

SKRIPSI
STUDI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG UNIVERSITAS ISLAM
NEGERI MATARAM DENGAN MENGGUNAKAN PELAT CENDAWAN,
DI JALAN GAJAH MADA NO.100, PAGESANGAN MATARAM

Diajukan Sebagai Syarat Menyelesaikan Studi
Pada program Studi Teknik Sipil Jenjang Strata I
Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Mataram



DISUSUN OLEH :
INDRA PRATAMA
416110081

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM

2020

LEMBAR PERNYATAAN

Dengan ini menyatakan dengan sebenarnya bahwa :

1. Skripsi dengan judul "*Studi Perancangan Struktur Gedung Universitas Islam Negeri Mataram Dengan Menggunakan Pelat Cendawan, Di Jalan Gajah Mada No.100, Pagesangan Mataram*" 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, 9 Agustus 2020

Pembuat pernyataan,



INDRA PRATAMA

NIM : 416110081

HALAMAN PENGESAHAN PEMBIMBING

SKRIPSI

**STUDI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG UNIVERSITAS ISLAM
NEGERI MATARAM DENGAN MENGGUNAKAN PELAT CENDAWAN, DI
JALAN GAJAH MADA NO.100, PAGESANGAN MATARAM**

Disusun Oleh:

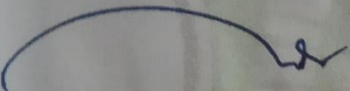
INDRA PRATAMA

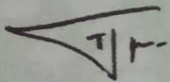
416110081

Mataram, 2 Agustus 2020

Pembimbing I,

Pembimbing II,


Dr. Eng. Hariyadi, ST., M.Sc (Eng)
NIDN. 0027107301


Titik Wahyuningsih, ST., MT
NIDN. 0819097401

Mengetahui,

**UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM
FAKULTAS TEKNIK**

Dekan,



Dr. Eng. Islamy Rusyda, ST., MT
NIDN. 0824017501

HALAMAN PENGESAHAN PENGUJI

SKRIPSI

**STUDI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG UNIVERSITAS ISLAM
NEGERI MATARAM DENGAN MENGGUNAKAN PELAT CENDAWAN, DI
JALAN GAJAH MADA NO.100, PAGESANGAN MATARAM**

Yang Dipersiapkan dan Disusun Oleh:

NAMA : INDRA PRATAMA

NIM : 416110081

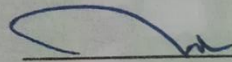
Telah dipertahankan didepan Tim Penguji

Pada hari : Kamis, 13 Agustus 2020

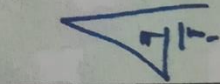
Dan dinyatakan telah memenuhi syarat

Susunan Tim Penguji

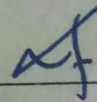
1. Penguji I : Dr. Eng. Hariyadi, ST., M.Sc (Eng)



2. Penguji II : Titik Wahyuningsih, ST., MT



3. Penguji III : Dr. Eng. M. Islamy Rusyda, ST., MT



Mengetahui,

**UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MATARAM
FAKULTAS TEKNIK**



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

NIP. 0324017501

MOTTO

“Banyak orang gagal dalam hidup karena tidak menyadari seberapa dekat mereka dengan kesuksesan ketika mereka menyerah”



UCAPAN TERIMA KASIH

Tugas akhir ini dapat terselesaikan berkat bantuan dan dorongan baik moril maupun materil dari berbagai pihak, oleh karena itu pada kesempatan ini penulis mengucapkan terimakasih yang setulus-tulusnya kepada :

1. Dr. H. Arsyad Abd Gani, M.Pd selaku Rektor Universitas Muhammadiyah Mataram.
2. Dr. Eng. M. Islamy Rusyda, ST., MT. selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.
3. Titik Wahyuningsih, S.T.,M.T., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.
4. Dr. Eng. Hariyadi, ST., M.Sc (Eng). selaku Dosen Pembimbing Utama.
5. Titik Wahyuningsih, S.T.,M.T., selaku Dosen Pembimbing Pendamping.
6. Seluruh staf dan pegawai sekertariat Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.



KATA PENGANTAR

Puji syukur penyusun panjatkan kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, atas segala berkat, bimbingan dan karunia-Nya, sehingga penyusun Tugas Akhir dengan judul “Studi Perancangan Struktur Gedung Universitas Islam Negeri Mataram Dengan Menggunakan Pelat Cendawan, Di Jalan Gajah Mada No.100, Pagesangan Mataram “ dapat terselesaikan. Tugas akhir ini merupakan salah satu persyaratan akademis yang wajib dibuat untuk menyelesaikan program S-1 pada jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Mataram.

Penulis menyadari bahwa penulisan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangannya dan masih jauh dari kesempurnaan, oleh karena itu pendapat dan saran yang membangun dari berbagai pihak sangat diharapkan untuk kelancaran penelitian dan penyempurnaan penulisan selanjutnya. Ucapan terima kasih yang tak terhingga disampaikan kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan penulisan Tugas akhir ini. Akhir kata semoga karya ini bisa bermanfaat bagi pembacanya.

Mataram, 2 Agustus 2020

Penulis,

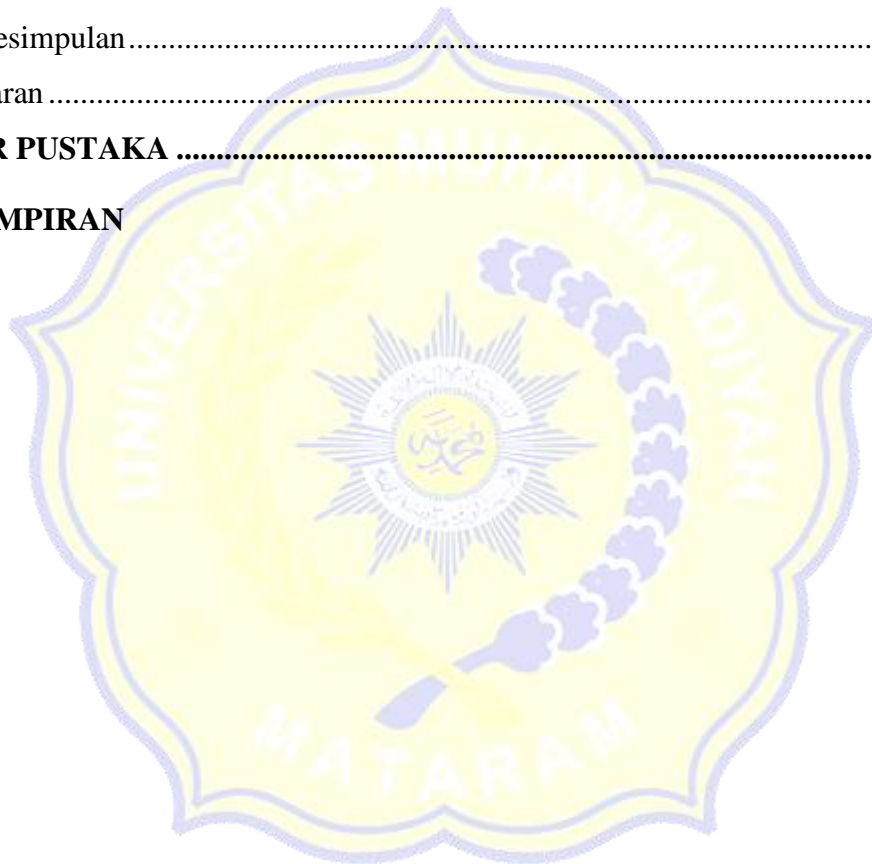
INDRA PRATAMA
NIM : 416110081

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PERNYATAAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN.....	iii
LEMBAR PENGESAHAN PENGUJI	iv
MOTTO	v
UCAPAN TERIMA KASIH	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL.....	xi
DAFTAR GAMBAR.....	xiii
DAFTAR NOTASI.....	xiv
ABSTRAK.....	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Perencanaan.....	2
1.4 Batasan Perencanaan	2
BAB II LANDASAN TEORI	4
2.1 Tinjauan Pustaka	4
2.2 Landasan Teori.....	5
2.2.1 Struktur Pelat Lantai Cendawan.....	5
2.2.2 Pembebanan	6
2.2.3 Analisa Struktur Pelat Cendawan (<i>flat slab</i>).....	33
2.2.4 Kolom.....	34
2.2.5 Hubungan <i>Flat Slab</i> – Kolom	34
2.2.6 Arah Beban Gempa	35
2.3 Kombinasi Beban Terfaktor	36
2.4 Simpangan Antar Lantai Tingkat Ijin.....	37
2.5 Faktor Reduksi Kekuatan	37

2.6 Dasar-Dasar Perencanaan Beton Bertulang.....	39
2.6.1 Asumsi Perencanaan.....	39
2.7 Plat Lantai Konvensional.....	40
2.7.1 Persyaratan Structural Plat Lantai	42
2.8 Kolom.....	49
2.8.1 Batas Tulangan Komponen Struktural	50
2.8.2 Panjang Tekuk Kolom.....	51
2.8.3 Perencanaan Kolom.....	52
2.8.4 Kolom Pendek	54
2.8.5 Kolom Panjang	56
2.8.6 Faktor Pembesaran Momen Untuk Kolom Panjang	54
2.8.7 Penulangan Geser Kolom	54
2.9 Pondasi	58
2.9.1 Kapasitas Geser	60
BAB III METODOLOGI PERENCANAAN.....	62
3.1 Lokasi	62
3.2 Data Perancangan	62
3.3 Bagan Alir Analisa	65
BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN	67
4.1 Umum.....	67
4.2 Disain Struktur.....	67
4.2.1 Desain Pelat.....	67
4.2.2 Desain <i>Drop Panel</i>	69
4.2.3 Lebar <i>Drop Panel</i>	69
4.2.4 Tebal <i>Drop Panel</i>	69
4.2.5 Balok Tepi	70
4.2.6 Kolom.....	70
4.2.7 Pembebanan	71
4.2.7.1 Beban Mati (D).....	71

4.2.7.2 Beban Hidup (L).....	72
4.2.7.3 Beban Hidup Atap (Lf) atau (R)	72
4.2.7.4 Beban Gempa (E).....	73
4.2.7.5 Beban Angin (W)	76
4.2.8 Perencanaan Struktur.....	79
4.2.9 Kontrol Geser	80
4.2.10 Perhitungan	82
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	129
5.1 Kesimpulan.....	129
5.2 Saran	130
DAFTAR PUSTAKA	131
LAMPIRAN	



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Berat Sendiri Bahan Bangunan
Tabel 2.2	Beban Hidup Komponen Gedung
Tabel 2.3	Beban Hidup Pada Lantai Gedung
Tabel 2.4	Kategori Resiko
Tabel 2.5	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
Tabel 2.6	Klasifikasi Situs
Tabel 2.7	Koefisien Situs F_a
Tabel 2.8	Koefisien Situs F_v
Tabel 2.9	Kategori Desain Seismik Percepatan Periode Pendek
Tabel 2.10	Kategori Desain Seismik Percepatan Periode 1 Detik
Tabel 2.11	Faktor R , C_d , dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa
Tabel 2.12	Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x
Tabel 2.13	Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung
Tabel 2.14	Faktor Arah Angin
Tabel 2.15	Faktor Topografi
Tabel 2.16	Koefisien Eksposur Tekanan Velositas
Tabel 2.17	Nilai Koefisien Tekanan Dinding
Tabel 2.18	Simpangan Antar lantai Ijin Δ_a
Tabel 2.19	Tebal Minimum Pelat
Tabel 2.20	Batasan Lendutan Pelat
Tabel 2.21	Persyaratan Tulangan Susut Dan Suhu Untuk Pelat
Tabel 2.22	Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Dalam
Tabel 4.1	Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t Dan x
Tabel 4.2	Distribusi Beban Gempa
Tabel 4.3	Distribusi Momen Di Arah Longitudinal
Tabel 4.4	Interpolasi Prosentase Momen
Tabel 4.5	Persentasi Momen
Tabel 4.6	Persentasi Momen Pada Portal A Jalur Kolom Dan Jalur Tengah
Tabel 4.7	Persentasi Momen Pada Portal B Jalur Kolom Dan Jalur Tengah

