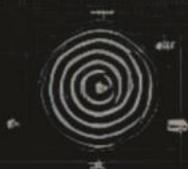




STRUKTUR GEDUNG TAHAN GEMPA

DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
(SRPMK)

Jufri Manga'
Jonie Tanijaya



**Struktur Gedung Tahan Gempa
dengan
Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)**

Penulis

**JUFRI MANGA'
JONIE TANIJAYA**

Editor

FARIS JUMAWAN

Penerbit Al Arsy Media

Struktur Gedung Tahan Gempa dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Penulis :
Jufri Manga'
Jonie Tanijaya

Editor :
Faris jumawan

Desain Cover :
Faris jumawan

Tata Letak :
Jufri Manga'

Proofreader :
Tahang

Ukuran :
Jml hal judul 2, Jml hal isi naskah 163, Uk: 14,8 x 21 cm

ISBN :
978-623-10-5328-2

Cetakan Pertama :
Desember 2024

Hak Cipta 2024, Pada Penulis

Isi diluar tanggung jawab percetakan

Copyright © 2024 by Al Arsy Media
All Right Reserved

Hak cipta dilindungi undang-undang
Dilarang keras menerjemahkan, memfotokopi, atau
memperbanyak sebagian atau seluruh isi buku ini
tanpa izin tertulis dari Penerbit.

PENERBIT AL ARSY MEDIA
Anggota IKAPI (072/SSL/2024)

Jl. AMD, Perumahan Grand Sulawesi Antang,
Kel. Manggala, Kec. Manggala, Kota Makassar, Prov. Sul-Sel
Website: www.alarsymedia.com
E-mail: alarsymedia@gmail.com

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kami panjatkan ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmat dan karunia-Nya sehingga buku ini dapat terselesaikan dengan baik. Buku yang berjudul “Struktur Gedung Tahan Gempa dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)” ini disusun sebagai salah satu upaya untuk memberikan kontribusi dalam bidang teknik sipil, khususnya dalam perencanaan dan analisis struktur gedung tahan gempa.

Indonesia merupakan negara yang terletak pada zona tektonik sangat aktif dan rawan terhadap gempa bumi. Kondisi ini menuntut perencanaan struktur bangunan yang memperhatikan aspek kekuatan dan daktilitas untuk menjamin keamanan dan ketahanan bangunan. Buku ini hadir untuk memberikan panduan dan wawasan bagi para insinyur sipil dalam merancang bangunan yang mampu bertahan terhadap gempa bumi, dengan menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Dalam buku ini, kami membahas secara komprehensif mengenai konsep daktilitas, desain kapasitas, serta penerapan metode SRPMK dalam pemodelan dan analisis struktur gedung. Pemodelan dilakukan menggunakan software ETABS, yang merupakan salah satu perangkat lunak analisis struktur yang banyak digunakan dalam perencanaan struktur bangunan. Melalui analisis dan studi kasus yang kami sajikan, diharapkan buku ini dapat memberikan informasi dan alternatif yang berguna dalam perencanaan struktur tahan gempa.

Kami menyadari bahwa buku ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu, kritik dan saran yang membangun sangat kami harapkan demi perbaikan di masa yang akan datang. Semoga buku ini dapat memberikan manfaat yang besar bagi para pembaca, khususnya para mahasiswa, akademisi, dan praktisi di bidang teknik sipil.

Akhir kata, kami ucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah memberikan dukungan dan bantuan dalam proses penyusunan buku ini.

Tana Toraja, Juli 2024

Jufri Manga
Jonie Tanijaya

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR ISTILAH.....	xx
BAB I.....	1
PERENCANAAN BANGUNAN GEDUNG.....	1
A. Pendahuluan	1
B. Desain Kapasitas (<i>Capacity Design</i>).....	3
C. Perencanaan Berbasis Kinerja (<i>Performande- Based Sismic Design</i>)	5
BAB II.....	9
ELEMEN STRUKTUR	9
A. Pendahuluan	9
B. Balok	9
1. Keruntuhan lentur	10
2. Keruntuhan geser	12
3. Detail Penulangan Komponen Struktur Pemikul Lentur	12
a) Ruang lingkup	12
b) Tulangan longitudinal	13
c) Tulangan transversal	13
d) Persyaratan kuat geser	14
C. Kolom.....	16
D. Komponen Struktur Pemikul Kombinasi Lentur dan Aksial	20
1. Ruang lingkup	20

2. Kuat lentur minimum kolom.....	20
3. Tulangan memanjang.....	21
4. Tulangan transversal.....	21
5. Persyaratan kuat geser	23
E. Sambungan Balok Kolom.....	23
F. Komponen Struktur <i>Joint</i> Balok Kolom	24
1. Ketentuan umum.....	24
2. Tulangan transversal.....	25
3. Kuat geser.....	25
4. Panjang penyaluran tulangan tarik.....	26
BAB III.....	28
SISTIM RANGKA PEMIKUL MOMEN.....	28
A. Pendahuluan	28
1. Latar Belakang dan Definisi	28
2. Sejarah dan Pengembangan Sistem Rangka Pemikul Momen	28
3. Fungsi dan Aplikasi Utama dalam Struktur Bangunan	29
B. Klasifikasi Sistem Rangka Pemikul Momen.....	29
1. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).....	29
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).....	30
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)	30
C. Mekanisme Kerja Sistem Rangka Pemikul Momen.....	31
1. Penyaluran Gaya Lateral (Angin, Gempa, dll.).....	32
3. Distribusi Momen dan Gaya Geser pada Sambungan Balok- Kolom.....	33
D. Konsep Desain Kapasitas dalam SRPM.....	34

1. Prinsip Desain Kapasitas	34
2. Hierarki Kekuatan (Strong Column-Weak Beam)	34
3. Penempatan Zona Deformasi Plastis.....	35
E. Detail Penguatan Sambungan Kaku.....	35
1. Penguatan Tulangan Longitudinal dan Transversal	36
2. Desain Sambungan Balok-Kolom.....	36
3. Perbedaan Detail Penguatan antara SRPMK, SRPMM, dan SRPMB.....	37
4. Penanganan Keretakan pada Sambungan.....	37
F. Daktilitas dan Penyerapan Energi	38
1. Pentingnya Daktilitas dalam Desain Tahan Gempa	38
2. Penyerapan Energi Seismik melalui Deformasi Plastis	38
3. Strategi Penempatan Deformasi Plastis.....	39
G. Kontrol Drift pada Struktur Bangunan Bertingkat	40
1. Definisi dan Pentingnya Drift	40
2. Pengendalian Pergerakan Lateral Antar Lantai	40
3. Pengaruh Drift terhadap Elemen Non-Struktural dan Sistem Mekanikal	41
H. Performa Sistem Rangka Pemikul Momen pada Beban Gempa	42
1. Respon Struktur terhadap Beban Gempa Kecil, Menengah, dan Besar.....	42
2. Kapasitas Struktural dalam Menghadapi Beban Seismik Besar	43
3. Studi Kasus dan Pengalaman Lapangan pada Bangunan Tahan Gempa	43
I. Analisis Struktural pada Sistem Rangka Pemikul Momen.....	44

1. Analisis Elastis vs Analisis Nonlinier	44
2. Metode Analisis untuk Beban Lateral	45
3. Penerapan Metode Elemen Hingga (Finite Element Method) dalam Desain SRPM.....	45
J. Detail Penguatan Khusus untuk Bangunan Tahan Gempa	46
1. Tulangan Geser dan Penguat Transversal	46
2. Penguatan pada Daerah Sendi Plastik.....	47
3. Ketahanan Sambungan terhadap Momen Lentur dan Gaya Geser .	47
K. Perencanaan Berbasis Kinerja (Performance-Based Seismic Design)	48
1. Konsep dan Pendekatan PBSB dalam Sistem Rangka Pemikul Momen.....	48
2. Target Kinerja Berdasarkan Tingkat Gempa.....	48
3. Analisis dan Implementasi Kinerja dalam Desain Struktural	49
L. Perbandingan Sistem Rangka Pemikul Momen dengan Sistem Struktural Lain.....	49
1. SRPM vs Sistem Dinding Geser (Shear Wall System)	50
2. SRPM vs Sistem Rangka Braced	50
3. Kelebihan dan Kekurangan SRPM di Berbagai Kondisi Struktural	51
M. Aplikasi Praktis dan Studi Kasus	52
1. Implementasi SRPM pada Bangunan Bertingkat Tinggi.....	52
2. Proyek-Proyek dengan SRPM di Wilayah Rawan Gempa	53
3. Evaluasi Pasca-Gempa pada Bangunan dengan SRPM.....	53
BAB IV.....	55

PEMBEBANAN.....	55
1. Beban mati.....	55
2. Beban hidup.....	56
3. Beban partisi.....	57
4. Beban gempa	57
5. Beban hujan.....	69
6. Beban angin	70
7. Kombinasi Pembebanan	71
BAB V.....	73
PERENCANAAN GEDUNG DENGAN SPRMK	73
A. Deskripsi umum gedung.....	73
B. Fungsi lantai.....	74
C. Ketentuan Perancangan.....	74
1. Umum	74
2. Software & Version	79
3. Mutu material	79
D. Beban-beban yang bekerja	80
1. Beban mati (<i>DL</i>) dan beban mati tambahan (<i>SIDL</i>).....	80
2. Beban hidup (<i>LL</i>).....	81
3. Beban partisi dandinding.....	81
4. Beban gempa	81
a. Klasifikasi situs	82
b. Penentuan kategori desain seismik.....	85
c. Pemodelan Struktur.....	87
E. Hasil Analisis.....	93

1. Hasil analisis vibrasi bebas.....	93
2. Koefisien respon seismik	94
3. Faktor skala gaya gempa.....	95
4. Gaya geser tingkat.....	96
5. Perpindahan lateral gedung	96
6. Simpangan antarlantai (<i>story drift</i>) akibat gempa	99
7. Pengaruh P-delta ($P-\Delta$).....	100
F. Ketidakberaturan Struktur dan Faktor Redundansi	101
1. Ketidakberaturan vertikal pada struktur	101
a. Pengecualian untuk ketidakberaturan tipe 1a, 1b dan 2	101
b. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (tipe 1a) dan kekakuan tingkat lunak berlebihan (tipe 1b)	102
c. Ketidakberaturan berat (tipe 2).....	103
d. Ketidakberaturan geometri vertikal (tipe 3).....	106
e. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal (tipe 4)	106
f. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat (tipe 5a) dan ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan (tipe 5b).....	107
g. Rangkuman ketidakberaturan vertikal.....	107
2. Ketidakberaturan horizontal pada struktur	108
a. Ketidakberaturan torsi (tipe 1a) dan torsi berlebihan (tipe 1b) .	108
b. Ketidakberaturan sudut dalam (tipe 2).....	110
c. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma (tipe 3)	111
d. Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang (tipe	

4)	111
e. Ketidakberaturan sistem nonparalel (tipe 5)	111
f. Rangkuman ketidakberaturan horizontal	112
3. Faktor redundansi	112
a. Kombinasi Pembebanan	115
4. Kombinasi pembebanan struktur bawah.....	115
a. Kombinasi pembebanan untuk pondasi	115
b. Kombinasi pembebanan untuk desain basement.....	118
5. Kombinasi pembebanan struktur atas	119
G. Pondasi.....	119
1. Deskripsi umum.....	119
2. Daya dukung pondasi.....	120
3. Efek kelompok tiang	125
4. Kontrol daya dukung pondasi tiang terhadap beban yang ada	125
a. Model pondasi	125
b. Kontrol kapasitas pondasi tiang.....	127
5. Desain Struktur Bawah	130
a. Pile-cap.....	130
b. Kontrol geser satu arah.....	130
c. Kontrol geser dua arah	132
d. Kapasitas momen.....	133
6. Balok ikat pondasi.....	138
a. Pengaruh gaya aksial.....	138
b. Kontrol geser	139
7. Dinding basement	140

H. Desain Struktur Atas	144
1. Pembesian balok	144
2. Desain kolom	147
a. Persyaratan awal dimensi	147
b. D/C ratio kolom terhadap gaya dalam yang terjadi.....	148
c. Kontrol kolom kuat-balok lemah (<i>strong column-weak beam</i>)	148
d. Persyaratan tulangan sengkang kolom	153
e. Kuat geser <i>joint</i> balok-kolom	157
I. Desain pelat lantai	160
DAFTAR PUSTAKA	162

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. Faktor penting dalam desain Balok	10
Gambar 2. Distribusi tegangan regangan balok beton bertulang	10
Gambar 3. Detail penulangan sengkang	14
Gambar 4. Detail penulangan geser	15
Gambar 5. Jenis kolom berdasarkan bentuk dan susunan kolom	17
Gambar 6. Jenis kolom berdasarkan letak beban aksial.....	17
Gambar 7. Penampang kolom, diagram tegangan dan regangan	18
Gambar 8. Detail tulangan transversal kolom	22
Gambar 9. Peta gempa SNI 1726:2012 untuk menentukan nilai SS.....	60
Gambar 10. Peta gempa SNI 1726:2012 untuk menentukan nilai S1	61
Gambar 11. Response spectrum berdasarkan SNI 1726:2012	69
Gambar 12. Pembagian tekanan angin pada dinding.....	71
Gambar 13. Kerangka Penelitian.....	72
Gambar 14. Tampak depan gedung.....	73
Gambar 15. Tampak samping gedung.....	74
Gambar 16. Denah lantai 1	75
Gambar 17. Denah lantai 2	76
Gambar 18. Denah lantai 4-8	77
Gambar 19. Potongan struktur	77
Gambar 20. Lokasi balok dengan tinggi terbesar	79
Gambar 21. Denah Balok.....	81
Gambar 22. Grafik sondir titik S1 untuk lokasi pembangunan gedung ...	83
Gambar 23. Grafik sondir titik S2 untuk lokasi pembangunan gedung ...	84

Gambar 24. 3D model ETABS struktur atas dan keseluruhan	90
Gambar 25. Denah konfigurasi struktur ETABS lantai 2	90
Gambar 26. Denah konfigurasi struktur ETABS lantai 3	91
Gambar 27. Denah konfigurasi struktur ETABS lantai 7-8.....	92
Gambar 28. Denah konfigurasi struktur ETABS lantai 9	92
Gambar 29. Denah konfigurasi struktur ETABS lantai 10	92
Gambar 30. Mode shape gedung.....	93
Gambar 31. Gaya geser tingkat untuk arah gempa-X.....	96
Gambar 32. Gaya geser tingkat untuk arah gempa-Y.....	97
Gambar 33. Perpindahan lateral Gedung kondisi gempa elastis.....	98
Gambar 34. Perpindahan lateral gedung kondisi gempa inelastis	98
Gambar 35. Pengecekan efek P-delta.....	100
Gambar 36. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak	104
Gambar 37. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan	105
Gambar 38. Rasio perbandingan massa tingkat.....	106
Gambar 39. Ketidakberaturan torsi gedung.....	110
Gambar 40. Ketidakberaturan torsi setelah balok – X dilepas.....	114
Gambar 41. Ketidakberaturan torsi setelah balok – Y dilepas.....	115
Gambar 42. Daya dukung tiang pancang dari pabrik	120
Gambar 43. Karakteristik data tanah.....	123
Gambar 44. 3 D model pondasi gedung area groutank	126
Gambar 45. Penentuan nilai F_p berdasarkan metode Wood.....	142
Gambar 46. Pembesian dinding basement	143
Gambar 47. Arah dimensi kolom memenuhi persyaratan 20 db.....	145

Gambar 48. B35x80 label B783.....	146
Gambar 49. Detail kolom C1-A.....	157
Gambar 50. Desain pelat lantai berdasarkan finite element based.....	161

DAFTAR TABEL

Table 1. Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung	56
Table 2. Nilai beban hidup yang digunakan SNI 1727:2013	56
Table 3. Faktor keutamaan dan kategori resiko bangunan	58
Table 4. KDS parameter respon percepatan periode pendek.....	61
Table 5. KDS parameter respon percepatan periode 1 detik	62
Table 6. Klasifikasi kelas situs	62
Table 7. Faktor R, Ω_0 , dan Cd untuk sistem penahan gaya seismik	63
Table 8. Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct dan X.....	66
Table 9. Penentuan Nilai k.....	66
Table 10. Faktor amplifikasi Fa percepatan respons <i>spectrum factor</i> ...	67
Table 11. Faktor amplifikasi fv percepatan respons <i>spectrum factor</i>	67
Table 12. Tinggi Bangunan	78
Table 13. Paramater tanah	82
Table 14. Nilai S_{D1} - SNI 1726:2012	85
Table 15. SNI 1726:2012.....	85
Table 16. Parameter respon spektrum desain.....	86
Table 17. Dimensi kolom beton yang digunakan.....	89
Table 18. Hasil rasio partisipasi modal massa Gedung	93
Table 19. Nilai batas periode fundamental dan koefisien respon seismik	94
Table 20. Penentuan koefisien respon seismic	95
Table 21. Berat struktur	95
Table 22. Penentuan koefisien respon seismic	95

Table 23. Pengecekan simpangan antar lantai gempa arah -X	99
Table 24. Pengecekan simpangan antar lantai gempa arah - Y	100
Table 25. Prosedur analisis dalam SNI 1726:2012	107
Table 26. Rangkuman ketidakberaturan vertikal	108
Table 27. Faktor pembesaran torsi gedung kiri dan kanan	110
Table 28. Ketidakberaturan sudut dalam	111
Table 29. Rangkuman ketidakberaturan vertikal	112
Table 30. Gaya geser setelah pelepasan balok – X	113
Table 31. Pengaruh kehilangan kekakuan lentur balok	114
Table 32. Kombinasi beban gravitasi untuk pondasi	116
Table 33. Kombinasi beban gempa nominal untuk pondasi.....	116
Table 34. Kombinasi beban gempa nominal untuk pondasi.....	117
Table 35. Kombinasi beban gravitasi dan gempa kuat untuk basement	118
Table 36. Kombinasi beban gravitasi untuk struktur atas	119
Table 37. Kombinasi beban gempa nominal ($\rho=1.00$) untuk struktur atas	119
Table 38. Tahanan tekan dan tarik pondasi tiang	122
Table 39. Kapasitas lateral pondasi tiang.....	125
Table 40. Konstanta pegas vertikal k_v dan k_h pondasi	126
Table 41. D/C ratio pondasi tiang area ground level akibat beban gempa.....	128
Table 42. D/C ratio pondasi tiang area ground level akibat beban gravitasi.....	128

Table 43. D/C ratio pondasi tiang area basement level akibat beban gempa.....	128
Table 44. D/C ratio pondasi tiang area basement level akibat beban gravitasi.....	129
Table 45. D/C ratio pondasi tiang area basement level akibat beban gempa + tekanan tanah pada keliling basement.....	129
Table 46. D/C ratio pondasi tiang area basement level akibat gravitasi + tekanan tanah pada keliling basement.....	129
Table 47. Kontrol geser satu arah pile cap area ground level.....	132
Table 48. Kontrol geser satu arah pile cap area basement level	132
Table 49. Kontrol geser dua arah pile-cap area ground level	135
Table 50. Kontrol geser dua arah pile-cap area basement level	135
Table 51. Kontrol momen pile – cap area ground level	136
Table 52. Kontrol momen pile – cap area basement level	137
Table 53. Gaya aksial terfaktor pada kolom area ground level	138
Table 54. Gaya aksial terfaktor pada kolom area basement level	138
Table 55. Syarat dimensi kolom minimum yang searah dengan arah tulangan balok.....	145
Table 56. Cek <i>strong column – weak beam</i> pada <i>critical joint</i>	150
Table 57. Persyaratan spasi sengkang.....	154
Table 58. Luas tulangan Sengkang kolom yang digunakan	155

DAFTAR ISTILAH

a	= Tinggi blok tegangan persegi
Ab	= Luas dasar struktur
Ach	= Luas inti penampang kolom
Ag	= Luas penampang beton
Aj	= Luas efektif dari penampang suatu joint
As	= Luas tulangan tarik
As'	= Luas tulangan tekan
Ash	= Luas tulangan transversal yang diisyaratkan
Ast	= Luas total tulangan longitudinal
b	= Lebar muka tekan komponen struktur
bc	= Lebar inti kolom yang diukur dari as tulangan longitudinal
bj	= Lebar efektif hubungan balok kolom
bw	= Lebar badan
C	= Resultan gaya tekan pada beton
Cc	= Kuat tekan akibat beton
Cd	= Koefisien Pembesaran Momen
Cs	= Koefisien response seismic
Cs	= Kuat tekan akibat tulangan
Ct	= Koefisien
D	= Beban Mati
d	= Jarak serat tekan ke pusat tulangan tarik
d'	= Jarak serat tekan ke pusat tulangan tekan
db	= Diameter tulangan
di	= Ketebalan lapisan
dh	= Tambahan kedalaman air pada atap pada lubang sistem drainase
ds	= kedalaman air atap ke lubang masuk sistem drainase sekunder
E	= Modulus Elastisitas
E	= Beban gempa
Fa	= Faktor amplifikasi periode pendek
Fv	= Faktor amplifikasi periode 1 detik
f'c	= Kuat tekan beton
fy	= Kuat leleh tulangan baja

H	= Tinggi
h	= Panjang penampang
hc	= Tinggi efektif kolom pada hubungan balok kolom
hi/hx	= Tinggi dari dasar tingkat I atau x
hj	= Tinggi joint
hn	= Ketinggian struktur
h1,h2	= Tinggi kolom
I	= Momen Inersia
I	= Faktor keutamaan
K	= Kekakuan
k	= eksponen yang terikat pada struktur
L	= Beban hidup
Ldh	= Panjang penyaluran
Lr	= Beban hidup atap
Mn	= Momen nominal
Mpr ⁺	= Kekuatan lentur komponen struktur balok tulangan Tarik
Mpr ⁻	= Kekuatan lentur komponen struktur balok tulangan tekan
\bar{N}	= Nilai N-SPT rata-rata
Nn	= Gaya aksial nominal kolom
Pn	= Kekuatan aksial nominal penampang
Po	= Kekuatan aksial
Pu	= Gaya aksial terfaktor
R	= Faktor modifikasi respon
R	= beban air hujan pada atap yang tidak melendut
s	= Jarak antar tulangan transversal
S	= Beban salju
Sa	= Spectrum response
Sds	= Parameter percepatan response spectrum periode pendek
Sd1	= Parameter percepatan response spectrum periode 1 detik
Smax	= Besarnya gaya geser dasar struktur saat mengalami leleh
Sms	= Parameter response spectrum periode pendek
Sm1	= Parameter response spectrum periode 1 detik
SMT	= Nilai Sa dari gempa periode ulang 2500 tahun v

T_a	= Periode fundamental pendekatan
T_0	= Periode awal
V	= Gaya geser dasar
V_c	= Gaya geser
V_e	= Gaya geser desain pada penampang
V_n	= Tegangan geser nominal
V_u	= Gaya geser terfaktor
W	= Berat lantai
W	= Beban angin
W_i/W_x	= Bagian seismik efektif total struktur pada tingkat I dan x
W_u	= Beban terfaktor per satuan panjang balok
x	= Jarak serat atas ke garis netral
ϵ_s	= Regangan pada baja
l_n	= Panjang bentang bersih
ρ	= Rasio tulangan
\emptyset	= Faktor reduksi
Ω_o	= Faktor kuat lebih sistem

BAB 1

PERENCANAAN BANGUNAN GEDUNG

A. Pendahuluan

Indonesia terletak di dalam wilayah tektonik yang sangat aktif dan rentan terhadap aktivitas seismik. Daerah ini dilalui oleh banyak lempeng tektonik yang besar seperti Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia, dan Lempeng Pasifik, yang semuanya bergerak dan berinteraksi secara konsisten. Keadaan ini berkontribusi pada peningkatan kejadian seismik, menjadikan Indonesia sebagai salah satu negara yang menghadapi bahaya gempa terbesar secara global. Oleh karena itu, desain komponen struktural untuk bangunan di Indonesia memerlukan pertimbangan yang cermat terhadap kekuatan dan daktilitas untuk menjamin keamanan dan ketahanan bangunan terhadap gempa bumi. Seperti yang ditetapkan dalam Standar Nasional Indonesia (SNI) 2847:2013 yang berfokus pada Beton Struktural untuk Struktur Bangunan, struktur beton tahan gempa harus dirancang dengan cermat dengan mengintegrasikan konsep keuletan. Daktilitas menunjukkan kapasitas struktur untuk menahan deformasi inelastis substansional tanpa menyerah pada kegagalan atau keruntuhan. Dengan merangkul konsep ini, dampak gaya seismik dapat dikurangi melalui penerapan faktor modifikasi respons struktur (faktor R), yang menandakan tingkat keuletan yang melekat pada struktur. Penggabungan prinsip-prinsip keuletan memberdayakan bangunan untuk menyerap dan menghilangkan energi seismik melalui deformasi inelastis pada komponen strukturalnya, sehingga mengurangi risiko keruntuhan bangunan total. Kerusakan struktural karena peristiwa seismik dapat terjadi selama umur bangunan, berpotensi menyebabkan kerusakan struktural. Meskipun demikian, kerusakan tersebut seharusnya tidak membahayakan nyawa penghuni atau individu di sekitar bangunan. Serangkaian kerusakan struktural yang masuk akal pada struktur portal Bangunan dapat timbul dari gaya lateral (misalnya, beban yang disebabkan oleh gempa). Semakin besar terjadinya sendi plastik di balok

dan kolom bawah karena beban seismik, semakin daktail struktur bangunan. Kategorisasi kerusakan struktural akibat gempa bumi, sesuai pedoman yang ditetapkan oleh Dewan Teknologi Terapan (ATC), digambarkan dalam Tabel 1.1.

Tabel 1.1 Kriteria Kerusakan Menurut *Applied Technology Council*

No	Tingkat Gempa	Akibat Kerusakan
1.	Gempa Besar	Struktur boleh rusak, tetapi tidak boleh runtuh/ roboh agar tidak terjadi korban jiwa
2.	Gempa Sedang	Bagian non structural boleh rusak, tetapi bagian struktur tidak boleh rusak
3.	Gempa Kecil	Tidak boleh ada kerusakan struktur dan non struktur

Sumber : ATC 1978

Sistem struktur pada gedung adalah kumpulan elemen struktural yang dirancang dan diatur untuk menahan beban vertikal (beban mati dan beban hidup) dan beban lateral (angin, gempa bumi, dll.) serta menyalurkan beban tersebut dengan aman ke tanah melalui fondasi.

Dalam perencanaan struktur tahan gempa bangunan gedung tinggi, ada beberapa sistem struktur yang dapat digunakan memastikan kekakuan dan stabilitas terhadap beban gravitasi dan beban lateral diantaranya adalah :

1. Sistem Rangka Pemikul Momen (*Moment Resisting Frame*)
2. Dinding Geser (*Shear Wall*)
3. Sistem Tabung (*Tube System*)
4. Sistem Outrigger dan Belt Truss (*Outrigger and Belt Truss system*)
5. Sistem Core dan Outrigger (*Core and Outrigger System*)
6. Sistem Suspensi (*Suspended System*)
7. Sistem Eksoskeleton (*Exoskeleton System*)
8. Sistem Hybrid (*Hybrid System*)
9. Sistem Rangka Diagrid (*Diagrid System*)

10. Sistem Rangka kaku (*Rigid Frame System*)

B. Desain Kapasitas (*Capacity Design*)

Rancang kapasitas (*Capacity Design*) adalah perancangan dengan mengupayakan agar struktur dapat memencarkan energi yang diterima pada saat terjadi gempa besar di luar beban gempa rencana dimana struktur boleh rusak namun tidak menimbulkan korban jiwa.

Desain Kapasitas adalah strategi mendasar di bidang rekayasa struktural, yang bertujuan menjamin kemampuan bangunan untuk menahan beban dinamis, seperti aktivitas seismik, melalui pengaturan distribusi gaya. Ini juga memastikan bahwa keruntuhan struktural, jika tidak dapat dihindari, terjadi pada elemen yang paling dapat diandalkan. Penerapan metode ini sangat penting untuk memastikan bahwa struktur mengikuti jalur keruntuhan yang telah ditentukan tanpa menyebabkan suara yang tidak terduga.

Prinsip desain kapasitas:

a) Identifikasi komponen yang kuat dan rapuh:

Komponen struktural diklasifikasikan menjadi dua kelompok yang berbeda: komponen kokoh seperti kolom dan sambungan, dan komponen rapuh seperti balok. Elemen rapuh sengaja dirancang untuk gagal atau memburuk pada awalnya dalam kondisi pemuatan ekstrem, sehingga mencegah keruntuhan tiba-tiba dan total pada komponen yang lebih kuat yang diposisikan secara strategis.

b) Hirarki kekuatan:

Menetapkan hierarki kekuatan di mana elemen-elemen penting untuk stabilitas struktur memiliki kapasitas yang lebih tinggi dibandingkan dengan elemen yang kurang penting. Misalnya, kolom direkayasa agar lebih tangguh daripada balok untuk mencegah kegagalan balok.

c) Kontrol distribusi kekuatan:

Desain kapasitas mengawasi alokasi kekuatan internal dalam struktur untuk menjamin distribusi seragam tanpa memusatkan kekuatan secara berlebihan pada satu elemen. Hal ini dicapai melalui perencanaan yang cermat dan penguatan jalur penahan beban primer.

d) Mekanisme keruntuhan yang direncanakan:

Konfigurasi struktural dirancang dengan cara yang mengarahkan keruntuhan ke elemen-elemen yang secara khusus direkayasa untuk menghilangkan energi dan berubah bentuk, sehingga mengurangi kemungkinan keruntuhan yang meluas. Ini membantu meminimalkan risiko keseluruhan yang terkait dengan peristiwa keruntuhan.

e) Detail konstruksi:

Perhatian yang rumit diberikan pada perincian elemen konstruksi untuk memastikan bahwa mereka bekerja seperti yang dibayangkan dan berkontribusi secara efektif terhadap integritas struktural secara keseluruhan.

f) Redundansi struktural:

Redudansi struktural adalah konsep dalam desain struktur yang merujuk pada adanya lebih dari satu jalur atau elemen struktural yang mampu menahan beban ketika terjadi kegagalan pada salah satu elemen. Dengan adanya redundansi, struktur memiliki kemampuan untuk tetap berdiri dan berfungsi meskipun beberapa elemen gagal, karena beban yang ditanggung oleh elemen yang gagal dapat didistribusikan ke elemen-elemen lain. Redudansi ini meningkatkan keandalan dan keselamatan struktur, terutama ketika menghadapi beban dinamis yang tidak terduga, seperti gempa bumi, angin kencang, atau beban ekstrem lainnya. Integrasi elemen redundan dalam struktur untuk meningkatkan ketahanan dan kemampuannya untuk menahan tekanan atau kegagalan yang tidak terduga.

Ada beberapa sistem utama yang sering digunakan dalam rancang kapasitas, salah satunya adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). SRPMK adalah sistem rangka yang dirancang khusus untuk menahan beban gempa dengan tingkat daktilitas yang tinggi. Sistem ini mengacu pada konsep desain kapasitas, yang didasarkan pada prinsip kolom kuat balok lemah. Konsep ini mengatur agar elemen-elemen struktur seperti kolom tetap kuat dan tidak mengalami plastifikasi, sementara elemen-elemen lain seperti balok diizinkan mengalami plastifikasi untuk mendisipasikan energi gempa. Dengan demikian,

kerusakan pada struktur bangunan dapat dikendalikan dan difokuskan pada elemen-elemen yang dirancang untuk mengalami deformasi. Desain kapasitas dalam SRPMK mengharuskan setiap elemen struktur diberi detail penulangan yang memadai agar perilakunya tetap stabil meskipun telah mengalami deformasi inelastis yang besar. Elemen-elemen yang diharapkan mengalami plastifikasi harus diperkuat dengan tulangan yang cukup agar dapat berfungsi sebagai mekanisme disipasi energi tanpa menyebabkan keruntuhan bangunan. Desain ini juga memperhitungkan pengaruh gaya-gaya dalam yang dihasilkan oleh respons elastis struktur terhadap beban gempa. Dengan demikian, SRPMK tidak hanya menjamin kekuatan struktur tetapi juga kemampuan deformasi yang aman.

