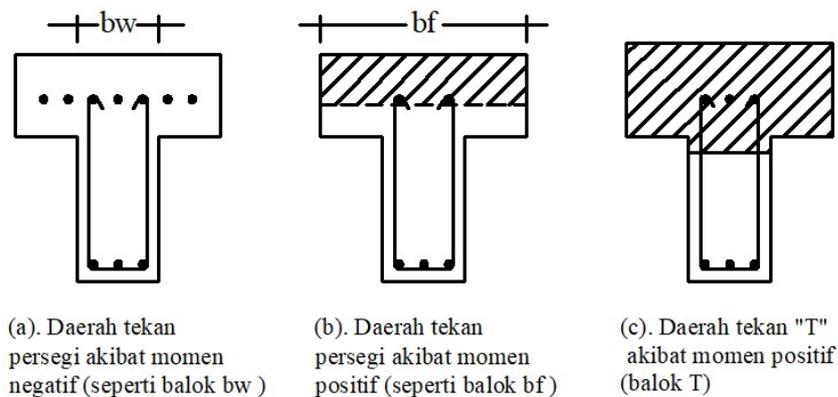
$$M_{nc} = C_c \cdot (d - \frac{a}{2}) \text{ dengan } C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (2-52)$$

$$M_{ns} = T_s \cdot (d - d') \text{ dengan } T_s = A_s f'_s \quad (2-53)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n \text{ dengan } \phi = 0,9 \quad (2-54)$$

2.8.3 Konstruksi Balok T

jika momen yang bekerja pada penampang adalah momen negatif, maka balok T akan berperilaku sebagai balok persegi biasa (bagian yang diarsir pada gambar a), dimana bagian beton yang tertekan, berbentuk empat persegi dengan lebar yang tertekan sebesar b_w , sehingga analisis dan desainnya sama seperti balok persegi. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.9 berikut.



Gambar 2.9 Bagian Tekan Pada Balok T

(Sumber : Simanjuntak, 2016)

Jika momen yang bekerja pada penampang adalah momen positif, maka ada dua kemungkinan yang terjadi yaitu :

1. Balok akan berperilaku sebagai balok persegi jika bagian yang tertekan hanya pada bagian sayap saja seperti yang terlihat pada gambar (b), dengan lebar bagian tekan b_f .
2. Balok akan berperilaku sebagai balok T murni jika bagian yang tertekan meliputi sayap dan badan balok T.

Berikut adalah ketentuan balok T untuk lebar efektif pelat (b_f) berdasarkan SNI-2847-2019 :

- a. Untuk balok interior berbentuk T ketentuannya adalah :
 - $b_f \leq 1/4$ bentang balok, dan
 - lebar pelat efektif sayap yang menggantung pada masing-masing sisi badan tidak boleh melebihi :
 - Delapan kali tebal pelat dan,
 - Setengah jarak bersih ke badan disebelahnya.
- b. Untuk balok eksterior berbentuk L ketentuannya adalah :
 - $b_f \leq 1/12$ bentang balok.
 - Enam kali tebal pelat dan,
 - Setengah jarak bersih ke badan disebelahnya.

Penulangan lentur pada balok T dapat dihitung seperti penulangan lentur pada balok persegi biasa apabila kemampuan menahan momen akibat beton tekan *flens* lebih besar daripada momen nominal yang mampu ditahan balok ($M_{c_c} \geq M_n$). Kuat tekan beton sisi tekan setebal *flens* dihitung dengan Persamaan (2-55).

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (2-55)$$

Maka kemampuan menahan momen akibat beton tekan *flens* dapat dihitung dengan Persamaan (2-56).

$$M_{c_c} = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2-56)$$

2.8.4 Penulangan geser dan torsi balok

Tulangan geser dibutuhkan untuk menahan gaya geser atau gaya lintang yang bekerja pada bagian ujung balok sehingga dapat menimbulkan retak miring pada balok. Torsi atau momen puntir adalah momen yang bekerja terhadap sumbu longitudinal balok atau elemen struktur yang dapat terjadi karena adanya beban eksentrik yang bekerja pada balok tersebut. Berdasarkan SNI-2847-2019 pengaruh torsi atau puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat pada Persamaan (2-57).

$$T_u \leq \phi 0,0833 \lambda \sqrt{f'_c} (\Sigma x^2 y) \text{ dengan } \phi = 0,75 \quad (2-57)$$

Dengan :

$$\Sigma x^2 y = x_1^2 y_1 + 2x_2^2 (3x_2) \text{ untuk balok berpenampang persegi.}$$

Kuat momen torsi yang diberikan balok beton, dapat dihitung dengan Persamaan (2-58).

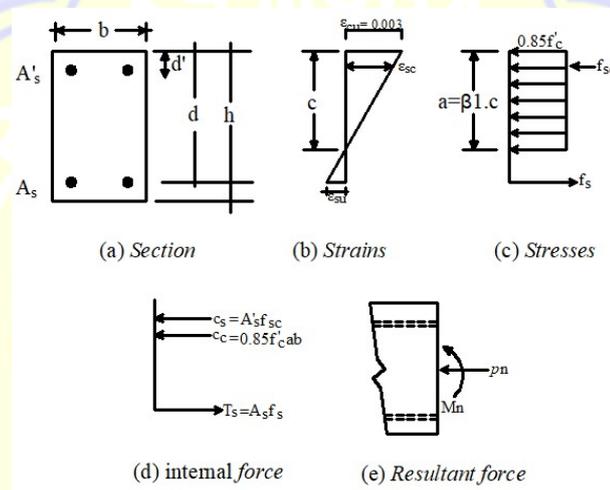
$$T_c = \frac{\sqrt{\frac{f'_c}{15}} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + \left[\frac{0,4V_u}{C_t T_u} \right]^2}} \quad (2-58)$$

Kemampuan maksimum menahan geser pada balok beton dihitung dengan Persamaan (2-59).

$$V_c = \frac{\sqrt{\frac{f'_c}{6}} b_w \cdot d}{\sqrt{1 + \left[2,5 \cdot C_t \frac{T_u}{V_u} \right]^2}} \quad (2-59)$$

2.9 Kolom

Pada dasarnya konsep perencanaan kolom hampir sama dengan perencanaan balok, hanya saja ada penambahan beban aksial, kondisi penampang kolom bila dibebani tekan dan lentur maka kondisi dari tegangan dan regangan pada kolom digambarkan oleh diagram tegangan dan regangan pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10 Diagram Tegangan dan Regangan Kolom

(Sumber : McCormac, 2001)

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktural yang memikul beban dari balok (jika ada). Kolom meneruskan beban – beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui fondasi. Dalam merencanakan kolom perlu diwaspadai, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen struktural horizontal lainnya, terlebih lagi karena keruntuhan tekan tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas (Nawy, 1998).

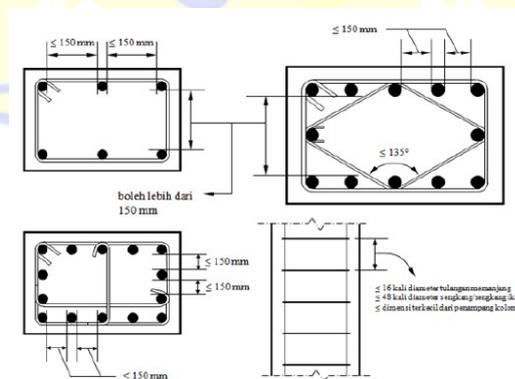
2.9.1 Perencanaan kolom

Peraturan SNI-2847-2013 memberikan batasan untuk dimensi, tulangan, kekangan lateral dan beberapa hal lain yang berhubungan dengan kolom beton. Beberapa persyaratan tersebut dirangkum sebagai berikut :

1. Pasal 9.3.2.2 memberikan batasan untuk faktor reduksi kekuatan, ϕ yaitu sebesar 0,65 untuk sengkang persegi dan $\phi = 0,75$ untuk sengkang spiral. Sengkang spiral diberikan nilai ϕ yang lebih tinggi karena mampu menunjukkan perilaku yang lebih daktail dibandingkan dengan sengkang persegi. Nilai faktor reduksi yang diberikan untuk elemen kolom ini jauh lebih kecil daripada faktor reduksi untuk elemen balok (yang diperbolehkan hingga $\phi = 0,90$). Hal ini disebabkan karena elemen kolom yang dominan terhadap gaya tekan menunjukkan tingkat daktilitas yang lebih kecil dibandingkan elemen balok. Kolom juga sensitif terhadap mutu atau kuat tekan dari beton. Disamping itu posisi pengecoran kolom yang vertikal serta efek segregasi juga menjadi alasan bahwa nilai faktor reduksi kekuatan pada kolom diambil lebih kecil daripada balok.
2. Pasal 10.9.1 mensyaratkan bahwa persentase minimum tulangan memanjang adalah 1%, dengan nilai maksimum 8%, terhadap luas total penampang kolom. Batas minimum 1% diperlukan untuk memberikan tahanan terhadap momen lentur yang mungkin muncul, serta mengurangi pengaruh rangkak dan susut akibat beban tekan jangka panjang. Sedangkan batas atas 8% diberikan untuk menjaga agar tulangan dapat diatur sedemikian rupa sehingga tidak terlalu berdesakan pada penampang kolom. Disamping itu juga apabila tulangan memanjang terlalu banyak, proses pengecoran beton kolom akan lebih sulit. Biasanya dalam perencanaan aktual sangat jarang tulangan kolom diambil melebihi 4% dari luas penampang.
3. Pasal 10.9.2 menyatakan bahwa minimal harus dipasang empat buah tulangan memanjang untuk kolom dengan sengkang persegi atau lingkaran, minimal tiga buah untuk kolom berbentuk segitiga, serta enam buah untuk

kolom dengan sengkang spiral. Untuk penampang kolom dengan bentuk lain, maka minimal harus ditempatkan satu buah tulangan memanjang tiap sudutnya. Jarak antara tulangan memanjang tanpa kekangang lateral maksimal adalah 150 mm, apabila lebih maka harus diberikan sengkang ikat (*tie*) sehingga jarak antar tulangan memanjang yang tak terkekang lateral tidak lebih dari 150 mm. Terlihat pada Gambar 3.10 memperlihatkan pengaturan tulangan memanjang, sengkang dan sengkang ikat pada kolom.

4. Pasal 7.10.4 sengkang spiral harus memiliki diameter minimum 10 mm dan jarak bersihnya tidak lebih dari 75 mm, namun tidak kurang dari 25 mm. Untuk penyambungan batang spiral ulir tanpa lapisan dapat digunakan sambungan lewatan sepanjang $48d_b$ atau tidak kurang dari 300 mm. Sedangkan untuk batang spiral polos diambil sepanjang $72d_b$ atau 300 mm. Peraturan juga memperbolehkan penggunaan sambungan mekanis.
5. Pasal 7.10.5.1 tulangan sengkang harus memiliki diameter minimum 10 mm untuk mengikat tulangan memanjang dengan diameter 32 mm atau kurang, sedangkan untuk tulangan memanjang dengan diameter diatas 32 mm harus diikat dengan sengkang berdiameter minimum 13 mm.
6. Pasal 7.10.5.2 jarak vertikal sengkang atau sengkang ikat tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan memanjang. 48 kali diameter sengkang/sengkang ikat, atau dimensi terkecil dari penampang kolom. Dapat dilihat pada gambar 2.11 persyaratan detailing kolom



Gambar 2.11 Persyaratan detailing kolom

(Sumber : SNI-2847-2013)

Tabel 2.20 Ketentuan Jarak Maksimum Sengkang atau Sengkang Ikat Kolom

Diameter Terkecil Kolom (mm)	Jarak Sengkang (mm) untuk Tulangan Longitudinal Berdiameter						
	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D36
300	250	300	300	300	300	300	300
350	250	300	350	350	350	350	350
400	250	300	350	400	400	400	400
450	250	300	350	400	450	450	450
500	250	300	350	400	450	450	500
500 s/d 1000	250	300	350	400	450	450	550
Diameter sengkang (mm)	10	10	10	10	10	10	13

Sumber : SNI-2847-2013

Dalam perencanaan kolom yang dibebani beban aksial dan lentur atau kombinasi dari beban lentur dan aksial harus memenuhi peraturan pada SNI-2847-2013, hal 74-75 yaitu sebagai berikut :

1. Perencanaan penampang yang dibebani lentur dan aksial atau kombinasi beban lentur dan aksial harus didasarkan atas kompatibilitas regangan dan tegangan dengan menggunakan asumsi dalam pasal 10.2 SNI-2847-2013.
2. Kondisi regangan seimbang terjadi pada penampang ketika tulangan tarik tepat mencapai regangan yang berhubungan dengan tegangan leleh f_y pada saat yang bersamaan dengan tercapainya regangan batas 0,003 pada bagian beton yang tertekan.
3. Penampang adalah terkendali tekan jika regangan resiko neto dalam baja tarik terjauh, ϵ_t sama dengan atau kurang batas regangan terkontrol tarik bila beton tekan mencapai batas regangan asumsi sebesar 0,003. Batas regangan terkendali tekan adalah regangan tarik neto dalam tulangan pada kondisi regangan seimbang. Untuk tulangan Mutu 420 MPa, dan untuk

semua tulangan prategang, diizinkan untuk menetapkan batas regangan, terkendali tekan sama dengan 0,002.

4. Panampang adalah terkendali tarik jika tegangan tarik neto dalam baja tarik terjauh, ε_t sama dengan atau lebih besar dari 0,005 bila beton tekan mencapai batas regangan asumsi sebesar 0,003. Panampang dengan ε_t antara batas regangan terkendali tekan dan 0,005 membentuk daerah transisi antara panampang terkendali tekan dan terkendali tarik.
5. Untuk komponen struktur lentur non-prategang dan komponen struktur non-prategang dengan beban tekan aksial terfaktor kurang dari $0,10 \cdot f'_c A_g \varepsilon_t$ pada kekuatan nominal tidak boleh kurang dari 0,004. Pemakaian tulangan tekan diizinkan terkait dengan tulangan tarik tambahan untuk meningkatkan kekuatan komponen struktur lentur.
6. Desain beban aksial ϕP_n dari komponen struktur tekan tidak boleh lebih besar dari $\phi P_{n(max)}$ yang dihitung dengan persamaan (2-60) dan persamaan (2-61)
 - a. Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan spiral yang memenuhi pasal 7.10.4 atau komponen struktur komposit yang memenuhi pasal 10.13
$$\phi P_{n(max)} = 0,85 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) f_y A_{st}) \quad (2-60)$$
 - b. Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat yang memenuhi pasal 7.10.5.
$$\phi P_{n(max)} = 0,80 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) f_y A_{st}) \quad (2-61)$$
 - c. Untuk komponen struktur prategang, kekuatan aksial desain, ϕP_n tidak boleh diambil lebih besar dari 0,85 (untuk komponen struktur dengan tulangan spiral) atau 0,80 (untuk komponen struktur dengan tulangan pengikat) dengan kekauan aksial desain pada eksentrisitas nol ϕP_0 .
7. Komponen struktur yang dibebani aksial tekan harus didesain terhadap momen meksimum yang mungkin menyertai beban aksial. Beban aksial terfaktor P_u dengan eksentrisitas yang ada tidak boleh melampaui nilai

yang diberikan dalam pasal 10.3.6. Momen terfaktor maksimum M_u harus diperbesar untuk memperhitungkan pengaruh kelangsingan sesuai dengan pasal 10.10.