Tabel 4.8 Persentasi Momen Pada Portal C Jalur Kolom Dan Jalur Tengah

Tabel 4.9 Persentasi Momen Pada Portal D Jalur Kolom Dan Jalur Tengah

Tabel 4.10 Nilai Kmaks

Tabel 4.11 Perhitungan φ'

Tabel 4.12 Perhitungan Kd.Tg δ tiap lapisan

Tabel 4.13 Perhitungan tahanan gesek tiang Qs

Tabel 4.14 Susunan tiang pancang



DAFTAR GAMBAR

- Gambar 2.1 *Spektrum Respon* Desain
- Gambar 2.2 Pengaruh Bentuk *Topografi* Terhadap Kecepatan Angin
- Gambar 2.3 Distribusi Tekanan Angin Berdasarkan Bentuk Dan Kondisi Gedung
- Gambar 2.4 Jenis-jenis plat
- Gambar 2.5 Persyaratan Ketebalan Drop Panel
- Gambar 2.6 Dimensi Efektif Dari Kepala Kolom
- Gambar 2.7 Diagram Tegangan Dan Regangan Kolom
- Gambar 2.8 Tegangan Gaya-Gaya Kolom
- Gambar 2.9 Geser Dua Arah Pondasi
- Gambar 3.1 Lokasi Universitas Islam Negeri Mataram
- Gambar 3.2 Diagram Alir Proses Pelaksanaan Penelitian
- Gambar 4.1 Tipe Pelat
- Gambar 4.2 *Drop Panel*
- Gambar 4.3 Detail Pelat Cendawan
- Gambar 4.4 Portal Kaku Ekuivalen Perencanaan Pelat Cendawan
- Gambar 4.5 Jalur Kolom Dan Jalur Tengah Pada Arah Y
- Gambar 4.6 Jalur Kolom Dan Jalur Tengah Pada Arah X
- Gambar 4.7 Jumlah Tiang Pancang Yang Digunakan
- Gambar 4.8 Tinjauan Geser Arah X
- Gambar 4.9 Tinjauan Geser Arah Y

DAFTAR NOTASI

A_b	: Luas penampang ujung bawah, mm^2
A_{cp}	: Luas penampang keseluruhan, mm^2
A_g	: Luas bruto penampang, mm^2
A_L	: Luas tulangan torsi memanjang, mm^2
A_s	: Luas tulangan tarik, mm^2
A'_s	: Luas tulangan tekan, mm^2
A	: Luas kelompok tiang pancang, cm^2
a	: Tinggi blok tegangan tekan ekuivalen, mm
b	: lebar kelompok tiang pancang, cm
b_f	: Lebar efektif flens balok T, mm
b_w	: Lebar penampang komponen struktur, mm
C_c	: Gaya tekan beton, kN
C_t	: Faktor yang menghubungkan sifat tegangan geser
c	: Jarak dari serat tekan terluar ke garis netral, mm
c_b	: Kohesi tanah di sekitar ujung tiang, kN/m^3
D	: Beban mati, kN/m^2
d	: Tinggi efektif penampang, mm
d	: Diameter tiang pancang, mm
d_b	: Diameter batang tulangan, mm
d_s'	: Jarak antara titik berat tulangan tekan dan tepi serat beton tekan, mm
E	: Beban gempa, kN/m^2
e	: Eksentrisitas pada kolom, mm
f'_c	: Kuat tekan beton, MPa
f'_s	: Tegangan tekan baja tulangan, MPa
f_y	: Kuat leleh baja, Mpa
h	: Tinggi penampang komponen struktur, mm
k_{lu}	: Faktor panjang efektif kolom
L	: Beban hidup, kN/m^2

L_r	: Beban hidup yang telah di reduksi, kN/m^2
l	: Panjang tiang yang berada dalam tanah, cm
l_n	: Bentang bersih yang diukur dari muka tumpuan ke tumpuan, mm
M_{Cc}	: Momen akibat kuat tekan flens beton, kN.m
M_n	: Momen nominal penampang, kN.m
M_{nc}	: Momen nominal penampang dengan kondisi tekan, kN.m
M_{ns}	: Momen nominal penampang dengan kondisi tarik, kN.m
M_r	: Momen nominal penampang tereduksi, kN.m
N_c	: Faktor daya dukung dari grafik <i>Skempton</i>
n	: Jumlah tiang pancang
P_b	: Tekanan <i>overburden</i> ujung tiang, kN/m^2
P_n	: Kuat aksial nominal penampang, kN
p	: Nilai konus dari hasil sondir, kg/cm^2
p_{cp}	: Keliling penampang keseluruhan, mm
Q_{pg}	: Daya dukung kelompok tiang, kg
Q_s	: Daya dukung tiang pancang tunggal, kg
Q_t	: Daya dukung keseimbangan pada kelompok tiang, kg
Q_{tiang}	: Daya dukung kesetimbangan tiang, kg
R	: Beban hujan, kN/m^2
r	: Radius girasi
T_c	: Kuat momen torsi nominal yang disumbangkan oleh beton, kN
T_s	: Gaya beton tarik, kN
T_u	: Momen torsi terfaktor pada penampang, kN.m
V_c	: Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton, kN
y	: Lebar kelompok tiang pancang, cm
α_f	: Rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur lebar pelat
α_{fm}	: Nilai rata-rata α_f untuk semua balok pada tepi panel
β	: Rasio dimensi panjang terhadap pendek dari dua sisi pelat
β_1	: Faktor yang dipengaruhi kuat tekan beton
ρ	: Rasio tulangan aktual

- ρ_b : Rasio tulangan penampang kondisi *balance*
 ρ_{max} : Rasio tulangan maksimum yang diijinkan
 ρ_{min} : Rasio tulangan minimum yang diijinkan
 λ : faktor modifikasi
 Δ : defleksi, mm
 ϕ : Faktor reduksi kekuatan
 Ψ : Faktor kekangan ujung



ABSTRAK

Pelat cendawan adalah suatu sistem bangunan tanpa balok/tanpa pendukung yang mempunyai kekuatan gaya geser yang cukup karena adanya *drop* panel yaitu penambahan tebal pelat di dalam daerah kolom yang berfungsi sebagai penahan gaya geser utama yang menjadi bidang kontak antara pelat dan kolom. Hal lain yang memperkuat kuat geser pada pelat cendawan adalah kepala kolom (*colom capital*) yaitu pelebaran yang mengecil dari ujung kolom atas. Penggunaan pelat cendawan memiliki nilai ekonomis dan lebih efisien karena dapat mengurangi tinggi bangunan dan memperbesar tinggi bebas antar lantai, dan juga mempermudah dari segi pelaksanaan serta lebih indah jika dilihat dari segi estetika.

Dalam perancangan ini dilakukan Perancangan pada gedung Universitas Islam Negeri Mataram tanpa mengubah desain awal secara signifikan, dengan menggunakan sistem pelat cendawan. Maka struktur gedung hanya menggunakan balok tepi tanpa balok interior, dan penambahan *drop* panel, elevasi ruangan lebih tinggi. Dengan demikian gedung ini dapat berfungsi dengan lebih baik sebagai gedung universitas. Untuk memudahkan perancangan, digunakan *software* ETABS v9.5.0 dalam membantu pemodelan struktur, pembebanan struktur, dan menganalisa gaya dalam struktur yang dijadikan data dalam perancangan. Beban yang bekerja pada gedung antara lain beban hidup, beban mati dan beban gempa.

Berdasarkan hasil perancangan yang didapatkan dengan sistem pelat cendawan ini, diperoleh nilai efisiensi kebutuhan material beton dan baja tulangan. Hasil perhitungan perencanaan ini digunakan tebal pelat 250 mm dengan tulangan D19. Tebal *drop* panel 100 mm dengan ukuran 3 m x 3 m. Balok tepi yang digunakan berbentuk persegi panjang dengan tulangan utama D16 dan tulangan sengkang D10. Kolom menggunakan tulangan utama D22 dengan tulangan sengkang D10. Kemudian pondasi didesain menggunakan *pile cap* berdimensi 1.9×0.7×0.7 m dengan tiang pancang berdiameter 0,5 m berjumlah maksimum 2 tiang di setiap kolom, dan dibor sampai kedalaman 15 m.

Kata kunci : Pelat cendawan, Struktur Beton, Universitas Islam Negeri Mataram

ABSTRACT

Flat slab is a building system without beams / without support that has sufficient shear strength due to the drop panel, namely the increase in thickness of the plates in the column area that serves as a barrier to the main shear force which becomes the contact area between the plate and column. Another thing that strengthens the shear strength of the fungus plate is the column head (colom capital), which is the widening that shrinks from the top of the top column. The use of flat slab has economic value and is more efficient because it can reduce the height of buildings and increase the height between the floors, and also makes it easier in terms of implementation and more beautiful when viewed in terms of aesthetics.

In this design, the design was carried out at the Mataram Negeri Islamic University Building without significantly changing the initial design, using the flat slab system. So the building structure uses only edge beams without interior beams, and the addition of a drop panel, the elevation of the room is higher. Thus this building can function better as a university building. To facilitate the design, ETABS v9.5.0 software is used to help structure modeling, load structures, and analyze the forces in the structure used as data in the design. Loads that work in buildings include live load, dead load and earthquake load.

Based on the design results obtained with this fungus plate system, obtained the value of the efficiency of the material requirements of concrete and reinforcing steel. The results of this planning calculation used 250 mm plate thickness with D19 reinforcement. Thick panel drop 100 mm with a size of 3 mx 3 m. The edge beam used is rectangular with D16 main reinforcement and D10 stirrup reinforcement. The column uses main reinforcement D22 with stirrup reinforcement D10. Then the foundation was designed using a $1.9 \times 0.7 \times 0.7$ m pile cap with 0.5 m diameter piles totaling a maximum of 2 columns in each column, and drilled to a depth of 15 m.

Keywords : Flat slab, Concrete Structure, Mataram Negeri Islamic University

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam program *The Support to The Development of Islamic Higher Education Project* atau lebih dikenal dengan nama proyek *Four in One*, pembiayaan APBN dan pinjaman *Islamic Development Bank (IsDB)* bekerja sama membangun kampus baru Universitas Islam Negeri Mataram. Universitas Islam Negeri Mataram atau disebut juga UIN Mataram adalah sebuah universitas Islam negeri yang terletak di Lombok, Nusa Tenggara Barat. Sebelumnya, perguruan tinggi ini dikenal dengan nama IAIN Mataram.

Secara keseluruhan, normalisasi Universitas Islam Negeri Mataram meliputi pembangunan 9 gedung baru. Dimana gedung yang dibangun merupakan bangunan tingkat tinggi, untuk memaksimalkan lahan yang ada. Bangunan tingkat tinggi pada umumnya menggunakan bahan beton bertulang yang terdiri dari pondasi, kolom, balok, dan pelat. Dimana pelat merupakan struktur bidang datar yang menerima beban lalu diteruskan ke balok dan diteruskan ke kolom hingga pondasi yang merupakan bagian terbawah.