C. Perencanaan Berbasis Kinerja (*Performance-Based Sismic Design*)

Konsep terbaru dalam perencanaan gempa adalah perencanaan berbasis kinerja atau *Performance-Based Seismic Design (PBSD)*. *Performance-Based Seismic Design (PBSD)* menggabungkan aspek-aspek kekuatan dan pelayangan untuk memastikan bahwa bangunan tidak hanya kuat terhadap gempa tetapi juga dapat berfungsi dengan baik selama dan setelah terjadi gempa. PBSD menekankan evaluasi kinerja bangunan terhadap berbagai tingkat gempa, mulai dari gempa kecil yang sering terjadi hingga gempa besar yang jarang terjadi. Dalam PBSD, setiap elemen struktur dievaluasi berdasarkan kriteria kinerja yang telah ditetapkan, seperti batas deformasi, kerusakan elemen, dan kapasitas penyerapan energi. Perencanaan Berbasis Kinerja (*Performance-Based Seismic Design - PBSD*) adalah pendekatan dalam perancangan struktur yang berfokus pada kinerja bangunan saat terjadi gempa bumi, dengan mempertimbangkan berbagai tingkat intensitas gempa. Tujuannya adalah untuk memastikan bahwa bangunan mampu mencapai tingkat kinerja tertentu, mulai dari minimal kerusakan hingga keselamatan penuh, berdasarkan ekspektasi pemilik bangunan dan standar keselamatan yang berlaku.

Dalam pendekatan ini, perancangan tidak hanya memenuhi persyaratan kode bangunan secara umum, tetapi juga didasarkan pada bagaimana bangunan diharapkan berperilaku di bawah berbagai tingkat guncangan gempa. Dengan kata lain, PBSD bertujuan untuk memberikan prediksi yang lebih realistis tentang bagaimana suatu bangunan akan merespon gempa, dengan menargetkan hasil kinerja tertentu untuk berbagai skenario gempa.

Prinsip utama perencanaan berbasis kinerja:

1. Tingkat kinerja berlapis: PBSD mengidentifikasi berbagai tingkat kinerja bangunan, mulai dari kondisi operasional penuh (tanpa kerusakan struktural atau kerusakan minor) hingga kondisi yang mengizinkan kerusakan signifikan, namun mencegah keruntuhan total (misalnya pada gempa besar). Beberapa tingkat kinerja yang sering digunakan:
 - Kondisi Operasional: Bangunan tetap berfungsi penuh selama dan setelah gempa, dengan sedikit atau tanpa kerusakan pada elemen struktural maupun non-struktural.
 - Kondisi Layak Huni: Kerusakan ringan terjadi, namun bangunan tetap aman untuk dihuni dan operasional segera dipulihkan.
 - Kondisi Perlindungan Jiwa: Bangunan mengalami kerusakan struktural yang cukup signifikan, tetapi keruntuhan dihindari, memberikan waktu yang cukup untuk evakuasi.
 - Kondisi Keruntuhan Terbatas: Bangunan rusak berat dan mungkin tidak dapat digunakan kembali, namun keruntuhan total yang berakibat pada korban jiwa dihindari.
2. Evaluasi gempa multi-level: PBSD mengharuskan evaluasi terhadap struktur pada berbagai tingkat intensitas gempa, seperti gempa ringan, menengah, dan besar. Setiap tingkat intensitas tersebut terkait dengan probabilitas tertentu dan tingkat kerusakan yang diharapkan. Misalnya:
 - Gempa ringan: Bangunan diharapkan tetap operasional tanpa kerusakan signifikan.

- Gempa sedang: Bangunan mungkin mengalami kerusakan minor pada elemen non-struktural, namun harus tetap layak huni.
 - Gempa besar: Bangunan mungkin mengalami kerusakan struktural signifikan, namun harus tetap melindungi penghuni dari keruntuhan.
3. Penggunaan analisis nonlinier: Berbeda dengan metode desain konvensional yang sering menggunakan analisis elastis linier, PBSD sering mengandalkan analisis nonlinier untuk mendapatkan gambaran yang lebih realistis tentang perilaku struktur saat gempa. Analisis ini memungkinkan simulasi deformasi dan kegagalan struktural, seperti plastisitas pada elemen-elemen tertentu, yang lebih akurat mencerminkan kondisi sebenarnya selama gempa.
 4. Tingkat risiko dan toleransi kerusakan: PBSD memungkinkan pemilik bangunan, insinyur, dan perencana untuk memilih tingkat risiko yang dapat diterima dan toleransi kerusakan sesuai kebutuhan spesifik bangunan. Misalnya, rumah sakit atau pusat evakuasi akan memerlukan tingkat kinerja yang lebih tinggi dibandingkan dengan bangunan komersial biasa.
 5. Pendekatan fleksibel dan adaptif: PBSD memberikan fleksibilitas dalam memilih strategi perancangan untuk memenuhi tujuan kinerja. Ini memungkinkan penggunaan berbagai teknologi inovatif, seperti sistem isolasi seismik, damper energi, dan teknik lainnya untuk mencapai kinerja yang diinginkan.

Kelebihan *Performance Based Seismic Design*:

- Prediksi yang lebih akurat: Pendekatan berbasis kinerja memberikan gambaran yang lebih realistis tentang bagaimana bangunan akan berperilaku selama gempa.
- Efisiensi biaya: Dengan menargetkan tingkat kinerja tertentu, pemilik bangunan dapat meminimalkan biaya sambil memastikan bahwa bangunan tetap aman pada skenario gempa yang paling mungkin terjadi.

- Peningkatan keselamatan: PBSB memastikan bahwa bangunan dirancang untuk melindungi penghuni pada berbagai skenario gempa, dari kerusakan ringan hingga mencegah keruntuhan total.
- Fleksibilitas desain: Insinyur memiliki fleksibilitas untuk memilih strategi desain yang sesuai dengan tujuan kinerja yang spesifik, memberikan kesempatan untuk menggunakan teknologi mutakhir.

Rumusan permasalahan yang dapat dibahas pada perencanaan struktur gedung dengan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah: 1. Bagaimana analisis pemodelan struktur gedung yang didesain menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), 2. Bagaimana analisa detail dan persyaratan penulangan dalam penentuan SRPMK yang direncanakan, 3. Bagaimana kajian kapasitas aktual struktur gedung yang didesain dengan SRPMK terhadap beban gempa?

BAB 2

ELEMEN STRUKTUR

A. Pendahuluan

Sistem struktur pada gedung adalah kerangka fisik yang menopang dan menahan beban gedung serta mendistribusikan beban tersebut ke fondasi. Sistem struktur ini mencakup berbagai elemen struktural yang bekerja sama untuk memastikan kestabilan, kekakuan, dan keamanan bangunan.

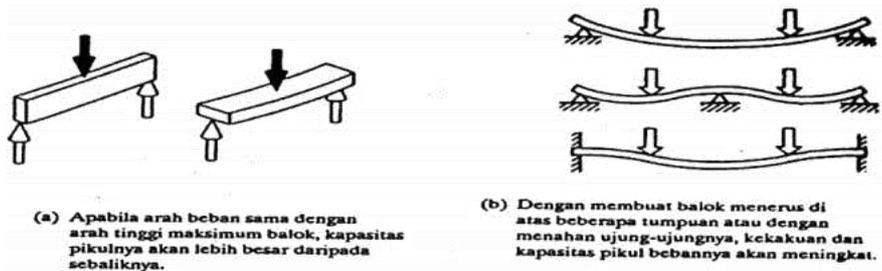
Komponen utama dari elemen struktur adalah :

- a) Kolom, elemen vertikal yang menahan beban aksial dari balok dan lantai serta menyalurkan beban tersebut ke fondasi.
- b) Balok, elemen horizontal yang menahan beban dari lantai atau atap dan mendistribusikannya ke kolom.
- c) Dinding struktural, dinding yang dirancang untuk menahan beban lateral, seperti dinding geser.
- d) Plat lantai, elemen horizontal yang menahan beban vertikal dari penghunian atau peralatan dan mendistribusikannya ke balok
- e) Fondasi, elemen bawah tanah yang menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah, seperti footing, pile, dan mat foundation.
- f) Sambungan, koneksi antara elemen-elemen struktural yang memastikan distribusi beban yang efisien.

B. Balok

Balok beton adalah bagian dari struktur yang berfungsi sebagai penyalur momen menuju struktur kolom. Balok dikenal sebagai elemen lentur, yaitu elemen struktur yang dominan memikul gaya dalam berupa momen lentur dan gaya geser. Menurut Daniel L. Schodek dalam buku “Struktur”, tinggi suatu elemen struktur juga akan mempengaruhi kemampuannya untuk menahan beban lentur, semakin tinggi suatu elemen maka semakin kuat kemampuannya menahan lentur seperti

terlihat pada Gambar 1(a). Kondisi tumpuan juga sangat penting, elemen struktur yang ujung-ujungnya dijepit lebih kaku daripada yang ujung-ujungnya dapat berputar bebas dapat dilihat Gambar 1(b).



Gambar 1. Faktor penting dalam desain Balok

Pada Gambar 2 dapat dilihat distribusi tegangan dan regangan, dimana apabila kapasitas batas kekuatan beton terlampaui dan tulangan baja mencapai leleh, balok akan mengalami keruntuhan. Ada dua jenis keruntuhan balok beton bertulang yaitu:

1. Keruntuhan lentur



Gambar 2. Distribusi tegangan regangan balok beton bertulang

Keterangan:

- As = Luas Tulangan tarik
- C = Resultan gaya tekan pada beton
- T = Resultan gaya tarik pada tulangan
- a = Tinggi blok tegangan persegi

Resultan gaya tekan pada beton:

$$C = 0,85.f'c.b.a \quad (2.1)$$

Keterangan:

- C = Resultan gaya tekan pada beton
- f'c = Kuat tekan beton
- b = Lebar muka tekan komponen struktur
- a = Tinggi tegangan pada beton

Resultan gaya tarik pada tulangan:

$$T = As.fy \quad (2.2)$$

Keterangan:

- T = Resultan gaya tarik pada tulangan
- As = Luas tulangan tarik
- fy = Kuat leleh tulangan baja (tulangan kondisi leleh)
Ditinjau dalam kondisi *under reinforced*, keruntuhan lentur dimulai dari tulangan baja yang mengalami leleh.

Dengan nilai C = T didapat persamaan:

$$Mn = As.fy(d-a/2) \quad (2.3)$$

Keterangan:

- As = Luas tulangan tarik
- fy = Kuat leleh tulangan baja
- d = Jarak serat tekan ke pusat tulangan tarik
- a = Tinggi blok tegangan persegi

Dengan:

$$a = As.fy / 0,85 f'c b \quad (2.4)$$

Keterangan:

- a = Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen
- A_s = Luas tulangan tarik
- f_y = Kuat leleh tulangan baja
- f'_c = Kuat tekan beton
- b = Lebar muka tekan komponen struktur

2. Keruntuhan geser

Gaya geser pada balok sepenuhnya dipikul oleh beton, sedangkan gaya setelah terjadi retak geser lentur maka retak akan merambat sepanjang tulangan lentur, keretakan ini akan melepaskan lekatan tulangan memanjang dengan beton. Balok akan berperilaku seperti busur dua sendi, yang kemudian diakhiri dengan hancurnya beton tekan. Geser nominal yang dapat disumbangkan beton adalah:

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} b w d \quad (2.5)$$

Keterangan:

- V_c = Gaya geser
- f'_c = Kuat tekan beton
- $b w$ = Lebar badan
- d = Jarak dari serat tekan ke pusat tulangan tekan

3. Detail Penulangan Komponen Struktur Pemikul Lentur

Berikut ini adalah beberapa ketentuan yang berlaku untuk komponen- komponen struktur pada sistem rangka pemikul momen khusus yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan untuk memikul lentur sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 21.5.

a) Ruang lingkup

Komponen struktur lentur pada SRPMK harus memenuhi syarat-syarat dibawah ini:

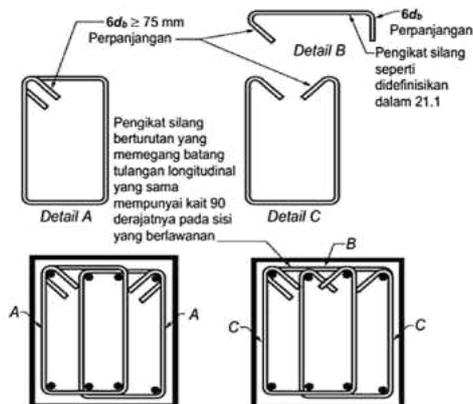
- a. Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur, $P_u < A_g f'_c / 10$.
- b. Bentang bersih komponen untuk komponen struktur, $L_n \geq 4d$.

- c. Lebar komponen, $b_w \geq 0,3h$ dan 250 mm.
 - d. Lebar komponen struktur, $b_w \leq C_2$ ditambah suatu jarak pada masing- masing sisi komponen struktur penumpu yang lebih kecil atau sama dengan :
 - 1. Lebar komponen struktur penumpu, C_2
 - 2. 0,75 kali dimensi keseluruhan komponen struktur penumpu, C_1 .
- b) Tulangan longitudinal
- a. Jumlah tulangan atas maupun bawah:
 - 1) Tidak boleh kurang dari $1,4b_w d/f_y$
 - 2) Rasio tulangan ρ tidak boleh melebihi 0,025.
 - 3) Paling sedikit 2 batang tulangan harus disediakan menerus pada kedua sisi atas dan bawah.
 - b. Kekuatan M+ pada muka *joint* > ½ kuat lentur negatif pada muka *joint* tersebut. Baik kekuatan M+ atau M- pada penampang > ¼ Mmax pada muka salah satu *joint* tersebut.
 - c. Sambungan lewatan tulangan lentur hanya diizinkan jika ada tulangan spiral atau sengkang disediakan sepanjang panjang sambungan. Spasi tulangan transversal tidak melebihi $d/4$ atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan:
 - 1) Dalam *joint*;
 - 2) Dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur dari muka *joint*;
 - 3) Bila analisis menunjukkan pelelehan lentur diakibatkan oleh perpindahan lateral *inelastis* rangka.
- c) Tulangan transversal
- Sengkang harus dipasang pada daerah komponen struktur rangka berikut seperti terlihat pada Gambar 3 :
- a) Sepanjang dua kali tinggi komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur.

- b) Sepanjang dua kali tinggi komponen struktur di kedua sisi penampang dimana pelelehan lentur terjadi.
- c) Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak melebihi 50 mm dari muka komponen struktur penumpu.

Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi:

1. $d/4$;
2. $6d$ terkecil tulangan lentur utama;
3. 150 mm.
 - a. Spasi batang tulangan lentur yang tertumpu secara transversal tidak boleh melebihi 350 mm.
 - b. Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, kait gempu pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi $< d/2$
 - c. Sengkang atau pengikat yang diperlukan untuk menahan geser harus dipasang di sepanjang komponen struktur.
 - d. Sengkang terbentuk dari dua potong tulangan, yaitu: sengkang dengan kait gempu pada kedua ujung dan ditutup oleh pengikat silang.



Gambar 3. Detail penulangan sengkang

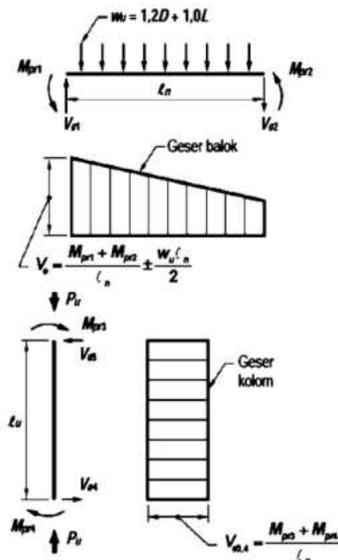
- d) Persyaratan kuat geser
 - a. Gaya desain

Gaya geser desain, V_e ditinjau dari gaya statis pada bagian komponen struktur antara dua muka-muka *joint*. Dapat dilihat pada Gambar 4, momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin, M_{pr} bekerja pada muka-muka *joint*, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor disepanjang bentangnya.

b. Tulangan transversal

Tulangan transversal sepanjang daerah yang ditentukan harus dirancang untuk menahan geser gempa dengan menganggap $V_c = 0$, bila:

- 1) Gaya geser akibat gempa yang dihitung sesuai dengan gaya rencana mewakili setengah atau lebih daripada kuat geser perlu maksimum.
- 2) Gaya aksial tekan terfaktor, P_u termasuk akibat gempa, $< A_g f'_c / 20$.



Gambar 4. Detail penulangan geser

Keterangan: V_e = Gaya geser desain pada penampang

M_{pr} = Kekuatan lentur mungkin komponen struktur

P_u = Gaya aksial terfaktor

W_u = Beban terfaktor per satuan panjang balok

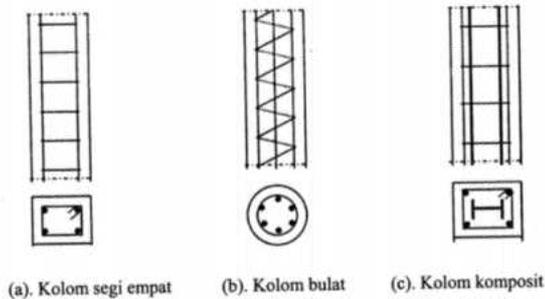
l_n = Panjang bentang bersih

C. Kolom

Pada suatu konstruksi bangunan gedung, kolom berfungsi sebagai pendukung beban-beban dari balok dan pelat, dan diteruskan ke tanah dasar melalui pondasi. Beban dari balok dan pelat ini berupa beban aksial tekan serta momen lentur. Ali Asroni Dalam buku “Kolom Pondasi & Balok T Beton Bertulang” menjelaskan jenis-jenis kolom pada struktur beton bertulang antara lain: Kolom dibedakan beberapa jenis menurut bentuk dan susunan tulangan, letak/posisi beban aksial pada penampang kolom. Juga dibedakan menurut ukuran panjang pendeknya kolom dalam hubungan dengan dimensi lateral.

a. Jenis kolom berdasarkan bentuk dan susunan tulangan

- 1) Kolom segi empat, baik berbentuk empat persegi panjang maupun bujur sangkar, dengan tulangan memanjang dan sengkang
- 2) Kolom bulat dengan tulangan memanjang dan sengkang atau spiral
- 3) Kolom komposit, yaitu kolom yang terdiri atas beton dan profil baja struktural yang berada dalam beton

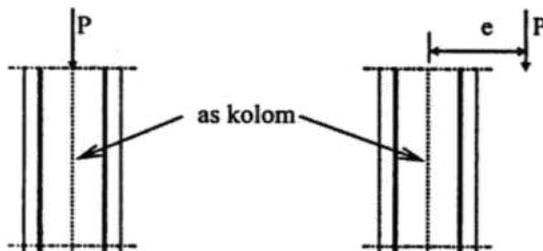


Gambar 5. Jenis kolom berdasarkan bentuk dan susunan kolom

b. Jenis kolom berdasarkan letak/posisi beban aksial

Berdasarkan letak beban aksial yang bekerja pada penampang kolom, kolom dibedakan menjadi 2 macam, yaitu :

- 1) Kolom dengan posisi beban sentris, berarti kolom ini menahan beban aksial tepat pada sumbu kolom. Pada keadaan ini seluruh permukaan penampang beton menahan beban tekan seperti pada Gambar 5(a).
- 2) Kolom dengan beban eksentris, berarti beban aksial bekerja di luar sumbu kolom dengan *eksentrisitas* sebesar e . Beban aksial P dan eksentrisitas e ini akan menimbulkan momen sebesar $M = P \cdot e$ seperti terlihat pada Gambar 5(b).



(a). Beban P sentries (b). Beban P eksentris

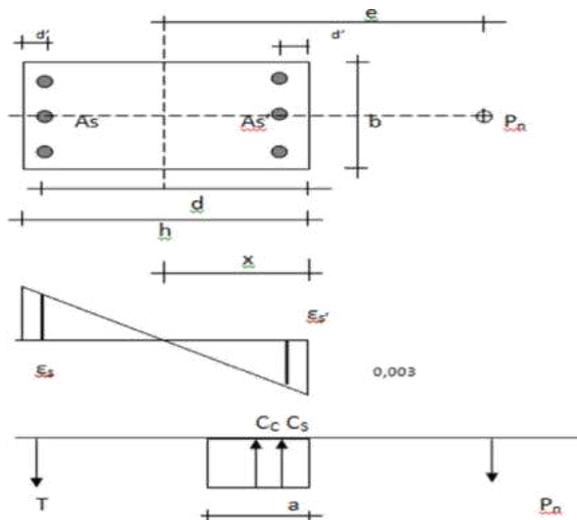
Gambar 6. Jenis kolom bedasarkan letak beban aksial

c. Jenis kolom berdasarkan panjang kolom

Berdasarkan ukuran panjang dan pendeknya, kolom dibedakan atas 2 macam:

- 1) Kolom panjang (Kolom langsing)
Beban yang terjadi pada kolom panjang, menyebabkan terjadi kegagalan kolom akibat kehilangan stabilitas lateral karena bahaya tekuk.
- 2) Kolom pendek
Kehilangan stabilitas lateral karena tekuk Kegagalan pada kolom pendek sering disebabkan oleh kegagalan materialnya.

Istimawan Dipohusodo dalam buku “ Struktur Beton Bertulang “ menjelaskan hampir tidak pernah ditemukan kolom yang menopang beban aksial secara konsentris, bahkan kombinasi beban aksial dengan eksentrisitas kecil jarang ditemukan. Namun untuk mengetahui dasar perilaku kolom pada waktu menahan beban dan timbulnya momen pada kolom, maka perlu ditinjau kolom dengan beban aksial tekan eksentrisitas kecil sesuai Gambar 7.



Gambar 7. Penampang kolom, diagram tegangan dan regangan

Keterangan:

A_s = Luas tulangan tarik baja tulangan

A_s' = Luas tulangan tekan baja tulangan

C_c = Kuat tekan akibat beton

C_s = Kuat tekan akibat tulangan

T = Kuat tarik tulangan

Pada kondisi beban sentris (P_o) dengan menganggap baja tulangan dalam kondisi leleh dapat di analisis seperti berikut :

$$C1 = 0,85 f'c (A_g - A_{st}) \quad (2.6)$$

$$C2 = f_y \cdot A_s \quad (2.7)$$

$$C3 = f_y \cdot A_s' \quad (2.8)$$

Keterangan:

C = Resultan gaya

f_y = Kuat leleh baja tulangan

A_s = Luas tulangan tarik baja

A_s' = Luas tulangan tekan baja

A_{st} = Luas total tulangan longitudinal

$f'c$ = Kuat tekan beton bertulang

Karena kesetimbangan gaya vertikal harus nol, maka diperoleh :

$$P_o = C1 + C2 + C3$$

$$P_o = 0,85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad (2.9)$$

untuk tulangan spiral :

$$\phi P_n \text{ maks} = 0,85 \phi [0,85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad (2.10)$$

untuk sengkang

$$\phi P_n \text{ maks} = 0,80 \phi [0,85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad (2.11)$$

Keterangan:

P_n = Kekuatan aksial nominal penampang

P_o = Kekuatan aksial nominal

$f'c$ = Kekuatan tekan beton

- f_y = Kekuatan leleh baja tulangan
- A_g = Luas penampang beton
- A_{st} = Luas total tulangan longitudinal

D. Komponen Struktur Pemikul Kombinasi Lentur dan Aksial

Berikut ini adalah ketentuan yang berlaku untuk komponen-komponen struktur pemikul kombinasi lentur dan aksial pada sistem rangka pemikul momen khusus sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 21.6.

1. Ruang lingkup

Persyaratan dalam pasal ini berlaku untuk SRPMK harus membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dengan syarat sebagai berikut:

- a. Menahan gaya tekan aksial terfaktor, $P_u \geq A_g f'_c / 10$.
- b. Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300 mm;
- c. b berbanding $h \geq 0,4$.

2. Kuat lentur minimum kolom

- a. Kuat lentur kolom harus memenuhi

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb} \quad (2.12)$$

ΣM_{nc} : Jumlah kuat lentur nominal kolom yang merangka ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*. Kuat lentur kolom dihitung untuk gaya aksial terfaktor, dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau.

ΣM_{nb} : Jumlah kekuatan nominal balok yang merangka ke dalam *joint* yang dievaluasi di muka-muka *joint*.

- b. Jika persamaan tersebut tidak dipenuhi pada hubungan balok-

kolom dipasang tulangan transversal disepanjang tinggi kolom.

3. Tulangan memanjang

- a) Luas tulangan memanjang, $0,01 A_g \leq A_{st} \leq 0,06 A_g$.
- b) Pada kolom dengan sengkang tertutup bulat, jumlah batangan tulangan longitudinal minimum harus 6.

4. Tulangan transversal

- 1) Harus dipasang sepanjang panjang ℓ_o dari setiap muka *joint* dan pada kedua sisi sebarang penampang. Panjang ℓ_o tidak boleh kurang dari:
 - a) Tinggi komponen struktur pada muka *joint*;
 - b) Seperenam bentang bersih komponen struktur;
 - c) 450 mm.
- 2) Setiap ujung pengikat silang harus memegang batang tulangan longitudinal terluar. Spasi pengikat silang atau kaki-kaki sengkang persegi *hs* dalam komponen struktur ≤ 350 mm dari pusat ke pusat, dapat dilihat pada Gambar 11.
- 3) Spasi tulangan transversal sepanjang panjang ℓ_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari:
 - a. $1/4$ dimensi komponen struktur minimum
 - b. 6 kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil
 - c. S_o seperti didefinisikan oleh persamaan berikut

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (2.13)$$

Nilai $100 \leq S_o \leq 150$ mm.



Dimensi x_l dari garis pusat ke garis pusat kaki-kaki pengikat tidak melebihi 350 mm. Rumus h_x yang digunakan dalam persamaan 21-2 diambil sebagai nilai terbesar dari x_l .

Gambar 8. Detail tulangan transversal kolom

- 4) Luas total penampang tulangan sengkang persegi A_{ch} tidak boleh kurang dari persamaan di bawah ini:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{S_b c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (2.14)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{S_b c f'_c}{f_{yt}} \quad (2.15)$$

f

Diluar panjang ℓ_o yang ditetapkan kolom harus mengandung tulangan spiral atau sengkang dengan spasi pusat ke pusat, $S \leq 6\phi$ tulangan kolom longitudinal terkecil dan 150 mm.

- 5) Kolom yang menumpu reaksi dari komponen struktur kaku yang tak menerus seperti dinding, harus memenuhi:
- Tulangan transversal disediakan sepanjang tinggi keseluruhannya jika gaya tekan aksial terfaktor melebihi $Agf'_c/10$. Bilamana gaya desain telah diperbesar untuk kekuatan lebih elemen vertikal sistem penahan gempa

maka batasan harus ditingkatkan menjadi $Agf^c/4$.

- b. Tulangan transversal harus menerus sejarak sama dengan ℓ_d , bilamana ujung bawah kolom berhenti pada suatu dinding tulangan transversal harus menerus kedalam dinding paling sedikit ℓ_d dari batang tulangan kolom longitudinal terbesar di titik pemutusan.
- 6) Bila selimut beton diluar tulangan transversal pengekang yang ditetapkan diatas melebihi 100 mm, tulangan transversal tambahan harus disediakan. Selimut beton untuk tulangan transversal tambahan tidak boleh melebihi 300 mm.

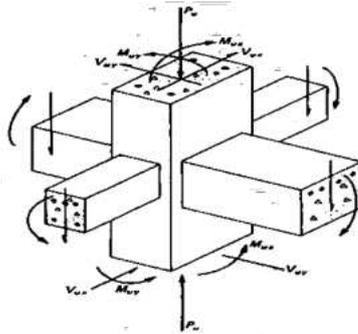
5. Persyaratan kuat geser

- 1) Gaya-gaya rencana
Gaya geser rencana, V_e , harus ditentukan dari peninjauan gaya-gaya maksimum di muka-muka pertemuan (*joints*) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya pada *joint* tersebut harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum, M_{pr} , dari komponen struktur tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor P_u yang bekerja pada komponen struktur. Gaya geser rencana, V_e , tidak boleh lebih kecil daripada geser terfaktor hasil perhitungan analisis struktur.
- 2) Tulangan transversal sepanjang panjang ℓ_o , harus direncanakan untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila:
- 3) Gaya geser akibat gempa mewakili 50% kuat geser maksimum
- 4) Gaya tekan aksial terfaktor P_u tidak melampaui $Agf^c/10$.

E. Sambungan Balok Kolom

Pada pertemuan sambungan balok kolom tersebut memiliki konsentrasi tegangan yang tinggi dari gaya gempa yang ada. Tulangan atas balok pada suatu sisi kolom mengalami tegangan tarik dan bersamaan dengan itu tulangan atas balok pada sisi yang lain mengalami tulangan tekan. Dengan memberikan perhatian yang sebaik-baiknya pada pertemuan balok dan kolom akan mencegah terbentuknya sendi plastis

dan terjadinya kehancuran pada daerah pertemuan tersebut. Gambaran geometris pertemuan balok dan kolom dapat dilihat pada Gambar 9.



Gambar 9. Geometris Sambungan Balok Kolom Interior

Keterangan:

- M_{ux} = Momen terfaktor pada penampang arah x
- M_{uy} = Momen terfaktor pada penampang arah y
- V_{ux} = Gaya geser terfaktor pada penampang arah x
- V_{uy} = Gaya geser terfaktor pada penampang arah y
- P_u = Gaya aksial tekan kolom

F. Komponen Struktur *Joint* Balok Kolom

Berikut ini adalah ketentuan yang berlaku untuk komponen struktur *joint* balok dan kolom pada sistem rangka pemikul momen khusus sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 21.7.

1. Ketentuan umum

- a. Tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$.
- b. Tulangan longitudinal balok harus diteruskan hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkekang dan diangkur dalam kondisi tarik.
- c. Dimensi kolom yang sejajar terhadap tulangan longitudinal balok > 20 kali \emptyset terbesar tul. longitudinal balok untuk beton

normal.

2. Tulangan transversal

- a. Tulangan berbentuk sengkang tertutup harus dipasang dalam daerah hubungan balok-kolom.
- b. Pada hubungan balok-kolom, dengan lebar setidak-tidaknya sebesar $\frac{3}{4}$ lebar kolom, merangka pada keempat sisinya, harus dipasang tulangan transversal setidak-tidaknya sejumlah $\frac{1}{2}$ dari yang ditentukan. Pada daerah tersebut, spasi tulangan transversal diperbesar menjadi 150 mm.
- c. Pada hubungan balok-kolom, tulangan transversal harus dipasang untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang berada diluar daerah inti kolom.