2.9.2 Analisis kekuatan kolom pendek

Apabila beban yang bekerja pada kolom semakin besar, maka retak yang akan terjadi diseluruh tinggi kolom pada daerah sengkang. Pada batas keruntuhan biasanya ditandai dengan selimut beton yang lepas terlebih dahulu sebelum baja tulangan kehilangan lekatan.

Analisa penampang kolom, biasanya dapat diklasifikasikan berdasarkan eksentrisitasnya. Kolom dengan eksentrisitas kecil akan memikul beban tekan pada seluruh penampang betonnya, dan keruntuhan akan ditandai dengan hancurnya beton serta lelehnya tulangan baja secara tekan pada sisi penampang yang memikul beban yang lebih besar.

Kolom dengan eksentrisitas yang besar akan memikul gaya tarik pada sebagian penampangnya, dan bila beban ditambah terus, maka keruntuhan akan ditandai dengan lelehnya tulangan baja secara tarik pada sisi yang jauh pada lokasi beban.

Desain kolom dilakukan berdasarkan beban terfaktor, yang tidak boleh lebih besar dari persamaan (2-62) – (2-63):

$$\phi M_n > M_u \quad (2-62)$$

$$\phi P_n > P_u \quad (2-63)$$

2.9.3 Analisa kompatibilitas regangan dan diagram interaksi

Gambar 3.11a menunjukkan elemen kolom yang diberi beban tekan P_n sejajar dengan sumbu memanjangnya dan bekerja pada eksentrisitasnya sebesar e . Distribusi potongan pada potongan a-a ditunjukkan pada Gambar 3.11b.

Apabila regangan pada saat ultimit dinyatakan ϵ_{cu} maka regangan pada tulangan tekan dinyatakan sebagai ϵ'_s dan regangan tulangan tarik adalah ϵ_s . Luas tulangan tekan dinyatakan dengan A'_s yang terletak sejauh d' dari sisi tekan, dan luas tulangan tarik adalah A_s yang terletak sejauh d dari sisi tekan.

Gambar 3.11c menunjukkan tegangan dan gaya yang berkaitan. Seperti halnya dalam analisis penampang balok, balok pada tegangan tekan pada beton diasumsikan berbentuk persegi yang memiliki tinggi $\alpha = \beta_1 c$. Selanjutnya dari gambar tersebut dapat persamaan keseimbangan antara gaya eksternal dan gaya lateral yaitu pada Persamaan (2-64)

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y \quad (2-64)$$

Sedangkan persamaan kesetimbangan momen antara gaya eksternal dan internal terhadap titik tengah penampang memberikan hubungan yang terlihat pada Persamaan (2-65).

$$M_n = P_n e = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (2-65)$$

Persamaan (2-64) dan persamaan (2-65) merupakan persamaan kesetimbangan dasar untuk penampang persegi yang diberi beban tekan eksentris. Untuk eksentrisitas yang besar, keruntuhan ditandai dengan lelehnya tulangan tarik $A_s (f_s = f_y)$. Ketika beton mencapai regangan ultimit ϵ_{cu} leleh atau tidaknya tulangan baja tekan, ditentukan berdasarkan kompatibilitas dari regangan. Untuk eksentrisitas yang kecil, beton mencapai regangan ultimitnya sebelum tulangan tarik baja mencapai leleh, pada kenyataannya tulangan pada sisi yang jauh dari beban akan mengalami beban tekan, bukan tarik. Analisis juga harus dilakukan berdasarkan pada kesetimbangan regangan antara baja dan beton.

Untuk mencapai nilai eksentrisitas tertentu yang ditentukan dari analisis portal ($e = M_u / P_u$). Maka Persamaan (2-64) dan Persamaan (2-65) dapat diselesaikan untuk P_n dan M_n yang menghasilkan keruntuhan. Dalam kedua persamaan f'_s, f_s dan a dapat dinyatakan dalam suatu variabel c , yaitu jarak dari sisi tekan persamaan beton ke sumbu netral. Hal ini dapat dilakukan dengan

menggunakan perbandingan dari diagram regangan, dengan mengambil nilai $\varepsilon_{cu} = 0,003$ seperti halnya pada analisis penampang balok.

Untuk tulangan tarik digunakan persamaan (2-66) – (2-69):

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d-c}{c} \quad (2-66)$$

$$f_s = \varepsilon_{cu} E_s \frac{d-c}{c} \leq f_y \quad (2-67)$$

Untuk tulangan tarik :

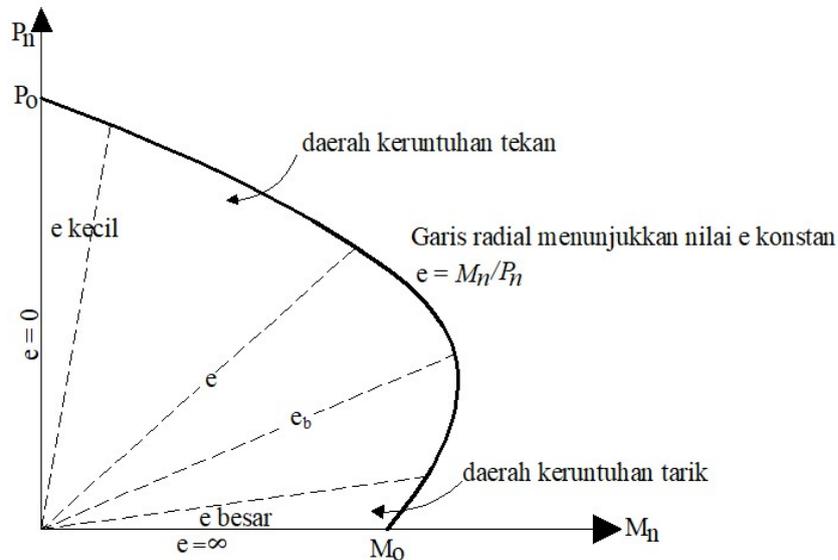
$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{c-d'}{c} \quad (2-68)$$

$$f_s = \varepsilon_{cu} E_s \frac{c-d'}{c} \leq f_y \quad (2-69)$$

Sedangkan untuk tinggi balok tegangan beton dapat dinyatakan dengan Persamaan (2-70).

$$\alpha = \beta_1 c \quad (2-70)$$

Suatu metode yang lebih baik untuk keperluan praktis desain adalah dengan menggambarkan diagram interaksi, yang memberikan beban runtuh dan momen runtuh dari suatu penampang kolom, untuk setiap nilai eksentrisitas dari nol sampai tak terhingga. Untuk setiap nilai eksentrisitas terdapat pasangan unik dari P_n dan M_n yang dapat diplot dalam suatu diagram seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.12. Pada diagram interaksi dalam Gambar 2.12 tersebut, garis radial mempersentasikan nilai eksentrisitas $e = M/P$. Sumbu vertikal menunjukkan nilai eksentrisitas $e = 0$ serta P_0 yang merupakan kapasitas kolom yang dibebani secara konsentris. Sumbu horizontal berhubungan dengan nilai eksentrisitas tak hingga yaitu lentur murni pada kapasitas momen M_0 . Eksentrisitas yang kecil dapat menghasilkan keruntuhan yang ditentukan oleh keruntuhan tekan beton, sedangkan eksentrisitas yang besar akan menghasilkan keruntuhan yang ditentukan oleh lelehnya tulangan tarik. Selanjutnya Dapat dilihat pada gambar 2.12



Gambar 2.12 Interaksi Kolom Beban Aksial dan Momen Lentur
(Sumber : Setiawan, 2016)

2.9.4 Penampang kolom dengan keruntuhan seimbang (*Balanced*)

Kondisi keruntuhan *balanced* tercapai apabila tulangan tarik leleh dan beton mengalami batas regangan dan mulai hancur. Kondisi seimbang terjadi penampang kolom ketika beban P_b bekerja pada penampang, yang akan menghasilkan regangan sebesar 0,003 pada serat tekan beton, dan pada saat yang bersamaan dengan baja mengalami leleh, atau regangannya mencapai $\epsilon_y = f_y/E_s$. Apabila beban eksentris yang bekerja lebih besar daripada P_b maka kolom yang mengalami keruntuhan tekan. Sedangkan apabila beban eksentris yang bekerja lebih kecil daripada P_b , kolom akan mengalami keruntuhan tarik. Analisis keruntuhan kolom pada keruntuhan seimbang (*balanced*) di lakukan sebagai berikut :

1. Misalkan c adalah jarak dari serat tekan beton terluar ke sumbu netral, maka dari diagram regangan diperoleh Persamaan (2-71).

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \quad (2-71)$$

Untuk nilai $E_s = 200000$ MPa, maka diperoleh Persamaan (2-72).

$$C_b = \frac{600d}{600+f_y} \quad (2-72)$$

Tinggi blok tegangan ekuivalen, diperoleh Persamaan (2-73)

$$a_b = \beta_1 c_b = \beta_1 d \left(\frac{600}{600+f_y} \right) \quad (2-73)$$

Dengan $\beta_1 = 0,85$ untuk $f'_c \leq 30$ MPa, dan berkurang 0,05 setiap kenaikan f'_c sebesar 7 MPa.

2. Dari kesetimbangan gaya dalam arah horizontal diperoleh persamaan (2-74):

$$\Sigma H = 0 \quad P_b - C_c - C_s + T = 0 \quad (2-74)$$

Dengan :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c a_b b \quad (2-75)$$

$$T = A_s f_y \quad (2-76)$$

$$C_s = A'_s (f'_s - 0,85 \cdot f'_c) \quad (2-77)$$

Nilai f'_s diambil sama dengan f_y apabila tulangan tekan sudah leleh, maka diperoleh persamaan (2-78)

$$f'_s = 600 \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) \leq f_y \quad (2-78)$$

Sehingga persamaan kesetimbangan gaya dalam arah horizontal dapat ditulis kembali menjadi Persamaan (2-79).

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c a_b b + A'_s (f'_s - 0,85 \cdot f'_c) - A_s f_y \quad (2-79)$$

3. Nilai eksentrisitas e_b , diukur dari pusat berat plastis, sedangkan e' diukur dari pusat tulangan tarik ($e' = e + d''$) dengan d'' adalah jarak dari pusat berat plastis ke pusat tulangan tarik. Nilai e_b ditentukan dengan mengambil jumlahan momen terhadap pusat berat plastis. Maka diperoleh Persamaan (2-80) dan (2-81).

$$P_b e_b = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T d'' \quad (2-80)$$

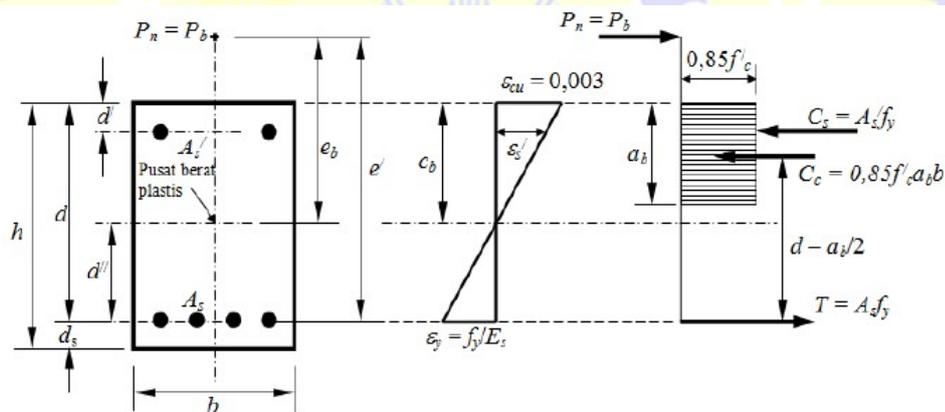
Atau :

$$P_b e_b = M_b = 0,85 f'_c a_b b \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + A'_s (f_y - 0,85 f'_c) (d - d' - d'') + A_s f_y d'' \quad (2-81)$$

Nilai eksentrisitas pada kondisi seimbang diperoleh dari Persamaan (2-82).

$$e_b = \frac{M_b}{P_b} \quad (2-82)$$

Untuk penampang kolom yang bukan persegi, dapat diterapkan prosedur yang serupa, namun luas penampang beton dalam daerah tekan harus diperhitungkan secara berbeda. Nilai faktor reduksi ϕ pada kondisi seimbang, untuk $f_y = 400$ MPa dapat diambil sebesar $\phi = 0,65$ (atau 0,75 untuk sengkang spiral). Hal ini dikarenakan $\epsilon_s = \epsilon_t = \frac{f_y}{E_s} = 0,002$, (Dapat di Lihat pada Gambar 2.13)

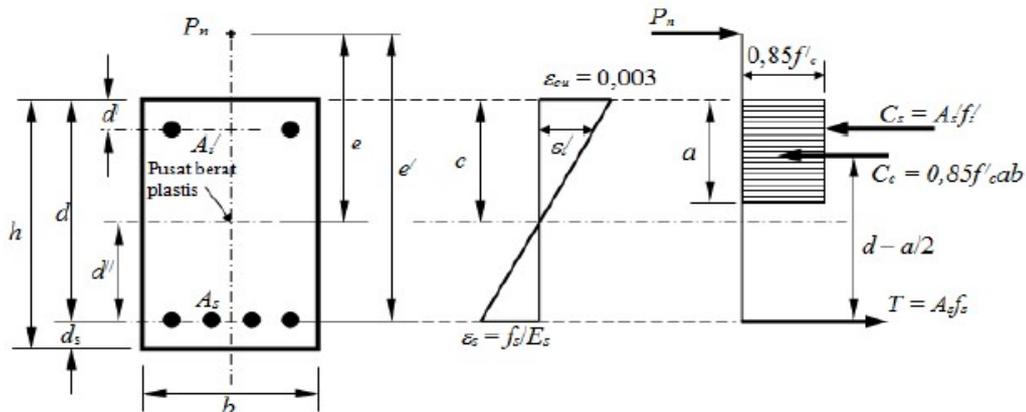


Gambar 2.13 Kondisi keruntuhan seimbang penampang kolom persegi

(Sumber : Setiawan, 2016)