Pada tugas akhir ini gedung Universitas Islam Negeri Mataram direncanakan ulang dengan menggunakan sistem pelat cendawan (*flat slab*). Pelat cendawan adalah suatu sistem bangunan tanpa balok/tanpa pendukung yang mempunyai kekuatan gaya geser yang cukup karena adanya *drop panel* yaitu penambahan tebal pelat di dalam daerah kolom yang berfungsi sebagai penahan gaya geser utama yang menjadi bidang kontak antara pelat dan kolom. Hal lain yang memperkuat kuat geser pada pelat cendawan adalah kepala kolom (*colom capital*) yaitu pelebaran yang mengecil dari ujung kolom atas. (Sudarmoko, 1996)

Penggunaan pelat cendawan memiliki nilai ekonomis dan lebih efisien karena dapat mengurangi tinggi bangunan dan memperbesar tinggi bebas antar lantai, dan juga mempermudah dari segi pelaksanaan serta lebih indah jika dilihat dari segi estetika.

1.2 Perumusan Masalah

Rumusan masalah yang ada pada studi perancangan struktur gedung Universitas Islam Negeri Mataram ini sebagai berikut :

- 1) Bagaimana merencanakan struktur gedung Universitas Islam Negeri Mataram dengan menggunakan sistem pelat cendawan (*flat slab*)?
- 2) Bagaimana efektifitas penggunaan pelat cendawan pada struktur dengan elevasi yang lebih tinggi akibat tanpa adanya balok ?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penulisan skripsi ini adalah:

1. Mengetahui cara perencanaan bangunan gedung pada pelat dengan menggunakan plat cendawan.
2. Untuk mengetahui efektifitas penggunaan pelat cendawan pada struktur dengan elevasi yang lebih tinggi akibat tanpa adanya balok.

3. Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

- 1) Memberikan pembelajaran tentang perancangan pelat cendawan (*flat slab*) pada struktur gedung Universitas Islam negeri Mataram.
- 2) Dapat dijadikan sebagai acuan dalam perencanaan gedung bertingkat dengan sistem pelat cendawan.

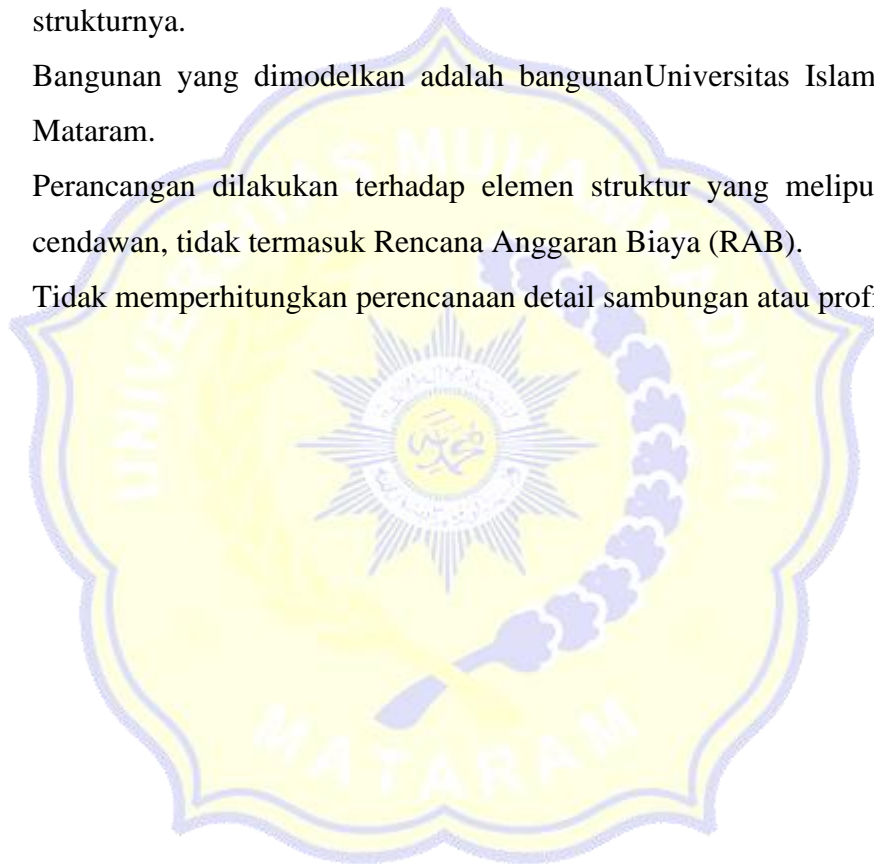
4. Batasan Masalah

Skripsi ini tidak akan membahas perencanaan secara menyeluruh pada bangunan struktur, tetapi hanya sebatas pada permasalahan di dalam perancangan pelat cendawan (*flat slab*). Perancangan yang nantinya akan

digunakan pada program ini di dasarkan pada Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung. (SNI 03-2847- 2013)

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

- 1) Pemodelan menggunakan program ETABS 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 Universitas Islam negeri Mataram.
- 3) Perancangan dilakukan terhadap elemen struktur yang meliputi pelat cendawan, tidak termasuk Rencana Anggaran Biaya (RAB).
- 4) Tidak memperhitungkan perencanaan detail sambungan atau profil atap.



BAB II

DASAR TEORI

2.1 Tinjauan Pustaka

Pelat adalah elemen horizontal struktur yang mendukung beban mati maupun beban hidup dan menyalurkannya kerangka vertikal dari sistem struktur. Berdasarkan perbandingan antara bentang yang panjang dan bentang pendek, pelat dibedakan menjadi dua jenis, yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. (Sudarmoko, 1996)

Untuk merencanakan pelat beton bertulang yang perlu dipertimbangkan tidak hanya pembebanan saja, tapi juga jenis perletakan dan jenis penghubung di tempat tumpuan. Kekakuan hubungan antara pelat dan tumpuan akan menentukan besar momen lentur yang terjadi pada pelat. (Asroni, 2010)

Sistem pelat secara umum ada dua yaitu : sistem pelat satu arah dan sistem pelat dua arah. Sistem pelat satu arah dapat terjadi pada pelat tunggal maupun pelat menerus, asalkan persyaratan perbandingan panjang bentang kedua sisi terpenuhi. Sedangkan, sistem pelat dua arah dapat pula terjadi pada pelat tunggal maupun pelat menerus, hanya saja dengan persyaratan perbandingan bentang panjang (L) terhadap bentang pendek (S) kurang dari pada dua. (Sudarmoko, 1996)

Jenis sistem pelat dua arah secara umum ada tiga macam yang dikenal yaitu :

1. Pelat lantai dengan balok balok (*two way slab*)

Merupakan pelat lantai dua arah dengan adanya balok-balok sepanjang garis kolom dalam maupun kolom luar.

2. Pelat lantai cendawan (*flat/waffle slab*)

Merupakan pelat lantai yang mempunyai kekuatan geser yang cukup dengan adanya salah satu atau kedua hal berikut :

- a. Drop panel (penambahan tebal pelat di dalam daerah kolom)
 - b. Kepala kolom (*colom capital*) yaitu pelebaran yang mengecil dari ujung kolom atas.
3. Pelat lantai dasar (*flat plate*)
- Merupakan pelat lantai tanpa adanya balok-balok pada sepanjang garis kolom dalam namun balok-balok tepi luar lantai boleh jadi ada atau tidak ada. (*Sudarmoko,1996*)

2.2 Landasan Teori

2.2.1 Struktur Pelat Lantai Cendawan

Flat Slab adalah merupakan konstruksi beton dua arah (two way slab with drops) yang hanya memiliki unsur horizontal berupa pelat tanpa balok dan ditahan kolom. Sistem flat slab ini mempunyai ciri khusus yaitu, tidak adanya balok sepanjang garis kolom dalam atau (interior) , sementara balok-balok tepi sepanjang garis kolom luar atau (eksterior), bisa jadi ada atau tidak(*Hendrik, Ari, 2013*).

Adapun dalam perencanaan menggunakan sistem flat slab mempunyai kelemahan sebagai berikut : (*Hendrik, Ari, 2013*).

1. Tanpa adanya balok-balok disepanjang garis kolom,maka kemampuan menahan beban menjadi berkurang. 2. Besarnya tegangan geser pons yang terjadi pada pelat di sekitar kolom dapat menyebabkan keruntuhan pons, terlebih dengan adanya momen unbalance akibat gaya lateral. 3. Konstruksi flat slab mempunyai kekakuan relatif rendah, sehingga untuk menerima gaya lateral menjadi kurang.
2. Besarnya tegangan geser pons yang terjadi pada pelat di sekitar kolom dapat menyebabkan keruntuhan pons, terlebih dengan adanya momen unbalance akibat gaya lateral.

3. Konstruksi flat slab mempunyai kekakuan relatif rendah, sehingga untuk menerima gaya lateral menjadi kurang.

2.2.2 Pembebanan

Pembebanan merupakan faktor penting dalam merancang struktur bangunan. Untuk itu, dalam merancang struktur perlu mengidentifikasi beban-beban yang bekerja pada sistem struktur. Beban-beban yang bekerja pada suatu struktur ditimbulkan secara langsung oleh gaya-gaya alamiah dan buatan manusia (*Schueller, 2001*). Secara umum, struktur bangunan dikatakan aman dan stabil apabila mampu menahan beban gravitasi (beban mati dan beban hidup) dan beban gempa yang bekerja pada bangunan tersebut.

1. Beban Mati

Beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kladding gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layanan terpasang lain termasuk berat keran (SNI 1727:2013 pasal 3.1)

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.	Tanah hitam (timbel)	11400	Kg/m ³

(Sumber: SNI-1727-1989, Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung)

Tabel 2. 2 Berat Sendiri Komponen Gedung

No.	Komponen Gedung	Beban	Satuan
1.	Adukan per cm tebal :		Kg/m ²

	<ul style="list-style-type: none"> • Dari semen • Dari kapur,semen merah atau tras 	21 17	
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 : <ul style="list-style-type: none"> • Berlubang Tebal dinding 20 cm (HB 20) • Tanpa lubang Tebal dinding 15 cm Tebal dinding 10 cm 	200 120 200 300	Kg/m ²
5.	Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya,tanpa penggantung langit-langit atau pengaku),terdiri dari : <ul style="list-style-type: none"> • Semen asbes (eternity dan bahan sejenis),dengan tebal maksimum 4 mm 	11 10	Kg/m ²

	• Kaca dengan tebal 3-4 mm		
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 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 aduan per cm tebal	24	Kg/m ²
11.	Semen asbes gelombang (tebal 5 cm)	11	Kg/m ²

(Sumber: SNI-1727-1989, Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung)

2. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain. (SNI 1727:2013 pasal 4.1). Beban hidup selalu berubah-ubah dan sulit diperkirakan. Perubahan tersebut terjadi sepanjang waktu, baik untuk

jangka pendek maupun jangka panjang (Schueler, 2010). Beban hidup atap merupakan beban yang diakibatkan pelaksanaan pemeliharaan oleh pekerja, peralatan, dan material. Selain itu juga beban selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian (SNI 1727:2013 pasal 4.1)

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 pertgelaran, ruang rapat, bioskop, dan panggung dengan tempat duduk tetap	400	Kg/m ²
7.	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton	500	Kg/m ²

	berdiri		
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 : <ul style="list-style-type: none"> • Untuk lantai bawah • 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 : Peraturan pembebanan Indonesia untuk bangunan gedung)

3. Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut.

a) Kategori resiko

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.4 pangaruh gempa rencana

terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaa
*I*emenurut 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. 4.Kategori resiko

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 <p>Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</p>	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 - Fasilitas manufaktur pabrik 	II

Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :

- Bioskop
- Gedung pertemuan
- Stadion
- Fasilitas kesehatan yang memiliki unit bedah dan unit gawat darurat
- Fasilitas penitipan anak
- Penjara
- Bangunan untuk orang jompo

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 :

- Pusat pembangkit listrik biasa
- Fasilitas penanganan air
- Fasilitas penanganan limbah
- Pusat telekomunikasi

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 :

<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>	<p>IV</p>

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

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-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

Tabel 2. 6.Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/dt)	N atau Nch	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 :		
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$ 3. Kuat geser niralir $S_u \ll 25$ kPa 		

<p>SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifikasi dan analisis respons spesifik situs)</p>	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh 2. Lempung sangat organik dan atau gambut ($H > 3\text{m}$) 3. Lempung berplastisitas sangat tinggi ($PI > 75$) 4. Lapisan lempung lunak ($S_u < 50 \text{ kPa}$)
--	--

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

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 situs, 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 2.7 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_{Rdi} permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi 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 (2-1) dan Persamaan (2-2).