3. Kuat geser

- a. Untuk beton berat normal, Kuat geser nominal V_n *joint* tidak boleh diambil lebih besar daripada ketentuan berikut ini:

Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka

$$1,7 \sqrt{f'_c A_j} \quad (2.16)$$

Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada tiga muka atau dua muka yang berlawanan

$$1,2 \sqrt{f'_c A_j} \quad (2.17)$$

Untuk kasus kasus lainnya

$$1,0 \sqrt{f'_c A_j} \quad (2.18)$$

Keterangan :

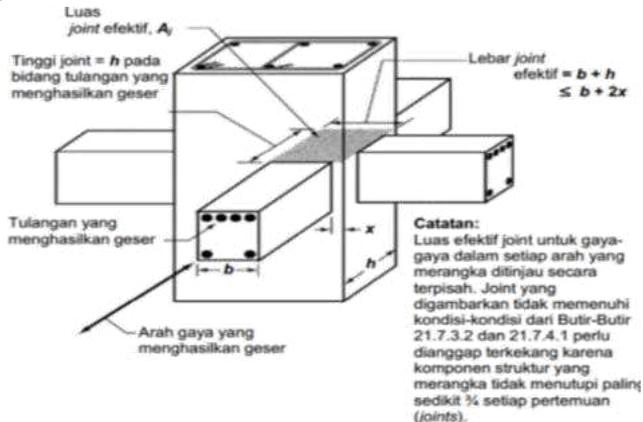
f'_c = Mutu beton bertulang

A_j = Luas efektif dari penampang suatu *joint*

Suatu balok yang merangka pada suatu balok-kolom dianggap memberikan kekangan bila setidaknya-tidaknya $\frac{3}{4}$ bidang muka *joint* tersebut tertutupi oleh balok yang merangka tersebut. Luas *joint* efektif dapat dilihat pada Gambar 12. Lebar *joint* efektif harus lebih besar dari:

- 1) Lebar balok ditambah tinggi *joint*
- 2) Dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom.

- b. Untuk beton ringan, kuat geser nominal hubungan *joint* tidak boleh diambil lebih besar daripada $\frac{3}{4}$ nilai-nilai ketentuan kuat geser.



Gambar 10. Luas joint efektif

4. Panjang penyaluran tulangan tarik

- a. Untuk ukuran batang tulangan $\varnothing 10$ mm - D 36 mm, panjang penyaluran tulangan tarik l_{dh} untuk tulangan dengan kait standar $90^\circ \geq 8db$, 150 mm, dan nilai yang ditentukan oleh persamaan 2.22 :

$$l_{dh} = 0,3 \frac{f_y db}{5,4 \sqrt{f'_c}} \quad (2.19)$$

Keterangan

- ℓ_{dh} : Panjang penyaluran
 f_y : Mutu baja tulangan
 d_b : Diameter tulangan
 f'_c : Mutu beton

- b. Untuk ukuran batang tulangan $\emptyset 10$ mm - D 36 mm, panjang penyaluran tulangan ℓ_d tidak boleh diambil lebih kecil daripada
- $2\frac{1}{2} \ell_{dh}$, bila ketebalan pengecoran beton < 300 mm,
 - $3\frac{1}{2} \ell_{dh}$, bila ketebalan pengecoran beton > 300 mm.

BAB 3

SISTIM RANGKA PEMIKUL MOMEN

A. Pendahuluan

1. Latar Belakang dan Definisi

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) adalah salah satu metode desain struktural yang digunakan untuk menahan beban lateral, seperti gempa dan angin, melalui sambungan kaku antara balok dan kolom. Sambungan ini dirancang untuk menahan momen lentur serta gaya geser yang dihasilkan oleh beban lateral. SRPM sering diterapkan pada bangunan di wilayah rawan gempa karena kemampuannya memberikan daktilitas tinggi dan kapasitas pendingin yang signifikan sebelum mengalami keruntuhan. Desain SRPM mengikuti prinsip "strong Column-Weak Beam", di mana kolom dirancang lebih kuat dari balok, untuk memastikan keruntuhan terjadi di balok, bukan pada kolom, yang dapat menyebabkan keruntuhan total bangunan (American Concrete Institute, 2014; Chopra, 2012).

2. Sejarah dan Pengembangan Sistem Rangka Pemikul Momen

Pengembangan SRPM mulai diperhatikan setelah beberapa gempa besar seperti Gempa San Fernando tahun 1971 dan Gempa Northridge tahun 1994 di Amerika Serikat. Peristiwa kedua ini menunjukkan bahwa banyak bangunan yang tidak cukup tangguh dalam menahan gaya lateral akibat gempa. Setelah kejadian ini, penelitian intensif dilakukan untuk memperbaiki desain sambungan dan elemen struktural lainnya. Berbagai kode dan standar internasional, seperti *American Concrete Institute (ACI) 318*, terus diperbarui untuk mengakomodasi peningkatan pemahaman mengenai perilaku struktur saat gempa (Chopra, 2012). Di Indonesia, Standar Nasional Indonesia (SNI 2847-2019) mengadopsi prinsip-prinsip

ini untuk meningkatkan ketahanan struktur bangunan terhadap gempa (Badan Standarisasi Nasional, 2019).

3. Fungsi dan Aplikasi Utama dalam Struktur Bangunan

Sistem Rangka Pemikul Momen banyak digunakan pada bangunan bertingkat tinggi dan bangunan penting yang membutuhkan ketahanan terhadap gaya lateral. Salah satu fungsi utamanya adalah untuk memastikan bahwa bangunan dapat mengalami kerusakan plastis selama gempa tanpa menyebabkan kerusakan total. Aplikasi utamanya terlihat pada bangunan seperti rumah sakit, gedung pemerintah, dan fasilitas publik di wilayah rawan gempa (American Concrete Institute, 2014; Badan Standarisasi Nasional, 2019).

B. Klasifikasi Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) diklasifikasikan berdasarkan tingkat daktilitas dan ketahanan terhadap beban lateral, seperti gempa. Klasifikasi ini meliputi Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) , Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) , dan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) . Masing-masing sistem ini memiliki perbedaan yang signifikan dalam hal desain, kemampuan memperbaiki plastis, dan tingkat perlindungan terhadap kerusakan struktural akibat gempa.

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dirancang untuk memberikan daktilitas tinggi, yakni kemampuan struktur untuk mengalami pembekuan plastis yang signifikan tanpa mengalami keruntuhan. SRPMK biasanya digunakan pada bangunan yang terletak di wilayah dengan risiko gempa tinggi. Sistem ini dirancang dengan sambungan balok-kolom yang sangat kuat dan kaku, yang memungkinkan bangunan menahan gaya gempa yang besar.

Karakteristik utama SRPMK:

- Memiliki kapasitas penyerapan energi yang tinggi selama gempa.

- Sambungan kaku yang diperkuat dengan tulangan transversal dan tambahan longitudinal.
- Deformasi plastis direncanakan terjadi pada area tertentu, seperti di ujung balok, untuk menghindari keruntuhan secara tiba-tiba.
- Digunakan pada bangunan bertingkat tinggi atau bangunan penting seperti rumah sakit, gedung pemerintahan, dan fasilitas publik (ACI, 2014; Chopra, 2012).

2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dirancang untuk digunakan pada wilayah dengan risiko gempa sedang. Meskipun SRPMM juga menyediakan daktilitas dan kapasitas pendinginan, tingkat daktilitasnya lebih rendah dibandingkan dengan SRPMK. SRPMM cocok untuk bangunan bertingkat menengah yang tidak memerlukan perlindungan setinggi SRPMK.

Karakteristik utama SRPMM:

- Kapasitas mencapai dan penyerapan energi yang moderat.
- Detail sambungan lebih sederhana dibandingkan SRPMK, namun tetap dapat menahan gaya lateral dari gempa yang sedang.
- Biasanya digunakan pada bangunan dengan risiko gempa sedang atau pada bangunan dengan ketinggian menengah (ACI, 2014).

3. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) merupakan sistem yang paling sederhana dalam desain dan biasanya digunakan pada bangunan di wilayah dengan risiko gempa rendah. Sistem ini tidak dirancang untuk menahan plastis yang signifikan dan memiliki daktilitas yang rendah. SRPMB cocok untuk bangunan bertingkat rendah atau bangunan yang tidak terpapar risiko gempa yang tinggi.

Karakteristik utama SRPMB:

- Daktilitasnya rendah, sehingga tidak dirancang untuk menahan plastis besar.
- Detail penguatan yang lebih sederhana, tanpa tulangan tambahan yang kompleks seperti pada SRPMK.

- Biasanya digunakan pada bangunan bertingkat rendah dan di wilayah yang jarang terkena gempa (Badan Standarisasi Nasional, 2019).

4. Perbedaan Utama antara Sistem Ketiga

Karakteristik	SRPMK	SRPMM	SRPMB
Daktili	Tinggi, mampu menahan plastis besar	Sedang, mampu menahan secara terbatas	Rendah, tidak dirancang untuk memutar ulang plastik besar
Kapasitas Penyerapan Energi	Sangat tinggi	Moderat	Rendah
Penggunaan	Bangunan penting dan bertingkat tinggi di wilayah gempa tinggi	Bangunan bertingkat menengah di wilayah gempa sedang	Bangunan bertingkat rendah di wilayah dengan risiko gempa rendah
Detail Sambungan	Sangat diperkuat, dengan tulangan tambahan yang rumit	Detail lebih sederhana, namun tetap tahan terhadap beban lateral	Detail minimal, tidak dirancang untuk beban lateral besar

C. Mekanisme Kerja Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) merupakan salah satu sistem struktural utama yang digunakan untuk menahan gaya lateral, seperti angin dan gempa, pada bangunan. Sistem ini bekerja dengan memanfaatkan kemampuan sambungan kaku antara balok dan kolom untuk menahan gaya lateral, menyalurkan gaya tersebut melalui deformasi elastis maupun plastis. SRPM dirancang agar elemen-elemen strukturnya tetap utuh meskipun bangunan mengalami deformasi akibat beban lateral.

1. Penyaluran Gaya Lateral (Angin, Gempa, dll.)

Pada bangunan yang menggunakan SRPM, gaya lateral yang ditimbulkan oleh angin atau gempa ditangkap oleh elemen-elemen vertikal seperti kolom dan balok. Gaya tersebut kemudian disalurkan melalui sambungan kaku antara balok dan kolom. Sambungan kaku ini memungkinkan gaya lateral dialirkan dari satu elemen ke elemen lainnya secara merata di seluruh struktur. Gaya lateral yang besar biasanya mengakibatkan deformasi pada sambungan balok-kolom, yang didesain untuk menyerap energi melalui deformasi plastis di area tertentu.

Proses penyaluran gaya lateral:

- Beban lateral (misalnya, akibat gempa atau angin) menghasilkan gaya dorong atau tarik pada bangunan.
- Gaya lateral ditangkap oleh elemen-elemen struktural vertikal, terutama kolom.
- Kolom menyalurkan gaya ke sambungan balok-kolom, di mana gaya ini kemudian didistribusikan melalui deformasi elastis atau plastis.
- Momen lentur dan gaya geser yang dihasilkan dari beban lateral disalurkan ke pondasi melalui kolom.

2. Mekanisme Kinerja pada Beban Lateral

Pada beban lateral, seperti gempa, SRPM mampu beradaptasi dengan deformasi yang besar, terutama karena desain sambungan kaku yang memungkinkan terjadinya daktilitas. Daktilitas ini penting untuk mencegah keruntuhan mendadak dan memastikan bahwa bangunan tetap berdiri setelah gempa besar. Dalam SRPM, deformasi plastis yang direncanakan terjadi pada sambungan balok-kolom, terutama di ujung balok, memastikan bahwa elemen-elemen lain tetap utuh meskipun terjadi pergerakan besar.

Tahapan kerja mekanisme pada beban lateral:

- Pada tahap awal, elemen-elemen struktur mengalami deformasi elastis, di mana mereka kembali ke bentuk semula setelah beban dihilangkan.
- Jika beban lateral meningkat, beberapa bagian dari sambungan, terutama di ujung balok, akan memasuki fase deformasi plastis, di mana struktur mampu menahan beban lebih besar tanpa keruntuhan.

- Penyerapan energi dilakukan melalui deformasi plastis ini, yang mencegah terjadinya kegagalan mendadak pada struktur.
- Daktilitas yang tinggi pada SRPM memberikan waktu yang cukup bagi penghuni untuk melakukan evakuasi saat terjadi gempa.

3. Distribusi Momen dan Gaya Geser pada Sambungan Balok-Kolom

Pada sambungan balok-kolom, gaya lateral menghasilkan momen lentur dan gaya geser. SRPM dirancang untuk menahan momen lentur yang signifikan pada sambungan kaku, di mana gaya-gaya ini disalurkan dari balok ke kolom dan sebaliknya. Sambungan balok-kolom yang kaku memungkinkan distribusi momen lentur dan gaya geser secara merata di seluruh elemen struktur.

Distribusi momen dan gaya geser pada sambungan:

- Momen lentur terbesar terjadi di ujung-ujung balok, yang ditransfer ke kolom melalui sambungan kaku.
- Gaya geser yang dihasilkan dari beban lateral juga ditransfer dari balok ke kolom melalui sambungan yang diperkuat dengan tulangan tambahan.
- Sambungan kaku yang diperkuat dengan tulangan transversal dan longitudinal memungkinkan elemen-elemen struktur menahan beban momen lentur yang besar tanpa mengalami keretakan atau keruntuhan mendadak.
- Penambahan tulangan geser di sekitar sambungan mencegah kerusakan lokal, sementara tulangan longitudinal membantu menahan momen lentur dan mendistribusikan gaya secara merata ke seluruh struktur.

Dengan adanya distribusi yang tepat dari momen dan gaya geser, SRPM memastikan bahwa gaya lateral yang besar dari gempa atau angin tidak menyebabkan kegagalan struktural yang berbahaya, menjaga kestabilan dan keamanan bangunan dalam jangka panjang.

D. Konsep Desain Kapasitas dalam SRPM

Desain kapasitas adalah konsep utama dalam perancangan bangunan tahan gempa, termasuk dalam Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM). Konsep ini bertujuan untuk memastikan bahwa deformasi plastis dan kerusakan terjadi pada elemen-elemen struktur yang dapat dikontrol, seperti balok, sementara elemen-elemen kritis seperti kolom tetap elastis. Dengan cara ini, keruntuhan keseluruhan bangunan dapat dihindari, dan elemen-elemen yang dirancang untuk menahan beban utama tetap utuh.

1. Prinsip Desain Kapasitas

Prinsip desain kapasitas dalam SRPM mengatur bahwa beberapa elemen struktur harus dirancang lebih kuat daripada elemen lainnya. Tujuan utama dari prinsip ini adalah untuk mengendalikan lokasi deformasi plastis pada struktur. Dengan membatasi deformasi plastis pada bagian-bagian yang mudah diperbaiki, bangunan dapat tetap berdiri setelah gempa besar, meskipun mengalami beberapa kerusakan.

Aspek penting dari prinsip desain kapasitas:

- Elemen-elemen tertentu (misalnya, kolom) harus dirancang lebih kuat daripada elemen lainnya (misalnya, balok).
- Deformasi plastis harus terjadi pada lokasi yang telah direncanakan, seperti ujung balok, untuk memastikan kinerja struktur yang aman selama gempa besar.
- Elemen-elemen utama, seperti sambungan balok-kolom, dirancang dengan detail penguatan khusus untuk menahan momen lentur dan gaya geser yang dihasilkan dari beban lateral.

2. Hierarki Kekuatan (*Strong Column-Weak Beam*)

Salah satu prinsip utama dari desain kapasitas dalam SRPM adalah hierarki kekuatan, yang sering disebut "strong column-weak beam." Ini berarti bahwa kolom harus dirancang lebih kuat daripada balok, sehingga jika terjadi deformasi plastis akibat gempa, balok yang akan terlebih dahulu memasuki kondisi plastis, sementara kolom tetap elastis. Hal ini penting karena keruntuhan kolom dapat mengakibatkan keruntuhan total bangunan, sedangkan kerusakan pada balok tidak akan menyebabkan kegagalan struktur yang besar.

Aspek penting dari hierarki kekuatan:

- Kolom harus memiliki kekuatan yang cukup untuk menahan beban momen lentur dan gaya geser tanpa mengalami keruntuhan.
- Balok, di sisi lain, dirancang untuk menahan deformasi plastis, di mana ujung-ujung balok akan mengalami kerusakan terlebih dahulu dalam kondisi gempa besar.
- Konsep ini membantu memastikan bahwa kolom tetap berdiri dan mencegah keruntuhan bangunan yang berbahaya.

3. Penempatan Zona Deformasi Plastis

Dalam desain kapasitas, zona deformasi plastis ditempatkan secara strategis pada elemen-elemen yang dirancang untuk menahan kerusakan. Biasanya, zona deformasi plastis ditempatkan pada ujung balok, di mana balok bertemu dengan kolom. Hal ini memastikan bahwa balok yang mengalami kerusakan terlebih dahulu, sementara kolom tetap utuh.

Faktor penting dalam penempatan zona deformasi plastis:

- Ujung balok dipilih sebagai lokasi utama deformasi plastis karena kerusakan pada balok lebih mudah diperbaiki dibandingkan kerusakan pada kolom.
- Tulangan tambahan ditempatkan di sekitar zona ini untuk memperkuat sambungan dan mengontrol deformasi plastis agar tidak menyebar ke elemen lainnya.
- Dengan penempatan zona plastis yang tepat, bangunan dapat tetap berdiri meskipun mengalami kerusakan selama gempa besar, memberikan waktu bagi penghuni untuk evakuasi.

E. Detail Penguatan Sambungan Kaku

Penguatan sambungan kaku dalam Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) sangat penting untuk memastikan kinerja yang optimal saat menghadapi beban lateral seperti gempa dan angin. Sambungan kaku antara balok dan kolom harus mampu menahan momen lentur dan gaya geser tanpa mengalami keruntuhan prematur. Penguatan pada sambungan ini mencakup penggunaan tulangan longitudinal dan transversal yang ditempatkan secara strategis untuk mengontrol deformasi plastis dan mencegah keretakan berlebih.

1. Penguatan Tulangan Longitudinal dan Transversal

Penguatan tulangan longitudinal dan transversal dirancang untuk meningkatkan kekuatan sambungan balok-kolom dalam menahan gaya-gaya yang bekerja. Tulangan longitudinal ditempatkan sepanjang balok dan kolom, berfungsi untuk menahan momen lentur, sementara tulangan transversal (atau tulangan geser) ditempatkan melingkari sambungan untuk menahan gaya geser dan memperkuat zona sambungan.

Pengaturan tulangan longitudinal:

- Tulangan longitudinal dipasang di sepanjang balok dan kolom, memastikan sambungan memiliki kapasitas momen lentur yang cukup.
- Pada sambungan balok-kolom, tulangan longitudinal pada balok perlu ditekuk atau ditautkan dengan tulangan kolom agar terjadi interaksi yang kuat antar elemen.

Penguatan tulangan transversal:

- Tulangan transversal dipasang di sekitar sambungan balok-kolom untuk mengurangi risiko retak geser dan memastikan kekuatan geser yang cukup di daerah sambungan.
- Penambahan tulangan transversal ini juga berfungsi untuk menjaga integritas beton agar tidak mengalami keretakan akibat beban lateral yang bekerja selama gempa besar.

2. Desain Sambungan Balok-Kolom

Sambungan balok-kolom adalah elemen kritis dalam SRPM. Desain sambungan ini membutuhkan detail penguatan yang ketat untuk memastikan sambungan dapat menahan momen lentur dan gaya geser secara bersamaan tanpa mengalami keruntuhan mendadak. Dalam SRPMK, sambungan ini diperkuat dengan penggunaan tulangan tambahan untuk meningkatkan daktilitas dan kemampuan penyerapan energi.

Karakteristik desain sambungan balok-kolom:

- Detail penguatan yang lebih rumit dibandingkan sistem rangka pemikul momen lainnya, dengan tulangan yang lebih banyak dan penempatan strategis untuk memastikan kapasitas deformasi plastis yang tinggi.

- Tulangan longitudinal dari balok dan kolom harus disatukan dengan baik di zona sambungan untuk menciptakan kontinuitas struktural dan mencegah kegagalan sambungan.
- Penempatan tulangan transversal di sekitar sambungan balok-kolom memastikan bahwa gaya geser tidak menyebabkan kerusakan yang berlebihan pada sambungan.

3. Perbedaan Detail Penguatan antara SRPMK, SRPMM, dan SRPMB

Tiga jenis sistem rangka pemikul momen — Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) — memiliki perbedaan dalam tingkat detail penguatan sambungan, terutama karena perbedaan ekspektasi kinerja mereka dalam menahan beban gempa.

- SRPMK: Menggunakan detail penguatan yang paling canggih dengan penambahan tulangan longitudinal dan transversal yang lebih banyak. Sambungan dirancang untuk menahan momen lentur besar dan gaya geser dengan kapasitas deformasi plastis yang tinggi.
- SRPMM: Memiliki penguatan yang lebih moderat dibandingkan SRPMK, tetapi tetap dirancang untuk menahan beban gempa menengah dengan beberapa deformasi plastis yang terkendali. Detail tulangan di sambungan tetap diperlukan, tetapi tidak seintensif SRPMK.
- SRPMB: Sistem ini memiliki detail penguatan yang paling sederhana karena digunakan pada bangunan yang tidak diharapkan mengalami beban gempa besar. Sambungan dirancang untuk beban gravitasi utama, dengan kemampuan terbatas untuk menahan beban lateral.

4. Penanganan Keretakan pada Sambungan

Keretakan pada sambungan balok-kolom dapat terjadi akibat beban geser atau lentur yang berlebihan. Untuk mengatasi keretakan, beberapa pendekatan digunakan dalam perancangan sambungan SRPM:

- Penggunaan tulangan transversal: Tulangan transversal yang ditempatkan dengan rapat di sekitar sambungan membantu mengurangi risiko keretakan akibat gaya geser, serta menjaga integritas beton agar tidak mengalami degradasi yang cepat selama gempa.
- Detail sambungan kaku: Desain sambungan kaku yang lebih rumit dengan pengaturan tulangan longitudinal dan transversal yang tepat dapat meminimalkan pembentukan retak besar pada sambungan.
- Penempatan zona deformasi plastis: Dengan merencanakan lokasi deformasi plastis yang terjadi di bagian ujung balok, sambungan balok-kolom tetap elastis sehingga keretakan tidak menyebabkan kegagalan sambungan total.

F. Daktilitas dan Penyerapan Energi

1. Pentingnya Daktilitas dalam Desain Tahan Gempa

Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur untuk mengalami deformasi plastis tanpa mengalami keruntuhan yang tiba-tiba. Dalam desain tahan gempa, daktilitas sangat penting karena struktur tidak hanya diharapkan untuk menahan gaya-gaya lateral yang besar, tetapi juga harus mampu beradaptasi dengan perubahan mendadak dalam beban akibat gempa. Struktur yang memiliki daktilitas tinggi memungkinkan terjadinya deformasi plastis di beberapa titik tanpa kehilangan kekuatannya secara signifikan, sehingga memberikan waktu bagi penghuni untuk melakukan evakuasi dan mencegah keruntuhan total.

Dalam konteks Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM), terutama Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), daktilitas tinggi dirancang melalui penempatan detail penguatan yang strategis dan pemilihan material yang tepat. Desain sambungan yang kaku dan detail penguatan yang cermat memastikan bahwa ketika beban lateral melebihi kapasitas elastis struktur, deformasi plastis terjadi pada elemen-elemen tertentu tanpa menyebabkan kegagalan sambungan atau runtuhnya bangunan.

2. Penyerapan Energi Seismik melalui Deformasi Plastis

Salah satu mekanisme utama dalam desain tahan gempa adalah penyerapan energi seismik yang efektif. Gempa menghasilkan gaya

dinamis yang sangat besar pada bangunan, dan energi ini harus diserap dan didistribusikan secara merata di seluruh elemen struktur untuk mengurangi konsentrasi stres pada titik-titik kritis. Penyerapan energi dilakukan melalui deformasi plastis, di mana struktur dirancang untuk mengalami deformasi yang signifikan pada elemen-elemen tertentu tanpa mengalami kegagalan total.

Deformasi plastis terjadi di area yang telah direncanakan, biasanya pada ujung balok atau pada kolom, di mana tulangan dan detail penguatan tambahan dipasang untuk mengatasi gaya-gaya yang dihasilkan oleh gempa. Dengan membiarkan deformasi plastis terjadi di area yang dikendalikan, struktur dapat menyerap energi secara lebih efektif, mengurangi risiko keruntuhan lokal dan menjaga stabilitas bangunan.

3. Strategi Penempatan Deformasi Plastis

Salah satu prinsip penting dalam desain SRPM adalah penempatan zona deformasi plastis yang terkendali. Dalam rangkaian desain yang berbasis kapasitas, seperti strong column-weak beam (kolom kuat-balok lemah), deformasi plastis direncanakan untuk terjadi pada balok daripada kolom. Hal ini penting karena keruntuhan kolom dapat menyebabkan runtuhnya seluruh bangunan, sedangkan deformasi pada balok masih dapat mempertahankan stabilitas global bangunan.

Strategi utama penempatan deformasi plastis melibatkan:

- Penguatan balok: Deformasi plastis direncanakan terjadi pada balok, khususnya di ujung-ujungnya, dengan penambahan tulangan longitudinal dan transversal yang cukup. Detail tulangan di area ini dirancang untuk meningkatkan daktilitas dan memungkinkan terjadinya deformasi plastis yang terkendali.
- Penguatan kolom: Kolom dirancang agar tetap elastis selama terjadi gempa besar, sehingga keruntuhan global dapat dihindari. Prinsip strong column-weak beam memastikan bahwa kolom memiliki kapasitas yang lebih besar daripada balok, sehingga deformasi plastis terjadi pada balok terlebih dahulu.
- Penggunaan tulangan tambahan: Penambahan tulangan transversal di sekitar sambungan balok-kolom bertujuan untuk

memastikan bahwa gaya geser tidak menyebabkan keretakan yang tidak terkontrol di zona sambungan, menjaga integritas struktur.

G. Kontrol Drift pada Struktur Bangunan Bertingkat

1. Definisi dan Pentingnya Drift

Drift dalam struktur bangunan bertingkat adalah pergerakan lateral relatif antar lantai yang disebabkan oleh gaya-gaya lateral, seperti angin atau gempa bumi. Drift biasanya diukur dalam bentuk rasio antara pergerakan lateral lantai terhadap tinggi total bangunan atau antar lantai. Istilah "drift interstory" mengacu pada perpindahan relatif antar lantai, sedangkan "drift total" mengacu pada perpindahan keseluruhan bangunan di puncak dibandingkan dasar bangunan.

Pentingnya drift dalam desain struktur sangat besar, terutama dalam bangunan tinggi. Drift yang tidak terkendali dapat menyebabkan:

- Kerusakan struktural: Gaya lateral yang besar dapat menimbulkan momen lentur dan gaya geser yang merusak elemen struktural seperti balok, kolom, dan sambungan.
- Kerusakan non-struktural: Elemen-elemen non-struktural seperti dinding partisi, jendela, dan fasad sangat rentan terhadap perpindahan lateral yang besar. Bahkan drift kecil dapat menyebabkan retakan atau kerusakan pada elemen non-struktural ini.
- Kenyamanan penghuni: Selain masalah struktural, pergerakan lateral yang berlebihan bisa menimbulkan rasa tidak nyaman bagi penghuni bangunan, terutama dalam bangunan tinggi di mana gaya angin atau gempa dapat menyebabkan getaran dan ayunan yang signifikan.

2. Pengendalian Pergerakan Lateral Antar Lantai

Pengendalian drift dalam struktur bertingkat bertujuan untuk menjaga pergerakan lateral antar lantai tetap dalam batas yang dapat diterima. Untuk memastikan bahwa bangunan tetap aman dan tidak terjadi kerusakan besar, standar perencanaan struktural seperti SNI 1726:2019 (Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan dan Non-Bangunan) menetapkan batas maksimum untuk drift interstory.

Metode utama untuk mengendalikan drift antara lain:

- Sistem rangka pemikul momen: Dalam sistem ini, kekuatan sambungan balok-kolom dan detail penguatan yang dirancang dengan cermat memungkinkan bangunan menahan gaya lateral dengan deformasi yang terkendali. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), misalnya, memiliki kapasitas daktilitas yang tinggi dan penyerapan energi seismik yang baik, yang penting dalam mengendalikan drift selama gempa besar.
- Dinding geser (shear walls): Elemen struktural vertikal ini berperan penting dalam menahan gaya lateral yang bekerja pada bangunan, sehingga membantu mengurangi perpindahan lateral antar lantai.
- Sistem bracing (pengaku): Sistem pengaku diagonal (bracing) memberikan kekakuan lateral tambahan pada struktur, yang membantu mengurangi drift dalam struktur bertingkat.
- Penambahan kekakuan: Bangunan dapat didesain dengan elemen-elemen yang lebih kaku atau dengan penambahan penguatan pada elemen-elemen yang rentan, untuk meminimalkan pergerakan lateral.

3. Pengaruh Drift terhadap Elemen Non-Struktural dan Sistem Mekanikal

Drift tidak hanya memengaruhi elemen-elemen struktural, tetapi juga elemen-elemen non-struktural dan sistem mekanikal-elektrikal (MEP) di dalam bangunan. Pengaruh drift terhadap elemen non-struktural sering kali menyebabkan kerugian yang besar meskipun struktur utamanya tetap berdiri dengan baik setelah gempa.

Pengaruh utama drift terhadap elemen non-struktural dan sistem mekanikal:

- Kerusakan dinding partisi dan jendela: Drift antar lantai yang besar dapat menyebabkan retakan atau bahkan kehancuran pada dinding partisi, kaca jendela, dan elemen fasad bangunan. Kerusakan ini tidak hanya menimbulkan risiko keselamatan, tetapi juga menyebabkan biaya perbaikan yang tinggi.
- Sistem mekanikal-elektrikal: Saluran pipa, kabel, ventilasi, dan sistem HVAC (Heating, Ventilation, and Air Conditioning) sering kali terhubung antara lantai-lantai. Ketika terjadi pergerakan lateral yang besar, saluran-saluran ini bisa mengalami tekanan atau pergeseran, yang dapat menyebabkan kebocoran atau kerusakan.
- Sistem perlengkapan interior: Perabotan, rak, dan perlengkapan lainnya yang terhubung ke struktur bisa mengalami kerusakan atau ambruk akibat pergerakan lateral yang berlebihan.

H. Performa Sistem Rangka Pemikul Momen pada Beban Gempa

1. Respon Struktur terhadap Beban Gempa Kecil, Menengah, dan Besar

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) memiliki kemampuan yang signifikan dalam merespons berbagai level beban gempa. Respon struktur dapat dibedakan berdasarkan intensitas beban gempa yang diterima:

- **Beban Gempa Kecil:** Pada beban gempa kecil, struktur SRPM biasanya tetap berada dalam batas elastis. Deformasi yang terjadi umumnya bersifat elastis, sehingga bangunan kembali ke posisi awalnya setelah beban dihapus. Pada kondisi ini, sambungan dan elemen struktural tidak mengalami kerusakan berarti.
- **Beban Gempa Menengah:** Ketika beban gempa meningkat menjadi menengah, struktur mulai mengalami deformasi plastis di area yang telah direncanakan, seperti pada sambungan balok-kolom. Meskipun struktur mungkin mengalami kerusakan minor, tetap ada kemampuan untuk menahan beban dan mencegah keruntuhan total. Pemilihan elemen yang dirancang untuk

mengalami deformasi plastis memungkinkan struktur untuk menyerap energi seismik yang lebih besar.