2.9.5 Penampang kolom dengan beban eksentris

Seperti telah dibahas sebelumnya, terdapat dua kasus keruntuhan kolom yaitu keruntuhan tekan atau keruntuhan tarik. Guna melakukan analisis terhadap dua kasus tersebut, maka dapat digunakan dua buah persamaan dasar yaitu : jumlah gaya dalam arah horizontal atau vertikal = 0, dan jumlah momen terhadap sembarang sumbu = 0. Dapat dilihat pada gambar 2.14



Gambar 2.14 Kolom penampang persegi dengan beban eksentris
(Sumber : Setiawan, 2016)

Mengacu pada Gambar 2.16, maka dapat dituliskan beberapa persamaan, dapat dilihat pada persamaan (2-83) samapi demngan persaman (2-86) sebagai berikut :

$$1. \Sigma H = 0 \quad P_n - C_c - C_s + T = 0 \quad (2-83)$$

Dengan :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot ab \quad (2-84)$$

$$T = A_s f_s \quad (\text{jika tulangan tarik leleh, } f_s = f_y) \quad (2-85)$$

$$C_s = A'_s (f'_s - 0,85 f'_c) \quad (\text{jika tulangan tekan leleh, } f'_s = f_y) \quad (2-86)$$

2. Ambil momen terhadap A_s , dapat dilihat pada persamaan (2-87)

$$P_n e' - C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) - C_s (d - d') = 0 \quad (2-87)$$

Dengan $e' = e + d''$, dan $e' = e + d - \frac{h}{2}$ untuk penampang dengan tulangan simetris (d'' adalah jarak dari pusat berat plastis ke pusat tulangan tarik). Maka diperoleh pada Persamaan (2-88) :

$$P_n = \frac{1}{e'} \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) - C_s (d - d') \right] \quad (2-88)$$

Ambil momen terhadap C_c :

$$P_n \left[e' - \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] - T \left(d - \frac{a}{2} \right) - C_s \left(\frac{a}{2} - d' \right) = 0 \quad (2-89)$$

$$P_n = \frac{T \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{a}{2} - d' \right)}{e' + \frac{a}{2} - d} \quad (2-90)$$

Apabila $A_s = A'_s$ dan $f_s = f'_s = f_y$, maka diperoleh Persamaan (2-91) dan (2-92).

$$P_n = \frac{A_s f_y (d - d')}{\left(e' + \frac{a}{2} - b \right)} = \frac{A_s f_y (d - d')}{\left(e - \frac{h}{2} + \frac{a}{2} \right)} \quad (2-91)$$

$$A_s = A'_s = \frac{P_n \left(e - \frac{h}{2} + \frac{a}{2} \right)}{f_y (d - d')} \quad (2-92)$$

2.9.6 Keruntuhan Tarik

Apabila penampang kolom diberi beban eksentris dengan eksentrisitas yang besar, maka akan terjadi keruntuhan tarik. Kolom akan mengalami keruntuhan akibat lelehnya tulangan baja dan hancurnya beton pada saat regangan tulangan baja melampaui $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$. Dalam kasus ini kuat tekan nominal penampang P_n , akan lebih kecil daripada P_b , atau eksentrisitas $e = \frac{M_n}{P_n}$ lebih besar daripada eksentrisitas pada kondisi seimbang e_b . Untuk prediksi awal apakah terjadi keruntuhan tarik atau tekan, maka apabila $e > d$, dapat diasumsikan terjadi keruntuhan tarik. Persamaan-persamaan (2-83), (2-87) dapat digunakan sebagai dasar untuk menghitung kekuatan nominal dari penampang kolom.

Prosedur analisis dapat dilakukan sebagai berikut :

1. Bila terjadi keruntuhan tarik, maka tulangan tarik leleh, dan tegangannya $f_s = f_y$. Asumsikan bahwa tegangan pada tulangan tekan adalah $f'_s = f_y$.
2. Evaluasi P_n dari kondisi kesetimbangan persamaan (2-83).
3. Hitung P_n dengan mengambil jumlah momen terhadap A_s . (Persamaan 2-87)
4. Samakan P_n dari langkah (b) dan (c) :

$$C_c + C_s - T = \frac{1}{e'} \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \quad (2-93)$$

Persamaan ini akan menghasilkan persamaan kuadrat untuk a . Substitusikan C_c, T_s dan T untuk mendapatkan nilai a .

5. Persamaan pada langkah (d), maka persamaan tersebut dapat disederhanakan menjadi :

$$Aa^2 + Ba + C = 0 \quad (2-94)$$

Dengan :

$$A = 0,425 f'_c b \quad (2-95)$$

$$B = 0,85 f'_c b (e' - d) = 2A (e' - d) \quad (2-96)$$

$$C = A'_s (f_y - 0,85 f'_c) (e' - d + d') - A_s f_y e' \quad (2-97)$$

Selesaikan a , dengan menggunakan Persamaan (2-98).

$$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (2-98)$$

6. Substitusikan nilai a kedalam persamaan pada langkah (b) untuk mendapatkan P_n . Momen M_n dapat dihitung dengan menggunakan persamaan.
7. Periksa apakah tulangan tekan sudah leleh seperti yang diasumsikan. Jika $\epsilon'_s \geq \epsilon_y$, maka tulangan tekan sudah leleh, jika tidak, maka $f'_s = E_s \epsilon'_s$. Ulangi kembali langkah (b) hingga (e). Sebagai catatan, $\epsilon'_s = [(c - d')c]0,003$, $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ dan $c = \frac{a}{\beta_1}$
8. Berdasarkan regangan pada tulangan baja tarik ϵ_b maka dapat ditentukan besarnya faktor reduksi ϕ , yang besarnya bervariasi antara 0,65 (atau 0,70) dan 0,90.

2.9.7 Keruntuhan tekan

Apabila gaya tekan P_n , melebihi gaya tekan dalam kondisi seimbang P_b , atau apabila eksentrisitas $e = M_n/P_n$, lebih kecil daripada eksentrisitas pada kondisi seimbang e_b . Maka penampang kolom akan mengalami keruntuhan tekan. Pada kasus ini regangan pada beton akan mencapai 0,003, sedangkan regangan

pada tulangan baja akan kurang dari ϵ_y . Sebagian besar penampang beton akan berada dalam keadaan tekan. Sumbu netral akan bergerak mendekati tulangan tarik, menambah luas daerah tekan beton, sehingga jarak sumbu netral dari serat tekan beton akan melebihi jaraknya pada kondisi seimbang ($c > c_b$). Beban tekan nominal P_n , dapat dihitung dengan prinsip-prinsip dasar kesetimbangan gaya. Analisis penampang kolom yang mengalami keruntuhan tekan dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan (2-83) dan (2-87).

Prosedur analisis dapat dilakukan sebagai berikut :

1. Hitung jarak sumbu netral untuk penampang pada kondisi seimbang C_b (Persamaan 2-80).
2. Evaluasi P_n dari kondisi kesetimbangan (Persamaan 2-83).
3. Hitung P_n dengan mengambil jumlah momen terhadap A_s (Persamaan 2-87)
4. Asumsikan suatu c sehingga $c > c_b$. Sehingga $\alpha = \beta_1 c$. Asumsikan $f'_s = f_y$.
5. Hitung nilai f_s berdasarkan nilai asumsi nilai c .
6. Hitung P_{n1} dengan menggunakan persamaan dari langkah (b), dan hitung P_{n2} dengan menggunakan persamaan pada langkah (c). Apabila P_{n1} cukup dekat dengan P_{n2} , maka nilai P_n diambil nilai terkecil dari P_{n1} dan P_{n2} atau rerata keduanya. Jika P_{n1} dan P_{n2} tidak cukup dekat, maka asumsikan nilai c dan ayang baru dan ulangi perhitungan dari langkah (d) hingga P_{n1} cukup dekat dengan P_{n2} (kurang lebih 1%)
7. Periksa apakah tulangan tekan benar sudah leleh sesuai dengan asumsi semula, dengan menghitung ϵ'_s dan membandingkannya dengan ϵ_y . Bila ϵ'_s lebih besar dari ϵ_y tulangan tekan sudah leleh, jika belum, maka hitung f'_s .
8. Regangan tulangan tarik ϵ_b pada kondisi keruntuhan tekan, biasanya kurang dari 0,002 sehingga faktor reduksi dapat diambil sama dengan 0,5 atau 0,75 untuk penampang kolom dengan sengkang spiral.

2.9.8 Analisis kekuatan kolom langsing

Apabila angka kelangsingan kolom melebihi batas untuk kolom pendek maka kolom tersebut akan mengalami tekuk sebelum mencapai batas limit kegagalan material. Kolom tersebut adalah jenis kolom langsing yang mengalami momen tambahan akibat efek $P - \Delta$ dimana P adalah beban aksial dan Δ adalah defleksi akibat kolom tertukuk pada penampang yang ditinjau.

Kolom langsing yang dibebani P dengan eksentrisitas e . Momen yang terjadi pada ujung kolom terdapat pada Persamaan (2-99).

$$M_e = P \times e \quad (2-99)$$

Akibat beban P tersebut, kolom langsing mengalami perpindahan lateral (*defleksi*) sebesar Δ yang meningkatkan besarnya momen yang terjadi disepanjang tinggi kolom. Besar kecilnya nilai Δ yang dihasilkan bergantung pada kelangsingan kolom ; semakin langsing kolom, semakin besar nilai Δ yang dihasilkan. Pada lokasi defleksi maksimum (ditengah tinggi kolom) besarnya momen yang terjadi dapat dilihat pada Persamaan (2-100).

$$M_e = P (e + \Delta) \quad (2-100)$$

Jadi ada peningkatan momen akibat defleksi Δ , yaitu tambahan momen akibat kelangsingan kolom atau pengaruh $P - \Delta$. Tambahan momen ini tentu saja akan mempengaruhi diagram interaksi aksial lentur yang dihasilkan.

2.9.9 Tekuk pada kolom elastik

Berdasarkan teori mekanika, beban tekuk Euler terhadap sumbu penampang yang tegak lurus arah tekuk untuk kolom dengan tumpuan sendi-sendi dapat dilihat pada persamaan (2-101).

$$P_e = \pi^2 EI / l^2 \quad (2-101)$$

Dengan :

E = Modulus elastisitas bahan.

I = Momen inersia penampang terhadap sumbu penampang yang tegak lurus arah tekuk yang ditinjau.

l =Tinggi kolom.

Beban tekuk untuk kolom dengan kondisi *restraint* (kekangan) ujung yang berbeda dapat dinyatakan secara umum dapat dilihat dalam Persamaan (2-102).

$$P_e = \pi^2 EI / (kl_u)^2 \quad (2-102)$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif kolom, yang nilainya bergantung pada kondisi *restraint* di ujung-ujung kolom. Nilai $k = 1$ untuk kolom yang ujung-ujungnya sendi.

Untuk struktur portal dengan kondisi kekangan tersebut, SNI Beton Pasal 10.10.6 memberikan persamaan untuk menghitung nilai k , yaitu :

1. Komponen struktur tekan pada rangka tak bergoyang.

Faktor panjang efektif k untuk komponen struktur tekan pada rangka tak bergoyang dapat diambil dari nilai terkecil antara Persamaan (2-103) dan (2-104).

$$k = 0,7 + 0,05 (\psi_A + \psi_B) \leq 1,0 \quad (2-103)$$

$$k = 0,85 + 0,005\psi_{min} \leq 1,0 \quad (2-104)$$

Dimana ψ_A dan ψ_B adalah ψ pada ujung kolom dan ψ_{min} adalah yang terkecil dari kedua harga tersebut. Faktor ψ didefinisikan sebagai jumlah rasio kekakuan komponen-komponen struktur tekan terhadap jumlah kekuatan komponen-komponen struktur lentur yang bertemu pada salah satu ujung komponen struktur tekan dan di hitung dalam bidang rangka yang ditinjau yaitu dapat dilihat pada Persamaan (2-105).

$$\psi = \frac{\Sigma E_c I_c / l_{uc}}{\Sigma E_b I_b / l_b} \quad (2-105)$$

Dimana :

l_{uc} = Panjang bebas kolom tanpa penampang lateral.

l_b = Panjang komponen struktur lentur diukur dari pusat ke pusat join.

2. Komponen struktur tekan pada rangka bergoyang dan terkekang di kedua ujungnya.

Faktor panjang efektif k untuk komponen struktur tekan pada rangka bergoyang dan yang terkekang di kedua ujungnya dapat dihitung sebagai Persamaan, dapat dilihat pada persamaan (2-106) dan Persamaan (2-107).

Untuk $\psi_m < 2$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad (2-106)$$

Untuk $\psi_m \geq 2$

$$k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (2-107)$$

Dimana :

ψ_m = harga ψ rata-rata dari kedua ujung batang tertekan tersebut.

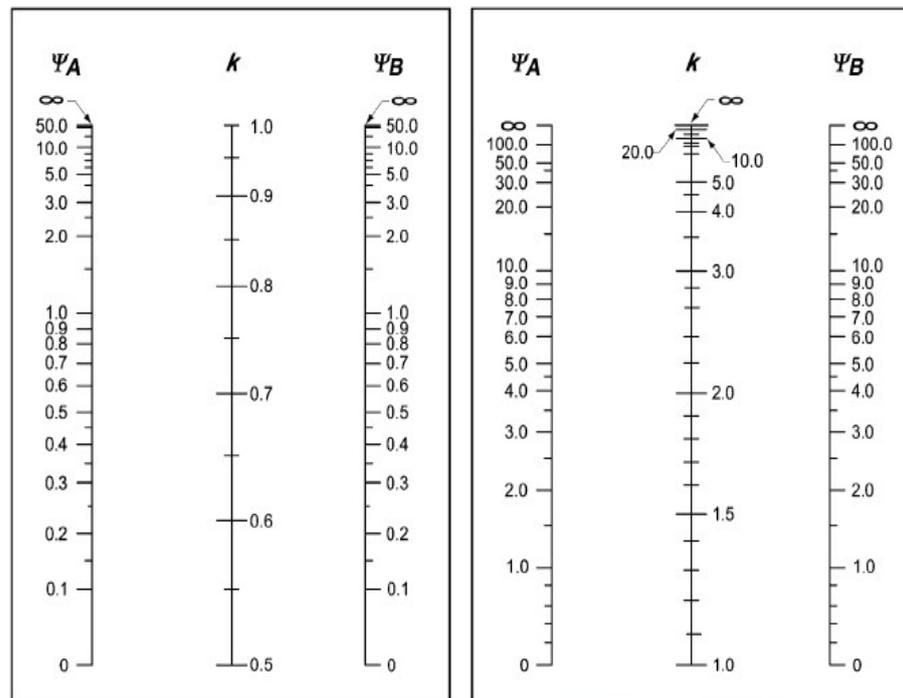
3. Komponen struktur tekan pada rangka bergoyang dengan kondisi sendi disalah satu ujungnya.