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2-1)$$

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

Sedangkan koefisien F_a dan F_v mengikuti Tabel 2.8 dan 2.9

- 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 (2-3) dan Persamaan (2-4).

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

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (2-4)$$

Tabel 2. 7. Koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	S_s^b				

Untuk nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier

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

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

Tabel 2. 8.Koefisien Situs Fv

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

Untuk nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier

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

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

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 2.5 dan mengikuti ketentuan dibawah ini :

Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 spektrum respons percepatan desain, S_a harus diambil dari Persamaan (2-5).

$$S_a = \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2-5)$$

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 (2-6)

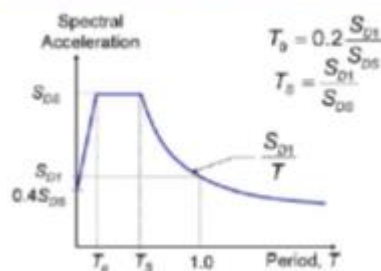
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2-6)$$

Untuk parameter periode respons ditentukan melalui Persamaan (2-7) dan Persamaan (2-8).

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2-7)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2-8)$$

Modal Response Spectrum Analysis



Gambar 2. 1. Spektrum Respons Desain

(Sumber : Indiarjo, 2013)

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 resikonya dan parameter respons spektral percepatan desainya, 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.
- (e) 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 2.11. Koefisien modifikasi respon yang sesuai, R , faktor kuat lebih sistem Ω_0 , dan koefisien amplifikasi defleksi, C_d , sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 2.12 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
$0,167 \leq S_{DS} \leq 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} \leq 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

Tabel 2. 30.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-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

h) Gaya geser dasar seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Persamaan (2-9).

$$V = C_s \times w \quad (2-9)$$

Untuk perhitungan koefisien respons seismik C_s harus ditentukan sesuai dengan Persamaan (2-10).

$$C_s = \frac{S_{DS} \times I_e}{R} \quad (2-10)$$

i) 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 (2-11) 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 (2-11).

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (2-11)$$

Tabel 2. 4.Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan gaya	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih	Faktor pembesaran defleksi C_d	Batasan sistem dan tinggi struktur $h_n(m)^e$
				Kategori Desain

seismic		sistem Ω_0		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

Catatan : TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diiijinkan

(Sumber : SNI-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

Tabel 2. 5.Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan X

TIPE STRUKTUR	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen		
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-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

Tabel 2. 6.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-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung)

j) Distribusi vertikal gaya gempa

Gaya gempa lateral (F_x) yang timbul dimana semua tingkat harus ditentukan dari Persamaan (2-12) dan Persamaan (2-13).

$$F_x = C_{vx} \times V \quad (2-12)$$

$$C_{vx} = \frac{W_i \times h_i^k}{\sum W_i \times h_i^k} \quad (2-13)$$

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 (2-14).

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2-14)$$

4. Beban angin

Bangunan gedung dan struktur lain, termasuk Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) serta seluruh komponen dan klading gedung, harus dirancang dan dilaksanakan untuk menahan beban angin seperti yang ditetapkan menurut pasal 26 sampai pasal 31 SNI-1727-2013, adapun langkah-langkah untuk menentukan beban angin

SPBAU untuk bangunan gedung tertutup, tertutup sebagian, dan serta terbuka dari semua ketinggian adalah sebagai berikut :

a) Menentukan kategori resiko gedung

Penentuan kategori resiko berdasarkan oleh fungsi suatu bangunan, tabel kategori resiko dapat di lihat pada Tabel 2.5 pada sub bab 2.3.2.3

b) Menentukan kecepatan angin untuk kategori resiko yang sesuai

Penentuan kecepatan angin di dasari oleh data rekaman kecepatan angin dasar maksimum, yang dapat dilihat pada lampiran A.1

c) Menentukan parameter-parameter beban angin

(a) Faktor arah angin

Penentuan factor kecepatan angin ditentukan berdasarkan tipe struktur yang direncanakan menerima pengaruh beban angin. Factor kecepatan angin dapat dilihat pada Table 2.14.

(b) Faktor eksposur

Untuk setiap arah angin yang diperhitungkan, eksposur lawanan angin didasarkan pada kekasaran permukaan tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi, dan fasilitas bangunan. Adapun beberapa kategori eksposur menurut SNI-1727-2013 antara lain :

- Eksposur B adalah untuk bangunan gedung dengan tinggi atap rata-rata kurang dari atau sama dengan 30ft (9,1m). Eksposur B berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana di tentukan oleh kekasaran permukaan B (Daerah perkotaan dan pinggiran kota, daerah berhutan, atau daerah lain dengan penghalang jarak dekat yang banyak memiliki ukuran dari tempat tinggal keluarga-tunggal atau lebih besar), berlaku diarah lawan angin untuk jarak yang lebih besar

dari 1.500ft (457 m). Untuk bangunan dengan tinggi atap rata-rata lebih besar dari 30ft (9,1 m), eksposur B berlaku bilamana kekasaran permukaan B berada dalam arah lawan angin untuk jarak lebih besar dari 2.600ft (792 m) atau 20 kali tinggi bangunan, pilih yang terbesar.

- Eksposur C berlaku untuk semua kasus dimana Eksposur B atau D tidak berlaku.
- Eksposur D berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh kekasaran permukaan D (area datar, area tidak terhalang dan permukaan air. Kategori ini berisi lumpur halus, padang garam, dan es tak terputus), berlaku di arah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 5.000ft (1.524 m) atau 20 kali tinggi bangunan, pilih yang terbesar.

Tabel 2. 7. Faktor Arah Angin

Tipe Struktur	Faktorarah angin K_d^*
Bagunan gedung	
Sistem penahan beban angin utama	0,85
Komponen dan klading bangun gedung	0,85
Cerobong	0,85
Cerobong asap, tangki dan struktur yang sama	
Segi empat	0,9
Segi enam	0,95
Bundar	0,95

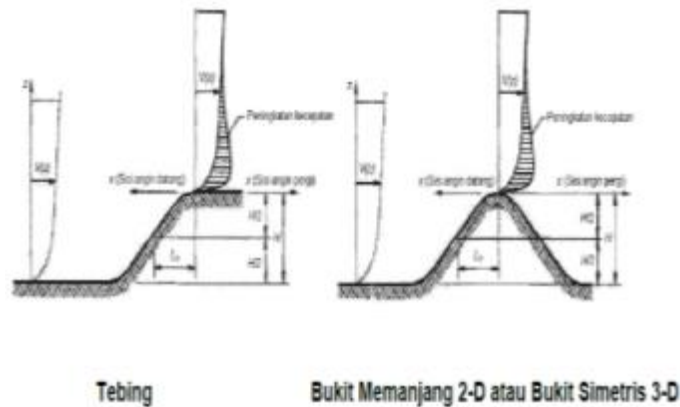
Dinding pejal berdiri bebas dan papan reklame	
Pejal berdiri bebas dan papan reklame terikat	0,85
Papan reklame terbuka dan kerangka kisi	0,85
Rangka batang menara	
Segi tiga segi empat, persegi panjang	0,85
Penampang lainnya	0,95

(Sumber : SNI-1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan)

(c) Faktor topografi, K_{zt}

Efek peningkatan kecepatan angin pada bukit, bukit memanjang, dan tebing curam yang terisolasi akan menimbulkan perubahan mendadak dalam topografi umum, terletak dalam setiap kategori eksposur, harus dimasukkan dalam perhitungan beban angin bila kondisi bangunan gedung dan kondisi lokasi struktur memenuhi kondisi berikut:

- Bukit, bukit memanjang, atau tebing curam yang terisolasi dan tidak terhalang angin arah vertikal ke atas oleh pengaruh topografi serupa dari ketinggian yang setara untuk 100 kali tinggi fitur topografi (100H) atau 2 mil (3,22 m), dipilih yang terkecil. Jarak ini harus diukur horizontal dari titik dimana tinggi H pada bukit, punggung bukit, atau tebing yang ditentukan.
- Bukit, bukit memanjang, atau tebing curam yang menonjol diatas ketinggian fitur dataran arah vertikal ke atas antara radius 2 mil (3,22 m) untuk setiap kuadran dengan faktor dua atau lebih.
- Struktur yang berlokasi seperti terlihat pada gambar 2.3 pada setengah bagian ke atas dari bukit atau punggung bukit atau dekat puncak tebing.



Gambar 2.2 Pengaruh Bentuk *Topografi* Terhadap Kecepatan Angin
(Sumber : SNI-1727-2013 *Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan*)

(d) Faktor efek tiupan angin

Faktor efek tiupan angin pada suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku diambil sebesar 0,85.

(e) Klasifikasi ketutupan

Jika sebuah bangunan memenuhi definisi bangunan “terbuka” dan “tertutup sebagian”, harus diklasifikasikan sebagai bangunan “terbuka”. Suatu bangunan yang tidak memenuhi definisi bangunan “terbuka” atau “tertutup sebagian” harus diklasifikasikan sebagai bangunan “tertutup”. Adapun dasar penentuan klasifikasi ketutupan antara lain :

- Bangunan gedung tertutup : adalah bangunan gedung yang tidak memenuhi persyaratan untuk bangunan gedung terbuka atau bangunan gedung tertutup sebagian.
- Bangunan gedung terbuka : bangunan gedung yang memiliki dinding setidaknya 8 persen terbuka.
- Bangunan gedung tertutup sebagian : sebuah bangunan yang memenuhi sebuah kondisi berikut : luas total bukaan di dinding yang menerima tekanan eksternal positif melebihi jumlah dari luas bukaan di keseimbangan

amplop bangunan gedung (dinding dan atap) dengan lebih dari 10 persen, dan luas total bukaan dinding yang menerima tekanan eksternal positif melebihi 4 ft.