- **Beban Gempa Besar:** Pada beban gempa besar, sistem dirancang untuk mengalami deformasi plastis yang signifikan di area yang direncanakan, memastikan bahwa keruntuhan tidak terjadi secara mendadak. Hal ini memerlukan perencanaan yang cermat untuk menjamin bahwa momen lentur dan gaya geser tetap dapat ditangani tanpa menyebabkan kegagalan total struktur.

2. Kapasitas Struktural dalam Menghadapi Beban Seismik Besar

Sistem Rangka Pemikul Momen memiliki kapasitas struktural yang dirancang untuk menangani beban seismik besar melalui beberapa mekanisme, seperti:

- **Hierarki Kekuatan (Strong Column-Weak Beam):** Desain ini memastikan bahwa kolom lebih kuat daripada balok, sehingga saat terjadi gempa, kerusakan terjadi di balok (zona deformasi plastis) yang direncanakan, bukan di kolom yang berfungsi sebagai elemen penyangga utama.
- **Deteksi Dini dan Pemantauan:** Teknologi modern memungkinkan penggunaan sensor untuk mendeteksi deformasi dan pergerakan yang terjadi pada struktur selama gempa. Ini membantu insinyur untuk mengevaluasi kinerja struktural secara real-time dan memberikan peringatan dini untuk tindakan perbaikan yang diperlukan.
- **Perencanaan Deformasi Plastis:** Pengendalian deformasi plastis di area yang direncanakan meminimalkan konsentrasi stres dan menghindari keruntuhan mendadak. Desain yang baik akan memperhitungkan distribusi momen dan gaya geser yang bekerja pada sambungan, menjaga struktur tetap stabil meskipun menghadapi beban seismik yang ekstrem.

3. Studi Kasus dan Pengalaman Lapangan pada Bangunan Tahan Gempa

Berbagai studi kasus dan pengalaman lapangan telah menunjukkan efektivitas SRPM dalam menghadapi beban gempa. Contoh-contoh berikut menggambarkan bagaimana desain dan implementasi SRPM berfungsi dalam praktik:

- Gedung Bertingkat Tinggi: Gedung-gedung tinggi yang menerapkan SRPM, seperti gedung pencakar langit di daerah rawan gempa, telah berhasil bertahan dalam beberapa gempa besar tanpa mengalami keruntuhan total. Penggunaan sistem penguat dan sambungan kaku yang dirancang khusus memungkinkan bangunan untuk menyerap dan mendistribusikan energi seismik secara efisien.
- Proyek Rekayasa Kembali: Di banyak daerah, bangunan yang direnovasi dengan menerapkan sistem SRPM telah menunjukkan peningkatan signifikan dalam kapasitas tahan gempanya. Misalnya, dalam program rekayasa kembali di Indonesia setelah gempa bumi, banyak gedung yang telah diperkuat dengan sistem SRPM berhasil mempertahankan integritas struktural dan melindungi keselamatan penghuni.
- Analisis Pasca-Gempa: Analisis bangunan yang terkena dampak gempa di negara-negara seperti Jepang dan Chili menunjukkan bahwa struktur yang dirancang dengan SRPM mampu bertahan lebih baik dibandingkan struktur yang menggunakan sistem lain. Pengalaman ini menekankan pentingnya penerapan prinsip desain yang baik dan perhatian terhadap detail penguatan dalam meningkatkan performa bangunan terhadap beban gempa.

I. Analisis Struktural pada Sistem Rangka Pemikul Momen

1. Analisis Elastis vs Analisis Nonlinier

Analisis struktural pada Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dapat dilakukan dengan dua pendekatan utama: analisis elastis dan analisis nonlinier.

- Analisis Elastis: Pendekatan ini digunakan untuk struktur yang beroperasi dalam batas elastis, di mana deformasi yang terjadi bersifat sementara dan struktur dapat kembali ke posisi awal setelah beban dihapus. Analisis elastis umumnya menggunakan hukum Hooke, di mana hubungan antara gaya dan deformasi bersifat linier. Metode ini cocok untuk kondisi beban kecil hingga menengah dan berguna dalam evaluasi awal kinerja struktur serta dalam perencanaan beban lateral, seperti beban angin dan gempa.

- Analisis Nonlinier: Dalam analisis ini, struktur dievaluasi di luar batas elastis, dengan mempertimbangkan perilaku plastis, degradasi material, dan geometri nonlinier. Analisis nonlinier sangat penting untuk SRPM, terutama ketika merancang untuk beban seismik besar. Ini memungkinkan insinyur untuk memahami bagaimana struktur akan berperilaku ketika mengalami deformasi plastis dan untuk mengidentifikasi titik lemah dalam desain yang dapat menyebabkan kegagalan. Selain itu, analisis nonlinier dapat memprediksi kapasitas penyerapan energi seismik dan penanganan deformasi pada sambungan.

2. Metode Analisis untuk Beban Lateral

Berbagai metode analisis dapat digunakan untuk mengevaluasi respon struktur terhadap beban lateral, seperti:

- Metode Statik Ekuivalen: Dalam metode ini, beban lateral yang ditimbulkan oleh gempa atau angin diwakili dengan beban statis yang diterapkan pada struktur. Pendekatan ini sederhana dan banyak digunakan untuk bangunan bertingkat rendah. Meskipun efektif untuk desain awal, metode ini mungkin tidak menangkap perilaku dinamis dari struktur secara akurat.
- Metode Dinamis: Ini mencakup analisis dinamis linier dan nonlinier. Analisis dinamis menggunakan data gerakan tanah dan respon struktur untuk menghitung efek waktu dari beban lateral. Metode ini dapat mencakup analisis respons spektrum atau analisis waktu-riil, yang lebih akurat dalam menangkap efek dinamis pada struktur yang kompleks.
- Metode Pseudostatik: Metode ini menggabungkan elemen statis dan dinamis, dengan menerapkan beban lateral yang disesuaikan berdasarkan hasil analisis dinamis. Ini berguna dalam memberikan pendekatan yang lebih realistis untuk perilaku struktural di bawah kondisi beban lateral.

3. Penerapan Metode Elemen Hingga dalam Desain SRPM

Metode Elemen Hingga (MEH) adalah alat yang kuat dalam analisis dan desain Sistem Rangka Pemikul Momen. Pendekatan ini memungkinkan insinyur untuk:

- Membagi Struktur Menjadi Elemen Kecil: MEH membagi struktur menjadi elemen-elemen kecil dan mengidentifikasi sifat-

sifat masing-masing elemen. Ini membuatnya lebih mudah untuk menganalisis geometri yang kompleks dan interaksi antara elemen yang berbeda.

- Menghitung Respon Struktural: Dengan MEH, insinyur dapat menghitung respon struktural terhadap berbagai jenis beban, termasuk beban lateral yang dinamis. Ini memungkinkan pemodelan perilaku struktural yang lebih akurat, termasuk deformasi plastis dan interaksi antar elemen.
- Analisis Performa: MEH dapat digunakan untuk melakukan analisis nonlinier, yang penting untuk memahami bagaimana struktur akan berperilaku di bawah kondisi ekstrem, seperti gempa besar. Dengan simulasi yang tepat, insinyur dapat mengidentifikasi potensi masalah dalam desain dan memperbaiki sambungan atau elemen struktural yang lemah sebelum konstruksi.
- Optimalisasi Desain: Selain analisis, MEH juga dapat digunakan untuk melakukan optimasi desain. Dengan menguji berbagai konfigurasi dan material, insinyur dapat menentukan solusi yang paling efisien dan efektif untuk memenuhi kebutuhan kinerja struktural, sambil tetap memperhatikan biaya dan keberlanjutan.

J. Detail Penguatan Khusus untuk Bangunan Tahan Gempa

1. Tulangan Geser dan Penguat Transversal

Tulangan geser dan penguat transversal adalah elemen penting dalam desain Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM), yang berfungsi untuk meningkatkan kekuatan dan ketahanan struktur terhadap gaya lateral, terutama pada saat terjadi gempa.

- Tulangan Geser: Tulangan ini dipasang secara vertikal pada balok dan kolom untuk menahan gaya geser yang terjadi akibat beban lateral. Tulangan geser berfungsi untuk mencegah terjadinya retakan dan kegagalan struktural pada sambungan. Dalam desain bangunan tahan gempa, tulangan geser harus dirancang dengan ketentuan yang ketat untuk memastikan kapasitas geser yang memadai.

- **Penguat Transversal:** Penguat transversal dipasang pada sambungan balok-kolom untuk meningkatkan ketahanan sambungan terhadap gaya geser dan momen lentur. Penguat ini bekerja dengan cara mendistribusikan beban secara lebih merata di sepanjang sambungan, sehingga mengurangi konsentrasi stres. Desain penguat transversal juga harus memperhatikan detail geometris dan ukuran agar dapat berfungsi secara optimal.

2. Penguatan pada Daerah Sendi Plastis

Daerah sendi plastis adalah area di mana deformasi plastis direncanakan untuk terjadi selama gempa. Penguatan di daerah ini sangat penting untuk menjaga kestabilan dan integritas struktur.

- **Tulangan Longitudinal:** Tulangan longitudinal pada sendi plastis dirancang untuk menahan momen lentur yang terjadi akibat beban lateral. Penempatan tulangan harus direncanakan sedemikian rupa agar dapat menahan deformasi plastis tanpa menyebabkan keruntuhan. Biasanya, tulangan longitudinal di daerah sendi plastis memiliki jumlah yang lebih banyak dan ukuran yang lebih besar dibandingkan dengan bagian lain.
- **Detail Penguatan Khusus:** Selain tulangan longitudinal, detail penguatan khusus seperti penambahan pelat baja atau elemen penguat lainnya dapat diterapkan di daerah sendi plastis. Ini bertujuan untuk meningkatkan kapasitas momen sambungan dan mendukung pengalihan beban lateral tanpa mengalami kegagalan.

3. Ketahanan Sambungan terhadap Momen Lentur dan Gaya Geser

Sambungan dalam Sistem Rangka Pemikul Momen harus dirancang untuk menahan momen lentur dan gaya geser yang besar, terutama selama kejadian gempa.

- **Desain Sambungan yang Kuat:** Sambungan harus memiliki kekuatan yang cukup untuk menahan momen lentur dan gaya geser yang dialami. Penguatan pada sambungan, seperti penambahan tulangan geser dan transversal, berfungsi untuk meningkatkan kapasitas sambungan dalam menahan gaya ini. Desain yang baik akan memastikan bahwa sambungan tidak mengalami kegagalan sebelum elemen lain dari struktur.
- **Analisis Kinerja Sambungan:** Penting untuk melakukan analisis kinerja sambungan di bawah kondisi beban seismik. Pengujian

eksperimental dan simulasi numerik dapat digunakan untuk mengevaluasi bagaimana sambungan bereaksi terhadap momen lentur dan gaya geser. Hasil dari analisis ini dapat memberikan informasi berharga dalam perancangan dan penguatan sambungan yang lebih efektif.

K. Perencanaan Berbasis Kinerja (Performance-Based Seismic Design)

1. Konsep dan Pendekatan PBSD dalam Sistem Rangka Pemikul Momen

Perencanaan Berbasis Kinerja (PBSD) adalah pendekatan modern dalam desain struktur yang menekankan pada pencapaian kinerja tertentu berdasarkan kondisi beban yang diharapkan, terutama dalam konteks beban seismik. Dalam Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM), PBSD bertujuan untuk memastikan bahwa bangunan tidak hanya dapat bertahan dari gempa, tetapi juga memberikan kinerja yang dapat diterima bagi penghuninya.

- Prinsip Utama: Pendekatan ini berfokus pada pemodelan dan analisis perilaku struktur di bawah beban gempa, serta mengidentifikasi kriteria kinerja yang harus dipenuhi. Kinerja yang dimaksud mencakup aspek keselamatan, kenyamanan, dan fungsionalitas bangunan setelah terjadi gempa.
- Integrasi dalam Desain: Dalam perencanaan SRPM, PBSD mencakup penggunaan analisis non-linear untuk mengevaluasi respons struktur terhadap beban seismik. Ini memungkinkan insinyur untuk merancang elemen struktural dan sambungan agar dapat berfungsi secara optimal dalam situasi beban tertentu, termasuk gempa besar.

2. Target Kinerja Berdasarkan Tingkat Gempa

Salah satu aspek penting dalam PBSD adalah penetapan target kinerja yang jelas berdasarkan tingkat gempa yang diharapkan. Target ini dapat dikelompokkan menjadi beberapa kategori, seperti:

- Kinerja Tanpa Kerusakan: Dalam kondisi gempa kecil, struktur harus mampu menahan beban tanpa mengalami kerusakan yang terlihat. Ini penting untuk bangunan yang digunakan untuk tujuan penting, seperti rumah sakit atau pusat penanggulangan bencana.

- Kinerja Terbatas: Untuk gempa sedang, struktur diharapkan dapat menahan beban dengan sedikit kerusakan yang dapat diperbaiki. Penghuninya harus dapat tetap aman dan melakukan evakuasi jika diperlukan.
- Kinerja Diterima: Dalam kondisi gempa besar, struktur mungkin mengalami kerusakan yang signifikan, namun masih dapat mempertahankan stabilitas dan tidak mengalami keruntuhan total. Dalam hal ini, evakuasi harus memungkinkan dan fasilitas dapat diperbaiki setelah insiden.

3. Analisis dan Implementasi Kinerja dalam Desain Struktural

Analisis kinerja adalah komponen kunci dalam PBSB. Pendekatan ini melibatkan penggunaan model numerik dan analisis elemen hingga untuk mensimulasikan respons struktur terhadap beban gempa yang beragam.

- Modeling dan Simulasi: Proses ini mencakup pengembangan model struktural yang akurat dan pengujian simulasi untuk mengevaluasi performa di bawah berbagai skenario gempa. Hal ini memungkinkan insinyur untuk memahami bagaimana struktur akan berfungsi di bawah kondisi nyata dan untuk mengidentifikasi potensi titik lemah.
- Implementasi Kriteria Kinerja: Setelah analisis dilakukan, hasilnya digunakan untuk menyesuaikan desain elemen struktural, sambungan, dan detail penguatan agar sesuai dengan kriteria kinerja yang telah ditetapkan. Ini bisa mencakup penyesuaian ukuran, jenis material, dan konfigurasi sambungan untuk memastikan bahwa struktur memenuhi target kinerja yang diinginkan.

L. Perbandingan Sistem Rangka Pemikul Momen dengan Sistem Struktural Lain

Perbandingan antara Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan sistem struktural lainnya penting untuk memahami kelebihan dan kekurangan masing-masing pendekatan dalam perancangan bangunan. Dalam subbab ini, akan dibahas perbandingan SRPM dengan Sistem Dinding Geser (Shear Wall System) dan Sistem Rangka Braced, serta kelebihan dan kekurangan SRPM di berbagai kondisi struktural.

1. SRPM vs Sistem Dinding Geser (*Shear Wall System*)

- Prinsip Kerja:
 - SRPM: Mengandalkan balok dan kolom yang terhubung dengan sambungan kaku untuk menyalurkan gaya lateral akibat beban seismik dan angin. Dalam sistem ini, momen lentur ditahan oleh sambungan antara balok dan kolom.
 - Shear Wall: Menggunakan dinding geser vertikal yang terbuat dari beton bertulang untuk menahan gaya lateral. Dinding geser berfungsi sebagai elemen struktural utama yang mengalihkan beban lateral ke fondasi.
- Kelebihan:
 - SRPM:
 - Memiliki daktilitas tinggi dan memungkinkan deformasi plastis pada area yang ditentukan.
 - Lebih fleksibel dalam desain arsitektural dan memungkinkan ruang interior yang lebih besar.
 - Shear Wall:
 - Sangat efektif dalam menahan gaya lateral dan memiliki kekakuan yang tinggi, membuatnya cocok untuk bangunan tinggi.
 - Meminimalkan pergerakan lateral antar lantai.
- Kekurangan:
 - SRPM:
 - Memerlukan detail sambungan yang kompleks dan biaya konstruksi yang lebih tinggi.
 - Mungkin tidak seefektif dinding geser dalam menahan gaya lateral pada bangunan sangat tinggi.
 - Shear Wall:
 - Dapat membatasi fleksibilitas desain interior dan dapat mengurangi ruang lantai yang tersedia.
 - Rentan terhadap retak pada dinding jika tidak dirancang dengan baik.

2. SRPM vs Sistem Rangka Braced

- Prinsip Kerja:

- SRPM: Fokus pada sambungan kaku antara balok dan kolom untuk menahan momen dan gaya geser.
- Rangka Braced: Menggunakan elemen diagonal (bracing) untuk meningkatkan kekakuan dan stabilitas struktur. Elemen ini berfungsi untuk mengalihkan gaya lateral ke fondasi.
- Kelebihan:
 - SRPM:
 - Memberikan kinerja yang baik dalam menghadapi beban seismik dengan memungkinkan deformasi plastis terencana.
 - Memberikan opsi desain yang lebih fleksibel untuk arsitektur yang kompleks.
 - Rangka Braced:
 - Lebih efisien dalam penggunaan material dan dapat mengurangi bobot struktur.
 - Umumnya lebih cepat dalam konstruksi dan lebih sederhana dalam detail sambungan.
- Kekurangan:
 - SRPM:
 - Memerlukan perhatian khusus pada detail sambungan untuk mencegah kegagalan di titik sambungan.
 - Biaya yang lebih tinggi terkait dengan tulangan dan penguatan sambungan.
 - Rangka Braced:
 - Membatasi fleksibilitas interior karena elemen diagonal dapat menghalangi ruang.
 - Kinerja seismik dapat lebih buruk dalam situasi di mana beban lateral sangat besar dan elemen bracing tidak cukup kuat.

3. Kelebihan dan Kekurangan SRPM di Berbagai Kondisi Struktural

- Kelebihan:
 - Kapasitas Menghadapi Beban Seismik: SRPM dirancang untuk menahan beban lateral yang besar, memberikan daktilitas yang memungkinkan struktur untuk berfungsi dengan baik di bawah kondisi gempa.

- Kemampuan Deformasi: Kemampuan untuk menahan deformasi plastis tanpa kehilangan stabilitas menjadikan SRPM ideal untuk bangunan yang memerlukan ketahanan jangka panjang.
- Fleksibilitas Desain: Memberikan lebih banyak opsi untuk desain arsitektural yang kompleks dan ruang interior yang luas.
- Kekurangan:
 - Biaya Konstruksi Tinggi: Kebutuhan untuk detail penguatan yang rumit dan material yang lebih banyak dapat meningkatkan biaya konstruksi.
 - Kebutuhan Pemeliharaan: Struktur yang dirancang dengan SRPM mungkin memerlukan lebih banyak perhatian terhadap pemeliharaan jangka panjang, terutama pada sambungan kaku.
 - Kerentanan terhadap Kerusakan Lokal: Jika tidak dirancang dengan baik, sambungan kaku bisa menjadi titik lemah yang dapat menyebabkan kerusakan lokal pada struktur.

Perbandingan antara SRPM dan sistem struktural lainnya menunjukkan bahwa setiap sistem memiliki kelebihan dan kekurangan yang perlu dipertimbangkan berdasarkan jenis bangunan, lokasi, dan tujuan desain. Pemilihan sistem yang tepat akan sangat berpengaruh pada performa struktural dan keamanan bangunan.

M. Aplikasi Praktis dan Studi Kasus

Aplikasi praktis dari Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) sangat penting dalam meningkatkan ketahanan bangunan terhadap beban lateral, khususnya di wilayah rawan gempa. Dalam subbab ini, akan dibahas implementasi SRPM pada bangunan bertingkat tinggi, beberapa proyek yang menggunakan SRPM di wilayah rawan gempa, serta evaluasi pasca-gempa pada bangunan dengan sistem ini.

1. Implementasi SRPM pada Bangunan Bertingkat Tinggi

Implementasi SRPM pada bangunan bertingkat tinggi menjadi semakin penting seiring dengan meningkatnya kebutuhan akan gedung yang dapat menahan gaya lateral akibat angin dan gempa. Desain SRPM

memungkinkan penggunaan sambungan kaku antara balok dan kolom, yang memungkinkan struktur untuk mendistribusikan momen dan gaya geser secara efisien. Dalam praktiknya, sistem ini juga memberikan fleksibilitas dalam desain arsitektural, memungkinkan penciptaan ruang interior yang lebih luas tanpa banyak penghalang struktural.

Contoh Penerapan: Bangunan pencakar langit di pusat kota sering kali mengadopsi SRPM untuk memastikan ketahanan terhadap gaya lateral. Misalnya, gedung tinggi di San Francisco, yang dibangun dengan menggunakan SRPM, berhasil menunjukkan performa baik saat diuji oleh gempa yang terjadi baru-baru ini.

2. Proyek-Proyek dengan SRPM di Wilayah Rawan Gempa

Di wilayah rawan gempa, banyak proyek bangunan telah mengimplementasikan SRPM sebagai solusi untuk mengatasi risiko seismik. Beberapa proyek ini meliputi:

- Gedung perkantoran di Jakarta: Proyek ini dirancang menggunakan SRPM untuk meningkatkan kapasitas struktur terhadap beban seismik. Detail sambungan yang dirancang dengan baik memastikan kinerja yang optimal selama kejadian gempa.
- Hotel dan pusat perbelanjaan di Christchurch, Selandia Baru: Setelah mengalami beberapa gempa kuat, proyek ini direvisi untuk menggunakan SRPM dalam konstruksinya. Hasilnya, bangunan tersebut menunjukkan ketahanan yang baik saat diuji oleh beban seismik.
- Apartemen bertingkat di Kobe, Jepang: Kota Kobe yang terkenal dengan risiko gempa telah mengadopsi SRPM dalam banyak proyek bangunan tinggi. Sistem ini terbukti efektif dalam menahan dampak gempa yang signifikan.

3. Evaluasi Pasca-Gempa pada Bangunan dengan SRPM

Evaluasi pasca-gempa sangat penting untuk memahami kinerja SRPM dalam kondisi nyata. Dalam beberapa kasus, bangunan yang menggunakan SRPM telah berhasil menunjukkan kinerja yang baik setelah gempa:

- Studi Kasus di Napa Valley, California: Setelah gempa berkekuatan 6.0 mengguncang daerah tersebut, evaluasi terhadap gedung-gedung yang dirancang dengan SRPM menunjukkan bahwa struktur tersebut mengalami sedikit kerusakan, terutama pada sambungan kaku yang telah dirancang untuk berfungsi sebagai titik lemah yang terencana.
- Kaji ulang bangunan di Christchurch: Setelah serangkaian gempa, bangunan dengan SRPM mengalami deformasi plastis yang dapat diprediksi tanpa keruntuhan total, yang menunjukkan keberhasilan sistem ini dalam meredam energi seismik.
- Analisis kerusakan pada bangunan di Tohoku, Jepang: Evaluasi pasca-gempa menunjukkan bahwa banyak bangunan dengan SRPM mampu menahan gaya lateral tanpa kerusakan yang signifikan, memberikan bukti bahwa pendekatan desain ini efektif dalam meningkatkan keamanan struktural.

Aplikasi praktis dari SRPM, terutama dalam konteks bangunan bertingkat tinggi dan di wilayah rawan gempa, menunjukkan potensi besar dalam meningkatkan ketahanan terhadap beban lateral. Evaluasi pasca-gempa memberikan wawasan berharga tentang kinerja sistem ini dalam situasi nyata, yang pada gilirannya dapat memperkuat dasar bagi desain bangunan yang lebih aman di masa depan.

BAB 4

PEMBEBANAN

Berdasarkan Kamus Besar Bahasa Indonesia, Pembebanan berarti proses, cara, perbuatan membebani atau membebankan. Dalam hal ini yaitu suatu proses atau cara membebankan suatu elemen struktur terhadap tinjauan tertentu.

1. Beban mati

Nilai pembebanan gravitasi yang digunakan berdasarkan SNI 1727:2013 (Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain). Beban mati adalah semua beban yang berasal dari berat bangunan, termasuk segala unsur tambahan tetap yang merupakan satu kesatuan dengannya. Beban mati terdiri atas dua yaitu beban mati akibat berat sendiri (*Dead Load/DL*) dan beban mati tambahan (*Super Imposed Dead Load/SIDL*). Beban mati adalah berat seluruh komponen elemen struktural bangunan seperti pelat, balok, kolom dan elemen lainnya. Dalam hal ini dapat berupa:

a. Beban mati akibat berat sendiri

Beban mati didefinisikan sebagai beban yang ditimbulkan oleh elemen-elemen struktur bangunan yang terdiri dari balok, kolom, dan pelat lantai. Beban ini akan dihitung secara otomatis oleh program ETABS.

b. Beban mati tambahan

Beban mati tambahan didefinisikan sebagai beban mati yang diakibatkan oleh berat dari bahan bangunan dan komponen gedung tambahan atau finishing yang bersifat permanen. Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung dapat dilihat pada Tabel 1.

Table 1. Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung

Beban mati	Besar beban
Batu alam	2600 kg/m ³
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Spesi per cm tebal	21 kg/cm ²
Dinding pasangan ½ bata	250 kg/m ²
Langit-langit + penggantung	18 kg/m ²
Penutup lantai dari semen portland	24 kg/m ²

Sumber : *Standart Nasional Indonesia 1727-2013*

2. Beban hidup

Beban hidup (*Live Load/LL*) adalah beban yang diakibatkan oleh penggunaan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup dapat ditimbulkan akibat barang atau orang yang berpindah. Nilai beban hidup diambil sesuai fungsi lantai berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1727:2013 Tabel 4-1. Dalam kasus ini, beban hidup dibagi sesuai fungsi lantai. Beban hidup didefinisikan sebagai beban yang sifatnya tidak membebani struktur secara permanen. Beban hidup dapat terjadi akibat penghuni atau penggunaan suatu gedung termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang merupakan bagian gedung.

Table 2. Nilai beban hidup yang digunakan SNI 1727:2013

Fungsi	Beban Hidup (kg/m ²)
Kamar hotel	200
Dapur restaurant	720
<i>Restaurant</i> /ruang makan umum	480

<i>Retail/store</i> untuk lantai pertama	600
<i>Loading area</i> & koridor sekitar	480
<i>Locker room, praying room</i> & koridor sekitar	480
<i>Light storage</i> & koridor sekitar	
<i>Office+partisi ringan</i>	315
<i>(sesuai pasal 4.3.2 maka berat partisi harus ditetapkan terlepas dari keberadaan partisi dalam rencana)</i>	
<i>Restroom/toilet room/kamar mandi/WC</i>	287
<i>Jalan keluar</i> & area dekat tangga	480
<i>Koridor umum</i> & lobby lift	480
<i>House-keeping</i>	287
<i>Waste storage</i>	600

3. Beban partisi

Beban hidup partisi tidak diperlukan apabila beban hidup minimum yang ditetapkan diambil melebihi 80 psf (3.83 kN/m²) (SNI 1727:2013 Ps 4.3.2), yang dimaksud pasal ini adalah partisi ringan. Beban-beban partisi tidak boleh diambil kurang dari 15 psf (0,72 kN/m² atau 72 kg/m²). Beban partisi ditambahkan ke dalam beban hidup sesuai persyaratan pasal 4.3.2. Khusus untuk area kantor, ketentuan berat partisi-partisi harus ditetapkan, terlepas dari keberadaan partisi-partisi tersebut dalam rencana-rencana (SNI 1727:2013 Ps 4.3.2). Nilai ini sudah ditambahkan dalam beban hidup (beban partisi diambil sebesar 75 kg/m²).

4. Beban gempa

Beban gempa adalah semua beban yang bekerja pada bangunan atau bagian bangunan dari pergerakan tanah akibat gempa itu. Pengaruh gempa pada struktur ditentukan berdasarkan analisa dinamik, maka yang diartikan dalam beban gempa itu gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh tanah akibat gempa itu sendiri. Beban

gempa yang dimaksud meliputi:

a. Faktor keutamaan dan kategori resiko bangunan

Standar ini menentukan pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung secara keseluruhan harus masih berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Untuk berbagai kategori resiko bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan (I).

Table 3. Faktor keutamaan dan kategori resiko bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko	Faktor keutamaan
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko terhadap jiwa manusia pada saat kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:	I	1,0
<ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan dan peternakan - Fasilitas Sementara, - Gedung penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 		
Semua gedung dan struktur lain kecuali yang termasuk dalam kategori I,II,IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:	II	1,0
<ul style="list-style-type: none"> - Perumahan, - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung Perkantoran - Apartemen/ rumah susun 		

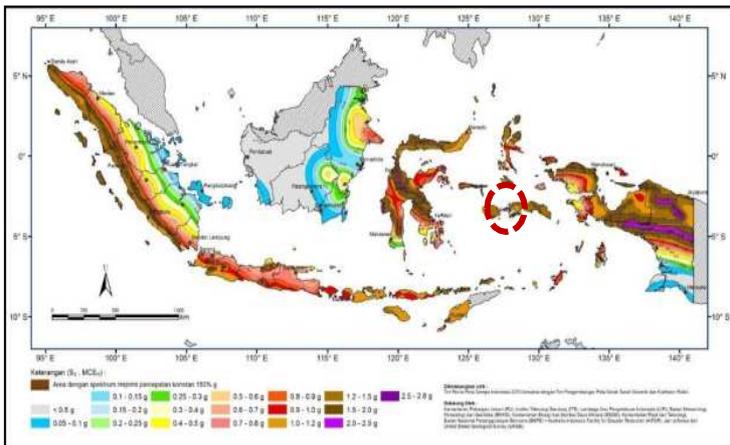
<ul style="list-style-type: none"> - Bangunan Industri <p>Gedung dan non gedung yang memiliki i resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop, - Gedung pertemuan - Stadion - Penjara 	III	1,25
<p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori IV yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan masal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari jika terjadi kegagalan tapi tidak dibatasi untuk</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas penting, termasuk tetapi tidak dibatasi untuk bangunan monumental, Gedung sekolah, Rumah sakit dan fasilitas kesehatan, Fasilitas pemadam kebakaran, tempat perlindungan terhadap gempa bumi</p>	IV	1,50

Sumber: *Standart Nasional Indonesia 1726-2012*

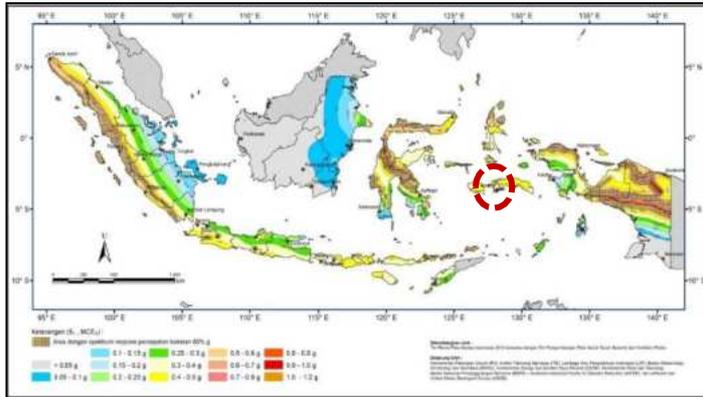
b. Penentuan respon spektrum desain

Analisis beban gempa menggunakan metode analisis dinamik dengan respons spektrum (*response spectrum analysis*). Lokasi gedung berada di Maluku, Ambon. Lokasi gedung dicocokkan

dengan peta gempa SNI 1726:2012 yang dapat diakses dalam website peta gempa Puskim PU. Terlihat bahwa berdasarkan parameter nilai $S_s = 1,38 \text{ g}$ dan $S_1 = 0,49 \text{ g}$, wilayah Ambon berada di lokasi dengan kondisi gempa antara kondisi menengah hingga kuat. Kondisi tingkat percepatan respons spektral terbesar ditunjukkan oleh warna kontur yang semakin gelap atau dapat dilihat berdasarkan nilai parameter percepatan respons spektral dalam satuan gravitasi (g). Berikut diuraikan parameter respon spektrum yang digunakan berdasarkan SNI 1726:2012.