Faktor panjang efektif k untuk komponen struktur tekan pada rangka bergoyang dan dengan kondisi sendi di salah satu ujungnya dapat dihitung dengan Persamaan, dapat dilihat pada persamaan (2-108).

$$k = 2,0 + 0,3\psi \quad (2-108)$$

Gambar 2.15 memperlihatkan diagram Jackson dan Morelend yang dapat digunakan untuk mengestimasi faktor panjang efektif k secara

grafis untuk kolom dengan penampang prismatis pada suatu rangka portal dengan bentang banyak (Sumber : Purwono dkk, 2007). Berdasarkan Gambar 2.15 nilai k adalah perpotongan antara garis lurus yang menghubungkan nilai-nilai ψ di kedua ujung kolom dan sumbu k .



Gambar 2.15 Faktor Panjang Efektif
(Sumber : SNI-2847-2013)

2.9.10 Analisis kolom langsing

Berdasarkan SNI Beton Pasal 10.10, analisis kolom langsing dapat dilakukan dengan 2 cara yaitu :

1. Analisis rangka orde kesatu dengan pembesaran momen

Analisis rangka orde kesatu adalah analisis struktur portal linier tanpa memperhitungkan pengaruh deformasi terhadap matriks kekakuan struktur.

Pembesaran nilai-nilai momen yang diperoleh dari analisis struktur orde kesatu dilakukan dengan mengalikannya dengan faktor pembesaran.

2. Analisis rangka orde kedua.

Analisis rangka orde kedua merupakan analisis struktur portal non linier, yang memperhitungkan pengaruh non linier geometri didalam analisisnya. Pada analisis ini, matriks kedua struktur dipengaruhi oleh deformasi struktur.

Kedua cara tersebut dapat digunakan kolom dengan angka kelangsingan kurang dari 100. Berdasarkan Pasal 12.11.5 SNI Beton yang lama, khusus untuk kolom dengan kelangsingan lebih dari 100, analisis- analisis nya harus dilakukan dengan analisis orde kedua.

Analisis kelangsingan (λ) suatu komponen struktur tekan dapat dihitung dengan Persamaan (2-109).

$$\lambda = kl_u/r \quad (2-109)$$

Dengan :

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \cong 0,3h \text{ untuk penampang persegi (h = dimensi penampang dalam arah stabilitas yang ditinjau).}$$

$$r \cong 0,25D \text{ untuk penampang bundar berdiameter D.}$$

Pada analisis kolom langsing gaya aksial terfaktor P_u dan momen terfaktor M_1 dan M_2 pada ujung-ujung kolom dan *storey drift* Δ_0 idealanya dihitung dengan menggunakan sifat-sifat penampang yang telah memperhitungkan pengaruh beban aksial, retak, dan durasi pembebanan. Namun sebagai alternatif, berdasarkan SNI Beton Pasal 10.10.4.1, sifat-sifat penampang berikut dapat digunakan sebagai nilai pendekatan dalam analisis struktur orde kesatu, yaitu :

a. $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (2-110)

b. Momen inersia :

- Balok = $0,35I_g$
- Kolom = $0,70 I_g$
- Dinding = $0,70I_g$ (tidak retak)
= $0,35 I_g$ (Retak)
- Pelat lantai datar = $0,25v I_g$

c. Luas penampang = $1,00 A_g$

Nilai-nilai momen inersia tersebut diatas harus dibagi lagi dengan faktor $(I + \beta_d)$ untuk memperhitungkan pengaruh rangka. Ada dua kondisi yang harus dilihat, yaitu :

- Bila pada struktur bekerja gaya lateral yang bersifat permanen (sebagai contoh tekanan lateral tanah), maka dalam ini faktor rangka dihitung pada Persamaan (2-111).

$$\beta_d = \frac{\text{beban lateral tetap terfaktor maksimum}}{\text{beban lateral tetap terfaktor maksimum}} \quad (2-111)$$

- Bila diperlukan pengecekan stabilitas sesuai dengan SNI Beton Pasal 10.10.4.2 dapat dilihat pada Persamaan (2-112).

$$\beta_d = \frac{\text{beban lateral tetap terfaktor maksimum}}{\text{beban lateral tetap terfaktor maksimum}} \quad (2-112)$$

Pengaruh kelangsingan SNI-2847-2013 mensyaratkan pengaruh kelangsingan boleh diabaikan apabila :

- Untuk komponen struktur tekan yang tidak dibrising(*braced*) terhadap goyangan kesamping.

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (2-113)$$

- Untuk komponen struktur tekan yang dibrising(*braced*) terhadap goyang kesamping.

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40 \quad (2-114)$$

Dimana M_1, M_2 adalah positif jika kolom dibengkokkan dalam kurvatur tunggal, dan negatif jika komponen struktur dibengkokkan dalam kurvatur ganda.

2.9.11 Pembesaran momen untuk portal tak bergoyang

SNI Beton Pasal 10.10.5.2 mendefinisikan suatu tingkat pada portal adalah tidak bergoyang, dapat dilihat pada Persamaan (2-115).

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_0}{V_u l_c} \quad (2-115)$$

Selain itu, kolom suatu struktur boleh dianggap tidak bergoyang bila pembesaran momen-momen ujung akibat pengaruh orde kedua tidak melebihi 5 % momen-momen ujung orde kesatu (SNI Beton Pasal 10.10.5.1), kecuali analisis memberikan nilai *k* lebih rendah, nilai *k* (faktor panjang efektif) dalam analisis rangka portal tak bergoyang harus diambil sama dengan 1. Pembesaran momen M_c dapat dilihat pada Persamaan (2-116).

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (2-116)$$

Dimana :

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1,0 \quad (2-117)$$

$$P_c = \pi^2 EI / (kl_u)^2 \quad (2-118)$$

$$E = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_d} \text{ atau } EI = \frac{0,2 E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (2-119)$$

I_{se} = momen inersia tulangan terhadap sumbu pusat penampang.

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \quad (2-120)$$

Momen terfaktor M_2 pada persamaan diatas tidak boleh diambil kurang dari Persamaan (2-121).

$$M_{2-\min} = P_u (15,24 + 0,03 h) \quad (2-121)$$

Jika ternyata $M_{2-\min} > M_2$ maka nilai $C_m=1$ atau dihitung berdasarkan rasio momen ujung aktual. Selain itu nilai C_m ditetapkan sama dengan 1 jika ada beban transversal yang bekerja diantara kedua tumpuan kolom. Kolom langsing selanjutnya harus didesain penulangannya terhadap kombinasi P_u dan momen yang telah diperbesar, yaitu M_c .

2.9.12 Pembesaran momen untuk portal bergoyang

Pembesaran momen ujung M_1 dan M_2 untuk kolom portal bergoyang dapat dilihat pada Persamaan (2-122) dan Persamaan (2-123)

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (2-122)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_2 M_{2s} \quad (2-123)$$

Dimana : $ns = non-sway$ atau tidak bergoyang

M_{ns} pada persamaan diatas ditentukan berdasarkan pembesaran yang tidak menimbulkan goyangan pada struktur yang nilainya melebihi $\frac{l}{500} h_i$. Suku $\delta_s M_s$ pada persamaan diatas dapat dihitung berdasarkan analisis orde kedua dengan menggunakan nilai I yang mereduksi untuk dihitung berdasarkan analisis orde kesatu menggunakan Persamaan (2-124).

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} = \frac{M_s}{1 - \frac{\Sigma P_u \Delta_0}{V_u l_c}} \geq M_s \quad (2-124)$$

Atau :

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0,75 \Sigma P_c}} \geq M_s \quad (2-125)$$

Persamaan pertama hanya dapat digunakan bila $\delta_s \leq 1,5$. Bila nilai $\delta_s > 1,5$ maka harus digunakan kedua atau analisis orde kedua.

2.9.13 Analisis kuat geser pada kolom

Perencanaan kolom harus mempertimbangkan gaya geser yang bekerja pada SNI-2847-2013 antara lain :

1. Untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja digunakan Persamaan, dapat dilihat pada persamaan (2-126).

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2-126)$$

2. Untuk komponen yang dibebani tekan aksial digunakan Persamaan, dapat dilihat pada persamaan (2-127).

$$V_c = 0,17 \left[\left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \right] \quad (2-127)$$

Besar N_u/A_g harus dinyatakan dalam MPa. Untuk komponen struktur yang dikenai tarik aksial yang cukup besar, V_c harus diambil sama dengan nol kecuali apabila analisis yang lebih rinci dilakukan menggunakan Persamaan (2-128)

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{0,29 N_u}{A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2-128)$$

Dimana N_u adalah negatif untuk tarik. N_u/A_g harus dinyatakan dalam MPa. V_c boleh juga dihitung dengan perhitungan yang lebih rinci menurut :

- a. Untuk komponen struktur yang dikenai geser dan lentur saja.

$$V_c = \left(0,16 \lambda \sqrt{f'_c} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (2-129)$$

Tetapi tidak lebih besar dari $0,29 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ dalam menghitung V_c dengan persamaan (2-129), $V_u d/M_u$ tidak boleh diambil lebih dari 1,0, dimana M_u terjadi serentak dengan V_u pada penampang yang ditinjau.

- b. Untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial, V_c boleh dihitung menggunakan persamaan (2-129) dengan M_m menggantikan M_u dan $V_u d/M_u$ selanjutnya tidak dibatasi dengan 1, dapat dilihat pada persamaan (2-130) dimana :

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \quad (2-130)$$

Akan tetapi, V_c tidak boleh diambil lebih besar dari, dapat dilihat pada persamaan :

$$V_c = 0,29\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \sqrt{1 + \frac{0,29 N_u}{A_g}} \quad (2-131)$$

Dimana N_u/A_g harus dinyatakan dalam Mpa. Bila M_m seperti yang dihitung dengan persamaan (2-130) adalah negatif, maka V_c harus dihitung dengan Persamaan (2-131).

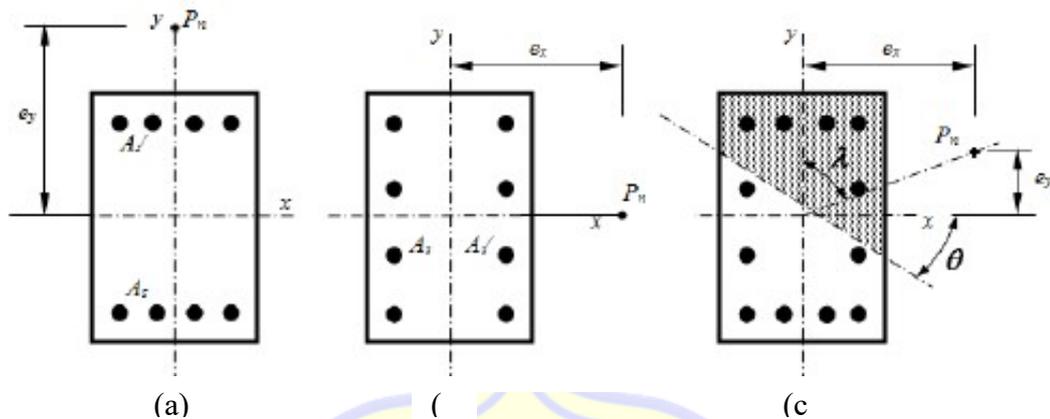
Bila gaya geser V_u lebih besar daripada kuat geser ϕV_c . Maka harus disediakan tulangan geser dinyatakan dengan Persamaan (2-132).

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2-132)$$

Dimana $A_v = \frac{75\sqrt{f'_c}b_ws}{(1200)f_y}$ tidak boleh kurang dari $\frac{1}{3}\frac{b_ws}{f_y}$ dengan b_w dan s dalam milimeter. Kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih dari $\frac{2}{3}\sqrt{f'_c}b_wd$, spasi tulangan geser yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur tidak boleh lebih dari $d/2$ atau 600 mm.

2.9.14 Lentur dua arah (*biaxial bending*)

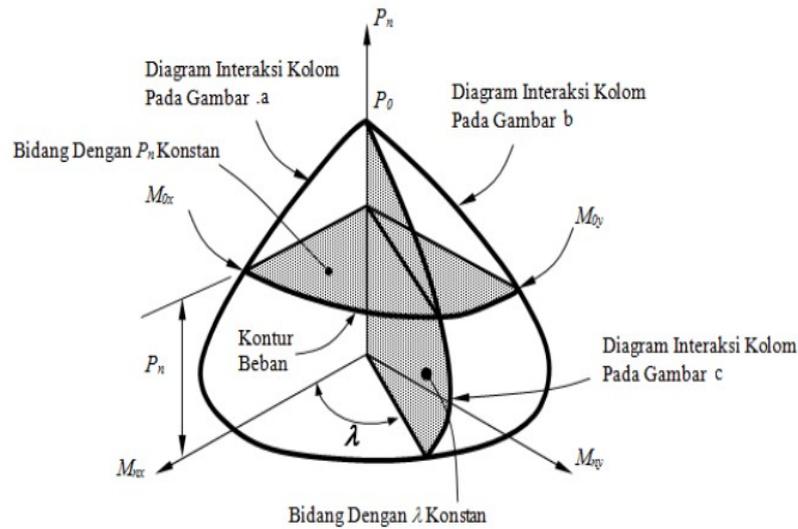
Apabila P_n bekerja pada sumbu y dengan eksentrisitas sebesar e_y (lihat Gambar 2.16 a), akan dihasilkan momen terhadap sumbu x yang besarnya adalah $M_{nx} = P_n e_y$ atau P_n dapat pula bekerja pada sumbu x dengan eksentrisitas e_x (Gambar 2.16.b) yang menghasilkan momen $M_{ny} = P_n e_x$. Namun beban P_n dapat juga bekerja pada suatu titik yang berjarak e_y terhadap sumbu x , dan berjarak e_x terhadap sumbu y (Gambar 2.16 c). Pada kasus terakhir ini, akan timbul beban kombinasi antara $P_n M_{nx} = P_n e_y$ dan $M_{ny} = P_n e_x$ pada kondisi ini dikatakan mengalami lentur dua arah (*biaksial bending*). Dari pembahasan diatas dapat dilihat pada gambar 2.16.