Tabel 2. 8.Faktor Topografi

Topographic Multipliers for Exposure C										
h/L _h	K1 Multiplier			x/L _h	K2 Multiplier		z/L _h	K3 Multiplier		
	2-D Ridge	2-D Escarp	3-D Axisym hill		2-D Ridge	All other case		2-D Ridge	2-D Escarp	3-D Axisym hill
0,20	0,29	0,17	0,21	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
0,25	0,36	0,21	0,26	0,50	0,88	0,67	0,10	0,74	0,78	0,67
0,30	0,43	0,26	0,32	1,00	0,75	0,33	0,20	0,55	0,61	0,45
0,35	0,51	0,30	0,37	1,50	0,63	0,00	0,30	0,41	0,47	0,30
0,40	0,58	0,34	0,42	2,00	0,50	0,00	0,40	0,30	0,37	0,20
0,45	0,65	0,38	0,47	2,50	0,38	0,00	0,50	0,22	0,29	0,14
0,50	0,72	0,43	0,53	3,00	0,25	0,00	0,60	0,17	0,22	0,09
				3,50	0,13	0,00	0,70	0,12	0,17	0,06
				4,00	0,00	0,00	0,80	0,09	0,14	0,04
							0,90	0,07	0,11	0,03
							1,00	0,05	0,08	0,02
							1,50	0,01	0,02	0,00
							2,00	0,00	0,00	0,00

(Sumber : ASCE, 7-10, Minimum Design Load for Buildings And Other Structures)

(f) Koefisien tekanan eksternal, C_{pe}

Koefisien tekanan eksternal harus ditentukan dari Tabel 2.16 berdasarkan pada klasifikasi ketertutupan bangunan gedung yang sudah ditentukan.

d) Menentukan parameter beban angin

Berdasarkan kategori eksposur yang ditentukan, koefisien eksposur tekanan velositas K , sebagaimana yang berlaku, harus ditentukan dari Tabel 2.17 untuk situs yang terletak di zona transisi antar kategori eksposur yang dekat terhadap perubahan kekasaran permukaan tanah, diizinkan untuk menggunakan nilai menengah dari yang tercantum dalam Tabel 2.17 asalkan ditentukan dengan metode analisis rasional yang tercantum dalam literatur yang dikenal.

Tabel 2. 9. Koefisien Eksposur Tekanan Velositas

Height above ground level, z		Exposure		
		B	C	D
Ft	M			
0-15	0-4,6	0,57	0,85	1,03
20	6,1	0,62	0,9	1,08
25	7,62	0,66	0,94	1,12
30	9,144	0,7	0,98	1,16
40	12,192	0,76	1,04	1,22
50	15,24	0,81	1,09	1,27
60	18,288	0,85	1,13	1,31
70	21,336	0,89	1,17	1,34

80	24,384	0,93	1,21	1,38
90	27,432	0,96	1,24	1,4
100	30,48	0,99	1,26	1,43
120	36,576	1,04	1,31	1,48
140	42,672	1,09	1,36	1,52
160	48,768	1,13	1,39	1,55
180	54,864	1,17	1,43	1,58
200	60,96	1,2	1,46	1,61
250	76,2	1,28	1,53	1,68
300	91,44	1,35	1,59	1,73
350	106,68	1,41	1,64	1,78
400	121,92	1,47	1,69	1,82
450	137,16	1,52	1,73	1,86
500	152,4	1,56	1,77	1,89

(Sumber : ASCE, 7-10, *Minimum Design Load for Buildings And Other Structures*)

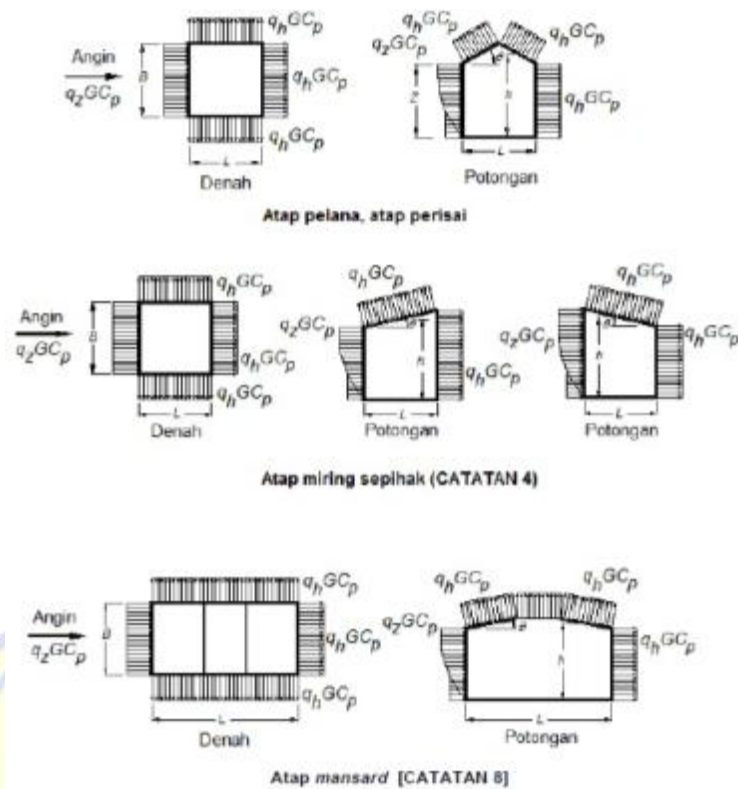
e) Menentukan tekanan velositas q atau q_h

Tekanan velositas, q_z di evaluasi pada ketinggian z harus dihitung dengan Persamaan (2-15).

$$q_z = 0,613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \quad (2-15)$$

f) Menentukan koefisien tekanan eksternal, C_P atau C_N

Koefisien tekanan internal didapat dengan meninjau permukaan sentuh angin dan perbandingan lebar dengan panjang gedung. Nilai c_p dapat dilihat pada Tabel 2.18.



Gambar 2.3. Distribusi Tekanan Angin Berdasarkan Bentuk dan Kondisi Gedung
 (Sumber : SNI-1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan)

Tabel 2. 10. Nilai Koefisien Tekanan Dinding

Koefisien tekanan dinding C_p			
Permukaan	L/B	C_p	Digunakan dengan
Dinding disisi angin datang	Seluruh nilai	0,8	Q_z
Dinding disisi angin pergi	0-1	-0,5	Q_z
	2	-0,3	
	≥ 4	-0,2	
Dinding tepi	Seluruh nilai	-0,7	Q_h

(Sumber : SNI-1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan)

g) Perhitungan tekanan angin untuk setiap permukaan gedung

Tekanan angin desain untuk SPBAU bangunan gabungan dari semua ketinggian harus ditentukan dengan Persamaan (2-16).

$$p = q \cdot G \cdot C_p - q_i \cdot (GC_{Pi}) / (N / \text{mm}^2) \quad (2-16)$$

dengan :

q = q_z dan q_h adalah untuk ketinggian z dan h dari atas permukaan tanah.

q_i = q_h untuk dinding datang, dinding samping, dinding sisi angin pergi dan atap

2.2.3 Analisa Struktur Pelat Cendawan (Flat Slab)

Analisa Struktur Flat slab dapat dilakukan dengan menggunakan 2 metode yakni metode desain langsung (*direct design method*) dan metode portal ekuivalen (*equivalent framemethod*). Pada dasarnya metode portal ekuivalen memerlukan distribusi momen beberapa kali, sedangkan metode desain langsung hanya berupa pendekatan dengan satu kali distribusimomen. (Harshal, Radhika, Dan Prashan, 2014)

a. Metode perencanaan langsung (*direct design method*)

Metode langsung merupakan metode pendekatan untuk mengevaluasi dan mendistribusikan momen total pada panel slabdua arah. Dengan metode ini diupayakan slab dapat dihitungsebagai bagian dari balok pada suatu portal. Hasil yang diperoleh dengan menggunakan metode pendekatan ini adalah pendekatanmomen dan geser dengan menggunakan koefisien-koefisien yang disederhanakan.

b. Metode portal ekivalen (*equivalent frame method*)

Pada metode portal (rangka) ekuivalen menganggap portal idealisasi ini serupa dengan portal aktual sehingga hasilnya akan lebih

eksak dan mempunyai batasan penggunaan yang lebih sedikit dibandingkan dengan metode desain langsung. Pada metode portalekuivalen, struktur dibagi menjadi portal menerus yang berpusat pada kolom dalam masing-masing arah yang saling tegak lurus. Masing-masing portal ini terdiri atas sederetan kolom dan stablebar dengan balok, apabila ada, diantara garis pusat panel

2.2.4 Kolom

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 pondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* (runtuh) lantai yang bersangkutan, dan juga runtuh total seluruh strukturnya. Oleh karena itu dalam merencanakan kolom perlu diwaspadai, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen struktural horisontal lainnya, terlebih lagi karena keruntuhan tekam tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas. (Tavio, Lukman Hemawan, 2009).

2.2.5 Hubungan *Flat Slab*- Kolom

Hubungan pelat-kolom mencakup daerah joint dan bagian dari pelat yang berbatasan dengan kolom. Transfer beban gravitasi antara pelat dan kolom menimbulkan tegangan geser pada pelat disekeliling kolom yang disebut dengan penampang kritis. Disebutkan bahwa posisi penampang kritis adalah pada jarak yang tidak lebih dari setengah tebal efektif pelat ($d/2$) dari muka kolom atau dari tepi luar tulangan geser jika digunakan tulangan geser pada pelat. (Riawan, dkk, 2012). Sistem Struktur ini sangat umum digunakan di daerah risiko gempa rendah sampai resiko gempa menengah, di mana itu diperbolehkan sebagai Kekuatan Lateral Tahan Sistem (KLTS), Serta direisiko gempa tinggi sistem gravitasi

dimana saat *frame* atau dinding geser di sediakan sebagai KLT Utama. *Slab*-Kolom frame biasanya digunakan untuk melawan gravitasi dan beban lateral didaerah gempa rendah sampai sedang

2.2.6 Arah beban gempa

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. 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 ortogonal dan pengaruh interaksi ortogonal diizinkan untuk diabaikan.

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 leteral ekuivalen dalam 7.8 (SNI-1726-2012), prosedur analisis spektrum respons ragam dalam 7.9 (SNI-1726-2012), atau prosedur riwayat *response* linier dalam 11.1 (SNI-1726-2012), seperti diizinkan dalam 7.6 (SNI-1726-2012), 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-1726-2012) atau prosedur riwayat respons nonlinier dalam 11.2 (SNI-1726-2012) seperti diizinkan dalam 7.6 (SNI-1726-2012), dengan pasangan ortogonal riwayat percepatan gerak tanah yang diterapkan secara serentak.
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, analisi 2 dimensi diizinkan untuk struktur dengan diafragma fleksibel.

2.3 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 sebagai berikut :

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1.2D + 1.6 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1.2D + 1.0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0,2S$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

dengan :

D = beban mati

L = beban hidup

Lr = beban hidup atap

S = beban salju

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

(Sumber : SNI-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

2.4 Simpangan Antar Lantai Tingkat Ijin

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin (Δ_a) seperti yang terdapat pada tabel 2.20 untuk semua tingkat.

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-2847-2013 pasal 9.3.2 memberikan faktor reduksi kekuatan untuk berbagai mekanisme, beberapa diantaranya adalah sebagai berikut :

- a) Penampang terkendali tarik $\phi = 0,90$
- b) Penampang terkendali tekan :
 - Bertulang spiral $\phi = 0,75$
 - Bertulang lainnya $\phi = 0,65$
- c) Geser dan torsi $\phi = 0,75$
- d) Tumpuan dan beton $\phi = 0,65$
- e) Daerah angkur pasca tarik $\phi = 0,85$

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.