Gambar 9. Peta gempa SNI 1726:2012 untuk menentukan nilai SS



Gambar 10. Peta gempa SNI 1726:2012 untuk menentukan nilai S_1

c. Kategori desain seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik. Struktur dengan kategori resiko I, II, atau III dimana parameter $S_1 \geq 0,75$ ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori resiko IV dimana $S_1 \geq 0,75$ ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respon spektral percepatan desainnya (S_{DS} dan S_{D1}). Kategori desain seismik dapat dilihat pada Tabel 5 dan Tabel 6.

Table 4. KDS parameter respon percepatan periode pendek

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

Sumber : Standar Nasional Indonesia 1726-2012

Table 5. KDS parameter respon percepatan periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : *Standar Nasional Indonesia 1726-2012*

d. Klasifikasi situs struktur

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus di klasifikasikan sesuai Tabel 4 berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran kecepatan rambat gelombang geser rata-rata (V_s), nilai hasil test penetrasi standar rata-rata (N), dan kuat geser niralir rata-rata \bar{s}_u .

Table 6. Klasifikasi kelas situs

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 150	N/A	N/A
SC(tanah keras,sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

	< 175	<15	<50
SE (tanah lunak)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40 \%$ Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25 \text{ kPa}$		
SF	Dibutuhkan investigasi khusus		
Sumber : <i>Standart Nasional Indonesia 1726-2012</i>			

e. Sistem struktur

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu dari tipe yang ditunjukkan dalam Tabel 7. 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.

Koefisien modifikasi respon (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan koefisien amplifikasi defleksi (Cd) harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar lantai desain.

Table 7. Faktor R, Ω_0 , dan Cd untuk sistem penahan gaya seismik

Sistim Penahan gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respon (R)	Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω_0)	Faktor Pembesaran Defleksi (Cd)	Kategori Desain Seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^d
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^{h,1}	TI ^h	TI ^h
3. Rangka baja	3½	3	3	TB	TI	TI ^h	TI ^h	TI ^h

pemikul momen biasa									
4. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
5. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI	TI
6. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI	TI

Sumber: *Standart Nasional Indonesia 1726-2012*

f. Analisa statik ekivalen

Analisa statik ekivalen pada prinsipnya adalah menggantikan beban gempa dengan gaya-gaya statik yang bertujuan menyederhanakan dan memudahkan perhitungan. Metode ini disebut juga Metode Gaya Lateral Ekivalen (*Equivalent Lateral Force Method*), yang mengasumsikan besarnya gaya gempa berdasarkan hasil perkalian suatu konstanta massa dari elemen tersebut.

Berdasarkan SNI 1726-2012 Gaya geser horisontal akibat gempa yang bekerja pada struktur bangunan dalam arah sumbu X (V_x) dan sumbu Y (V_y), ditentukan dari persamaan :

$$V = C_s \cdot W \quad (2.20)$$

Keterangan :

- V = Gaya geser dasar
- C_s = Koefisien *Response Seismic*
- W = Berat lantai

Koefisien respon seismik ditentukan dengan persamaan sebagai

berikut:

$$C_s = \frac{S d_s}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.21)$$

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi :

$$C_s = \frac{S d_1}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.22)$$

Dan C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 S d_s \cdot I \geq 0,01 \quad (2.23)$$

Sedangkan daerah dimana $s_1 \geq 0,6$ g maka C_s harus tidak kurang:

$$C_s = \frac{0,5 S d_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.24)$$

Keterangan:

- Sds = Parameter percepatan *respon spektrum* desain pendek
- Sd1 = Parameter percepatan *respon spektrum* periode 1detik
- I = Faktor keutamaan gedung
- R = Faktor modifikasi *response*
- T = Periode fundamental struktur
- Cs = Koefisien *response seismic*

Periode fundamental pendekatan (T) harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.25)$$

Keterangan:

- Ta = Periode fundamental pendekatan
- Ct = Koefisien (Tabel 8)
- x = Koefisien (Tabel 8)
- hn = Ketinggian struktur

Table 8. Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct dan X

Tipe struktur	Ct	X
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan brecing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan brecing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Sumber: *Standart Nasional Indonesia 1726-2012*

Gaya gempa lateral (F_x) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.26)$$

Untuk menentukan C_{vx} menggunakan persamaan Tberikut:

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.27)$$

Keterangan :

- C_{vx} = faktor distribusi vertikal
- V = Gaya lateral desain total atau geser dasar struktur
- w_i dan w_x = bagian seismik efektif total struktur W yang dikenakan pada tingkat I dan x
- h_i dan h_x = tinggi dari dasar tingkat I atau x
- k = eksponen yang terikat pada struktur

Table 9. Penentuan Nilai k

Perioda	k
Kurang dari 0,5 detik	1
2,5 detik atau lebih	2
0,5 detik – 2,5 detik	interpolasi

Sumber: *Standart Nasional Indonesia 1726:2012*

g. Desain spektra

Desain spektra untuk beban gempa SNI 2012 dihasilkan melalui pengolahan nilai respons spektra di batuan dasar pada periode 0,2 detik (S_s) dan 1 detik (S_1). Nilai ini diperoleh melalui pembacaan peta gempa SNI 2012 untuk 0,2 detik dan 1 detik.

Untuk menghasilkan respons spektra di permukaan, nilai S_s dan S_1 kemudian dikalikan dengan faktor amplifikasi sehingga dihasilkan nilai respons spektra permukaan S_{MS} dan S_{M1} .

$$S_{ms} = F_a \cdot S_s \quad (2.28)$$

$$S_{m1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.29)$$

Keterangan :

S_{ms} = parameter response spectrum perioda pendek

S_{m1} = parameter response spectrum perioda 1 detik

F_a = Faktor amplifikasi (Tabel 8)

F_v = Faktor amplifikasi (Tabel 9)

Table 10. Faktor amplifikasi F_a percepatan respons *spectrum factor*

Site Class	$S_s < 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s > 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1	1	1	1	1
C	1,2	1,2	1,1	1	1
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

Sumber : *Standart Nasional Indonesia 1726:2012*

Table 11. Faktor amplifikasi f_v percepatan respons *spectrum factor*

Site Class	$S_1 < 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 > 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1	1	1	1	1
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4

Sumber : *Standart Nasional Indonesia 1726:2012*

Nilai S_{MS} dan S_{M1} terlebih dahulu dikalikan dengan $2/3$, menghasilkan nilai respons spektra baru dengan sebutan S_{DS} dan S_{D1} .

$$Sd1 = \frac{2}{3} Sm1 \quad (2.30)$$

$$Sds = \frac{2}{3} Sms \quad (2.31)$$

Keterangan :

Sds = Parameter percepatan response spectrum perioda pendek

$Sd1$ = Parameter percepatan *response spectrum* perioda 1 detik

Untuk menentukan desain spektra harus mengetahui periode fundamental struktur bangunan dengan persamaan sebagai berikut:

$$T0 = 0,2 \frac{Sd1}{Sds} \quad (2.32)$$

$$Ts = \frac{Sd1}{Sds} \quad (2.33)$$

Keterangan :

To = Periode awal

Ts = Periode Fundamental Struktur

Setelah mengetahui priode fundamental struktur tersebut maka Untuk menentukan kurva *response spectrum* desain menggunakan ketentuan:

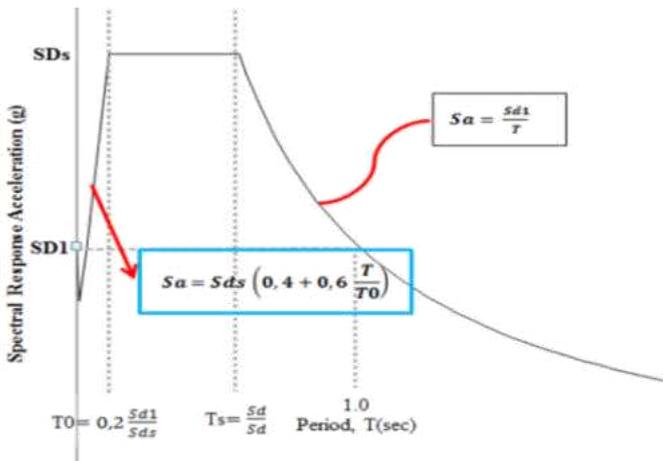
1. Untuk perioda $< To$,

$$sa = sds \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T0} \right) \quad (2.34)$$

2. Untuk perioda $T_s \geq T \leq T_0$, *response spectrum* percepatan desain S_a sama dengan S_{ds}
3. Untuk perioda $> T_s$,

$$s_a = \frac{sd1}{T} \quad (2.35)$$

Maka *response spectra* akan terbentuk seperti gambar berikut:



Gambar 11. Response spectrum berdasarkan SNI 1726:2012

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur bangunan (V_t) tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam pertama (V). Bila nilainya lebih kecil maka perlu dikalikan dengan suatu nilai factor skala sebesar $0.85 V/V_t$.

5. Beban hujan

Setiap bagian dari suatu atap harus dirancang mampu menahan beban dari semua air hujan yang terkumpul apabila sistem drainase primer untuk bagian tersebut tertutup ditambah beban merata yang disebabkan oleh kenaikan air diatas lubang masuk sekunder sesuai dengan persamaan berikut:

$$R = 0,0098 (ds + dh) \quad (2.36)$$

Keterangan:

R = beban air hujan pada atap yang tidak melendut (kN/m²)

ds = kedalaman air atap yang tidak melendut meningkat kelubang masuk sistem drainase sekunder (mm)

dh = tambahan kedalaman air pada atap yang tidak melendut diatas lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran air rencana

6. Beban angin

Beban angin merupakan beban yang diakibatkan oleh faktor lingkungan yaitu faktor angin itu sendiri. Adapun parameter dalam perencanaan beban angin adalah: kecepatan angin, faktor arah angin, kategori eksopur, faktor topografi, faktor efek tiupan, klasifikasi tertutupan, koefisien tekanan internal. Adapun perencanaan beban angin berdasarkan SNI 1727:2013 yaitu sebagai berikut:

a. Menentukan Kecepatan Angin Dasar, V

Dalam perencanaan kecepatan angin harus di rencanakan minimal sebesar 110 mph (49,1744 m/s)

b. Menentukan Parameter Beban Angin Kategori Eksopur

Eksopur B : Untuk bangunan gedung dengan tinggi atap rata-rata kurang dari atau sama dengan 30ft (9,1m), eksopur B berlaku, sebagaimana ditentukan oleh kekasaran permukaan B, berlaku diarah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 1.500ft (457m).

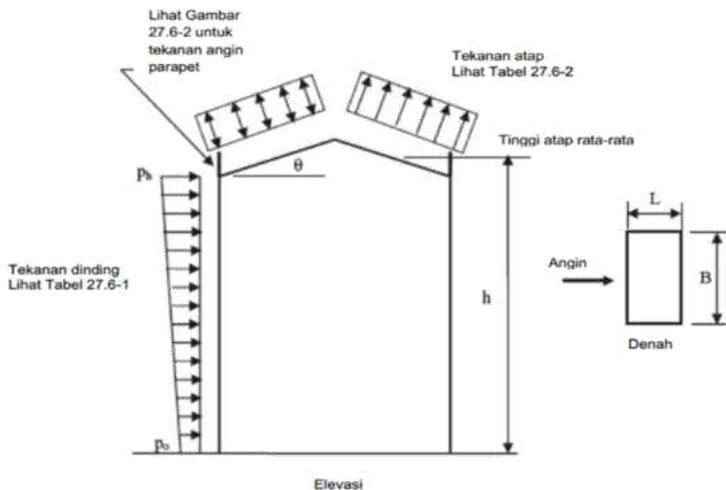
Eksopur C : Eksopur C berlaku untuk semua kasus di mana eksopur B atau D tidak berlaku.

Eksopur D: Eksopur D berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh kekasaran permukaan, berlaku diarah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 5.000ft (1.524m) atau 20 kali tinggi bangunan, pilih yang terbesar.

Untuk situs yang terletak di zona transisi antara katagori eksposur, harus menggunakan hasil kategori di gaya angin terbesar.

Masuk ke Tabel ekposur untuk menentukan tekanan neto dinding

- a. Dari tabel untuk setiap Eksposur (B,C,D), tabel ini dapat dilihat pada Lampiran. Lihat nilai V , L/B dan h , tentukan P_n (angka atas) dan P_o (angka bawah) tekanan dinding angin horizontal. Pembagian tekanan angin pada dinding dapat dilihat pada Gambar 13.
- b. Distribusi tekanan dinding harus berdasarkan distribusi linier dari tekanan neto total dengan tinggi bangunan gedung dan tekanan dinding eksternal di sisi angin pergi dianggap terdistribusi merata sepanjang permukaan dinding di sisi angin pergi yang bekerja kearah luar pada 38% dari P_h untuk $1,0 \leq L/B \leq 2,0$ dan 27% dari P_h untuk $2,0 \leq L/B \leq 5,0$.



Gambar 12. Pembagian tekanan angin pada dinding

7. Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013 menjelaskan konsep kombinasi pembebanan antara lain:

- a. $U = 1,4D$ 2.37
- b. $U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$ 2.38
- c. $U = 1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + 0,5 (L \text{ atau } 0,5W)$ 2.39
- d. $U = 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$ 2.40
- e. $U = 1,2D + 1,0L + 1,0E + 0,2S$ 2.41
- f. $U = 0,9D + 1,0E$ 2.42
- g. $U = 0,9D + 1,0W$ 2.43

Keterangan:

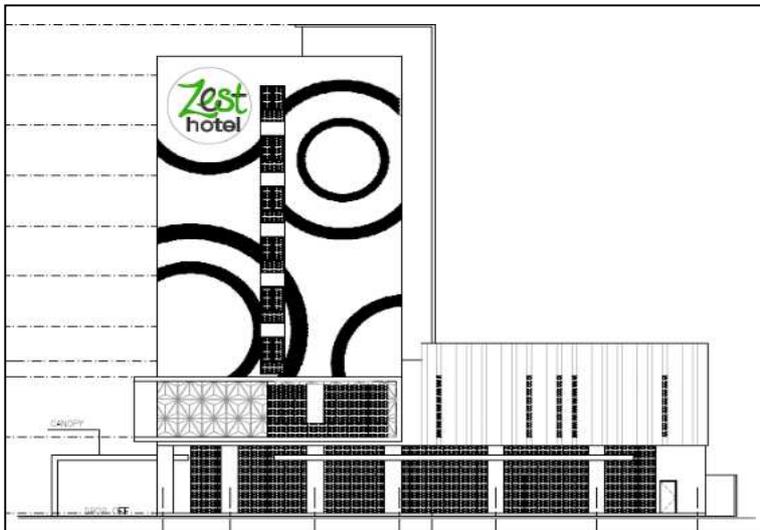
- D : Beban Mati
- E : Beban Gempa
- L : Beban Hidup
- Lr : Beban Hidup atap
- R : Beban Hujan
- W : Beban Angin
- S : Beban Salju

BAB 5

PERENCANAAN GEDUNG DENGAN SPRMK

A. Deskripsi umum gedung

Gedung ini terdiri atas 10 lantai + dak beton dengan kuda-kuda baja. Gedung ini memiliki basement 1 tingkat dengan kedalaman -3.50 m diukur dari permukaan tanah ke lantai basement. Secara umum fungsi gedung adalah sebagai hunian/hotel namun juga terdapat ruang pertemuan dan ballroom. Struktur gedung berupa beton bertulang. Tinggi total gedung (struktur atas) 35.40 m diukur dari permukaan tanah hingga dak beton atap (tidak termasuk puncak kuda-kuda baja). Dinding gedung berupa bata ringan tebal 120 mm.



Gambar 14. Tampak depan gedung

B. Fungsi lantai

Fungsi lantai secara umum dapat diuraikan sebagai berikut:

1. Lantai 1 : Retail dan restaurant
2. Lantai 2 : Ruang pertemuan dan ruang ibadah
3. Lantai 3-8 : Hotel/hunian
4. Lantai 9 : Ballroom
5. Lantai 10 : Ruang mesin lift
6. Lantai 11



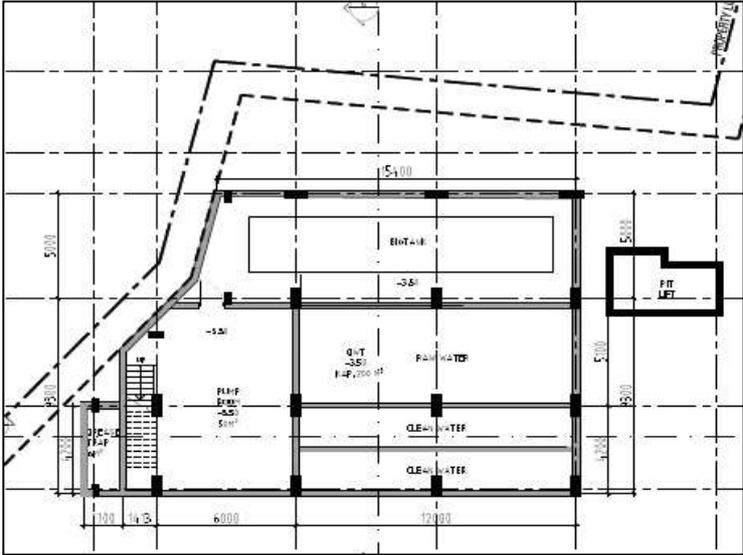
Gambar 15. Tampak samping gedung

C. Ketentuan Perancangan

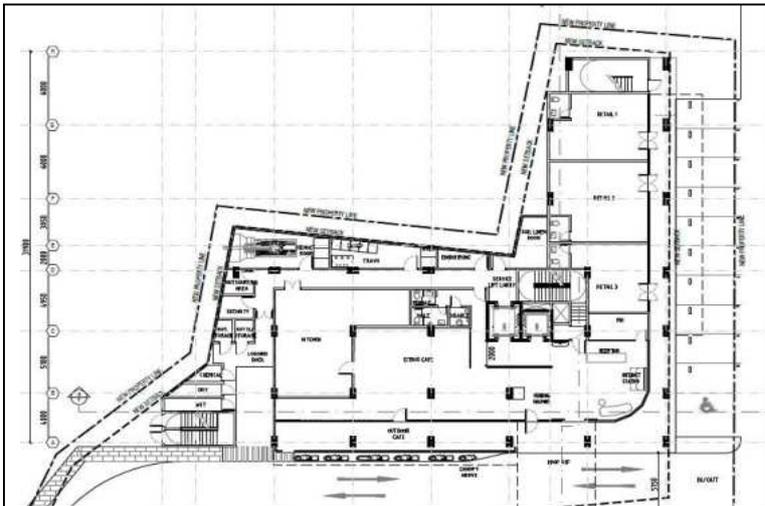
1. Umum

Secara umum, gedung ini dirancang dengan material beton bertulang.

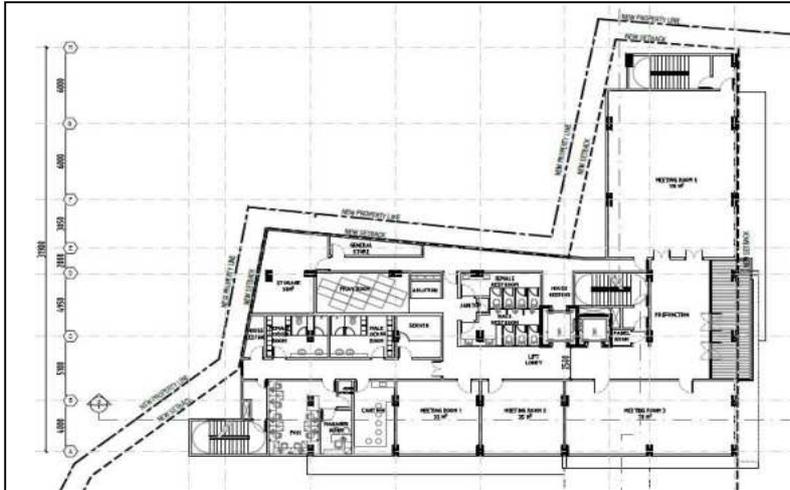
Gambar 18 sampai 22 memperlihatkan denah gedung.



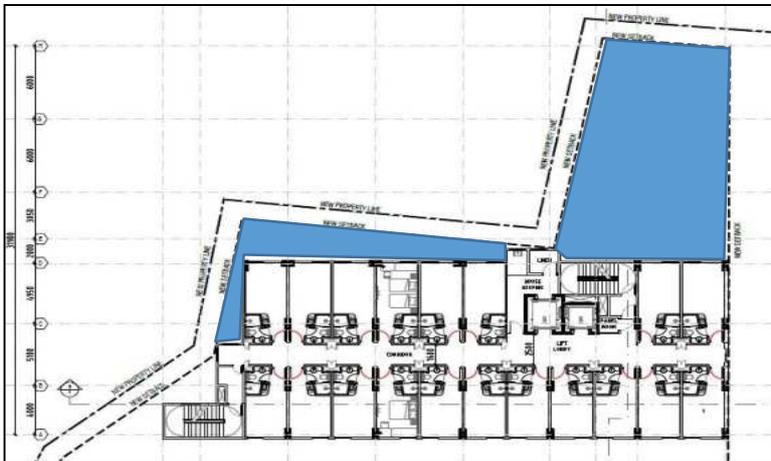
Gambar 17. Denah lantai basement



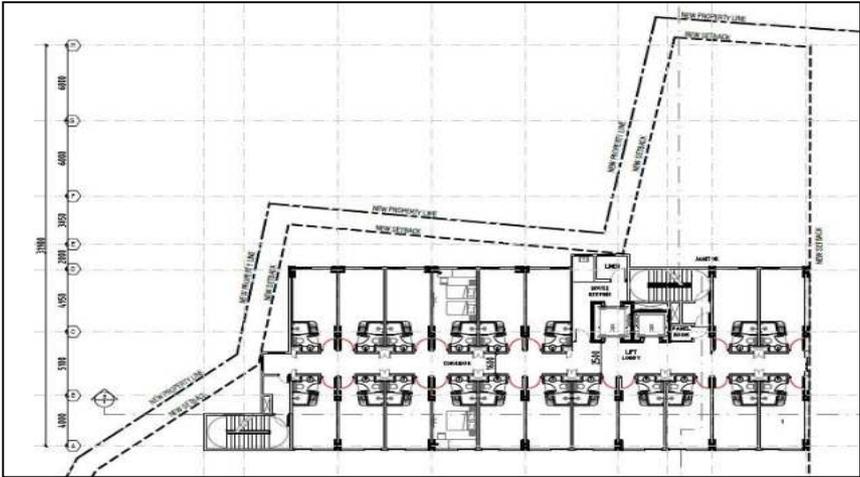
Gambar 16. Denah lantai 1



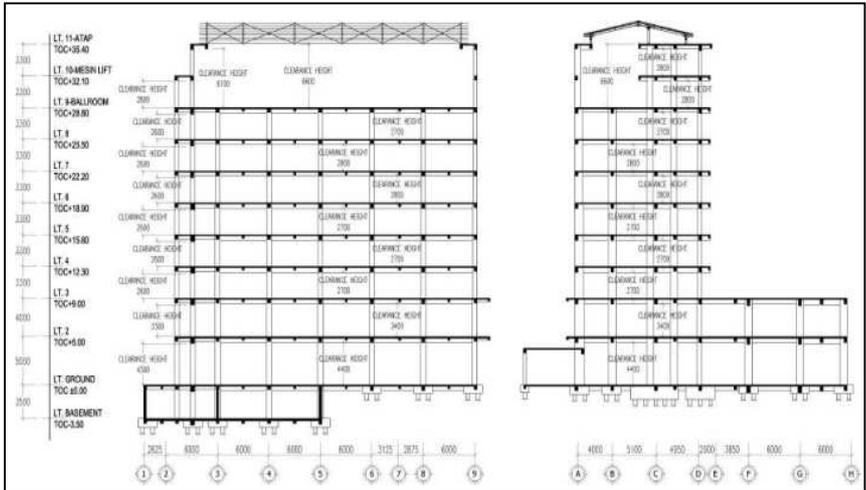
Gambar 17. Denah lantai 2



Gambar 20. Denah lantai 3



Gambar 18. Denah lantai 4-8

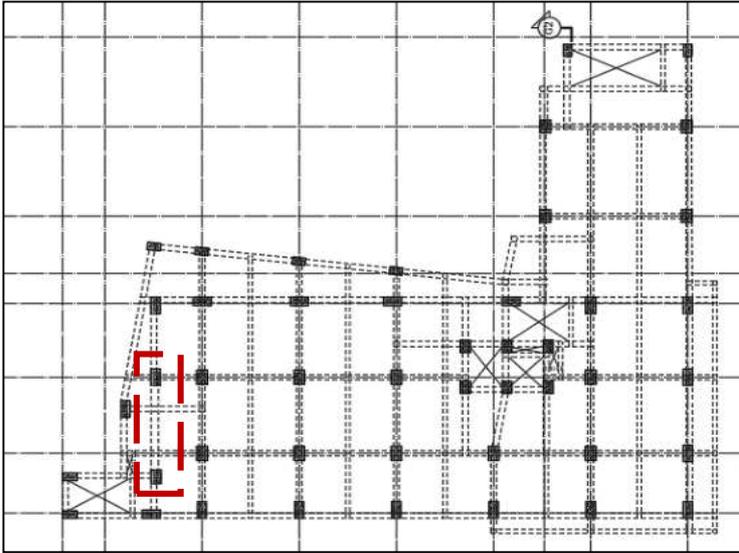


Gambar 19. Potongan struktur

Table 12. Tinggi Bangunan

Keterangan	Tinggi floor to floor (m)	Kisaran umum tinggi balok dalam cakupan area (m)	Tinggi bebas (m)
Lt. 1 ke 2	5,00	0,60	4,40
Lt. 2 ke 3	4,00	0,60	3,40
Lt. 3 ke 4 (tipikal hingga lt. 5 ke 6)	3,30	0,60	2,70
Lt. 6 ke 7 (tipikal hingga lt. 8 ke 9)	3,30	0,50	2,80
Lantai 9-ballroom ke atas bebas hingga 6.10 m, kecuali yang dibatasi pada area mesin lift dan tangga (lantai 10)	6,60	0,50	6,10
Lt. 10-mesin lift ke 11-dak beton/atap	3,30	0,50	2,80

Catatan: Pada area sekitar tangga untuk balok bentang 6.70 meter (lihat gambar 9) tinggi balok 0.70 m sehingga tinggi bebas lantai hanya pada area tersebut berkurang sekitar 10 cm sampai 20 cm dari nilai dalam Tabel 12.



Gambar 20. Lokasi balok dengan tinggi terbesar

2. Software & Version

Permodelan, analisis dan desain dilakukan dengan bantuan beberapa piranti lunak (software) sebagai berikut:

- ✓ Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS) v9.7.4
- ✓ Slab Analysis by Finite Element Method (SAFE) v.12.2.0
- ✓ Computers and Structures, Inc for Column (CSI Col) v8.4.0

3. Mutu material

Mutu beton yang digunakan terdiri atas:

- ✓ Beton K-350 (kuat tekan silinder $f'_c = 30$ MPa) untuk struktur atas dan struktur bawah.

Mutu tulangan juga terdiri atas:

- ✓ Tulangan ulir BJTS40 (tegangan leleh $f_y = 390$ MPa, tegangan tarik putus $f_u = 500$ MPa)

Seluruh tulangan menggunakan tulangan ulir BJTS40. Perbandingan nilai f_u/f_y hasil pengujian kuat tarik tulangan $\geq 1,25$.

D. Beban-beban yang bekerja

1. Beban mati (*DL*) dan beban mati tambahan (*SIDL*)

Beban mati akan dihitung secara otomatis oleh piranti lunak ETABS. Beban mati tambahan adalah berat komponen non-struktural seperti beban plafon, dinding dan lain-lain. Beban lantai ruang trafo diambil 1220 kg/m^2 sedangkan beban lantai mesin lift 720 kg/m^2 .

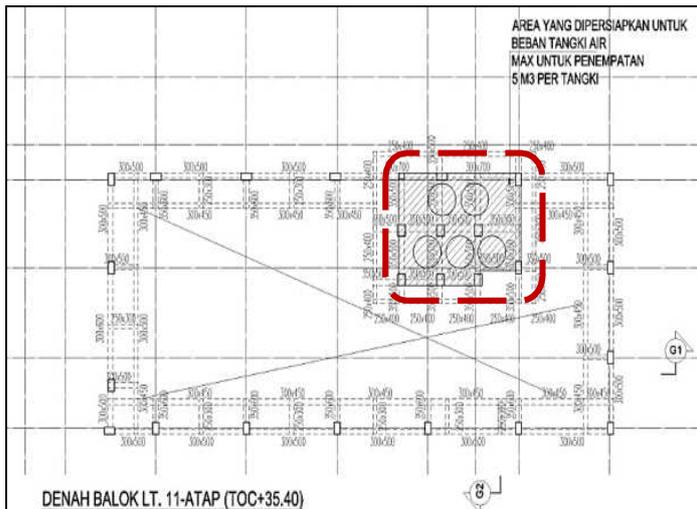
SIDL lantai gedung secara umum totalnya mendekati 130 kg/m^2 terdiri dari:

- ✓ Adukan semen 1 cm = 21 kg/m^2
- ✓ Penutup lantai keramik = 15 kg/m^2
- ✓ Lapisan pasir 3 cm = 48 kg/m^2
- ✓ Rangka + plafon = 18 kg/m^2
- ✓ Mechanical + Electrical = 25 kg/m^2

Sedangkan untuk lantai kamar mandi diambil lebih berat dengan totalnya mendekati 150 kg/m^2 terdiri dari:

- ✓ Adukan semen 1 cm = 21 kg/m^2
- ✓ Penutup lantai keramik = 15 kg/m^2
- ✓ Lapisan pasir 3 cm = 48 kg/m^2
- ✓ Rangka + plafon = 18 kg/m^2
- ✓ Waterproofing + screening = 20 kg/m^2
- ✓ Mechanical + Electrical = 25 kg/m^2

2. Beban hidup (LL)



Gambar 21. Denah Balok

Pada lantai 11 (dak beton) untuk area tertentu direncanakan untuk penempatan tangki air dengan total volume 25 m^3 yang terdiri atas 5 tangki air dengan masing-masing kapasitas per tangki maksimum 5 m^3 . Semakin besar kapasitas per tangki maka semakin besar beban hidup yang terjadi. Dalam kasus ini dibatasi maksimum kapasitas per tangki adalah 5 m^3 dengan total 5 tangki. Beban hidup akibat tangki air ini diambil sebesar 3200 kg/m^2 .

3. Beban partisi dan dinding

Beban mati tambahan dinding eksterior dan interior menggunakan bata ringan hebel tebal 12 cm atau setara dengan berat jenis tidak melebihi 780 kg/m^3 .