Gambar 2.16 (a) lentur satu arah terhadap sumbu x (b) lentur satu arah terhadap sumbu y (c) lentur dua arah

(Sumber : Setiawan, 2016)

Analisis dan desain dari penampang kolom yang mengalami lentur dua arah tidak mudah dilakukan dengan hanya menggunakan prinsip-prinsip dasar keseimbangan statika. Sumbu netral akan terletak pada suatu sudut tertentu dari sumbu x dan sumbu y , sehingga akan dibutuhkan perhitungan yang cukup panjang dan rumit untuk menentukan lokasi sumbu netral tersebut, regangan, dan gaya dalam beserta letak titik tangkap gaya tersebut. Kuat lentur dua arah dari kolom yang memikul beban aksial dapat dipresentasikan sebagai diagram interaksi tiga dimensi seperti pada Gambar 2.16, diagram interaksi untuk kasus lentur satu arah terhadap sumbu x (Gambar 2.16a) diplot pada bidang yang dibatasi oleh sumbu P_n dan M_{nx} demikian pula untuk lentur satu arah terhadap sumbu y , diagram interaksi dapat diplot pada bidang yang dibatasi oleh sumbu P_n dan M_{ny} . Dapat dilihat pada Gambar 2.17



Gambar 2.17 Diagram interaksi kolom yang mengalami lentur dua arah.
(Sumber : Setiawan, 2016)

Untuk kolom persegi yang mengalami lentur dua arah, terdapat beberapa metode pendekatan yang dapat digunakan. Metode-metode tersebut dijelaskan sebagai berikut:

1. Metode *Resiprokal Bresler*

Metode ini adalah metode analisis pendekatan yang dikembangkan oleh Boris Bresler dan sering disebut metode Resiprokal Bresler. Menurut metode ini, kapasitas beban dari kolom yang mengalami lentur dua arah dapat ditentukan dengan menggunakan Persamaan (2-133).

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_0} \tag{2-133}$$

Dengan :

P_n = beban nominal kolom pada saat lentur dua arah terjadi.

P_{nx} = beban tekan nominal yang bekerja dengan eksentrisitas e_y dengan $e_x = 0$

P_{ny} = beban tekan nominal yang bekerja dengan eksentrisitas e_x dengan $e_y = 0$

P_0 = beban tekan aksial murni dengan $e_x = e_y = 0$

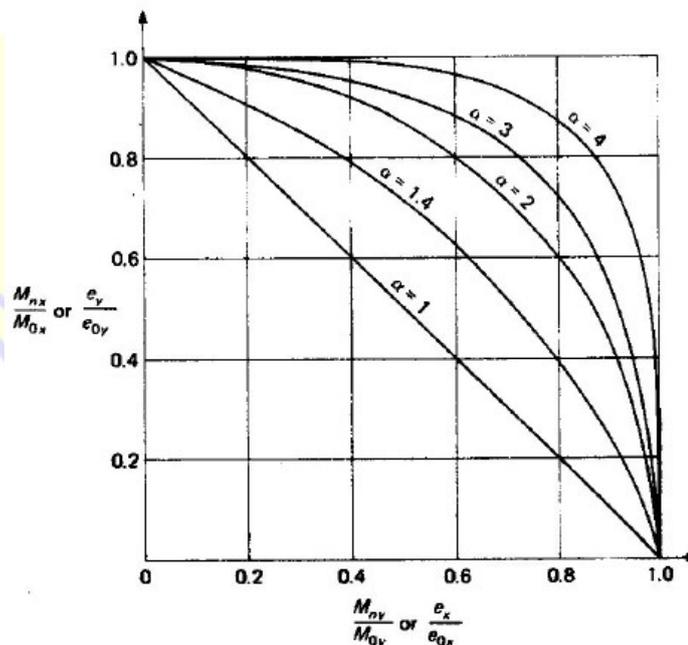
Nilai-nilai P_{nx} , P_{ny} dan P_{n0} dapat dihitung dengan metode-metode yang telah dijelaskan sebelumnya untuk kasus lentur satu arah. Persamaan bresler ini berlaku apabila P_n sama dengan atau lebih besar dari $0,1P_0$. Persamaan ini tidak berlaku apabila beban aksial yang bekerja adalah berupa beban aksial tarik.

2. Metode kontur beban *Bresler*

Pada metode ini, permukaan keruntuhan yang ditunjukkan pada Gambar 2.19 dipotong pada suatu sumbu nilai konstan P_n , yang memberikan hubungan antara M_{nx} dan M_{ny} . Dapat di gunakan pada persamaan (2-134)

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right)^\beta = 1,0 \quad (2-134)$$

Secara grafis untuk menentukan nilai M_{ny} dan M_{nx} dapat dilihat pada gambar 2.18.



Gambar 2.18 Kurvatur Interaksi untuk Persamaan (2-134)

(Sumber : Wang, 1986)

Nilai α dan β dapat bervariasi mulai dari 1,15 hingga 1,55 dan dapat diambil sebesar 1,5 untuk penampang persegi. Untuk penampang bujur sangkar α dan β dapat diambil sebesar 1,5. Bila tulangan memanjang didistribusikan merata pada keliling panampang, sehingga persamaan menjadi, dapat dilihat pada persamaan (2-135) :

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right)^{1,5} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right)^{1,5} = 1,0 \quad (2-135)$$

3. Metode kontur beban PCA

Metode ini dikembangkan oleh Portland Cement Associatoin, adalah pengembangan dari metode Bresler, sering disebut juga sebagai metode Parme. Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah persamann (2-136) dan (2-137):

$$\text{Jika } \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right) > \left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right) \text{ maka } \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right) + \left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right) \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) \quad (2-136)$$

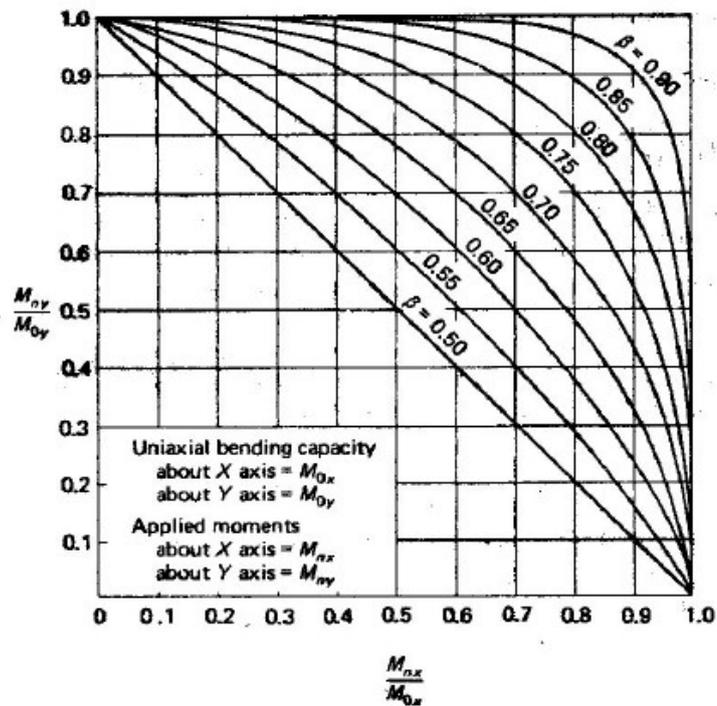
$$\text{Jika } \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right) < \left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right) \text{ maka } \left(\frac{M_{nx}}{M_{0x}}\right) + \left(\frac{M_{ny}}{M_{0y}}\right) \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) \quad (2-137)$$

Untuk keperluan desain, nilai β dapat diambil sebesar 0,65. Apabila pada penampang kolom persegi, tulangan memanjang didistribusikan secara seragam pada keempat sisinya, maka rasio M_{0y}/M_{0x} akan mendekati rasio b/h dengan b adalah lebar penampang dan h adalah tinggi penampang. Sehingga Persamaan (2-138) dan (2-139) menjadi :

$$M_{ny} + M_{nx} \left(\frac{b}{h}\right) \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) \approx M_{0y} \quad (2-138)$$

$$M_{nx} + M_{ny} \left(\frac{h}{b}\right) \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) \cong M_{0x} \quad (2-139)$$

Untuk mencari nilai Hubungan Interaksi untuk Lentur Biaksial dinyatakan dalam β_1 dapat dilihat pada gambar 2.19.



Gambar 2.19 Hubungan Interaksi untuk Lentur Biaksial dinyatakan dalam β_1

(Sumber : Wang, 1986)

2.9.15 Langkah-langkah desain kolom

2.9.15.1 Desain kolom metode *uniaksial*

1. Kolom Pendek

Langkah–langkah berikut dapat diikuti untuk perencanaan dan analisis apabila perilaku kolom tersebut ditentukan oleh kegagalan material dapat dilihat pada persamaan (2-142):

- Hitung beban aksial luar rencana P_u dan momen rencana M_u serta hitung juga eksentrisitas $e = M_u/P_u$, (2-142)
- Asumsikan ukuran penampang kolom. Dimensi kolom yang berupa pecahan (bukan bilangan bulat) sebaiknya dihindari.
- Asumsikan angka penulangan ρ antara 1% sampai 8% dan diperoleh luas tulangan.

- d. Hitung e_b untuk penampang yang diasumsikan ini akan tentukan jenis keruntuhannya, apakah diawali dengan lelehnya tulangan tarik atautkah dengan hancurnya beton tertekan.
- e. Periksa analisis apakah penampang tersebut sudah memenuhi atau belum. Apabila penampang tersebut tidak dapat memikul beban rencana atau terlalu besar maka ubahllah ukuran kolomnya dan atau tulangnya kemudian ulangi langkah (d) dan (e).

2. Kolom panjang

Langkah-langkah berikut ini dapat diikuti untuk perencanaan dan analisis apabila perilaku kolom tersebut ditentukan oleh pengaruh tekuk (lansing) :

- a. Tentukan apakah kolom dari rangka (*frame*) yang didesain dan di analisis diperkaku terhadap goyangan lateral atau tidak. Kemudian asumsikan ukuran penampang kolom.
- b. Hitung eksentrisitasnya dengan menggunakan yang terbesar dari momen ujung dan cek apakah sudah lebih besar dari eksentrisitas minimumnya. Apabila lebih kecil dari batas minimum gunakan harga minimum tersebut.
- c. Hitung angka kelangsingan kolom, kl_u/r dan tentukan apakah termasuk kolom lansing atautkah kolom pendek. Apabila kolom lansing da kelangsingannya tidak melebihi 100. Hitunglah momen yang diperbesar M_c . Dengan menggunakan momen ini hitunglah eksentrisitas ekuivalent yang dapat digunakan untuk merancang dan menganalisis kolom lansing ini seperti pada kolom pendek. Apabila kl_u/r lebih besar dari 100, digunakan analisis orde kedua.
- d. Diagram alir mengenai urutan perhitungan ini dapat dilihat pada lampiran.

2.9.15.2 Desain kolom metode biaksial

1. Kolom Pendek

Langkah-langkah berikut ini dapat dipakai sebagai petunjuk dalam desain dan analisis kolom pendek yang mengalami lentur pada arah x dan y :

- a. Hitung momen lentur ekuivalent dengan menganggap banyaknya tulangan pada masing-masing sisi sama. Asumsikan faktor konstanta interaksi β antara 0,5 dan 0,7. Serta asumsikan juga perbandingan b/h . Angka perbandingan ini dapat didekati dengan M_{ny}/M_{nx} . Tentukan momen uniaksial ekuivalent yang diperlukan M_{0x} atau M_{0y} . Apabila M_{nx} lebih besar dari M_{ny} gunakan M_{0x} untuk perencanaan dan analisis begitu pula sebaliknya.
- b. Asumsikan ukuran penampang melintang kolom dan angka penulangan $\rho = \rho'$ pada setiap dua sisi yang sejajar dengan sumbu lentur atau momen uniaksial ekuivalent yang terbesar. Tentukan penulangan perencanaan dan hitung pula kapasitas P_n penampang yang telah diasumsikan tadi. Hasil akhir memberikan jumlah tulangan memanjang yang dipakai pada keempat sisi harus sama.
- c. Hitung kekuatan momen nominal aktual M_{oxn} untuk momen lentur uniaksial ekuivalent terhadap sumbu x , dimana $M_{oy} = 0$. Besarnya tidak boleh lebih kecil dari kekuatan momen yang diperlukan M_{0x} .
- d. Hitung kekuatan momen nominal aktual untuk momen lentur uniaksial ekuivalent terhadap sumbu y , dimana $M_{oy} = 0$.
- e. Carilah M_{ny} dengan memasukkan harga M_{nx}/M_{0x} dan β .
- f. Lakukan coba-coba dan penyesuaian berikutnya dengan memperbesar harga β apabila M_{ny} yang diperoleh dari diagram lebih kecil daripada M_{ny} yang diperlukan. Langkah-langkah tadi diulangi sampai harga M_{ny} hasil hitungan melebihi atau sama dengan M_{ny} yang diperlukan baik dengan cara mengubah-ubah harga β maupun penampang dan tulangnya.

2. Kolom panjang

Langkah-langkah berikut ini dapat dipakai sebagai petunjuk dalam desain dan analisis kolom panjang yang mengalami lentur pada arah x dan y :

- a. Tentukan apakah kolom dari rangka (*frame*) yang didesain dan dianalisis, diperkaku terhadap goyangan lateral atau tidak serta tentukan beban-beban yang bekerja dan ukuran penampang.
- b. Hitung eksentrisitasnya akibat beban gravitasi dengan menggunakan momen yang terbesar pada arah x dan y . Periksalah bahwa eksentrisitas yang terjadi lebih besar daripada eksentrisitas minimum atau tidak. Apabila eksentrisitasnya lebih kecil maka gunakan harga minimum tersebut.
- c. Klasifikasikan kolom tersebut dengan menghitung angka kelangsingannya. Jika berupa kolom panjang dan angka kelangsingannya tidak melebihi 100 hitunglah momen yang diperbesar M_u pada arah x (M_{ux}) dan pada arah y (M_{uy}). Hitung juga beban aksial rencana P_u yang sudah merupakan beban kombinasi.
- d. Selanjutnya dengan harga-harga yang diperoleh ini, desain dan analisislah kolom panjang tersebut seperti pada kolom pendek akibat beban *biaksial*.