Tabel 2. 11. Simpangan Antar Lantai Ijin Δ

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.	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,020h_{sx}$

Catatan : h_{sx} adalah tingkat dibawah tingkat x

(Sumber : SNI-1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan)

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. Ketentuan ini dapat dijelaskan sebagai berikut :

Jika $17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} : \beta_1 = 0,85$

Jika $f'_c > 28 \text{ MPa} : \beta_1 = 0,85 - 0,05 (f'_c - 28)/7$

tidak boleh kurang dari 0,65.

2.7 Plat 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 :

a) Pelat satu arah

Pelat satu arah merupakan pelat yang hanya di tumpu 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. Lihat pada Gambar 2.4(a).

b) 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.

c) 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. Lihat pada Gambar 2.4(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 lihat 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.

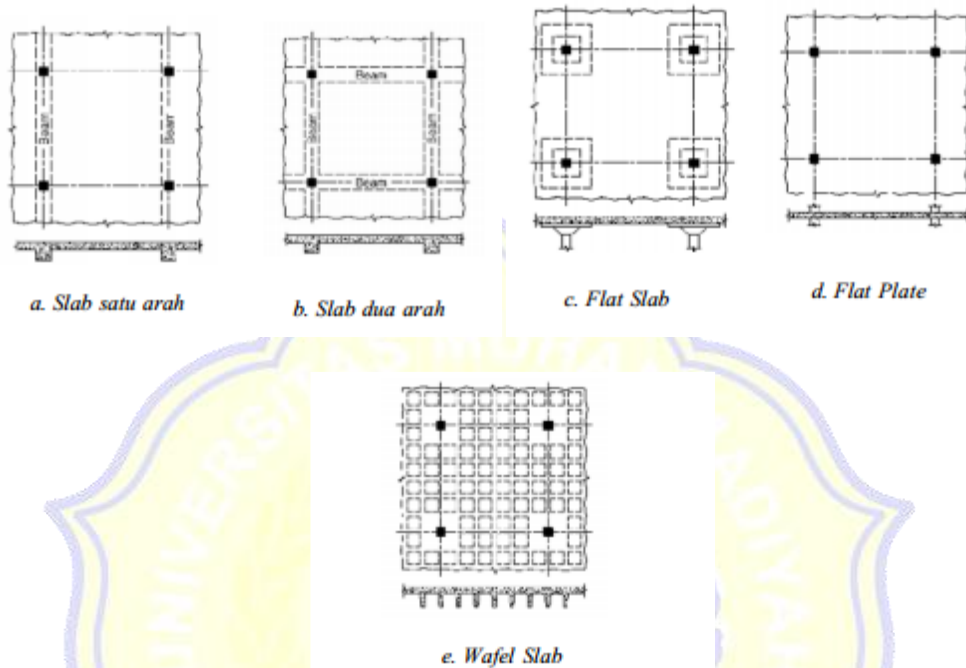
(c) Sistem pelat datar (*flat plate*)

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 2.4(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* lihat pada Gambar 2.4(e).



Gambar 2. 4. Jenis-Jenis Pelat

(Sumber : Agus Setiawann, 2016 hal : 253)

2.7.1 Persyaratan structural plat lantai

Dalam proses pembangunan suatu gedung terdapat standar yang menjadi acuan persyaratan, dalam hal ini adalah SNI-2847-2013 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.

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 menggunakan $f_y = 400$ MPa sesuai dengan SNI-2847-2013 Tabel 9.5.a harus ditentukan sebagaimana terlihat pada Tabel 2.19.

Tabel 2. 19.Tebal Minimum Pelat

Jenis Komponen Strktur	Tertumpu Sederhana	Satu Ujung Menerus	Kedua Ujung Menerus	Kantilever
Pelat Satu Arah	L/20	L/24	L/28	L/10
Pelat rusuk	L/16	L/18,5	L/21	L/8

(Sumber : SNI-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

Untuk f_y selain 400 MPa, maka nilai dalam tabel 2.20 harus dikalikan dengan $0,4 + \frac{f_y}{700}$.

- c) Lendutan harus diperkirakan apabila pelat memikul konstruksi yang akan mengalami kerusakan akibat lendutan yang besar. Batasa lendutan ditentukan dalam Tabel 2.20.

Tabel 2. 12.Batasan Lendutan Pelat

Jenis Struktur Pelat	Lendutan yang Diperhitungkan	Batas Lendutan
Atap datar yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen	Lendutan sesaat akibat beban hidup (L)	l/180

non struktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar		
Lantai yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan sesaat akibat beban hidup (L)	1/360
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen non struktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka panjang, akibat semua beban tetap yang bekerja, dan lendutan sesaat akibat penambahan beban hidup	1/480
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar.		1/240

(Sumber : SNI-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

- 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-2847-2013 Pasal 7.12. Tulangan susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio tulangan terhadap luas bruto penampang beton yang ditunjukkan dalam Tabel 2.21 namun tidak kurang dari 0,0014.

Tabel 2. 13.Persyaratan Tulangan Susut dan Suhu untuk Pelat

Pelat yang menggunakan tulangan ulir dengan mutu $f_y =$	0,0020
--	--------

280 atau 350 MPa	
Pelat yang menggunakan tulangan ulir atau jaringan kawat las dengan mutu $f_y = 420$ MPa	0,0018
Pelat yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35%	$0,0018 \times \frac{420}{f_y}$

(Sumber : SNI-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

f) Kecuali untuk pelat rusuk, maka jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh melebihi 3 kali ketebalan pelat atau tidak boleh lebih dari 450 mm (SNI-2847-2013, Pasal 7.6.5)

2) Pelat dua arah

Dalam SNI-2847-2013 Pasal 9.5.3 menentukan ketebalan minimum pelat dua arah untuk mencegah terjadinya lendutan berlebih, karena perhitungan lendutan dari pelat dua arah akan cukup rumit, dan untuk mencegah lendutan yang besar, maka ketebalan pelat dapat ditentukan menggunakan rumus empiris sebagai berikut :

a) Untuk $0,2 < a_{fm} < 2,0$

$$h = \frac{\ell \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(a_{fm} - 0,2)} \quad (2-17)$$

namun tidak kurang dari 125 mm.

b) Untuk $a_{fm} > 2,0$

$$h = \frac{\ell \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (2-18)$$

namun tidak kurang dari 90 mm.

c) Untuk $a_{fm} < 0,2$

h = ketebalan minimum pelat untuk balok (Lihat Tabel 2.22)

Tabel 2. 14. Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Dalam

f_y (MPa)	Tanpa Penebalan Panel			Dengan Penebalan Panel		
	Panel luar		Panel dalam	Panel luar		Panel dalam
	Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi		Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

(Sumber : SNI-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

Tebal minimum pelat tanpa balok dalam seperti ditentukan dalam Tabel 2.23 tidak boleh kurang dari 120 mm (untuk pelat tanpa penebalan panel), atau tidak kurang dari 100 mm (untuk pelat dengan penebalan panel). Dalam SNI-2847-2013 Pasal 9.5.3.3(d) 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 (2-17) dan Persamaan (2-18) harus dinaikkan minimal 10 %.

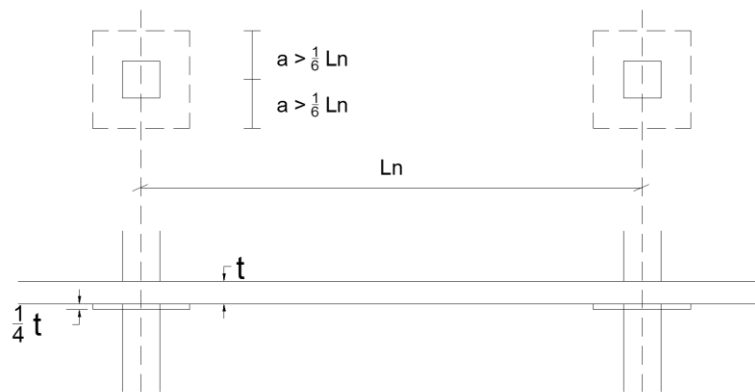
Dimensi dro panel berdasarkan SNI 2847: 2013 pasal 13.2.5 sebagai berikut :

- a. Lebar drop panel pada setiap arah minimum $1/6 L_n$ panjang bentang dari sumbu ke sumbu kolom

$$\text{Lebar drop panel (a)} = 1/6 L_n \quad (2-19)$$

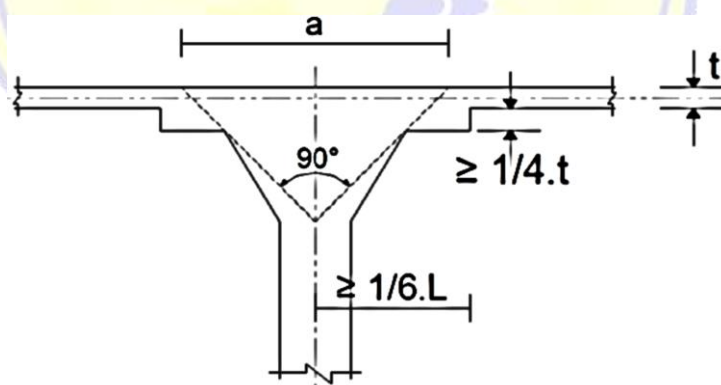
- b. Tebal drop panel minimum $1/4 t$ (t = tebal pelat lantai)

$$\text{Tebal drop panel} = 1/4 t \quad (2-20)$$



Gambar 2.5 Persyaratan Ketebalan *Drop Panel*

Kepala kolom yang digunakan dalam konstruksi pelat cendawan (Gambar 2.5) merupakan perbesaran kolom bagian atas pada pertemuan dengan pelat lantai. Oleh karena tidak menggunakan balok-balok, maka tujuan dari kepala kolom adalah untuk mendapatkan pertambahan keliling sekitar kolom untuk memindahkan geser dari beban lantai. Bidangannya berorientasi dalam batas 45° terhadap kolom, dan garis tengahnya sekitar 20% sampai 25% dari bentang rata-rata di antara kolom (Sudarmoko, 1996).



Gambar 2.6 Dimensi Efektif Dari Kepala Kolom

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-2847-2013 terdapat dalam Persamaan (2-21).

$$\text{Luas minimum} = 0,0062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y t} \quad (2-21)$$

Namun demikian tidak boleh kurang dari $(0,35b_w s)/f_y t$

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 (2-22).

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} \quad (2-22)$$

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 (2-23).

$$V_c = 0,17 \partial \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2-23)$$

Dengan nilai ∂ 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 (2-24) sampai dengan (2-25).

$$\rho b = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \beta \frac{600}{600 + f_y} \quad (3-24)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho b \quad (2-25)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \text{ atau } \rho_{min} = 0,0025 \quad (2-26)$$

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. Persamaan yang digunakan untuk perhitungan momen adalah :

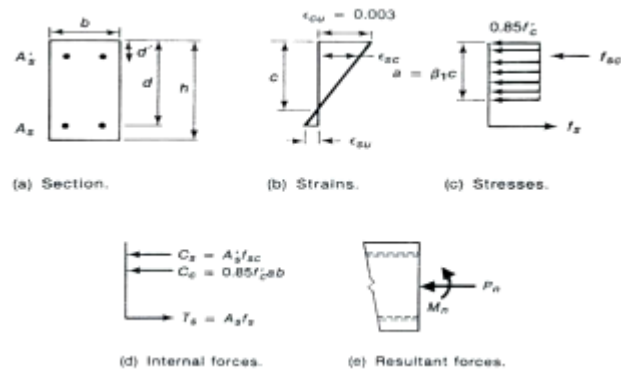
$$M = 0,001 \cdot q_u \cdot l_x^2 \quad (2-27)$$

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 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 2.7.