4. Beban gempa

a. Klasifikasi situs

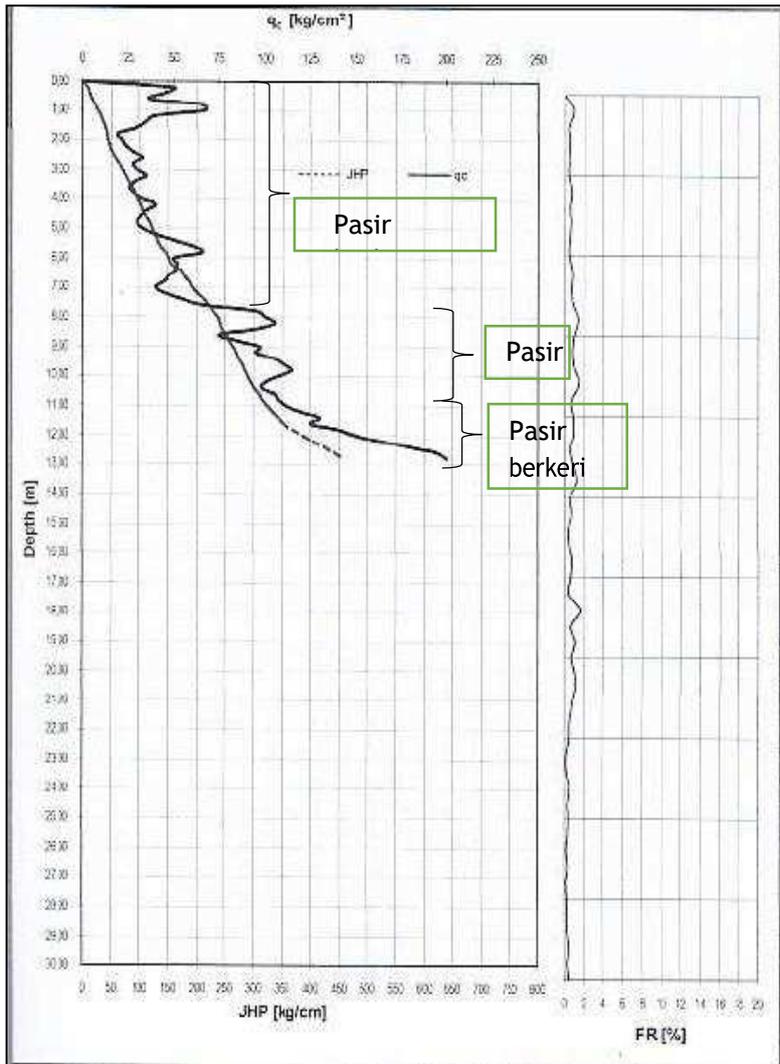
Penyelidikan tanah berupa sondir yang dilakukan oleh D'Banner Soil Test. Tanah keras dominan berada di 12 m. Profil tanah diambil untuk kedalaman 30 m paling atas dari suatu situs dalam menentukan respon spektra rencana (SNI 1726:2012 pasal 5.4). Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 5.1 disebutkan bahwa minimal digunakan dua penyelidikan parameter tanah untuk menentukan jenis tanah dalam analisis gempa. Dalam kasus ini hanya terdapat satu parameter penyelidikan tanah (sondir) sehingga secara konservatif ditentukan **jenis tanah lunak (SE)**. Berdasarkan korelasi nilai q_c dan FR maka diperkirakan jenis tanah di-dominasi oleh pasir berlanau hingga kedalaman 7,50 m, tanah pasir dari kedalaman 7,50 m hingga 11 m, dan lapisan pasir berkerikil dari 11 m ke bawah. Grafik sondir S1 dan S2 dapat dilihat pada gambar 15 dan gambar 16

Table 13. Paramater tanah

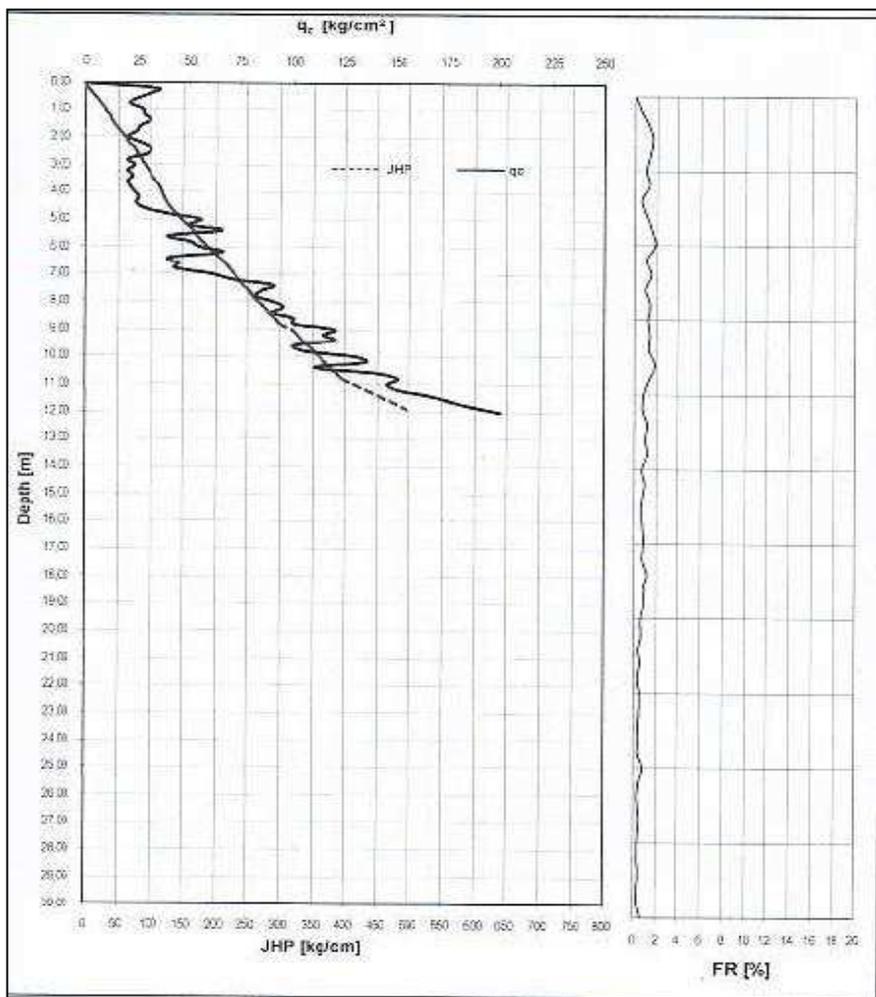
Lapisan	Kedalaman	q_c	FR (%)	Jenis Tanah
1	0,00 – 4,50	25	1,2	Pasir berlanau
2	4,50 – 7,50	50	0,65	Pasir berlanau
3	7,50 – 9,00	70	0,45	Pasir
4	9,00 – 11,00	100	0,35	Pasir
5	11,00 – 13,00	150	0,5	Pasir berkerikil

Penentuan kategori desain seismik (KDS) sesuai SNI 1726:2012 pasal 6.5 untuk nilai parameter $S_1 < 0,75$ dapat ditentukan berdasarkan Tabel 6 dan Tabel 7 SNI 1726:2012. Kategori resiko gedung adalah kategori II (hotel/apartemen/hunian) sehingga untuk $SDS = 0,83$ termasuk KDS D sedangkan untuk $SD_1 = 0,78$ termasuk KDS D.

Dengan demikian maka kategori desain seismik yang menentukan adalah **KDS D**. Berikut dapat dilihat secara lebih jelas nilai batas dalam menentukan KDS gedung.



Gambar 22. Grafik sondir titik S1 untuk lokasi pembangunan gedung



Gambar 23. Grafik sondir titik S2 untuk lokasi pembangunan gedung

b. Penentuan kategori desain seismik

Table 14. Nilai S_{D1} - SNI 1726:2012

Nilai S_{D1}	Kategori resiko		
	I atau II atau III	IV	
$S_{D1} < 0,067$	A	A	
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C	
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D	
$0,20 \leq S_{D1} < S_{D1} = 0,78$	D	D	

Maka termasuk KDS **D**

Table 15. SNI 1726:2012

Nilai S_{Ds}	Kategori resiko		
	I atau II atau III	IV	
$S_{Ds} < 0,167$	A	A	
$0,167 \leq S_{Ds} < 0,33$	B	C	
$0,33 \leq S_{Ds} < 0,50$	C	D	
$0,50 \leq S_{Ds} < S_{Ds} = 0,83$	D	D	

Maka termasuk KDS **D**

Kesimpulan berdasarkan nilai S_{D1} dan S_{Ds} maka Gedung termasuk KDS D

Kategori desain seismik D umumnya mensyaratkan daktilitas tinggi pada sistem strukturnya (umumnya sistem penahan gaya seismik tipe khusus). Sistem penahan gaya seismik tipe khusus memerlukan detailing tertentu sesuai persyaratan aturan agar memenuhi kinerja daktilitas sebagai konsekuensi atas nilai R yang tinggi. Semakin tinggi nilai R maka gaya gempa yang digunakan dalam analisis semakin kecil namun persyaratan detail semakin banyak dan ketat. Dengan demikian maka digunakan sistem struktur Rangka Beton Pemikul Momen

Khusus untuk arah-x dan arah-y sesuai Tabel 9 SNI 1726:2012. Dalam analisis pengaruh gempa tidak boleh hanya dianalisis bekerja satu arah. Dalam hal ini perlu dimasukkan pengaruh orthogonal gempa. Pengaruh orthogonal gempa yaitu pengaruh kombinasi beban 100 persen gaya gempa untuk satu arah ditambah 30 persen gaya untuk arah tegak lurus (SNI 1726:2012 pasal 7.5.4).

Paramater lain yang berkaitan dengan sistem struktur antara lain:

- ✓ Rasio redaman 5%
- ✓ Jumlah ragam getar (*mode shape*) sebanyak 15 mode
- ✓ Pengaruh orthogonal diperhitungkan sebesar 30% untuk setiap arah tegak lurus gaya gempa utama.

Table 16. Parameter respon spektrum desain

Parameter	Nilai
Kota	Ambon
Kategori resiko	II
Factor keutamaan (I_e)	1,00
Parameter percepatan respons spectral MCE untuk periode pendek	$S_s = 1,38$
Parameter percepatan respons spectral MCE untuk periode 1 detik	$S_1 = 0,49$
Jenis tanah	Lunak
Kelas situs	SE
Koefisien situs untuk periode pendek	$F_a = 0,90$
Koefisien situs untuk periode 1 detik	$F_v = 2,40$
Parameter percepatan respons spectral MCE untuk periode pendek, redaman 5 %	$S_{DS} = 0,83$
Parameter percepatan respons spectral MCE untuk periode 1 detik	$S_{D1} = 0,78$
Kategori desain seismic	D
Sistim struktur arah – X	Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus

Sistim struktur arah – Y	Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus
Koefisien modifikasi respons arah – X	$R_x = 8,00$
Koefisien modifikasi respons arah – Y	$R_y = 8,00$
Factor kuat lebih sistem arah - X	$\Omega_{0x} = 3,00$
Factor kuat lebih sistem arah - Y	$\Omega_{0y} = 3,00$
Factor pembesaran defleksi arah - X	$C_{dx} = 5,50$
Factor pembesaran defleksi arah - Y	$C_{dy} = 5,50$

c. Pemodelan Struktur

Struktur atas dimodelkan secara tiga dimensi dengan menggunakan bantuan program ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems) versi 9.7.4. Beban gravitasi dipikul oleh pelat & balok sedangkan gaya lateral dipikul oleh rangka beton pemikul momen khusus. Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.3.2 maka struktur dianalisis secara dua tahap karena struktur terdiri atas struktur atas yang fleksibel dan struktur bawah (basement) yang kaku. Dalam kasus ini struktur atas dimodelkan terjepit pada lantai dasar lalu selanjutnya struktur dimodelkan secara keseluruhan dengan memasukkan gaya gempa dari permodelan struktur atas dengan rasio perbesaran, khusus pada saat peninjauan struktur bawah. Struktur bawah dibuat lebih kuat dari struktur atas dengan nilai rasio sebesar 1,50.

Prosedur gaya lateral ekuivalen dua tahap diijinkan untuk digunakan untuk struktur yang mempunyai bagian atas yang fleksibel di atas bagian bawah yang kaku, asalkan desain struktur dilakukan sesuai dengan hal-hal berikut ini:

- ✓ Kekakuan bagian bawah harus paling sedikit 10 kali kekakuan bagian atas (memenuhi karena basement sangat kaku akibat keberadaan dinding basement dibandingkan struktur atas).
- ✓ Periode struktur keseluruhan tidak boleh lebih besar dari 1,1 kali periode bagian atas yang dianggap sebagai struktur terpisah yang ditumpu pada peralihan antara bagian atas ke

bagian bawah. Dalam kasus ini, periode struktur keseluruhan $0,87 \text{ detik} > 1,1 \times \text{periode struktur atas } 0,63 (= 0,69)$.

- ✓ Bagian atas yang fleksibel harus didesain sebagai struktur terpisah menggunakan nilai R dan ρ yang sesuai.
- ✓ Bagian bawah yang kaku harus didesain sebagai struktur terpisah menggunakan nilai R dan ρ yang sesuai. Reaksi dari bagian atas harus ditentukan dari analisis bagian atas yang diperbesar dengan rasio R / ρ bagian atas terhadap R / ρ bagian bawah. Rasio ini tidak boleh kurang dari 1,0. Dalam kasus ini diinginkan agar struktur bawah lebih kuat dari struktur atas sehingga digunakan rasio 1,5.
- ✓ Bagian atas dianalisis dengan gaya lateral ekuivalen atau prosedur ragam spektrum respons, dan bagian bawah dianalisis dengan prosedur gaya lateral ekuivalen.

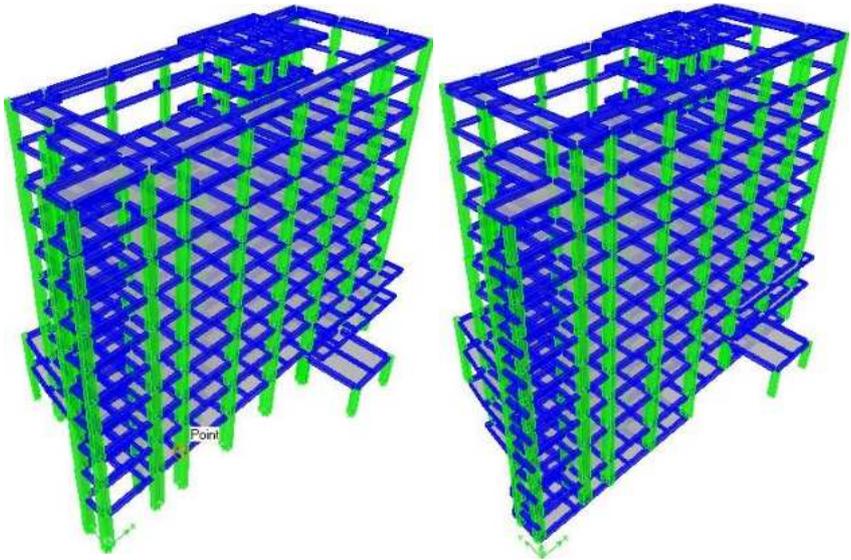
Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.7.3 pemodelan struktur beton harus mempertimbangkan pengaruh penampang retak. Reduksi inersia penampang diterapkan untuk menggambarkan kondisi penurunan kekakuan elemen selama terjadi gempa seperti pengaruh retak pada beton atau pengaruh distorsi pada elemen baja. Faktor reduksi kekakuan lentur kolom diambil 70% (SNI 2847:2013 pasal 10.10.4.1) sedangkan reduksi kekakuan lentur balok diambil sebesar 59,50% ($1,70 \times 35\%$). Nilai untuk reduksi balok berdasarkan pendekatan pemodelan balok T terhadap balok segiempat. Umumnya pendekatan kekakuan lentur balok T dianggap sama dengan dua kali kekakuan lentur balok segiempat. Namun pendekatan ini tidak sepenuhnya benar karena dapat berbeda bergantung dimensi dan bentang balok. Berdasarkan pengecekan perbandingan kekakuan balok T terhadap balok segiempat digunakan nilai 1,70 dan bukan 2.

Pelat dimodelkan sebagai elemen *shell thin*. Reduksi kekakuan lentur pelat diambil sebesar 25%. Tipe pelat secara umum adalah pelat satu arah dengan ketebalan bervariasi antara 120 mm hingga 150 mm untuk struktur atas, sedangkan tebal pelat lantai basement sebesar 250 mm. Untuk lebih jelasnya maka tebal pelat yang digunakan dapat dilihat dalam gambar struktur. Pelat sebagai diafragma yang berfungsi untuk

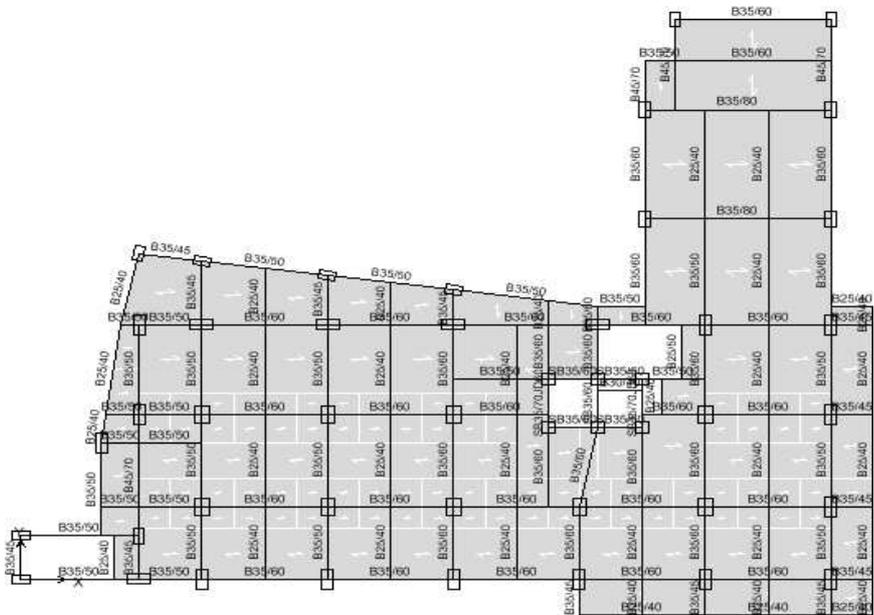
mendistribusikan gaya lateral gempa ke portal dimodelkan sebagai *semi-rigid* (SNI 1726:2012 pasal 7.10). Agar beban dapat terdistribusi dengan baik ke balok maka diterapkan *auto-meshing* atau pembagian pias pelat dalam ukuran kecil secara otomatis. Penambahan berat struktur akibat tangga akan diakomodasi dengan pemberian reaksi perletakan tangga berupa beban garis pada balok tumpuan tangga. Dimensi balok yang digunakan bervariasi disesuaikan dengan bentang dan keperluan struktur. Dimensi kolom disesuaikan dengan keperluan struktur dalam menahan gaya serta pengecekan terhadap prinsip *strong column-weak beam* dan kapasitas joint balok-kolom.

Table 17. Dimensi kolom beton yang digunakan

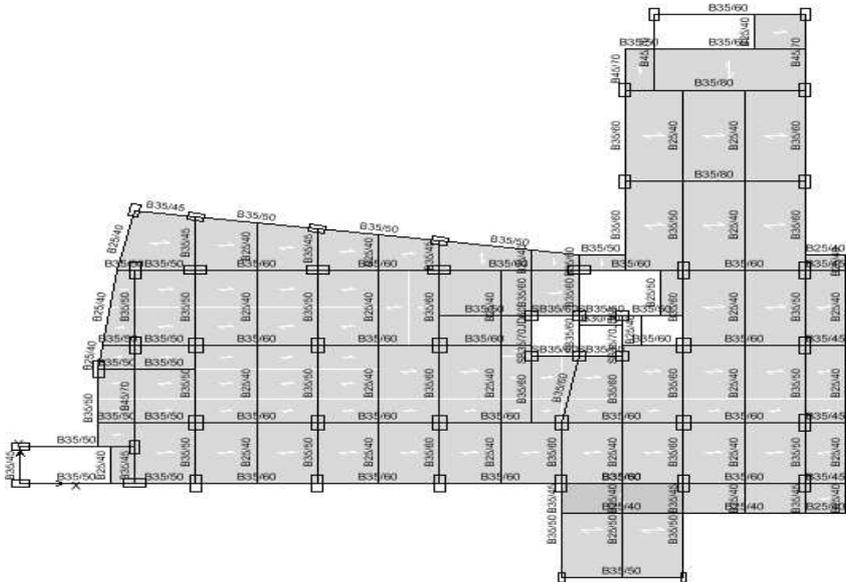
Nama	Dimensi kolom lantai basement/pit ke ground/lt.1 (mm)	Dimensi kolom lt 1 ke lt 3 (mm)	Dimensi kolom lt 3 ke lt 6 (mm)	Dimensi kolom lt 6 ke lt 9 (mm)	Dimensi kolom lt 9 ke atap (mm)
C1-A	550 x 1100	550x1100	500x1000	450x900	400x700
C1-B	-	600x1100	500x1000	450x900	400x700
C2	650x950	650x950	550x950	500x850	400x700
C3	500x900	500x900	450x800	400x800	-
C4	-	650x850	550x850	-	-
C5	-	(lt.1 ke lt.2)	(lt.2 ke lt.3)	-	-
C6	-	500x800	-	-	-
C7	600x800	600x800	600x800	550x700	500x650
C8	600x900	600x900	550x850	500x800	400x700
C9	-	350x700	-	-	-
		(kolom canopy)	-	-	-
					350x350
					(kolom transfer,mulai lt.9)



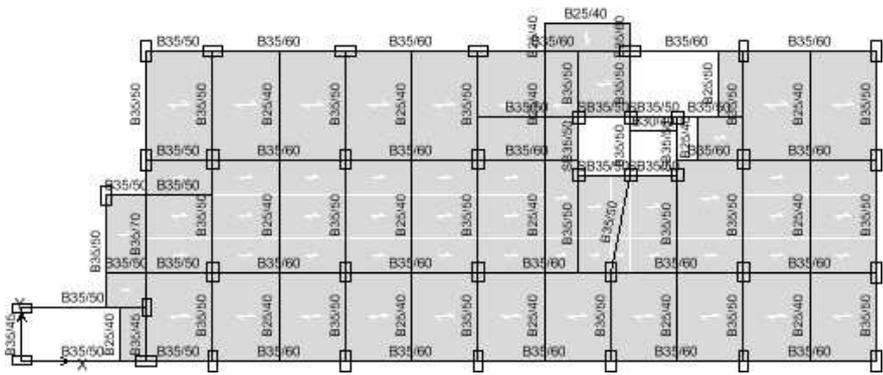
Gambar 24. 3D model ETABS struktur atas dan keseluruhan



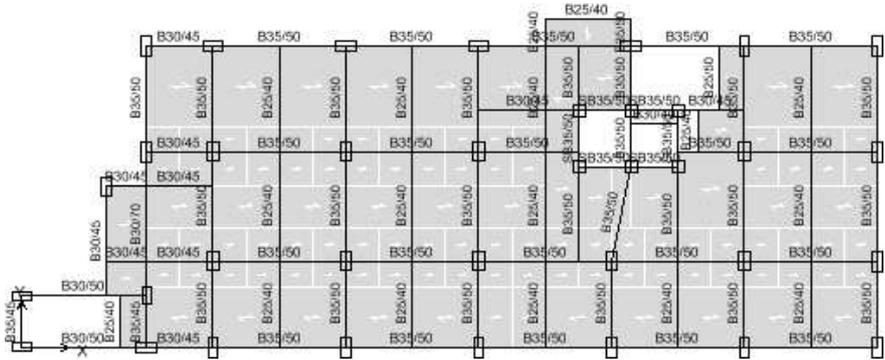
Gambar 25. Denah konfigurasi struktur ETABS lantai 2



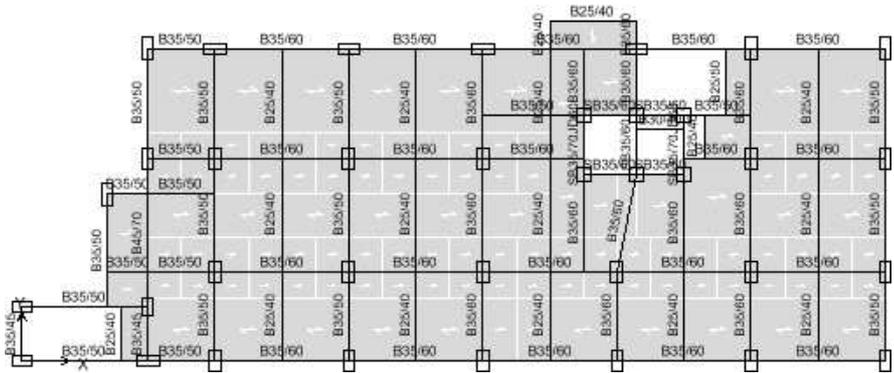
Gambar 26. Denah konfigurasi struktur ETABS lantai 3



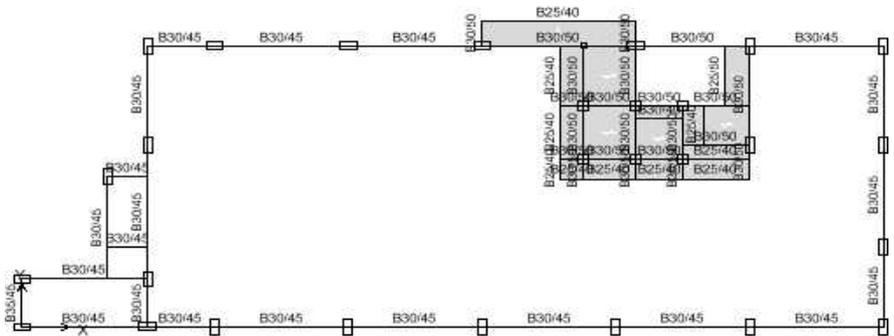
Gambar 30. Denah konfigurasi struktur ETABS lantai 4-6



Gambar 27. Denah konfigurasi struktur ETABS lantai 7-8



Gambar 28. Denah konfigurasi struktur ETABS lantai 9

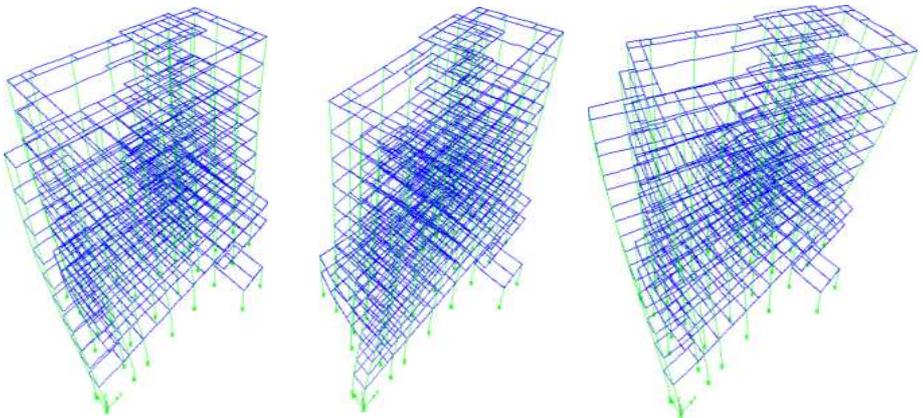


Gambar 29. Denah konfigurasi struktur ETABS lantai 10

E. Hasil Analisis

1. Hasil analisis vibrasi bebas

Berikut diuraikan hasil analisis vibrasi bebas berupa rasio partisipasi modal massa berdasarkan hasil ETABS. Terlihat bahwa nilai mode pertama (translasi-X) dan kedua (translasi-Y) dominan translasi sehingga sudah menunjukkan pola pergoyangan yang baik. Mode dominan rotasi baru terjadi pada mode ketiga. Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.1, jumlah ragam yang disyaratkan untuk menentukan periode getar alami bagi struktur harus cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa aktual masing-masing arah respons gedung yang ditinjau. Berdasarkan hasil ETABS, terlihat bahwa jumlah ragam cukup untuk menghasilkan lebih dari 90% massa aktual.



Gambar 30. Mode shape gedung

$T_1 = 0.63$ s (arah-X)

$T_2 = 0.60$ s (arah-Y)

$T_3 = 0.56$ s (rotasi)

Table 18. Hasil rasio partisipasi modal massa Gedung

Mode	Period (s)	UX(%)	UY (%)	RZ(%)	Ket
------	------------	-------	--------	-------	-----

1	0.63	72.38	3.88	3.87	Translasi-X
2	0.60	5.56	66.51	4.99	Translasi-Y
3	0.56	1.01	5.70	63.50	Rotasi/torsi
4	0.23	10.95	0.08	0.00	Translasi-X
5	0.22	0.09	11.65	0.02	Translasi-Y
6	0.20	0.14	0.09	13.16	Rotasi/torsi
7	0.16	0.04	0.00	0.71	Rotasi/torsi
8	0.14	3.39	0.29	0.01	Translasi-X
9	0.13	0.42	3.59	0.04	Translasi-Y
10	0.12	0.09	1.52	0.37	Translasi-Y
11	0.10	1.84	0.04	1.04	Translasi-X
12	0.08	0.75	2.06	0.00	Translasi-Y
13	0.08	0.98	1.34	0.28	Translasi-Y
14	0.05	2.11	0.20	0.15	Translasi-X
15	0.04	0.11	2.75	0.00	Translasi-Y

2. Koefisien respon seismik

Sebelumnya perlu ditentukan terlebih dahulu periode getar fundamental struktur untuk dibandingkan dengan hasil ETABS. Batasan periode getar maksimum dan minimum diambil berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.2.1.

Table 19. Nilai batas periode fundamental dan koefisien respon seismik

Parameter	Nilai	Parameter	Nilai
Ctx	0.0466	Cs min	0.0364
Cty	0.0466	Csx min tambahan	tidak perlu
Xx	0.90	Csy min tambahan	tidak perlu
Xy	0.90	Cs _x	0.0849
hn (m)	35.40	Csy	0.0849
Tmin (s)	1.15	Cs _{x max}	0.1035
Cu	1.40	Csy max	0.1035
Tmax (s)	1.62	Cs_{x used}	0.0849
		Csy used	0.0849

Table 20. Penentuan koefisien respon seismic

Status	T_x ETABS (S)	T_y ETABS (S)	$T_{x\text{ used}}$ (S)	$T_{y\text{ used}}$ (S)	C_{S_x}	C_{S_y}
Penampang utuh	0.63	0.60	1.15	1.15	0.0849	0.0849
Penampang yang direduksi	0.82	0.77	1.15	1.15	0.0849	0.0849
Sehingga nilai yang diambil	C_{S_x} C_{S_y}	= =	0.0849 (penampang utuh) 0.0849 (penampang utuh)			

Nilai C_s perlu dibandingkan terhadap nilai C_s maksimum dan minimum. Persyaratan nilai C_s minimum tambahan tidak diperlukan dalam kasus ini karena nilai $S_1 = 0.49 \text{ g} < 0.60 \text{ g}$. Terlihat bahwa nilai C_s lebih besar dari batasan C_s min tetapi tidak lebih besar dari batas C_s max sehingga tetap digunakan nilai C_s .

3. Faktor skala gaya gempa

Sesuai SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 maka faktor skala perlu diterapkan bila kombinasi respons untuk geser dasar ragam lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung. Penentuan nilai faktor skala yang digunakan dapat dilihat sebagai berikut.