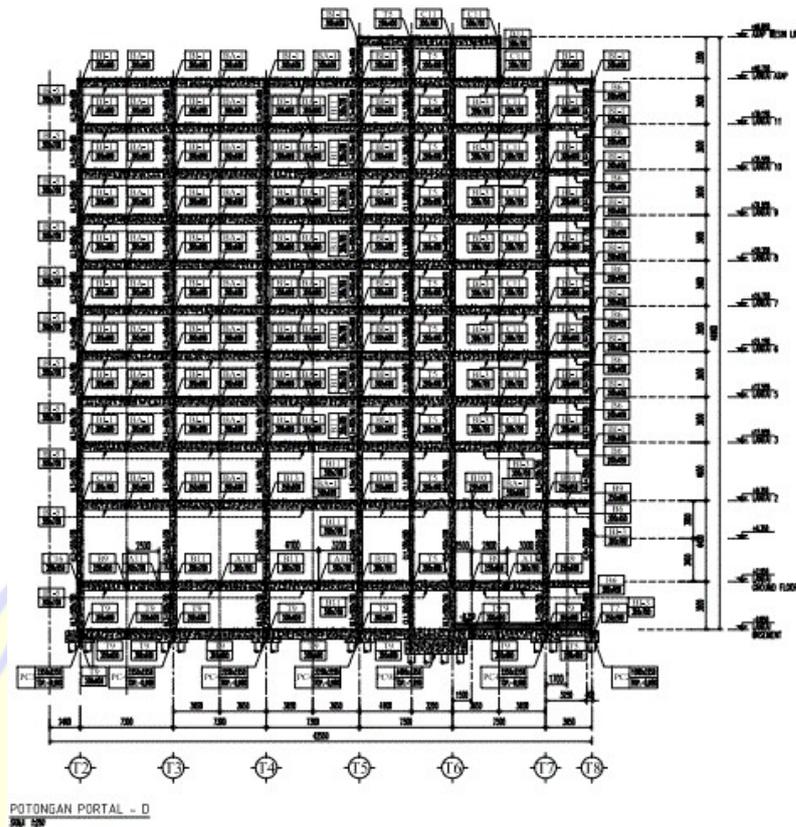
BAB III METODE PENELITIAN

3.1 Deskripsi Model Struktur

Lombok Astoria merupakan struktur gedung yang difungsikan sebagai penginapan. Bangunan tower hotel ini terdiri dari 11 lantai. Struktur bangunan ini dirancang dengan menggunakan konstruksi beton. Dalam tugas akhir ini akan dilakukan analisa ulang kolom dengan menggunakan metode *biaxial* dan *uniaxial*. Adapun gambar lokasi gedung Hotel Lombok Astoria mataram dapat di lihat pada gambar. 3.1



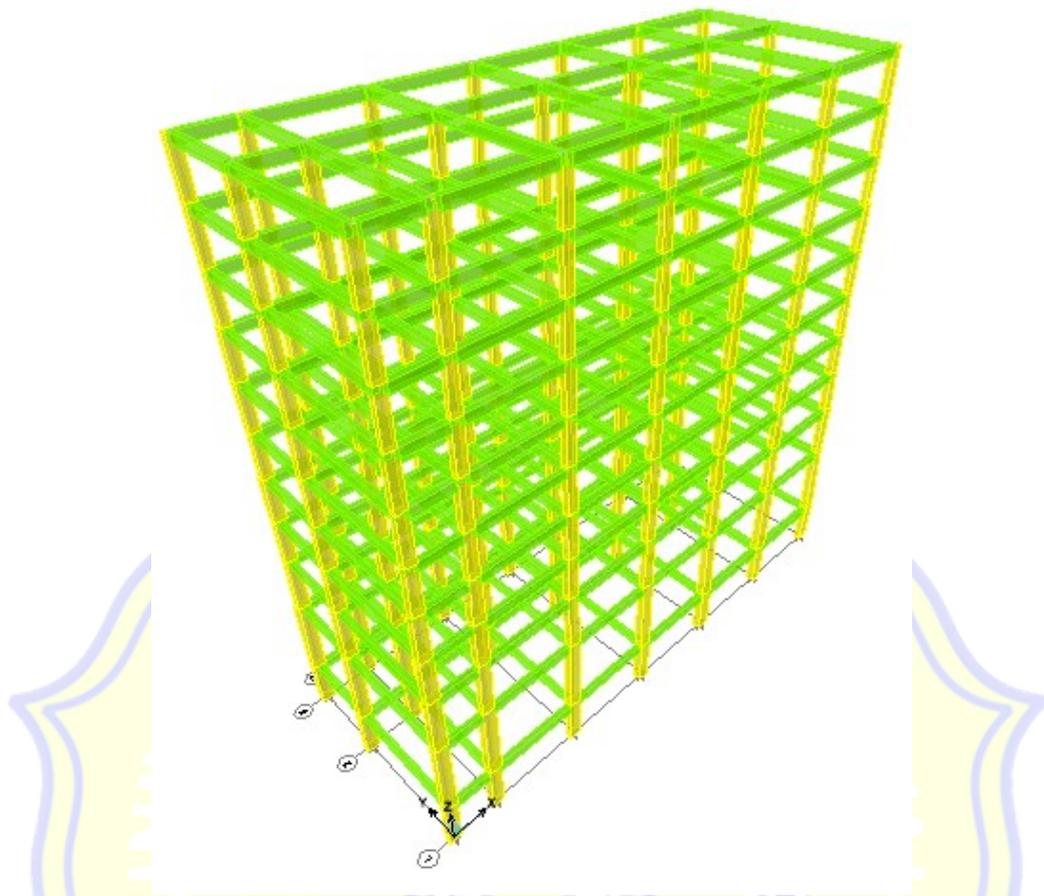
Gambar 3.1 Lokasi penelitian
(Sumber : Google Maps 2022)



Gambar 3.3 Potongan memanjang

(Sumber : Ahmad, 2021)

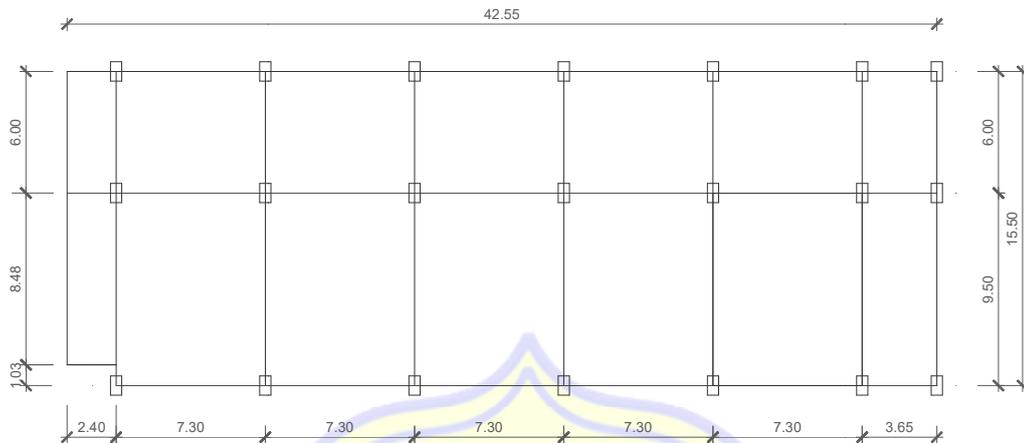
Struktur bangunan utama untuk Hotel Lombok Astoria ini direncanakan dengan sistem portal ruang atau portal terbuka dan kolom terjepit kaku pada fondasi. Struktur dianalisis dengan menggunakan program ETABS V.9. Dimodelkan 3 dimensi dapat dilihat pada gambar 3.4 , dan gambar denah lantai 1-2 , gambar denah kolom dapat dilihat seperti pada Gambar 3.5 -3.6



Gambar 3.4 Pemodelan 3 dimensi Struktur
 (Sumber : Etabs V.9, 2022)



Gambar 3.5 Denah lantai 1 – 11
 (Sumber : Autocad, 2022)



Gambar 3.6 Denah kolom lantai 1-11

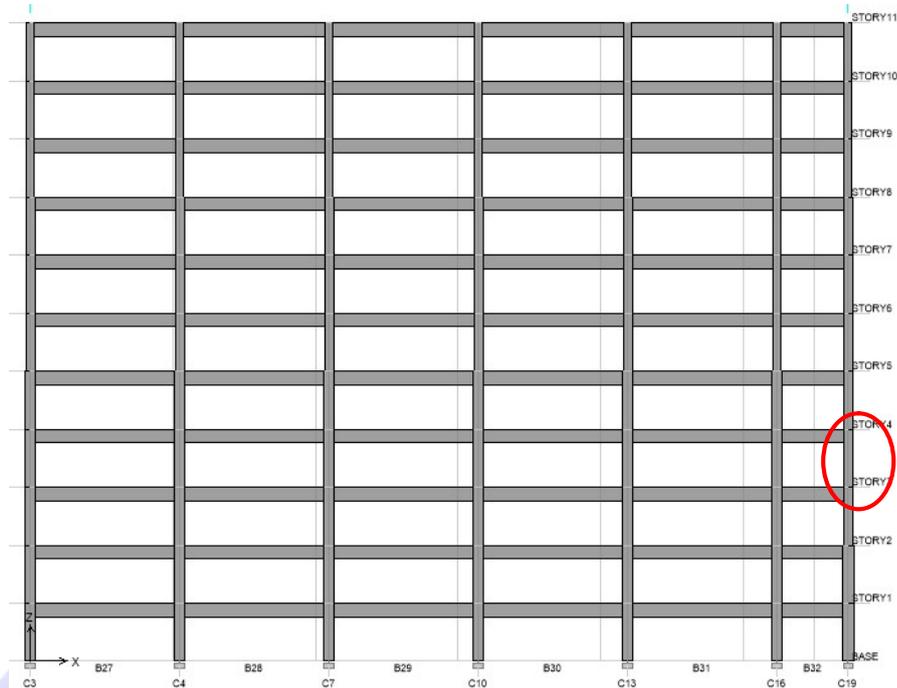
(Sumber : Autocad, 2022)

Struktur kolom utama untuk Hotel Lombok Astoria ini direncanakan dengan sistem portal ruang atau portal terbuka dan kolom terjepit kaku pada fondasi. Struktur dianalisis dengan menggunakan program ETABS V.9. Dapat dilihat untuk posisi kolom yang di analisis pada gambar 3.7- 3.10.



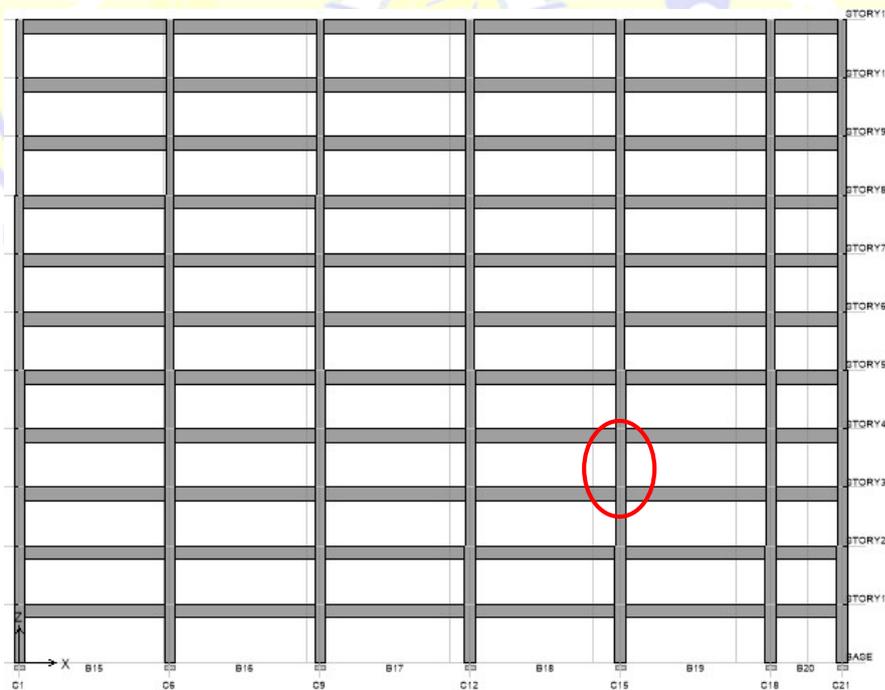
Gambar 3.7 Posisi Kolom di Analisa pada lantai 3.

(Sumber : ETABS V.9 2022)



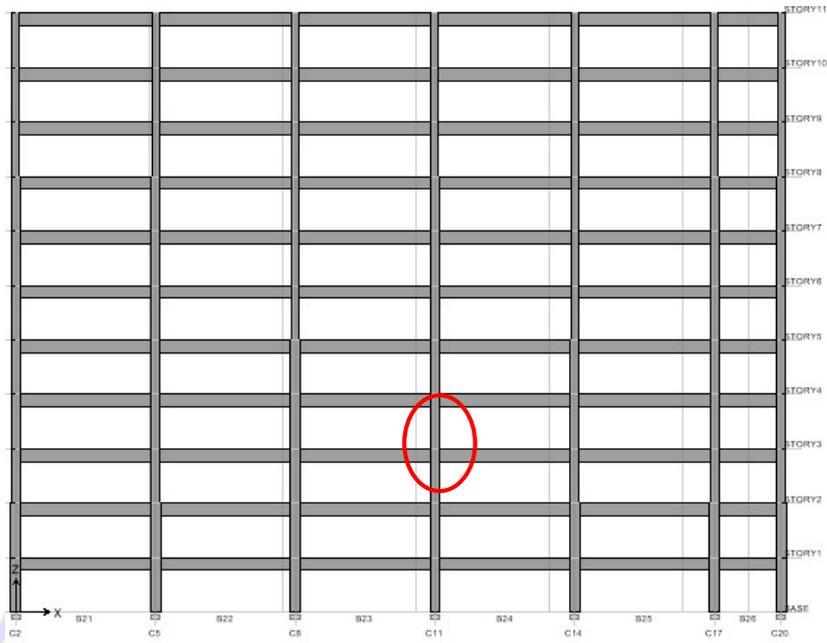
Gambar 3.8 Posisi kolom pojok C19 di analisa pada lantai 3.

(Sumber : ETABS V.9 2022)



Gambar 3.9 Posisi kolom tepi C15 di analisa pada lantai 3.

(Sumber : ETABS V.9 2022)



Gambar 3.10 Posisi kolom tengah C11 di analisa pada lantai 3.

(Sumber : ETABS V.9 2022)

3.2.3 Data bahan

1. Mutu beton

Mutu beton yang digunakan pada balok, kolom, pelat lantai struktural serta konstruksi beton bertulang lainnya adalah mutu beton dengan kuat tekan (f'_c) = 30 Mpa.

2. Mutu baja tulangan

Baja tulangan yang digunakan pada gedung Hotel Lombok Astoria ini adalah baja tulangan ulir dengan kuat leleh (f_y) = 400 MPa dan baja tulangan polos dengan kuat leleh (f_y) = 240 Mpa.

3. Modulus elastisitas beton

Mutu beton dengan kuat tekan (f'_c) = 30 MPa = $4700\sqrt{f'_c}$ = 25742.960 MPa.

4. Gambar kerja

- Denah balok
- Denah kolom

3.2.4 Pembebanan

Perencanaan pembebanan pada struktur gedung Hotel Lombok Astoria ini berdasarkan SNI-2847-2019 dan SNI-1726-2019. Beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan antara lain :

1. Beban mati

Beban mati adalah seluruh bagian dari komponen struktur bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan tersebut selama masa layannya, termasuk berat sendiri struktur. Sebagai contoh berat sendiri balok, kolom, pelat lantai, dinding, atap, jendela, plumbing, peralatan elektrikal dan lain sebagainya. Beban mati yang diperhitungkan untuk struktur bangunan ini yaitu berdasarkan SNI-2847-2019.