Gambar 2. 7. Diagram Tegangan dan Regangan Kolom

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).

2.8.1 Batas Tulangan komponen struktural

Menurut Sudarmoko (1994) luas tulangan komponen struktur tekan dibatasi oleh kekuatan berikut :

- 1) Luas tulangan longitudinal komponen struktur tekan non komposit tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas pada bruto penampang A_g .
- 2) Jumlah minimum batang tulangan longitudinal komponen struktur tekan adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang ikat segi empat dan lingkaran, 3 untuk batang tulangan di dalam sengkang ikat segitiga, dan 6 untuk batang tulangan yang dikelilingi oleh spiral.

2.8.2 Panjang tekuk kolom

Panjang tekuk kolom adalah panjang bersih antara plat lantai atau balok ujung-ujungnya dikalikan dengan suatu factor tekuk (k) yang besarnya :

- a) $k \geq 1$ untuk kolom tanpa pengaku samping (unbraced)
- b) $k \leq 1$ untuk kolom pengaku samping (braced)

Faktor tekuk (k) merupakan fungsi dari tingkat penjepitan ujung atas (μ_A) dan tingkat penjepitan bawah (μ_B) dimana tingkat penjepitan ujung kolom tersebut dihitung dengan persamaan :

$$\mu = \frac{\sum EI / L_u \text{ Kolom}}{\sum EI / L_u \text{ Balok}} \quad (2-28)$$

Dengan :

μ : Tingkat penjepitan ujung kolom

EI/L_u : factor kekakuan kolom atau balok yang ditinjau

Nilai dari factor tekuk (k) dapat diperoleh dari nomogram atau grafik alignment dari *structur stability research council guide* dengan memasukkan nilai-nilai μ_A dan μ_B kemudian menarik garis lurus melewati titik-titik μ_A dan μ_B tersebut sehingga didapat nilai k .

Kenyataan di lapangan menunjukkan bahwa struktur tekan pada kolom/portal dengan beban aksial murni ($e=0$) merupakan hal yang sangat mustahil. Umumnya kolom memikul beban aksial dan momen. Momen pada kolom terjadi akibat :

- 1) kekuatan ujung
- 2) pengecoran yang monolit dengan balok-balok lantai
- 3) ketidaktepatan letak ukuran kolom
- 4) beban yang tidak simetris akibat perbedaan tebal plat lantai disekitar kolom
- 5) ketidaksempurnaan pelaksanaannya dan lain sebagainya.

Apabila menurut hitungan, suatu kolom secara teoritis hanya mendukung gaya aksial sentris dan untuk eksentris tambahan harus diperhitungkan. SNI 2002 pasal 10.8 menetapkan eksentrisitas minimum (dalam mm) sebesar :

$$e_{\min} = 15 + 0,03h \quad (2-29)$$

dengan :

h = Tinggi kolom (mm)

2.8.3 Perencanaan kolom

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) Penampang 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.

Penampang dengan ε_t antara batas regangan terkendali tekan dan 0,005 membentuk daerah transisi antara penampang 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 (2-30) dan persamaan (2-31)

- Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan spiral yang memenuhi pasal 7.10.4 atau komponen struktur komposit yang memenuhi pasal 10.13

$$\phi P_{n(max)} = 0,85 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) f_y A_{st}) \quad (2-30)$$

- Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat yang memenuhi pasal 7.10.5.

$$\phi P_{n(max)} = 0,80 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) f_y A_{st}) \quad (2-31)$$

- 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 kekuatan aksial desain pada eksentrisitas nol ϕP_0 .
- Komponen struktur yang dibebani aksial tekan harus didesain terhadap momen maksimum 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.

2.8.4 Kolom pendek

Suatu komponen struktur tekan dikatakan pendek apabila perbandingan kelangsingan yaitu perbandingan panjang tekuk kolom (kl_n) terhadap radius girasi (r) :

$$\frac{kl_n}{r} \left\langle \left(34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \right\rangle \quad (2-32)$$

dengan :

nilai $M_{1b} / M_{2b} = 1$ untuk unbreaced frame

nilai $r = 0,3h$ untuk kolom persegi

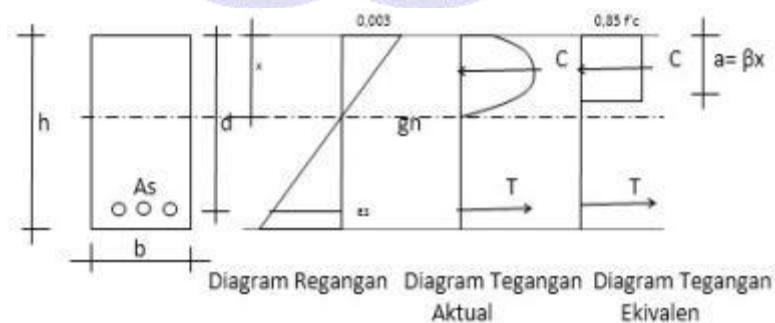
1. Kekuatan kolom pendek dengan beban sentris

Beban sentris menyebabkan tegangan tekan yang meata diseluruh bagian penampang.pada SNI-2847-2002 pasal 9.10(5) dan pada pasal 12.3.5.2 mengenai prinsip perencanaan didapat persamaan :

$$p_{n(maxs)} = 0.80(0.85 f'c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (2-33)$$

2. Kekuatan kolom pendek dengan akibat beban unaksial

Penampang melintang suatu kolom suatu kolom segi empat tipikal dengan distribusi regangan tegangan dan gaya yang bekerja,dapat dilihat pada gambar berikut :



Gambar 2. 8.tegangan gaya-gaya kolom

Persamaan keseimbangan gaya dan momen pada kolom pendek dapat dinyatakan :

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 0.85 f'_c b a + A'_s f'_s - A_s f_y \end{aligned} \quad (2-34)$$

Momen tahanan nominal dihitung dengan keseimbangan momen terhadap sumbu lentur kolom.

$$\begin{aligned} M_n &= P_n e \\ &= C_c (y-a/2) + C_s (y-d') + T_s (d-y) \\ &= 0.85 f'_c b a (y-a/2) + A'_s f'_s (y-d') + (A_s f_y (d-y)) \end{aligned} \quad (2-35)$$

Apabila P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial dalam kondisi balance maka ada tiga kemungkinan jenis keruntuhan :

- 1) $P_n < P_{nb}$ terjadi keruntuhan tarik
 - 2) $P_n = P_{nb}$ terjadi keruntuhan balanced
 - 3) $P_n > P_{nb}$ terjadi keruntuhan tekan
- 1) Kondisi keruntuhan tarik

Kekuatan tarik menentukan awal keadaan runtuh dalam hal eksentrisitas yang besarnya dapat terjadi dengan lelehnya tulangan baja yang tertarik. Jika $e > e_b$ atau $P_n > P_{nb}$ maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik yang diawali dengan lelehnya tulangan tarik beban aksial nominal pada kondisi tarik :

$$p_n = 0.85 f'_c b \left[\left(\frac{h-2e}{2d} \sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d} \right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right) \right] \quad (2-36)$$

- 2) Kondisi keruntuhan balanced

Jika eksentrisitas semakin kecil maka ada suatu transisi dari keruntuhan tarik ke keruntuhan tekan. Kondisi keruntuhan balanced tercapai apabila tulangan tarik mengalami regangan leleh dan saat itu pula beton mengalami regangan batasnya. Persamaan tinggi balok tekan pada kondisi seimbang :

$$ab = \beta_1 \cdot e_b = \beta_1 \frac{600d}{600+f_y} \quad (2-37)$$

Besarnya gaya aksial dan momen yang mampu ditahan kolom pada kondisi balanced dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$p_{nb} = 0,85f'_c \cdot b \cdot a + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y \quad (2-38)$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (2-39)$$

3) Kondisi keruntuhan tekan

Terjadinya keuntungan tekan diawali dengan hancurnya beton. Eksentrisitas yang terjadi lebih daripada eksentrisitas balanced dan beban tekan melampaui kekuatan berimbang. Besar beban aksial nominal dapat dihitung sebagai :

$$p_n = \frac{A_s \cdot f_y}{\frac{e}{d} - d' + 0,5} + b \cdot h \cdot \frac{f'_c}{\frac{3h \cdot e}{d^2} + 1,18} \quad (2-40)$$

2.8.5 Kolom panjang

Apabila nilai perbandingan kelangsingan untuk kolom pendek tidak terpenuhi, maka komponen struktur tekan dikatakan kolom panjang. Sehingga diperlukan suatu faktor pembesaran momen agar dapat menambah kekuatan nominal dari kolom panjang tersebut yang dinyatakan dengan Persamaan 2-67.

$$\delta_{sy} = \frac{1}{1 - (\sum Pu / \phi \sum Pc)} > 1 \quad (2-41)$$

Sehingga diperoleh momen rencana terfaktor yang diperbesar dinyatakan dengan Persamaan 2-57.

$$M_c = M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (2-42)$$

2.8.6 Faktor pembesaran momen untuk kolom panjang

Pada SNI-2847-2002 menyatakan bahwa apabila suatu kolom adalah kolom panjang, maka momen yang terjadi harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran momen menjadi :

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (2-43)$$

Dengan :

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{p_u}{\phi p_c}} \geq 1 \quad (2-44)$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum p_u}{\phi \sum p_c}} \geq 1 \quad (2-45)$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 M_{1b} / M_{2b} \geq 0,4 \quad (2-46)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} \quad (2-47)$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{2,5(1 + \beta_d)} \quad (2-48)$$

Dengan :

M_c = Momen rencana kolom setelah diperbesar

M_{2b} = momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban gravitasi

M_{2s} = momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban yang menimbulkan goyangan ke samping seperti beban gempa.

2.8.7 Penulangan geser kolom

Penulangan geser kolom pada dasarnya adalah sama dengan penulangan geser pada balok. Hanya pada kolom daerah ujung-ujung kolom harus mendapat perhatian khusus sebagai syarat bagi suatu struktur bangunan bertulang yang tahan gempa.

Menurut SNI-2847-2002 pasal 13.3.1.2 dan 13.3.2.3 mengenai kemampuan geser yang disumbangkan oleh beton untuk komponen struktur yang dibebani tekan aksial dan untuk komponen struktur yang mengalami gaya tarik aksial yang besar yaitu dengan persamaan 2-49 dan 2-50 :

$$V_C = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right) b_w d \quad (2-49)$$

Besaran N_u/A_g harus dinyatakan dalam MPa

Untuk komponen struktur yang mengalami gaya tarik aksial yang besar

$$V_C = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \frac{\sqrt{f'c}}{6} b_w d \quad (2-50)$$

Tapi tidak kurang dari daripada nol, dengan N_u adalah negative untuk tarik. Besaran N_u/A_g harus dinyatakan dalam MPa.

Apabila geser yang bekerja lebih besar dari kemampuan beton menahan geser, maka kelebihan gaya geser dilimpahkan pada tulangan baja geser sesuai perhitungan seperti halnya balok. Sebaliknya apabila gaya geser yang terjadi kurang dari kemampuan beton, maka dipasang tulangan geser minimum dengan jarak sebagai berikut :

$$S = \frac{3A_v f_y}{b_w} \quad (2-51)$$

Menurut SNI-2847-2002 jarak ikat sengkang tidak boleh melebihi :

- 1) 16 kali diameter tulangan pokok
- 2) 48 kali diameter tulangan sengkang
- 3) Lebar kolom

2.9 Pondasi

Pondasi merupakan elemen struktur paling bawah dan berfungsi meneruskan beban yang diterima dari bangunan yang ada di atasnya. Secara umum pondasi dibagi menjadi dua yaitu pondasi dangkal (shallow foundation) dan pondasi dalam (deep foundation).