Table 21. Berat struktur

Parameter	Nilai			
$C_{S_x\text{ used}}$	0.0849			
$C_{S_y\text{ used}}$	0.0849			
Berat total	W_t	=	6269.36	ton
Gaya geser dasar	$V_{\text{statik-X}}$	=	532.06	ton
	$V_{\text{statik-Y}}$	=	532.06	ton

Table 22. Penentuan koefisien respon seismic

Ket	V_{statik} (ton)	0.85 V_{statik} (ton)	V_{dinami} k(ton)	Skala	V_{dinami} k setelah skala
Gempa-X	532.06	452.25	154.28	2.94	452.48
Gempa-Y	532.06	452.25	147.10	3.08	453.75

Terlihat bahwa seluruh gaya gempa dinamik untuk gedung kiri dan gedung kanan lebih kecil dari 85% gaya gempa statik sehingga perlu diskalakan. Nilai faktor skala ditentukan dengan menggunakan persamaan:

$$\text{Faktor skala} = 0,85 V_{\text{statik}}/V_{\text{dinamik}}$$

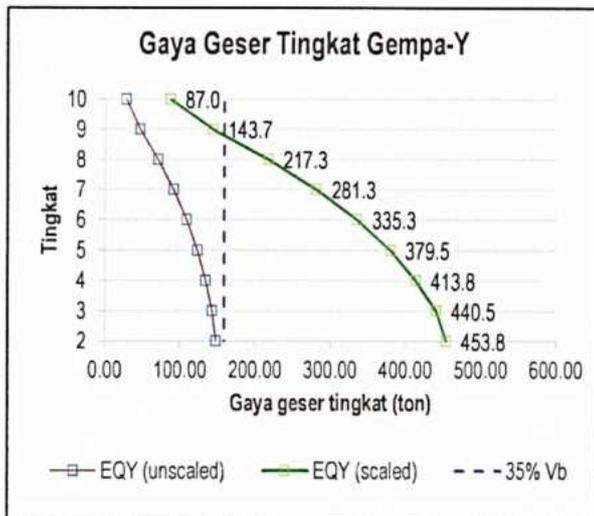
Terlihat bahwa gaya gempa dinamik perlu diskalakan (diperbesar) dengan skala antara 2 hingga 3 kali agar memenuhi persyaratan 85% gaya gempa statik.

4. Gaya geser tingkat

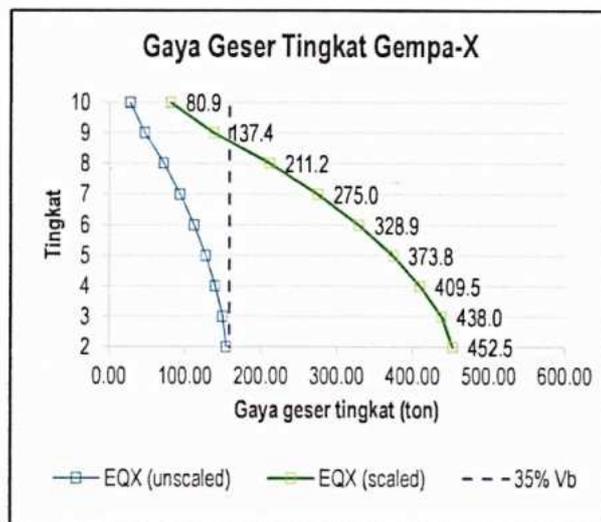
Gaya geser tingkat untuk masing-masing arah X dan arah Y dapat dilihat pada gambar 25 dan 26.

5. Perpindahan lateral gedung

Terdapat dua kondisi yang ditinjau akibat pergerakan lateral yaitu kondisi gempa elastis dan gempa inelastis. Simpangan lateral gedung akibat beban gravitasi tidak perlu dikontrol dalam analisis karena beban gravitasi yang arahnya ke bawah tidak akan menyebabkan simpangan lateral yang besar, khususnya untuk bentuk gedung yang lurus secara vertikal.

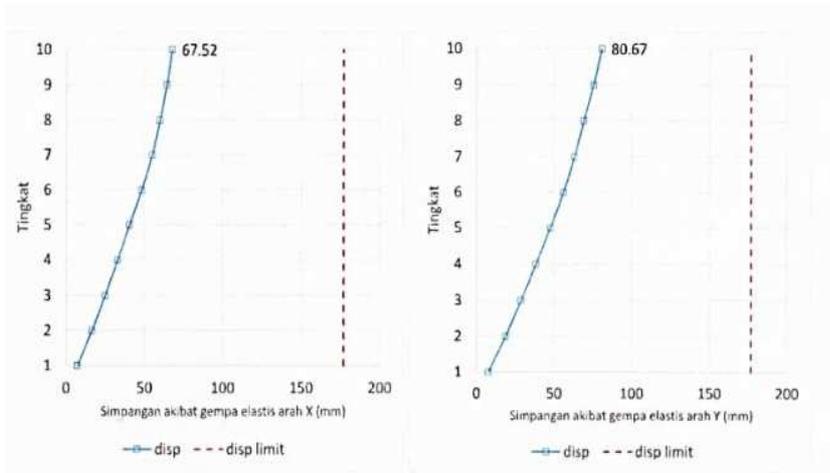


Gambar 31. Gaya geser tingkat untuk arah gempa-X

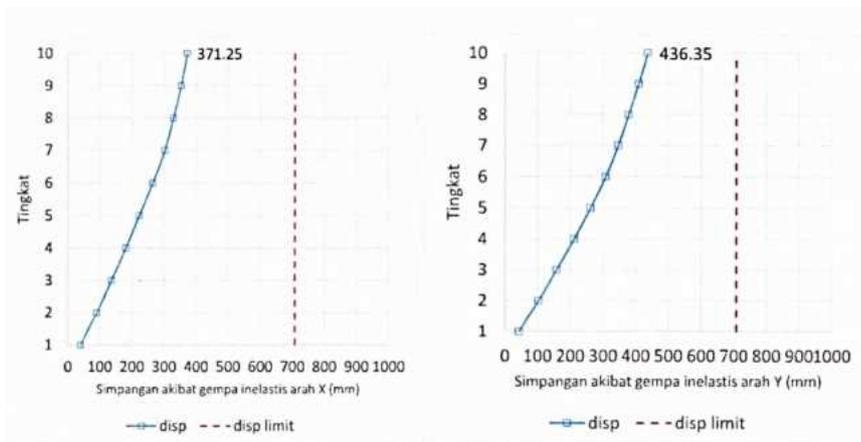


Gambar 32. Gaya geser tingkat untuk arah gempa-Y

Tinggi gedung secara keseluruhan diukur dari taraf jepitan lateral $H = 35,40$ m. Simpangan lateral gedung terbesar adalah **80,67** mm (akibat gempa arah-Y). Batas izin simpangan akibat gempa elastis adalah $H/200 = 177$ mm ($80,67$ mm < 177 mm) sehingga masih memenuhi persyaratan.



Gambar 33. Perpindahan lateral Gedung kondisi gempa elastis



Gambar 34. Perpindahan lateral gedung kondisi gempa inelastis

Perpindahan lateral terbesar akibat gempa inelastis adalah **436,35** mm. Nilai ini juga tidak melampaui batas izin $0,02 H = 708$ mm. Terlihat bahwa perpindahan lateral gedung terbesar didominasi oleh kondisi gempa arah-Y, mengingat bentuk gedung yang lebih ramping ke arah-Y. Dengan demikian maka perpindahan lateral gedung telah memenuhi seluruh syarat batas izin perpindahan lateral.

6. Simpangan antarlantai (*story drift*) akibat gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.6 penentuan simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F yang memiliki ketidakberaturan horisontal Tipe 1a atau 1b maka simpangan yang dihitung harus letaknya segaris secara vertikal di sepanjang salah satu bagian tepi struktur. Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.12.1 simpangan antar lantai izin untuk struktur selain dinding geser dengan kategori resiko II adalah sebesar $0,02 h$ lantai. Terlihat bahwa simpangan antarlantai (*story drift*) gedung untuk masing-masing arah gempa X dan Y telah memenuhi persyaratan izin simpangan antarlantai ($\text{ratio} < 1.00$).

Table 23. Pengecekan simpangan antar lantai gempa arah -X

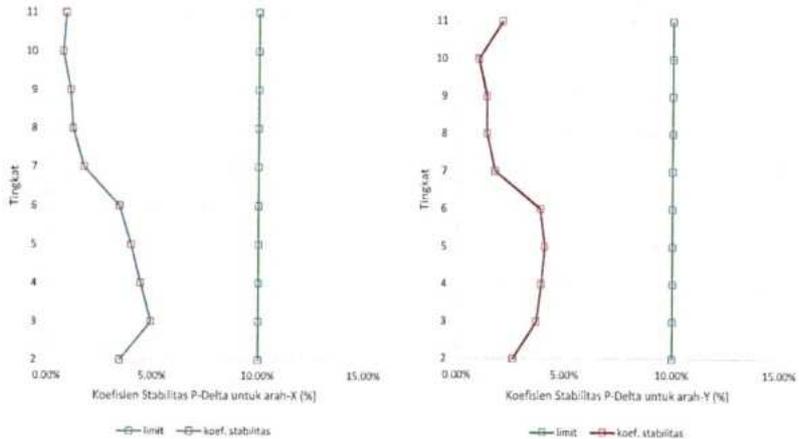
Lantai	Drift	Batas izin	Ket	Ratio
11	17.12	66.00	ok	0.26
10	23.13	66.00	ok	0.35
9	27.05	66.00	ok	0.41
8	39.72	66.00	ok	0.60
7	45.82	66.00	ok	0.69
6	45.15	66.00	ok	0.68
5	48.86	66.00	ok	0.74
4	51.36	66.00	ok	0.78
3	60.96	80.00	ok	0.76
2	47.16	100.00	ok	0.47

Table 24. Pengecekan simpangan antar lantai gempa arah - Y

Lantai	Drift	Batas izin	Ket	Ratio
11	23.85	66.00	ok	0.36
10	29.19	66.00	ok	0.44
9	31.41	66.00	ok	0.48
8	35.76	66.00	ok	0.54
7	38.24	66.00	ok	0.58
6	37.75	66.00	ok	0.57
5	37.40	66.00	ok	0.57
4	34.86	66.00	ok	0.53
3	34.93	80.00	ok	0.44
2	24.52	100.00	ok	0.25

7. Pengaruh P-delta ($P-\Delta$)

Sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.7 maka struktur perlu dicek terhadap pengaruh P-delta dengan menggunakan koefisien stabilitas θ .



Gambar 35. Pengecekan efek P-delta

Terlihat bahwa pengaruh P-delta dapat diabaikan untuk kedua kondisi arah gempa-X dan Y karena koefisien stabilitas yang terjadi masih lebih kecil daripada batas minimum ($\theta < 0,10$). Sehingga dalam model

analisis tidak perlu ditambahkan pengaruh P-delta.

F. Ketidakberaturan Struktur dan Faktor Redundansi

Ketidakberaturan struktur terdiri atas dua yaitu ketidakberaturan vertikal dan ketidakberaturan horizontal. Struktur bangunan gedung yang mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan vertikal maupun horizontal harus memenuhi pasal-pasal referensi yang dirujuk dalam SNI 1726:2012.

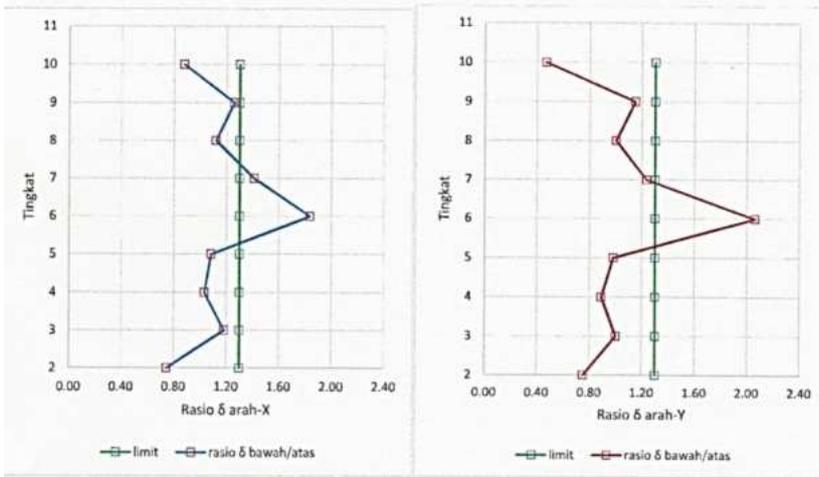
1. Ketidakberaturan vertikal pada struktur

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.3.4 ketidakberaturan vertikal struktur terdiri atas:

- ✓ Tipe 1a : ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak
- ✓ Tipe 1b : ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan
- ✓ Tipe 2 : ketidakberaturan berat (massa)
- ✓ Tipe 3 : ketidakberaturan geometri vertikal
- ✓ Tipe 4 : diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal
- ✓ Tipe 5a : diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat
- ✓ Tipe 5b : diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan

a. Pengecualian untuk ketidakberaturan tipe 1a, 1b dan 2

Ketidakberaturan struktur vertikal Tipe 1a, 1b dan 2 dalam Tabel 11 tidak berlaku jika tidak ada rasio simpangan antar lantai akibat gaya gempa lateral desain yang nilainya lebih besar dari 130 persen rasio simpangan antar lantai tingkat di atasnya (SNI 1726:2012 pasal 7.3.2.2). Oleh karena itu dilakukan pengecekan awal terlebih dahulu apakah perlu atau tidak untuk meninjau ketidakberaturan vertikal tipe 1a, 1b dan 2.



Gambar 40. Rasio simpangan lantai bawah terhadap lantai atas

Terlihat bahwa terdapat rasio simpangan lantai bawah terhadap lantai atas ada yang melebihi 130 persen sehingga perlu dilakukan pengecekan terhadap masing-masing kondisi ketidakberaturan tipe 1a, 1b dan 2.

- b. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (tipe 1a) dan kekakuan tingkat lunak berlebihan (tipe 1b)

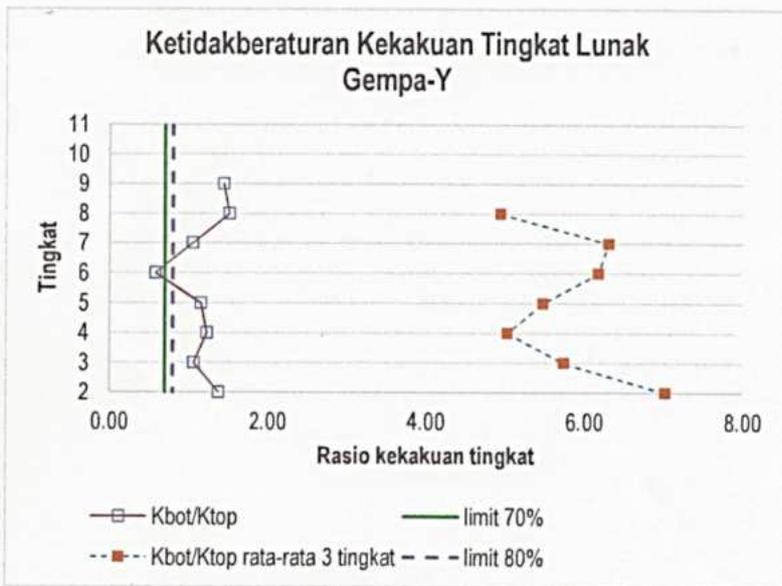
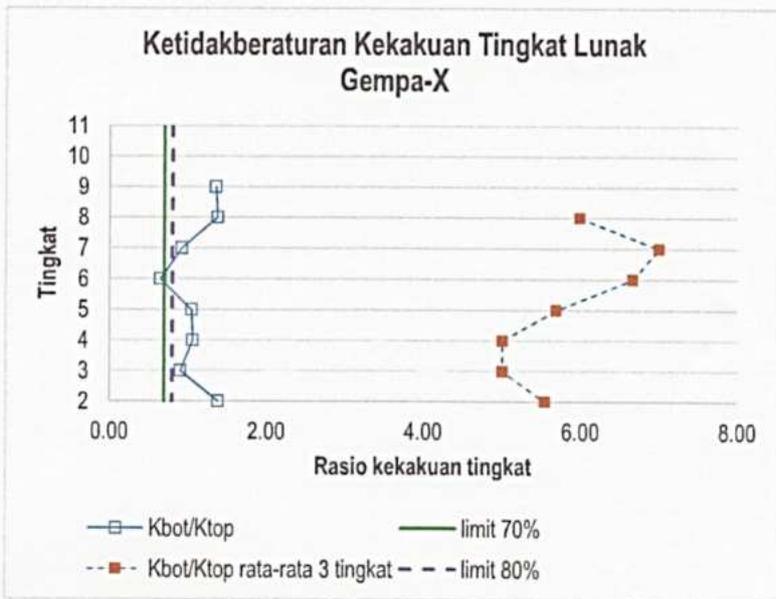
Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak (tipe 1a) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak berlebihan (tipe 1b) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Dari gambar berikut terlihat bahwa terjadi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (tipe 1a). Oleh karena itu perlu dilakukan pengecekan juga untuk ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan (tipe 1b).

Terlihat bahwa gedung juga termasuk dalam kondisi

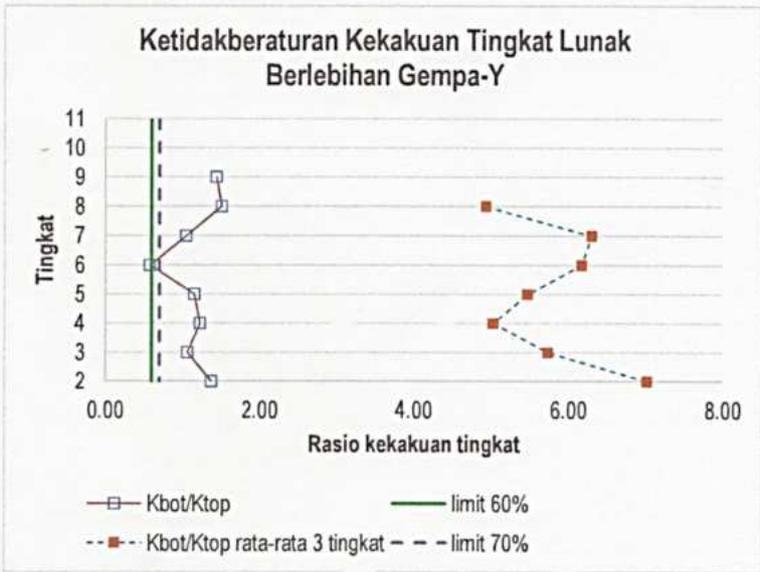
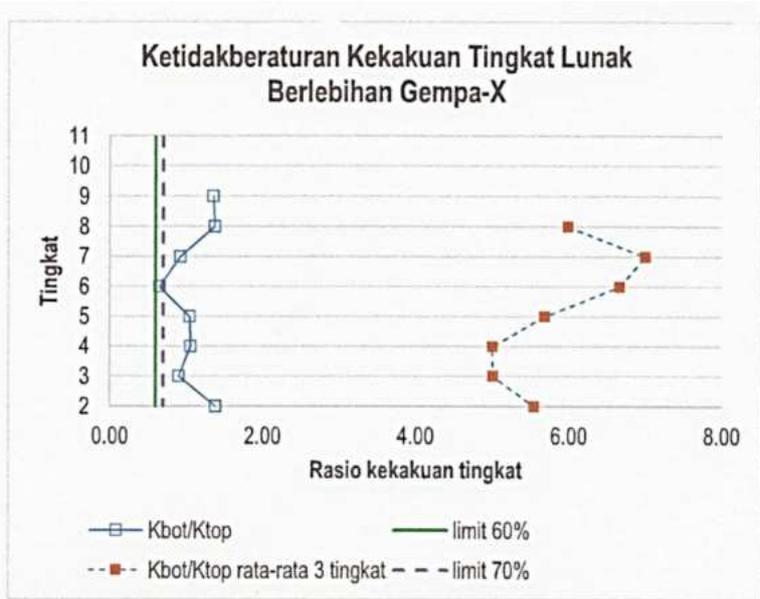
ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan untuk kondisi gempa arah-Y sedangkan kondisi gempa arah-X tidak. Gedung termasuk dalam KDS tipe D sehingga ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan masih diizinkan tetapi harus sesuai prosedur dalam Tabel 13 SNI 1726:2012. Prosedur analisis yang boleh digunakan adalah analisis respons spektrum dan riwayat waktu. Dalam kasus ini digunakan analisis respons spektrum sehingga sudah memenuhi persyaratan. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dapat dilihat pada gambar 32 sedangkan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebih dapat dilihat pada gambar 33

c. Ketidakberaturan berat (tipe 2)

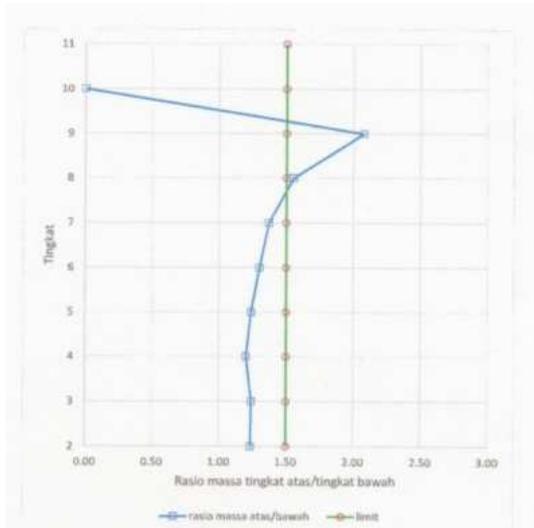
Ketidakteraturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Terlihat bahwa terdapat ketidakberaturan massa. Untuk kondisi struktur yang termasuk dalam ketidakberaturan massa maka perlu dilakukan pemilihan model analisis yang digunakan sesuai SNI 1726:2012 Tabel 13. Dalam kasus ini digunakan analisis respons spektrum sehingga sudah memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726:2012 Tabel 13.



Gambar 36. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak



Gambar 37. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan



Gambar 38. Rasio perbandingan massa tingkat

d. Ketidakberaturan geometri vertikal (tipe 3)

Ketidakteraturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya. Dalam kasus ini tidak terdapat ketidakberaturan geometri karena sistem penahan lateral menerus ke atas dan pengecilan dimensi kolom jauh lebih kecil dari 130 persen.

e. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal (tipe 4)

Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya. Dalam kasus ini tidak ada diskontinuitas kolom pemikul gempa.

Table 25. Prosedur analisis dalam SNI 1726:2012

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen Pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5T_s$ dan mempunyai hanya ketidakteraturan horizontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakteraturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11	I	I	I
	Semua struktur lainnya	Ti	I	I

CATATAN: Dijinkan, TI: Tidak Dijinkan

- f. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat (tipe 5a) dan ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan (tipe 5b)

Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau. Kolom mengalami pengecilan pada lantai di atasnya sehingga jelas bahwa kuat lateral tingkat di bawah selalu lebih besar dari tingkat di atasnya. Oleh karena itu tidak ada diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat.

- g. Rangkuman ketidakberaturan vertikal

Berikut rangkuman ketidakberaturan vertikal struktur yang terjadi. Terlihat bahwa ketidakberaturan vertikal yang terjadi adalah tipe 1a, 1b dan 3. Seluruh ketidakberaturan vertikal yang terjadi telah memenuhi pasal referensi dalam SNI 1726:2012. Sebagai catatan bahwa ketidakberaturan vertikal tipe 1b tidak diizinkan untuk KDS E dan F

namun dalam kasus ini gedung termasuk KDS D sehingga masih dapat diizinkan dengan memenuhi beberapa persyaratan pasal referensi SNI 1726:2012.

Table 26. Rangkuman ketidakberaturan vertikal

Tipe	Uraian	Status	Pasal referensi
1a	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak	ada	Tabel 13. SNI 1726 :2012
1b	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan	ada	Tabel 13. SNI 1726 :2012
2	Ketidakberaturan berat	ada	Tabel 13. SNI 1726 :2012
3	Ketidakberaturan geometri vertikal	tidak ada	Tidak perlu
4	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya ateral vertikal	tidak ada	Tidak perlu
5a	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat	tidak ada	Tidak perlu
5b	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan	tidak ada	Tidak perlu

2. Ketidakberaturan horizontal pada struktur

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.3.4 ketidakberaturan vertikal struktur terdiri atas beberapa tipe yaitu:

- ✓ Tipe 1a : ketidakberaturan torsi
- ✓ Tipe 1b : ketidakberaturan torsi berlebihan
- ✓ Tipe 2 : ketidakberaturan sudut dalam
- ✓ Tipe 3 : ketidakberaturan diskontinuitas diafragma
- ✓ Tipe 4 : ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang
- ✓ Tipe 5 : ketidakberaturan sistem nonparalel

a. Ketidakberaturan torsi (tipe 1a) dan torsi berlebihan (tipe 1b)

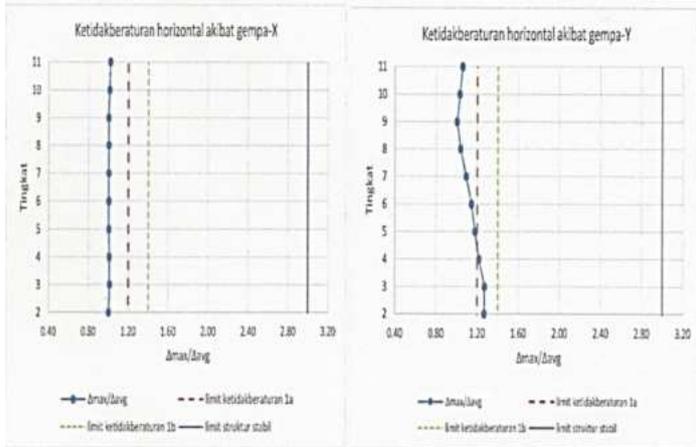
Ketidakberaturan torsi (tipe 1a) didefinisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur.

Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Ketidakberaturan torsi berlebihan (tipe 1b) didefinisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku. Terlihat bahwa gedung memiliki kondisi ketidakberaturan torsi (tipe 1a) tetapi hanya untuk kondisi gempa arah-Y.

Hal-hal berikut yang perlu dipertimbangkan terkait struktur yang termasuk ketidakberaturan torsi (tipe 1a):

- ✓ Pasal 7.3.3.1 : KDS D diizinkan untuk memiliki ketidakberaturan horizontal torsi tipe 1a dan tipe 1b...Ok!
- ✓ Pasal 7.7.3 : penggambaran model analisis secara 3D dan memperhitungkan pengaruh reduksi kekakuan penampang...Ok!
- ✓ Pasal 7.8.4.3 : menggunakan faktor pembesaran torsi A_x pada masing-masing tingkat...Ok!
- ✓ Pasal 7.12.1 : batasan simpangan antarlantai tingkat...Ok, sudah ditunjukkan dalam perhitungan *story drift*!
- ✓ Tabel 13 : ok, menggunakan prosedur analisis respons spektrum
- ✓ Pasal 12.2.2 : penentuan parameter respons spektrum sudah sesuai pasal 6.2, lihat tabel parameter pada bagian penentuan beban gempa.



Gambar 39. Ketidakberaturan torsi gedung

Table 27. Faktor pembesaran torsi gedung kiri dan kanan

Lantai	Gedung Kiri	
	Ax gempa arah -X	Ax gempa arah - Y
11	1.00	1.00
10	1.00	1.00
9	1.00	1.00
8	1.00	1.00
7	1.00	1.00
6	1.00	1.02
5	1.00	1.05
4	1.00	1.08
3	1.00	1.12
2	1.00	1.11

b. Ketidakberaturan sudut dalam (tipe 2)

Ketidakteraturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan. Atap tidak perlu ditinjau.

Table 28. Ketidakberaturan sudut dalam

Tingkat	Px (m)	Lx (m)	Px/Lx (%)	Py (m)	Ly (m)	Py/Ly (%)
10 (tipikal sampai tingkat 4)	5.625	38.625	14.56 %	2.40	14.05	17.08%
3 (tipikal dengan tingkat 2)	8.875	38.625	22.98%	16.85	30.90	54.53%

Terlihat bahwa gedung memiliki ketidakberaturan sudut dalam. Oleh karena itu perlu digunakan analisis respons spektrum sesuai persyaratan SNI 1726:2012 Tabel 13 untuk gedung dengan ketidakberaturan sudut dalam.

c. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma (tipe 3)

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya. Dalam kasus ini tidak terdapat ketidakberaturan diskontinuitas diafragma karena tidak ada area terbuka lebih besar dari 50% area keseluruhan (void tangga dan lift < 50% area total).

d. Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang (tipe 4)

Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal. Posisi kolom penahan gaya lateral tidak ada yang bergeser (menerus dari kolom terbawah) dan menyebabkan diskontinuitas *load path* sehingga tidak ada ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang.

e. Ketidakberaturan sistem nonparalel (tipe 5)

Ketidakteraturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa. Berdasarkan bentuk denah gedung dan posisi kolom tidak ada ketidakteraturan sistem nonparalel.

f. Rangkuman ketidakteraturan horizontal

Berikut rangkuman ketidakteraturan horizontal struktur yang terjadi. Terlihat bahwa ketidakteraturan horizontal yang terjadi adalah ketidakteraturan torsi (tipe 1a), dan ketidakteraturan sudut dalam (tipe 2).

Table 29. Rangkuman ketidakteraturan vertikal

Type	Uraian	Status Gedung kiri	Status Gedung kanan	Pasal referensi
1a	Ketidakteraturan torsi	ada	ada	7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2
1b	Ketidakteraturan torsi berlebihan	tidak ada	tidak ada	tidak perlu
2	Ketidakteraturan sudut dalam	ada	ada	tabel 13
3	Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma	tidak ada	tidak ada	tidak perlu
4	Ketidakteraturan pergeseran melintang terhadap bidang	tidak ada	tidak ada	tidak perlu
5	Ketidakteraturan sistem nonparalel	tidak ada	tidak ada	tidak perlu

3. Faktor redundansi

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.4.2 nilai faktor redundansi ρ

dalam kombinasi pembebanan harus diambil 1.30 untuk kategori desain seismik D, E dan F. Pengecualian dapat diterapkan bila salah satu dari dua kondisi dipenuhi yaitu:

- ✓ Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 12.
- ✓ Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, untuk konstruksi rangka ringan.

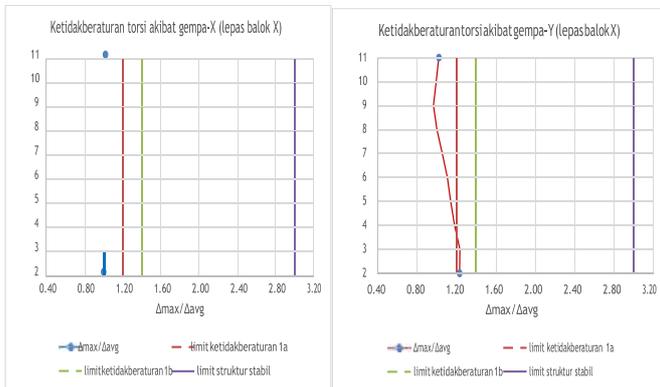
Dengan demikian pengecekan dilakukan pada tingkat yang menahan lebih dari 35 persen gaya geser dasar yaitu lantai/tingkat 8 ke bawah untuk kasus ini. Model diskalakan kembali hingga diperoleh gaya geser 67% dari gaya geser awal sebelum balok dilepas kekakuan lenturnya. Ditinjau kondisi untuk balok dilepas pada arah-X dan arah-Y.