2. Beban hidup lantai dan atap

Beban hidup merupakan beban yang juga mempengaruhi pembebanan struktur gedung hotel. Yang termasuk beban hidup adalah beban berat manusia dan perabotnya atau beban menurut fungsinya. Beban hidup struktur gedung direncanakan pada pelat lantai, balok dan kolom berdasarkan SNI-2847-2019.

3. Beban gempa

Beban gempa adalah beban yang dipengaruhi oleh gempa bumi. Untuk perencanaan beban gempa Hotel Lombok Astoria ini, direncanakan terhadap pembebanan gempa akibat pengaruh gempa rencana dalam arah pembebanan sesuai SNI-1726-2019 dengan metode dinamik Respon Spektrum.

3.3 Tahap perencanaan

3.3.1 Analisa respon spectrum

Pada analisis respon spektrum gempa, dapat dilakukan dengan otomatis. Data respon spektrum wilayah gempa dapat diperoleh melalui alamat [website, www.puskim.pu.go.id](http://www.puskim.pu.go.id). Lokasi bangunan termasuk kelas situs SE (kondisi tanah lunak) dapat dilihat pada gambar 3.11

Parameter percepatan respon gempa yang di petakan hasil output *website puskim PU* terhadap tanah lunak :

- $PGA (g) = 0.437$

- $SS (g) = 0.962$

- $S1 (g) = 0.386$

- $Fa = 0.946$

- $Fv = 2.458$

- $S_{MS} (g) = 0.91$

- $S_{M1} (g) = 0.948$

- $S_{DS} (g) = 0.607$

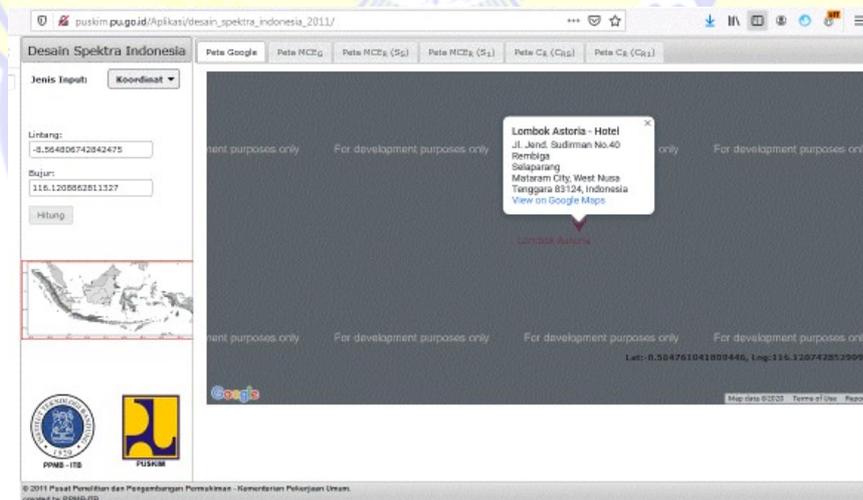
- $S_{D1} (g) = 0.632$

- $T_0 (\text{detik}) = 0.208$

- $T_S (\text{detik}) = 1.042$

Untuk menentukan langkah-langkah respons spectrum sebagai berikut:

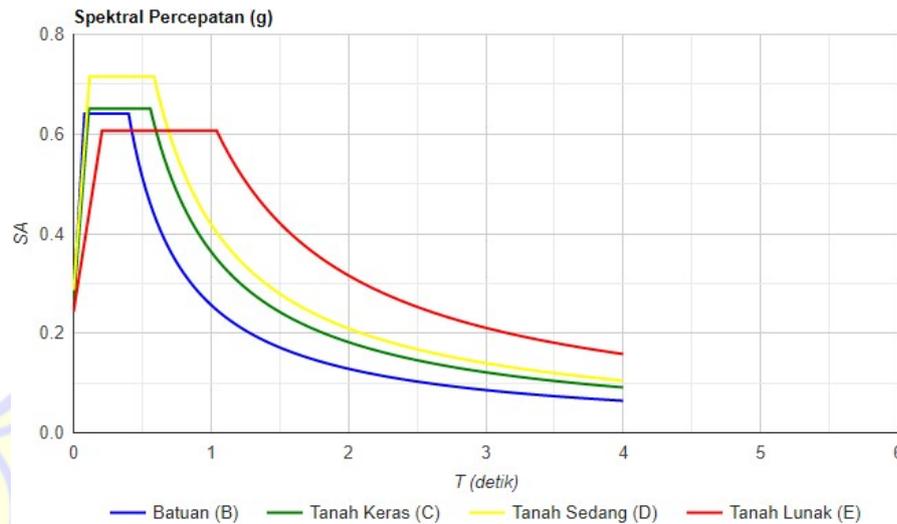
- Klik http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/ dapat dilihat pada gambar 3.11 berikut



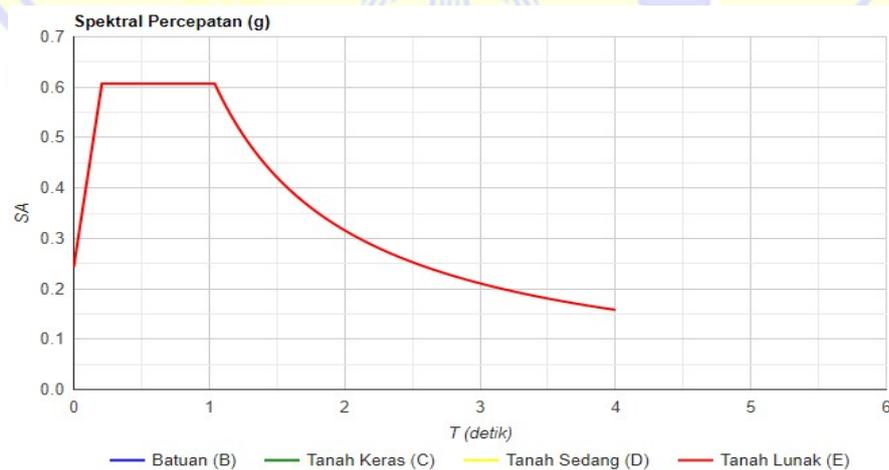
Gambar 3.11 Lokasi desain spektra Indonesia

(Sumber : Analisa 2022)

- Menentukan tempat/lokasi yang ingin ditinjau
- Kemudian analisa/pilih opsi hitung
- Selanjutnya akan muncul hasil perhitungan seperti pada gambar 3.12 dan gambar 3.13



Gambar 3.12 Grafik spektral percepatan
(Sumber : Hasil analisa 2022)



Gambar 3.13 Grafik spektral percepatan tanah lunak, SE
(Sumber : Hasil analisa 2022)

- Memilih Jenis tanah, SE (Tanah lunak)
- Kemudian mengambil/copy data hasil perhitungan percepatan tanah dan percepatan *spectrum* ke Excel
- Menghitung data dengan aplikasi Excel sesuai rumus yang di berikan sesuai dengan gambar 3.14

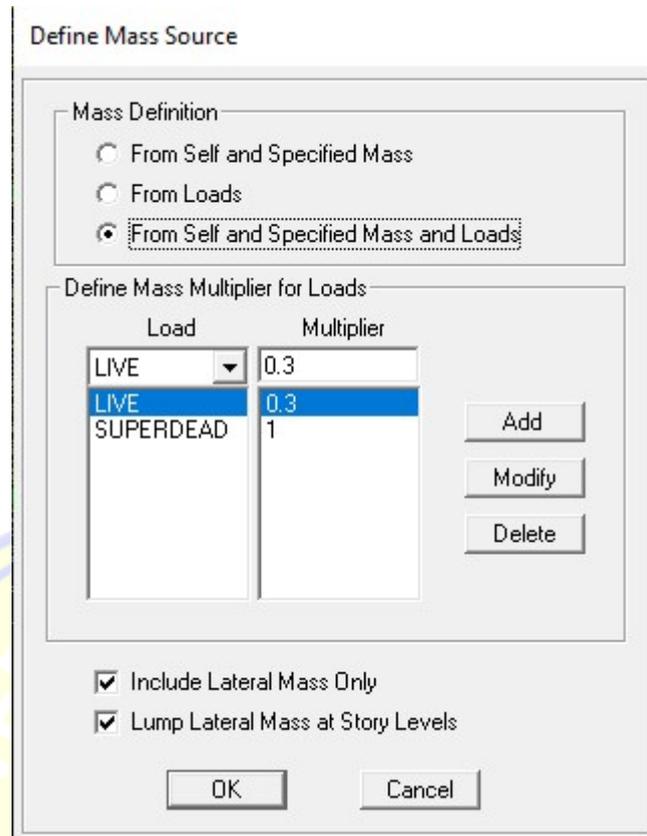
T (detik)	Sa (g)	T (detik)	Sa (g)
0	0.286	0	0.286
T ₀	0.715	0.117	0.715
T _s	0.715	0.586	0.715
T _s +0	0.611	0.586	0.611
T _s +0.1	0.533	0.686	0.533
T _s +0.2	0.473	0.786	0.473
T _s +0.3	0.425	0.886	0.425
T _s +0.4	0.386	0.986	0.386
T _s +0.5	0.353	1.086	0.353
T _s +0.6	0.326	1.186	0.326
T _s +0.7	0.302	1.286	0.302
T _s +0.8	0.282	1.386	0.282
T _s +0.9	0.264	1.486	0.264
T _s +1	0.248	1.586	0.248
T _s +1.1	0.234	1.686	0.234
T _s +1.2	0.222	1.786	0.222
		1.886	0.211

Gambar 3.14 Tabel perhitungan percepatan tanah

(Sumber : Hasil analisa 2022)

a. *Mass source*

- Input data ke aplikasi ETABS. V.9
- Klik Menu- *Define-mass source* - pada *mass definition* pilih *from self and specified mass and load*- pada *define mass multiplier for load* - pilih *live* dengan *multiplier* untuk menentukan massa gedung 0,3.
- klik – *Add* – *ok*. Dapat lihat pada gambar 3.15



Gambar 3.15 Menentukan massa gedung

(Sumber : Hasil analisa ETABS V.9 2022)

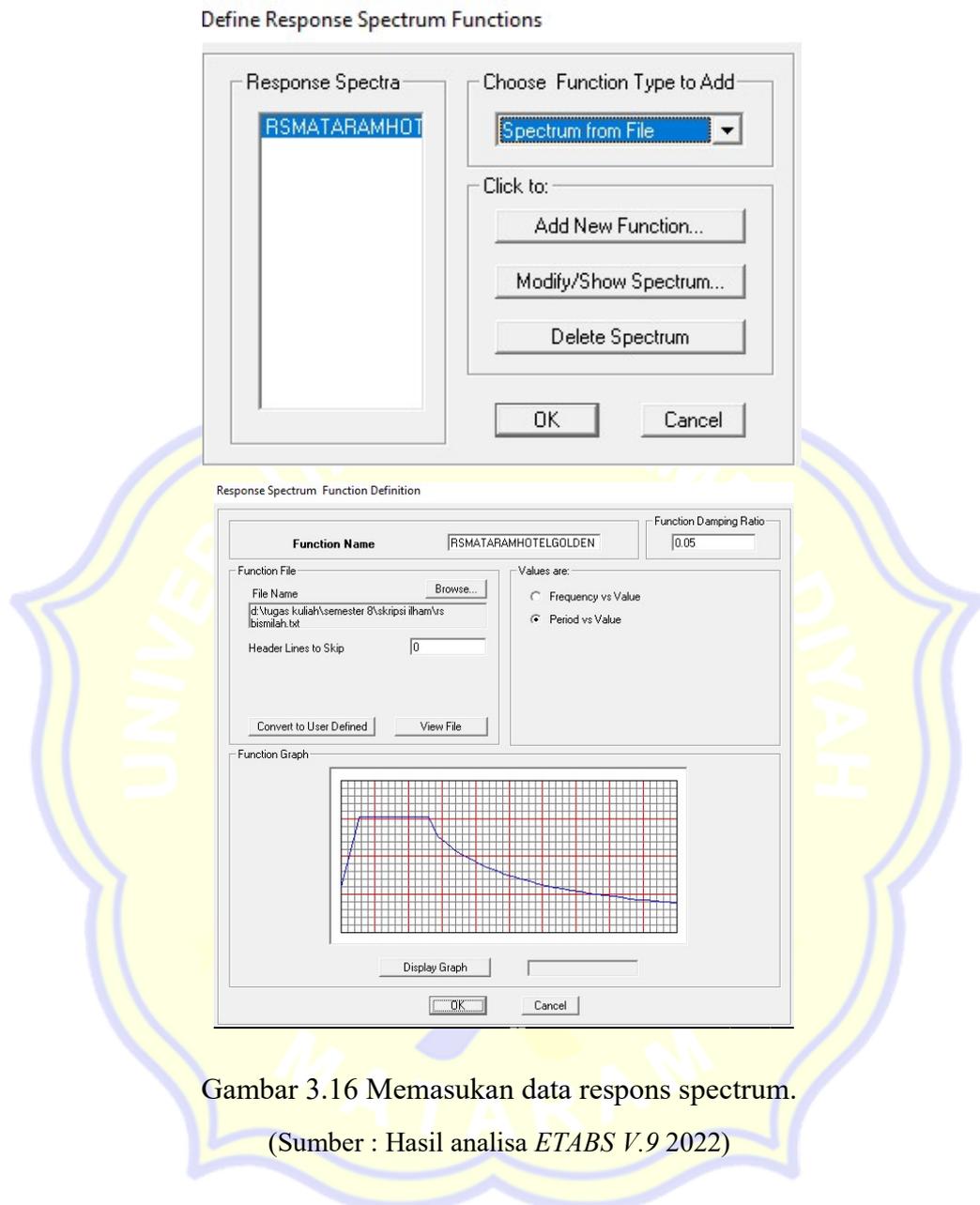
b. *Respon Spectrum function*

Input Data Respon Spektrum Respon Spektrum Gempa Rencana

Pada analisa respon spectrum gempa, dapat dilakukan dengan otomatis data respon spectrum wilayah gempa dapat diperoleh melalui website www.puskim.pu.go.id penginputan data respon spectrum ke dalam ETABS V.9 dilakukan dengan cara berikut

- Klik menu-*Define-Respon Spectrum function* - pada *Choose Function Type to Add* pilih – *Spectrum from file* – *Add New Function* – *Browse* – cari file *Notepad* yg sudah d buat sebelumnya – kemudian pilih *period vs value pada values are – display graph* – pada *function Damping ratio* sebesar 0,5

- klik ok, seperti pada gambar 3.16.