Secara umum pondasi yang umumnya digunakan untuk bangunan gedung tinggi adalah pondasi tiang pancang. Pondasi tiang digunakan untuk mendukung struktur/bangunan bila lapisan kuat terletak sangat dalam. Daya dukung tiang adalah kemampuan atau kapasitas tiang dalam mendukung/memikul beban. Dalam beberapa literatur digunakan istilah pile

capacity atau pile carrying capacity. Daya dukung tiang terdiri dari daya dukung tiang tunggal dan daya dukung tiang kelompok.

a) Daya dukung Tiang Tunggal

Perhitungan kapasitas dukung aksial dan lateral tiang tunggal dapat dihitung dengan cara sebagai berikut :

- 1) Kapasitas dukung aksial berdasarkan uji SPT
- 2) Kapasitas dukung aksial berdasarkan kekuatan bahan
- 3) Kapasitas dukung aksial berdasarkan uji sondir (Bagemenn)
- 4) Kapasitas dukung aksial berdasarkan metode brose

b) Kapasitas pendukung tiang kelompok

Kapasitas kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Hal ini terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan pendukung yang mudah mampat atau dipancang pada lapisan tanah yang tidak mudah mampat, namun di bawahnya terdapat lapisan lunak. Dalam kondisi tersebut, stabilitas kelompok tiang tergantung dari dua hal, yaitu :

- 1) Kapasitas dukung tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang dalam mendukung beban total struktur.
- 2) Pengaruh penurunan konsolidasi tanah yang terletak di bawah kelompok tiang.

Menurut Nawy (1990), pondasi harus dirancang untuk mampu menahan semua beban rencana dan reaksi-reaksi yang dapat terdiri dari gaya aksial, geser dengan momen yang harus ditahan oleh dasar pondasi.

Dalam hal beban eksentris atau momen yang disebabkan kombinasi pembebanan, tekanan tanah yang diakibatkan oleh kombinasi pembebanan tidak boleh melebihi harga yang diizinkan.

Tegangan tanah yang terjadi pada dasar pondasi :

$$\sigma_{maks} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) + q \quad (2-52)$$

$$\sigma_{maks} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) + q \quad (2-53)$$

2.9.1 Kapasitas Geser

Kek

uatan geser slab dan pondasi di sekitar kaki kolom, ditentukan oleh kondisi yang paling berbahaya di antara kedua kondisi di bawah ini :

1) Aksi satu arah

Apabila hanya geser dan lentu yang bekerja, kekuatan geser nominal ada :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad (2-54)$$

Dengan :

V_c harus selalu lebih besar dari gaya geser nominal

b = lebar pondasi

V_n = V_u / ϕ

2) Aksi dua arah

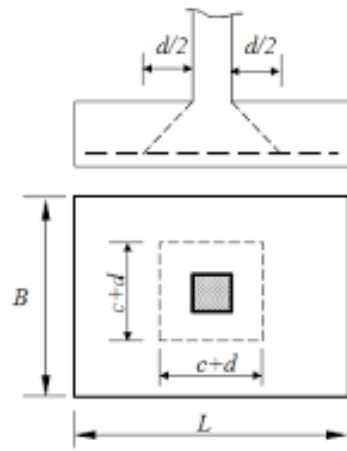
Bidang penampang kritis yang tegak lurus dengan slab dianggap terletak pada lokasi sedemikian rupa sehingga mempunyai keliling minimum b_0 .

Menurut SNI 2847 2002 Pasal 13.1 kekuatan geser penampang adalah :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'c}}{6} b \cdot d \leq \frac{\sqrt{f'c}}{3} b_0 \cdot d \cdot \beta_c \quad (2-55)$$

Dengan :

b_0 = keliling kritis, yaitu panjang bidang kritis idealisasi



Gambar 2. 9. Geser dua arah pada pondasi



BAB III

METODELOGI PERENCANAAN

3.1 Lokasi

Hotel golden tulip mataram terletak di Jalan Jendral Sudirman, Rembiga, Kota Madya mataram, Nusa Tenggara Barat



Gambar 3.1 Lokasi Universitas Islam Negeri Mataram
(sumber : google maps 2020)

3.2 Data Perancangan

Data yang digunakan pada penulisan Tugas Akhir ini terdiri dari 2 bagian yaitu:

A. Data primer

Data primer adalah data yang diperoleh dari dosen teknik sipil yaitu Hotel Golden Tulip yang berada di Jalan Jendral Sudirman, Rembiga, Kota Madya Mataram, Nusa Tenggara Barat, terdiri dari :

a. Gambar Bestek

- Denah.

b. Mutu beton yang digunakan adalah $f'_c = 30$ MPa

- Modulus elastisitas beton (E_c) = $4700 \sqrt{f'_c}$
= $4700 \sqrt{30}$
= 25743 MPa
- Modulus elastisitas baja = 200.000 MPa
- Mutu baja yang digunakan adalah $f_y = 240$ MPa (tulangan geser $f_y \phi < 10$ mm).
- Mutu baja yang digunakan adalah $f_y = 400$ MPa (tulangan lentur $f_y \phi \geq 10$ mm).
- Bangunan terletak diatas tanah lunak (SE).
- Bangunan berada dalam wilayah gempa sedang (zona 4) SNI 03-1726- 2013

B. Data sekunder

Data sekunder diperoleh dari mempelajari buku-buku, tugas, dan peraturan- peraturan serta literatur lain yang menunjang penyelesaian tugas akhir ini.

C. Peraturan Perancangan

Dalam perancangan proyek ini peraturan – peraturan yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2013).
2. Tata cara perhitungan struktUR beton untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2013).

D. Proses Perancangan

Penulisan Tugas Akhir ini menggunakan kajian literatur dan langkah- langkah perancangannya sebagai berikut :

1. Materi yang diperlukan disiapkan guna menunjang penulisan Tugas Akhir ini.
2. Analisis beban gempa menggunakan metode statik ekuivalen.
3. Analisis struktur menggunakan bantuan program ETABS v.9

Untuk menjalankan program ETABS v.9 dilakukan pemodelan struktur sebagai berikut :

- a. Struktur merupakan jenis portal.
- b. Pembebanan pada pelat atap dan pelat lantai terdiri dari beban mati dan beban hidup.
- c. Dinding sebagai beban mati dengan metode pembebanan merata.
- d. Pembebanan tangga dan bordes terdiri beban mati dan hidup dengan metode pembebanan merata.
- e. Kombinasi pembebanan yang digunakan antara lain ;

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1.2D + 1.6 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1.2D + 1.0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0,2S$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

dengan : D = beban mati

L = beban hidup

Lr = beban hidup atap

S = beban salju

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

(Sumber : SNI-2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

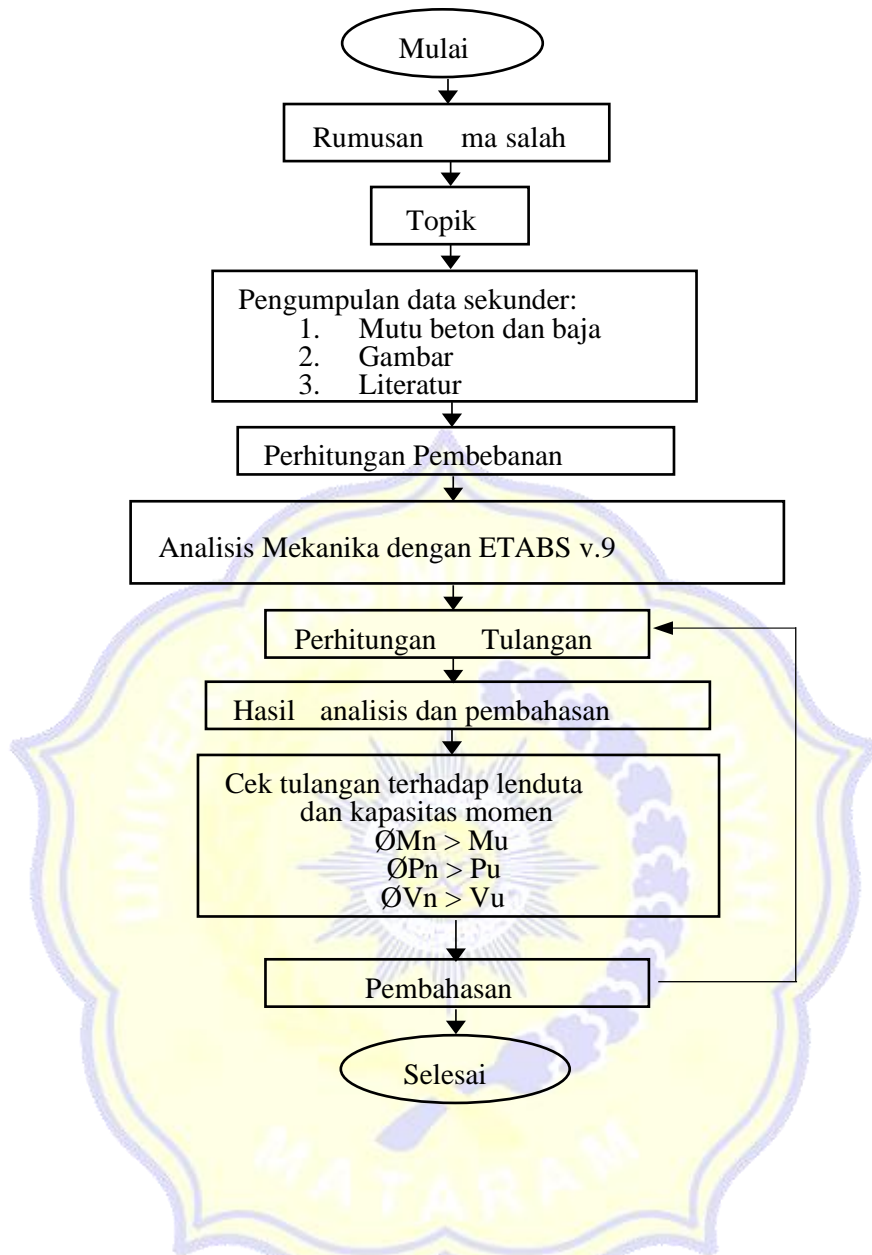
- f. Titik buhul fondasi dan kolom dianggap sebagai tumpuan jepit lateral.
- g. Output SAP 2000.v14 digunakan untuk merancang penulangan balok, kolom dengan menggunakan metode SRPMK. Pada perancangan balok digunakan momen (M) dan gaya geser (Vu) terbesar dari output SAP 2000 v14, sedangkan untuk perancangan kolom digunakan gaya aksial dan gaya geser terbesar.

E. Pembahasan Hasil

Dari hasil analisis diperoleh jumlah tulangan pada komponen struktur (balok kolom) peraturan SNI 03-1726-2002 tentang perencanaan kolom biaxial dan uniaxial kemudian membandingkan jumlah tulangan tersebut dan dapat diambil kesimpulan dan saran.

3.3 Bagan Alir Analisa

Untuk memudahkan dalam menganalisa dan lebih terarahnya pembahasan maka dibuat bagan alir analisis studi.



Gambar 3.2 Diagram alir proses pelaksanaan penelitian