Gambar 3.16 Memasukan data respons spectrum.

(Sumber : Hasil analisa ETABS V.9 2022)

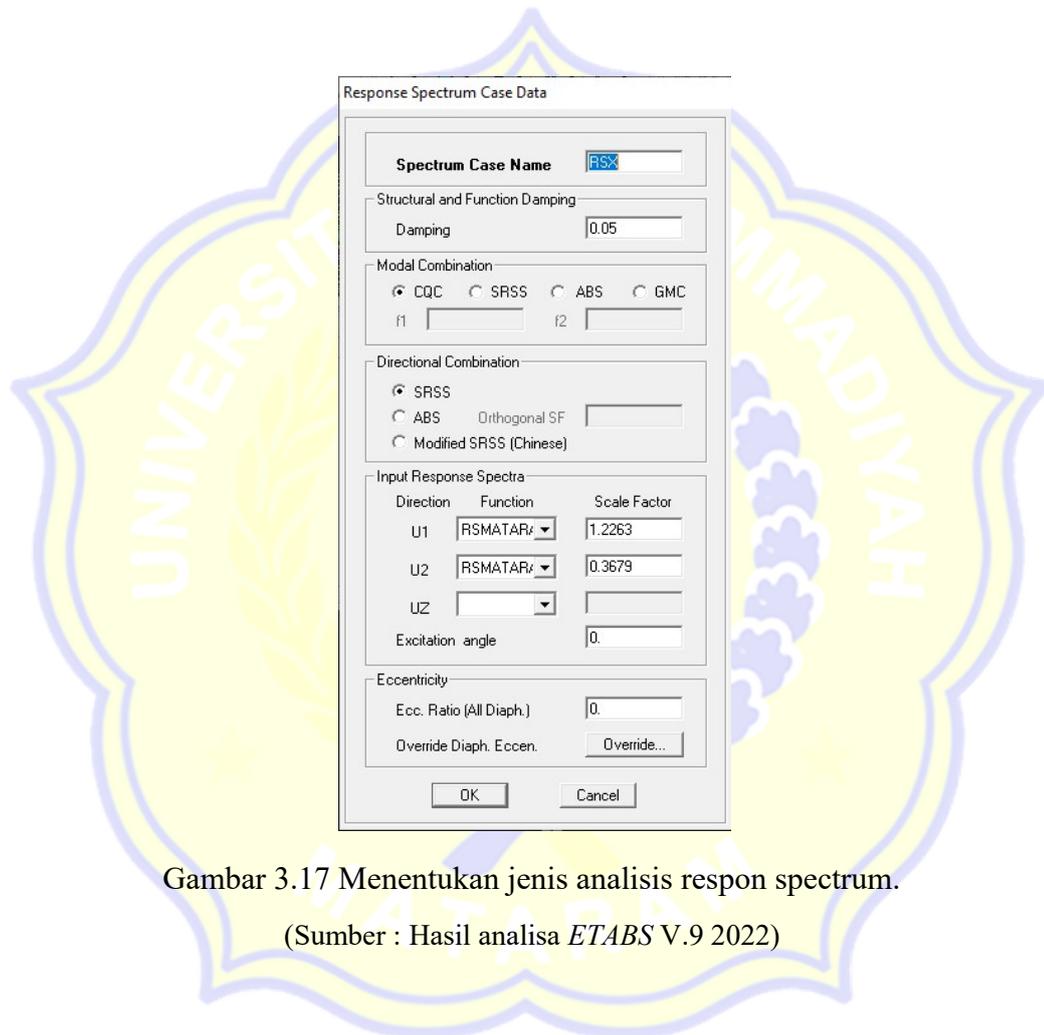
c. *Response Spectrum cases*

Spectrum case name RSX

- Klik menu-*Define-Response Spectrum Cases – Add new Spectrum – Spectrum Case Name* isi dengan *RSX* – isi *Damping 0.05* – *Modal Combination* pilih *CQC*- isi *U1* dan *U2*
- Klik Ok dapat dilihat pada gambar 3.13

Spectrum case name RSY

- Klik menu-*Define-Respon Spectrum Cases – Add new Spectrum* – *Spectrum Case Name* isi dengan *RSY* – isi *Damping 0.05* – *Modal Combination* pilih *CQC*- isi *U1* dan *U2*
- Klik *Ok* dapat dilihat pada gambar 3.17



Gambar 3.17 Menentukan jenis analisis respon spectrum.

(Sumber : Hasil analisa ETABS V.9 2022)

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name: RSY

Structural and Function Damping
Damping: 0.05

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1: f2:

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF:
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RSMATARz	0.3679
U2	RSMATARz	1.2263
UZ		

Excitation angle: 0

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.): 0
 Override Diaph. Eccen.: Override...

OK Cancel

Gambar 3.18 Menentukan jenis analisis respon spectrum.

(Sumber : Hasil analisa ETABS V.9 2022)

Masukan data-data:

- Pada *Modal Combination* pilih CQC (*Complete Quadratic Combination*) dan pada *Directional Combination* pilih SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*)
- Pada Load Applied pilih fungsi respon spectrum yang telah dibuat dan masukkan factor skala (Fs)

$$G = \text{Nilai Gravitasi} = 9,8 \text{ m/s}^2$$

I = Faktor Keutamaan (SNI-1726-2012) = Termasuk Kategori (II)

Dengan Nilai Faktor Keutamaan (I) = 1

R= Faktor Reduksi Gempa (SNI-1726-2012 Hal 36) = Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus Dengan Nilai Faktor Reduksi Gempa (R)= 8

Data (PPURG)

Faktor reduksi beban hidup untuk gedung hunian adalah = 0,3

$$Sf = \frac{I \times g}{R}$$

Arah x :

$$\text{scale faktor U1 = x, } Sf_x(1) = \frac{1 \times 9,8}{8} = 1,225 \text{ m/s}^2$$

$$\text{scale faktor U2 = y, } Sf_x(0,3) = \frac{1 \times 9,8}{8} = 0,367 \text{ m/s}^2$$

Arah y :

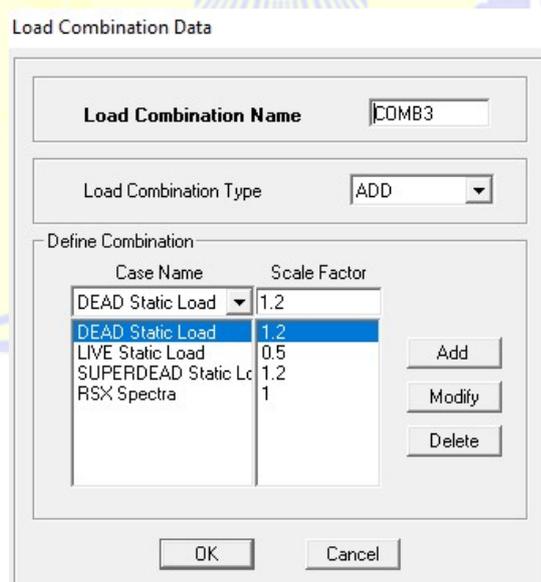
$$\text{scale faktor U1 = x, } Sf_x(0,3) = \frac{1 \times 9,8}{4,5} = 0,367 \text{ m/s}^2$$

$$\text{scale faktor U2 = y, } Sf_x(1) = \frac{1 \times 9,8}{4,5} = 1,225 \text{ m/s}^2$$

d. *Load combinations*

- *Klik menu Define – pilih Load Combination- pilih Add New Combo.*

akan muncul dialog box seperti gambar 3.19, contoh pada combo3.

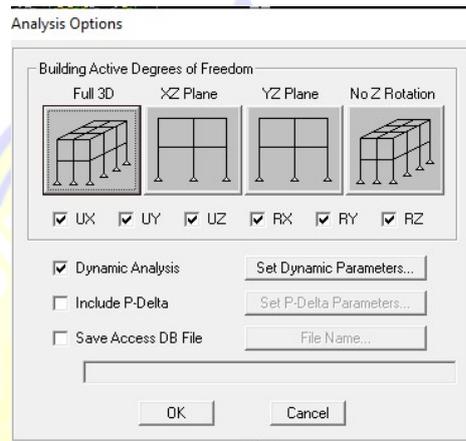


Gambar 3.19 Menentukan jenis analisis respon spectrum.

(Sumber : Hasil analisa ETABS V.9 2022)

e. *Analyze*

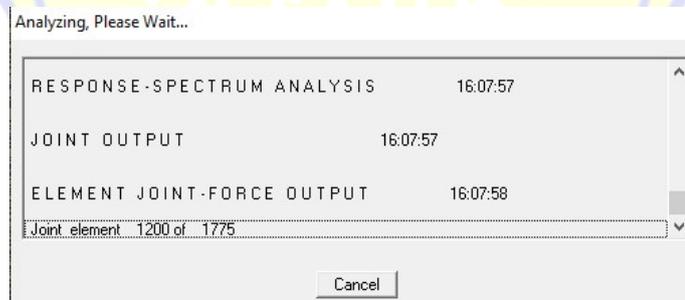
- *Analyze/Set Analysis Options* maka akan muncul box dialog seperti gambar 3.20, sebagai *Space Frame*.
- *Pilih full 3D – klik ok*



Gambar 3.20 Menentukan set analisis options
(Sumber : Hasil analisa *ETABS V.9 2022*)

f. *Run Analysis*

Analyze/Run Analysis Option (F5), untuk memulai perintah menganalisis model struktur yang dibuat dalam program *ETABS V.9* ini, dimana dialog box loading muncul seperti pada gambar 3.21



Gambar 3.21 Analisis Case To Run
(Sumber : Hasil analisa *ETABS V.9 2022*)

3.3.2 Mendimensi element struktur ,balok dan kolom

- a. Mendimensi balok
- b. Mendimensi kolom

3.3.3 Perencanaan pelat

- a. Perencanaa tebal pelat lantai
- b. Menghitung pembebanan pada pelat
- c. Menghitung momen pelat
- d. Menghitung penulangan pelat
- e. Menghitung luas tulangan pelat
- f. Menghitung jarak tulangan pelat
- g. Pendistribusian beban pelat

3.3.4 Perencana balok

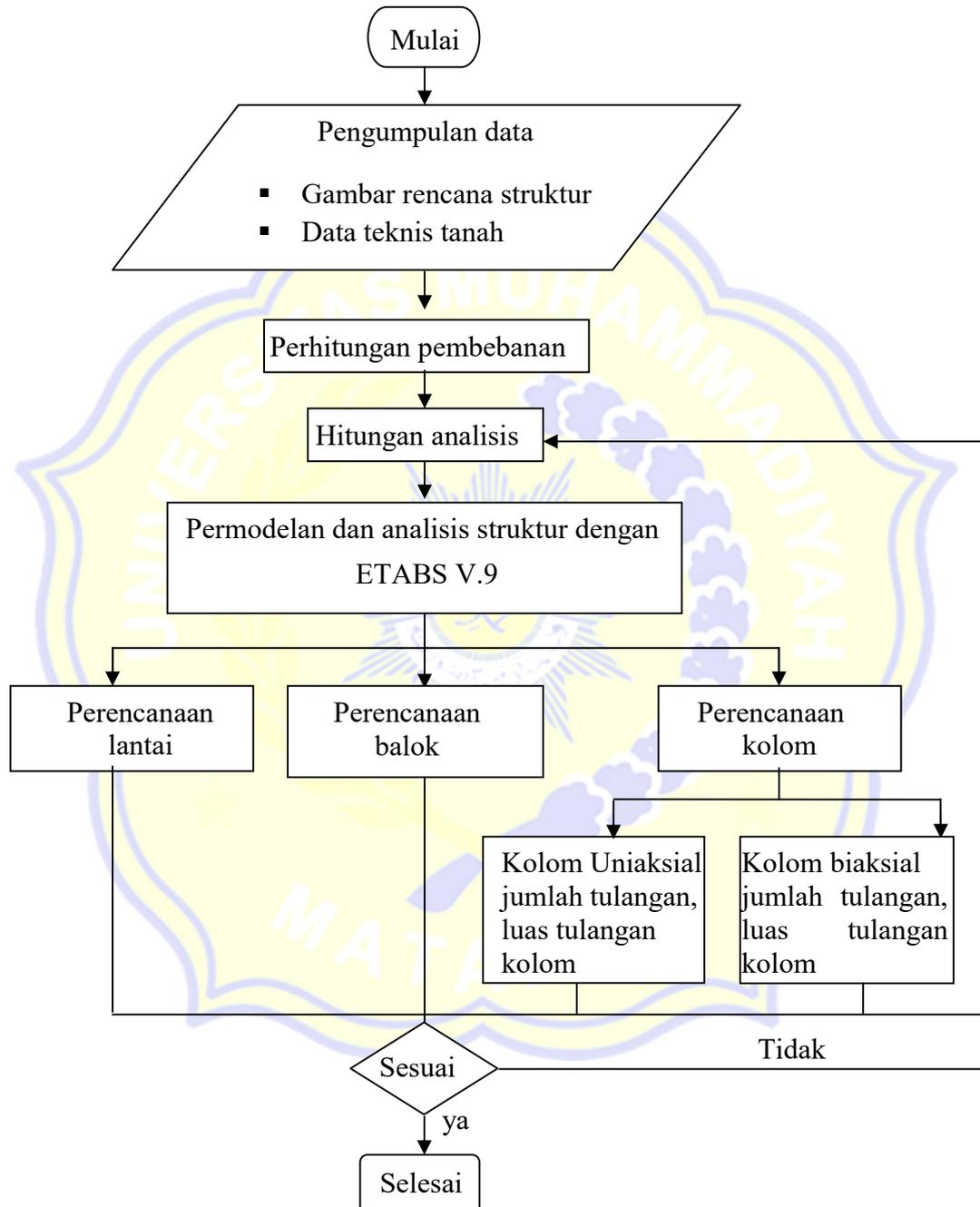
- a. Menghitung tulangan balok
- b. Cek daktilitas
- c. Cek tulangan sudah leleh atau belum
- d. Menghitung jarak sengkang
- e. Gaya geser yang mampu di tahan oleh beton (V_c)
- f. Gaya geser yang ditahan sengkang (baja)

3.3.5 Perencanaan kolom

- a. Menghitung dimensi kolom
- b. Menghitung pembebanan kolom
- c. Menghitung jumlah tulangan kolom
- d. Menghitung luas tulangan kolom
- e. Menghitung rasio tulangan kolom

3.4 Bagan Alir Analisa

Untuk memudahkan dalam menganalisa dan lebih terarahnya pembahasan maka dibuat bagan alir analisis studi dapat dilihat pada gambar 3.22



Gambar 3.22 Bagan alir perencanaan.

(Sumber : Penulis 2022)