Table 30. Gaya geser setelah pelepasan balok – X

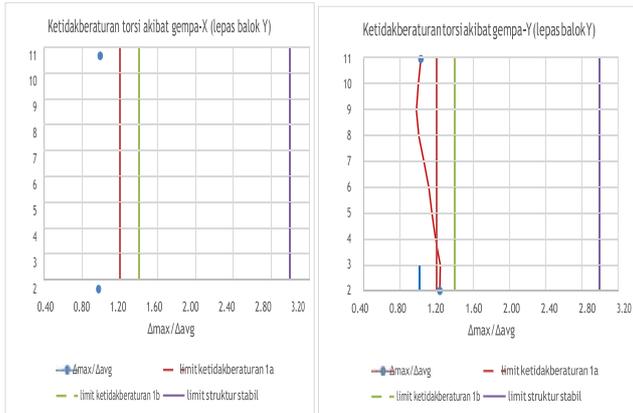
Tipe	FS	Vb (ton)	67%	Vb X	Cek
	FS Dinamik		Vb		Vb x FS ≥ 67% Vb
Arah – X	2.94	452.48	303.16	3003.17	Ok
Arah - Y	3.08	453.75	304.01	304.74	Ok

Table 31. Pengaruh kehilangan kekakuan lentur balok

Gedung kiri	Vb sebelum dilepas (ton)	67% Vb sebelum dilepas (ton)	Vb setelah lepas (ton)	% terhadap Vb sebelum dilepas	Cek kondisi max ketidakberaturan horizontal torsi tipe 1b	Keterangan
Gempa -X (lepas balok X)	452.48	303.16	303.17	67.00 %	Tipe 1a	Ok, tidak ada tipe 1b
Gempa -Y (lepas balok X)	453.75	304.01	304.74	67.16 %	Tipe 1a	Ok, tidak ada tipe 1b
Gempa -X (lepas balok Y)	452.48	303.16	303.32	67.04 %	Tipe 1a	Ok, tidak ada tipe 1b
Gempa -Y (lepas balok Y)	453.75	304.01	304.28	67.06 %	Tipe 1a	Ok, tidak ada tipe 1b



Gambar 40. Ketidakberaturan torsi setelah balok – X dilepas



Gambar 41. Ketidakberaturan torsi setelah balok – Y dilepas

Terlihat dari grafik tidak terjadi ketidakberaturan torsi tipe 1b setelah kekakuan lentur balok dilepas untuk arah-X dan juga untuk arah-Y. Sesuai persyaratan Tabel 12 SNI 1726:2012 untuk rangka pemikul momen bahwa setelah reduksi kuat tingkat 33% tidak boleh menyebabkan ketidakberaturan torsi tipe 1b (dalam kasus ini tidak terjadi) sehingga dapat digunakan faktor redundansi $\rho = 1.00$.

a. Kombinasi Pembebanan

Pengaruh gempa vertikal harus diperhitungkan dalam analisis (SNI 1726:2012 pasal 7.4.2.2). Pengecualian bila nilai $SDS \leq 0.125$. Dalam kasus ini nilai $SDS = 0.83 > 0.125$ sehingga pengaruh gempa vertikal harus dimasukkan dalam kombinasi pembebanan sebesar $0.20 SDS DL$ di mana DL adalah beban mati..

4. Kombinasi pembebanan struktur bawah

a. Kombinasi pembebanan untuk pondasi

Kombinasi pembebanan untuk daya dukung pondasi terdiri atas tiga kondisi yaitu kondisi gravitasi, gempa nominal (faktor redundansi) dan gempa kuat (faktor kuat lebih). Struktur bawah tidak boleh gagal lebih dulu dari struktur atas (SNI 1726:2012 pasal 7.1.5). Oleh karena itu

beban gempa nominal pada struktur bawah diperbesar sebesar 1.50 kali (telah dijelaskan sebelumnya). SNI 1726:2012 pasal 7.13.4 menyebutkan bahwa pengaruh penggulingan di muka kontak tanah-pondasi diizinkan untuk direduksi sebesar 10 persen untuk pondasi struktur yang didesain dengan prosedur analisis ragam (*modal response spectrum*).

Table 32. Kombinasi beban gravitasi untuk pondasi

No	DL	LL	EQx	EQy	F _{uplift}
1	1.00	-	-	-	-
2	1.00	1.00	-	-	-
3	1.00*	-	-	-	1.00

1.00x P izin

**khusus untuk kombinasi gravitasi uplift maka nilai beban mati hanya menggunakan berat sendiri struktur (selft weight), arah gaya uplift berlawanan dengan gravitasi*

Table 33. Kombinasi beban gempa nominal untuk pondasi

No	DL	LL	EQx	EQy	F _{uplift}
1	1.08	0.75	+0.71	+0.21	-
2	1.08	0.75	+0.71	-0.21	-
3	1.08	0.75	-0.71	+0.21	-
4	1.08	0.75	-0.71	-0.21	-
5	1.08	0.75	+0.21	+0.71	-
6	1.08	0.75	+0.21	-0.71	-
7	1.08	0.75	-0.21	+0.71	-
8	1.08	0.75	-0.21	-0.71	-
9	0.60	-	+0.95	+0.28	0.60
10	0.60	-	+0.95	-0.28	0.60
11	0.60	-	-0.95	+0.28	0.60
12	0.60	-	-0.95	-0.28	0.60
13	0.60	-	+0.28	+0.95	0.60
14	0.60	-	+0.28	-0.95	0.60
15	0.60	-	-0.28	+0.95	0.60
16	0.60	-	-0.28	-0.95	0.60

17	1.12	-	+0.95	+0.28	-
18	1.12	-	+0.95	-0.28	-
19	1.12	-	-0.95	+0.28	-
20	1.12	-	-0.95	-0.28	-
21	1.12	-	+0.28	+0.95	-
22	1.12	-	+0.28	-0.95	-
23	1.12	-	-0.28	+0.95	-
24	1.12	-	-0.28	-0.95	-

1.20x P izin

Table 34. Kombinasi beban gempa nominal untuk pondasi

No	DL	LL	EQx	EQy	F _{uplift}
1	1.08	0.75	+1.42	+0.43	-
2	1.08	0.75	+1.42	-0.43	-
3	1.08	0.75	-1.42	+0.43	-
4	1.08	0.75	-1.42	-0.43	-
5	1.08	0.75	+0.43	+1.42	-
6	1.08	0.75	+0.43	-1.42	-
7	1.08	0.75	-0.43	+1.42	-
8	1.08	0.75	-0.43	-1.42	-
9	0.60	-	+1.89	+0.57	0.60
10	0.60	-	+1.89	-0.57	0.60
11	0.60	-	-1.89	+0.57	0.60
12	0.60	-	-1.89	-0.57	0.60
13	0.60	-	+0.57	+1.89	0.60
14	0.60	-	+0.57	-1.89	0.60
15	0.60	-	-0.57	+1.89	0.60
16	0.60	-	-0.57	-1.89	0.60
17	1.12	-	+1.89	+0.57	-
18	1.12	-	+1.89	-0.57	-
19	1.12	-	-1.89	+0.57	-
20	1.12	-	-1.89	-0.57	-
21	1.12	-	+0.57	+1.89	-
22	1.12	-	+0.57	-1.89	-
23	1.12	-	-0.57	+1.89	-
24	1.12	-	-0.57	-1.89	-

1.56x P izin

b. Kombinasi pembebanan untuk desain basement

Dalam mendesain penulangan beton untuk struktur bawah termasuk juga penulangan untuk pondasi tiang digunakan kombinasi desain kekuatan karena peraturan beton SNI 2847:2013 menggunakan konsep desain kekuatan, berbeda halnya dengan persamaan pondasi yang menggunakan konsep desain beban kerja/tegangan izin. Berikut diuraikan kombinasi pembebanan yang digunakan. Dalam kasus ini gaya gempa untuk basement diperbesar 1.50 dibandingkan gaya gempa struktur atas untuk menjamin struktur bawah (basement) tidak gagal lebih dulu dari struktur bawah. Nilai $\rho = 1.00$ dikali perbesaran gempa untuk struktur bawah sebesar 1.50.

Table 35. Kombinasi beban gravitasi dan gempa kuat untuk basement

No	DL	LL	EQx	EQy	F _{uplift}
1	1.40*	-	-	-	0.60
2	1.20	1.60	-	-	-
3	1.37	1.00	+1.50	+0.45	-
4	1.37	1.00	+1.50	-0.45	-
5	1.37	1.00	-1.50	+0.45	-
6	1.37	1.00	-1.50	-0.45	-
7	1.37	1.00	+0.45	+1.50	-
8	1.37	1.00	+0.45	-1.50	-
9	1.37	1.00	-0.45	+1.50	-
10	1.37	1.00	-0.45	-1.50	-
11	0.73	-	+1.50	+0.45	0.60
12	0.73	-	+1.50	-0.45	0.60
13	0.73	-	-1.50	+0.45	0.60
14	0.73	-	-1.50	-0.45	0.60
15	0.73	-	+0.45	+1.50	0.60
16	0.73	-	+0.45	-1.50	0.60
17	0.73	-	-0.45	+1.50	0.60
18	0.73	-	-0.45	-1.50	0.60

**khusus untuk kombinasi gravitasi uplift maka nilai beban mati hanya menggunakan berat sendiri struktur (self weight), arah gaya uplift berlawanan dengan gravitasi*

5. Kombinasi pembebanan struktur atas

Untuk struktur atas digunakan faktor redundansi $\rho = 1.00$. Penjelasan nilai faktor redundansi telah dijelaskan sebelumnya. Berikut kombinasi yang digunakan:

Table 36. Kombinasi beban gravitasi untuk struktur atas

No	DL	LL	EQx	EQy
1	1.40	-	-	-
2	1.20	1.60	-	-

Table 37. Kombinasi beban gempa nominal ($\rho=1.00$) untuk struktur atas

No	DL	LL	EQx	EQy
1	1.37	1.00	+1.00	+0.30
2	1.37	1.00	+1.00	-0.30
3	1.37	1.00	-1.00	+0.30
4	1.37	1.00	-1.00	-0.30
5	1.37	1.00	+0.30	+1.00
6	1.37	1.00	+0.30	-1.00
7	1.37	1.00	-0.30	+1.00
8	1.37	1.00	-0.30	-1.00
9	0.73		+1.00	+0.30
10	0.73		+1.00	-0.30
11	0.73		-1.00	+0.30
12	0.73		-1.00	-0.30
13	0.73		+0.30	+1.00
14	0.73		+0.30	-1.00
15	0.73		-0.30	+1.00
16	0.73		-0.30	-1.00

G. Pondasi

1. Deskripsi umum

Tipe pondasi yang digunakan adalah tiang pancang prestressed dengan bentuk kotak ukuran 40 cm x 40 cm. Berikut ditampilkan data teknis kekuatan tiang pancang yang digunakan.

 <p>Kantor Pusat : Jl. Pondok Jati Blok A/No. 85 Kode Pos 60213, Sidoarjo - JATIM Telpun & Fax : (031) 805 2000, (031) 808 6288 Plant PATI : Jl. Pali Tayu KM.12, Ds. Mojogagung Kec. Tranggil, Pati - JATENG Plant PUNTR : Ds. Kedemungan, Kec. Kejayan Pasaruruan - JATIM</p>	DATA SPESIFIKASI TEKNIK	
	<input type="checkbox"/> Mutu Beton = K-500 ($f'c = 40$ Mpa) <input type="checkbox"/> Baja Prategang = Strand ASTM A416-95 Breaking Load = 18.370 kg Yield Load = 15.810 kg <input type="checkbox"/> Luas Penampang (A) = 1600 cm ² <input type="checkbox"/> Berat beton = 384 kg/m	<input type="checkbox"/> Momen Inertia (I) = 213.333,3 cm ⁴ <input type="checkbox"/> Modulus section (W) = 10.666 cm ³ <input type="checkbox"/> Momen Crack (M_{cr}) = 6,10 Ton.m <input type="checkbox"/> Momen Nominal (M_n) = 10,87 Ton.m <input type="checkbox"/> Daya dukung ijin (N) = 200 Ton <input type="checkbox"/> Daya dukung Ultimate (N') = 519 Ton

Gambar 42. Daya dukung tiang pancang dari pabrik

2. Daya dukung pondasi

Daya dukung pondasi dibedakan atas dua yaitu pondasi untuk area ground level dan pondasi untuk basement level. Nilai daya dukung yang dihasilkan berbeda dipengaruhi oleh panjang efektif tiang. Jenis tanah didominasi oleh lapisan pasir. Metode yang digunakan dalam perhitungan daya dukung pondasi tiang di tanah pasir adalah metode Schmertmann dan Notthingham. Berikut diuraikan contoh perhitungan daya dukung pondasi untuk ground level. Panjang efektif tiang adalah 10.70 m.

Diameter tiang	$D_b = 0,40$ m
Luas tiang	$A_b = 0,16$ m ²
Keliling selimut	$A_f = 1,60$ m
Berat tiang	$W_p = 4,11$ ton

End bearing
resistance

$$f_b = \omega q_c \leq 150 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ nilai } q_c \text{ diambil dar rata rata } 4d \text{ di bawah tiang dan } 8d \text{ di atas tiang}$$

$$\omega = 1 \text{ (pasir terkonsolidasi normal)}$$

$$f_b = 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ maka diambil } 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_b = A_b f_b = 240 \text{ ton}$$

Depth (m)	D (m)	qf (kg/cm ²)	qf (t/m ²)	D x qf (t/m)	Ast x qf x L (ton)	
1.5 s/d	4.50	3.00	0.23	2.334	7.00	11.20
4.50	11.00	6.50	0.35	0.35	22.75	36.40
11.00	12.20	1.20	0.8	8	9.60	15.36
				10.70	39.5	62.96

Cek tahanan tarik tiang

$$\text{Friction resistance } Q_s = 62,96 \text{ ton}$$

$$Q_u = Q_s + W_p = 67,07 \text{ ton}$$

$$\text{Safety factor for tension} = 3,00$$

$$Q_a = Q_u / SF = 22,36 \text{ ton}$$

Cek tahanan tekan tiang

$$Q_b = 240 \text{ ton}$$

$$\text{Safety factor for } Q_b = 2,50$$

$$Q_s - W_p = 58,85 \text{ ton}$$

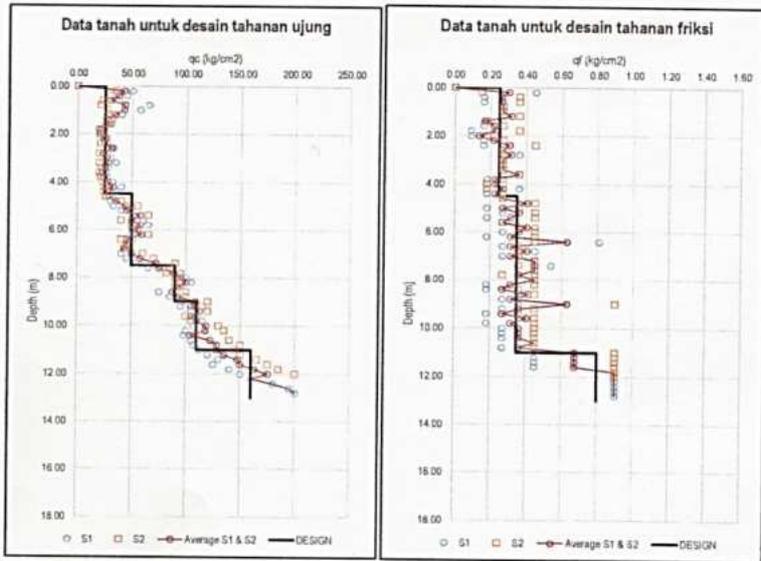
$$\text{Safety factor for } (Q_s - W_p) = 5,00$$

$$Q_b / 2.50 + (Q_s - W_p) / 5.00 = 107,76 \text{ ton}$$

Daya dukung tiang berdasarkan kekuatan bahan lebih besar dari daya dukung berdasarkan karakteristik tanah sehingga digunakan daya dukung berdasarkan karakteristik tanah. Dengan demikian secara teoritis diperlukan pondasi tiang pancang ukuran 0.40 m x 0.40 m dengan panjang efektif 10.70 m untuk kapasitas izin/tahanan izin tekan tiang sebesar 107,76 ton dan tahanan izin tarik sebesar 22,36 ton. Untuk lebih jelasnya maka dapat dilihat dalam tabel berikut. Tahanan tarik dan tekan untuk pondasi tiang area basement lebih kecil dibandingkan dengan area ground level karena dipengaruhi oleh panjang efektif tiang.

Table 38. Tahanan tekan dan tarik pondasi tiang

Jenis pembebanan tiang	P_{izin} untuk ground level (ton)	P_{izin} untuk basement level (ton)
	$L_{eff} = 10.70$ m	$L_{eff} = 7.70$ m
Tekan (gravitasi) P_{izin}	107.76	105.61
Tarik (gravitasi) P_{izin}	22.36	18.77
Tekan (gempa nominal) $1.30 P_{izin}$	140.09	137.29
Tarik (gempa nominal) $1.30 P_{izin}$	29.07	24.40
Tekan (gempa kuat) $1.56 P_{izin}$	168.11	164.75
Tarik (gempa kuat) $1.56 P_{izin}$	34.88	29.28



Gambar 43. Karakteristik data tanah

Berikut diuraikan konsep perhitungan kapasitas lateral tiang untuk pondasi pada ground level.

Sudut gesek tanah $\Phi = 33,5^0$ (pendekatan onservatif)

Berat jenis tanah $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$

Kuat momen bahan $M_y = 10,87 \text{ t.m}$

$$\begin{aligned} \text{Tekanan tanah pasif} \quad K_p &= \tan^2 (45 + 0.5\phi) \\ &= 3.85 \end{aligned}$$

Asumsi terlebih dahulu sebagai tiang pendek, nanti dicek kembali

Tiang pendek

$$\begin{aligned} H_{u=1,50} &= \gamma d L^2 K_p \\ &= 1,50 * 18,00 * 0,04 * 11,00^2 * 3,85 \end{aligned}$$

$$= 5033,58 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = \gamma d L^3 K_p$$

$$= 18.00 * 0.04 * 11.00^2 * 3.85$$

= 36912,95 kNm < $M_y = 108.70$ kNm tiang pancang perlu dicek kembali

Karena termasuk tiang Panjang maka cek ulang untuk kondisi sebagai tiang Panjang

Tiang Panjang

$$f = 0.82 \left\langle \frac{H_u}{d K_p \gamma} \right\rangle^{0.5}$$

$$= 0,16 H_u^{0.5}$$

$$f^2 = 0,03 H_u$$

$$H_u = \frac{f^2}{0,03}$$

$$H_u = \frac{2 M_y}{e + 0,67 f}$$

$$H_u = \frac{217,40}{0,00 + 0,11 H_u^{1.5}}$$

$$0.00 H_u + 0.11 H_u^{1.5} - 217.40 = 0$$

$$0.11 H_u^{1.5} + 0.00 H_u^1 - 217.40 = 0$$

Coba $H_u = 157.998$

$$0.11 H_u^{1.5} + 0.00 H_u^1 - 217,40 = 0$$

0,00 = 0..... ok

$H_u = 158,00 \text{ kN}$

Karena tiang termasuk tiang Panjang maka

$H_u = 158.00 \text{ kN}$

$$H_{u \text{ izin}} = \frac{H_u}{SF} = \frac{158.00}{3.00}$$
$$= 52,67 \text{ kN}$$

$H_{u \text{ izin}} = 5,27 \text{ ton}$

Table 39. Kapasitas lateral pondasi tiang

Jenis pembebanan tiang	P_{izin} untuk ground level (ton) $L_{eff} = 10.70 \text{ m}$	P_{izin} untuk basement level (ton) $L_{eff} = 7.70 \text{ m}$
(gravitasi) P_{izin}	5.27	4.97
(gempa nominal) $1.30 P_{izin}$	6.85	6.46
(gempa kuat) $1.56 P_{izin}$	8.22	7.75

3. Efek kelompok tiang

Dalam kasus ini, pondasi tiang duduk pada lapisan tanah keras (tipe *end-bearing*) dan jenis tanah didominasi oleh lapisan pasir sehingga faktor efisiensi kelompok tiang diambil sebesar 1.00 (tanpa reduksi).

4. Kontrol daya dukung pondasi tiang terhadap beban yang ada

a. Model pondasi

Nilai konstanta pegas vertikal yang diambil berupa hubungan antara

daya dukung izin tiang dibagi dengan perpindahan tiang atau dapat dirumuskan sebagai:

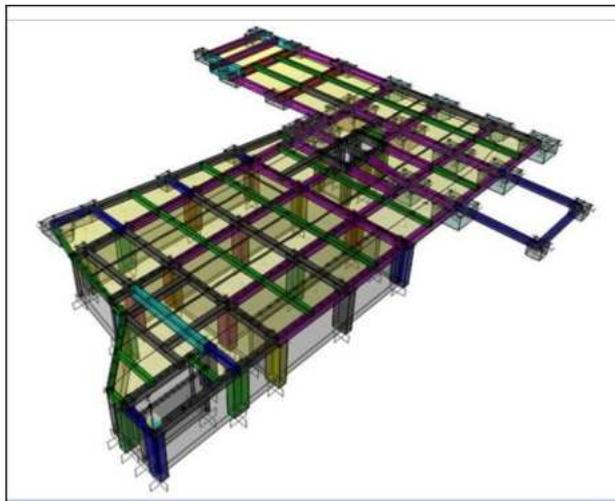
$$k_v = P/\Delta$$

Sedangkan untuk konstanta pegas horizontal menggunakan persamaan yang dikembangkan oleh Davisson yaitu:

$$k_h = 67 cu$$

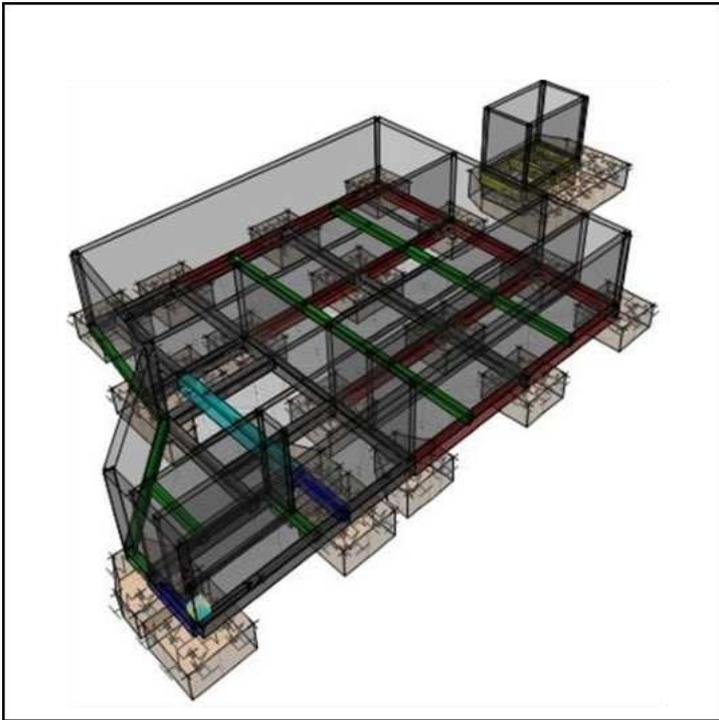
Table 40. Konstanta pegas vertikal k_v dan k_h pondasi

Status	Nilai (t/m)
K_v	25000
k_h	2675



Gambar 44. 3 D model pondasi gedung area groutank

Pondasi tiang dianalisis dalam tiga kondisi yaitu kondisi menahan tekan, tarik dan gaya horizontal/lateral. Masing-masing hasil analisis untuk gedung kiri dan gedung kanan akan ditampilkan dalam bentuk tabel.



Gambar 50. 3 D model pondasi gedung area basement

b. Kontrol kapasitas pondasi tiang

Kode PC3 menunjukkan bahwa jumlah tiang dalam 1 pile-cap sebanyak 3 tiang, PC4 menunjukkan 4 tiang dan demikian juga untuk kode lainnya. *Demand capacity ratio* merupakan perbandingan antara gaya ultimit yang terjadi terhadap kapasitas/tahanan elemen. Pengaruh uplift dan tekanan tanah dinamik akibat gempa juga telah dimasukkan dalam analisis untuk area basement. Tinggi muka air tanah diambil setinggi dinding basement (konservatif) karena struktur bersifat permanen dan kurangnya data fluktuasi tinggi muka air banjir maksimum. Terlihat bahwa *demand capacity ratio* (D/C ratio) pondasi tiang hampir seluruhnya < 1.00 . Terdapat nilai D/C ratio yang melebihi 1.00 (yaitu 1.02) namun nilai ini dapat diberikan toleransi karena hanya melewati batas 2%.

Table 41. D/C ratio pondasi tiang area ground level akibat beban gempa

Tipe	Hu (ton)				Pcompression (ton)				Ptension (ton)			
	Gempa nominal	D/C ratio	Gempa Kuat	D/C ratio	Gempa nominal	D/C ratio	Gempa Kuat	D/C ratio	Gempa nominal	D/C ratio	Gempa Kuat	D/C ratio
PC1	1.96	0.29	3.02	0.37	78.98	0.56	94.11	0.56	-10.23	0.35	-28.80	0.83
PC2	2.88	0.42	4.52	0.55	69.01	0.49	80.37	0.48	-12.54	0.43	-25.49	0.73
PC3	2.89	0.42	4.52	0.55	104.51	0.75	110.69	0.66	-12.85	0.44	-23.70	0.68
PC4	2.5	0.37	3.66	0.47	116.17	0.83	131.56	0.78	-15.71	0.54	-27.53	0.79
PC5	2.19	0.32	3.37	0.41	119.42	0.85	133.65	0.8	0.00	0.00	-19.26	0.55
PC10	1.81	0.26	2.8	0.34	63.8	0.46	75	0.45	-9.57	0.33	-24.83	0.71

Table 42. D/C ratio pondasi tiang area ground level akibat beban gravitasi

Tipe	Pcompression (ton)		Ptension (ton)	
	Gravitasi	D/C ratio	Gravitasi	D/C ratio
PC1	51.41	0.48	0.00	0.00
PC2	69.59	0.65	0.00	0.00
PC3	92.72	0.86	0.00	0.00
PC4	88.24	0.82	0.00	0.00
PC5	89.35	0.83	0.00	0.00
PC10	43.81	0.41	0.00	0.00

Table 43. D/C ratio pondasi tiang area basement level akibat beban gempa

Tipe	Hu (ton)				Pcompression (ton)				Ptension (ton)			
	Gempa nominal	D/C ratio	Gempa Kuat	D/C ratio	Gempa nominal	D/C ratio	Gempa Kuat	D/C ratio	Gempa nominal	D/C ratio	Gempa Kuat	D/C ratio
PC3	3.85	0.6	6.01	0.77	98.65	0.72	111.14	0.67	-6.95	0.28	-20.24	0.69
PC4	5.06	0.76	7.75	1	114.56	0.83	125.24	0.76	-12.61	0.53	-27.32	0.93
PC5	4.29	0.66	6.58	0.85	108.29	0.79	110.05	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00
PC7	4.2	0.65	6.45	0.83	83.48	0.61	93.4	0.57	-1.22	0.05	-13.13	0.45
PC22	1.8	0.28	2.76	0.36	116.6	0.85	122.12	0.74	-18.44	0.76	-26.87	0.92

Table 44. D/C ratio pondasi tiang area basement level akibat beban gravitasi

Tipe	Pcompression (ton)		Ptension (ton)	
	Gravitasi	D/C ratio	Gravitasi	D/C ratio
PC3	71.67	0.68	0.00	0.00
PC4	94.03	0.89	0.00	0.00
PC5	73.31	0.69	0.00	0.00
PC7	59.17	0.56	0.00	0.00
PC22	87.44	0.83	-7.65	0.41

Table 45. D/C ratio pondasi tiang area basement level akibat beban gempa + tekanan tanah pada keliling basement

Tipe	Hu (ton)				Pcompression (ton)				Ptension (ton)			
	Gempa nominal	D/C ratio	Gempa Kuat	D/C ratio	Gempa nominal	D/C ratio	Gempa Kuat	D/C ratio	Gempa nominal	D/C ratio	Gempa Kuat	D/C ratio
PC3	3.86	0.6	6.02	0.78	100.11	0.73	105.14	0.64	-13.09	0.54	-26.38	0.9
PC4	5.04	0.78	7.73	1.00	127.98	0.93	131.88	0.8	-15.70	0.64	-29.77	1.02
PC5	4.25	0.66	6.55	0.84	121.78	0.89	121.86	0.74	0.00	0.00	0.00	0.00
PC7	4.17	0.65	6.42	0.83	85.76	0.62	93.21	0.57	-7.57	0.31	-19.49	0.67
PC22	1.8	0.28	2.76	0.36	116.64	0.85	122.16	0.74	-18.47	0.76	-26.94	0.92

Table 46. D/C ratio pondasi tiang area basement level akibat gravitasi + tekanan tanah pada keliling basement

Tipe	Pcompression (ton)		Ptension (ton)	
	Gravitasi	D/C ratio	Gravitasi	D/C ratio
PC3	74.71	0.71	0.00	0.00
PC4	90.42	0.86	0.00	0.00
PC5	87.73	0.83	0.00	0.00
PC7	65.56	0.82	0.00	0.00
PC22	87.48	0.83	-7.69	0.41

Selain itu kondisi uplift dan tekanan air dalam kasus ini diambil cukup konservatif (telah dijelaskan sebelumnya). Sehingga batasan yang terlewati hingga 10% masih dapat ditoleransi. Dengan demikian maka

kapasitas tiang dalam sudah memenuhi persyaratan untuk kondisi tekan (*compression*), tarik (*tension*) dan lateral (*horizontal*). Terlihat bahwa akibat kondisi gravitasi sendiri nilai D/C ratio sudah dalam kisaran antara 0.7 hingga 1.0 kecuali pada beberapa tipe pile-cap di mana gaya tarik akibat gempa (kasus gempa kuat dan gempa nominal) jauh lebih dominan dibandingkan gaya tekan.

5. Desain Struktur Bawah

a. Pile-cap

Pile-cap dicek terhadap kapasitas geser satu arah, geser dua arah dan momen. Tebal minimum pile-cap adalah 300 mm untuk pondasi tapak yang duduk di atas tiang sesuai SNI 2847:2013 pasal 15.7. Tebal pile-cap terkecil adalah 900 mm sehingga telah memenuhi syarat.

Berikut pasal referensi yang digunakan dalam SNI 2847:2013:

- ✓ Pasal 15.5: geser pada pile-cap, persamaan kekuatan geser satu arah yang disediakan oleh beton mengacu pada pasal 11.2. Sedangkan kapasitas geser dua arah mengacu pada pasal 11.11.2.1.
- ✓ Pasal 15.4: momen pada pile-cap, persamaan kapasitas momen pile-cap mengacu pada pasal 10.2.7 dengan menggunakan distribusi tegangan ekuivalen.

b. Kontrol geser satu arah

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.4.6 tulangan geser minimum harus disediakan dalam semua komponen struktur lentur beton bertulang dimana V_u melebihi $0.50 \Phi V_c$, kecuali pada pondasi, slab, joist, balok dengan tinggi lebih kecil dari 250 mm dan lainnya (dapat dilihat lebih jelas dalam pasal terkait). Peninjauan geser dilakukan pada elemen pondasi sehingga dalam hal ini tidak perlu dikontrol penggunaan luas tulangan geser minimum atau tidak perlu dilakukan kontrol terhadap syarat $V_u > 0.50 \Phi V_c$. Peninjauan geser pada pondasi cukup berdasarkan pada pasal 11.1.1 yaitu $\Phi V_c \leq V_u$. Penggunaan tulangan geser umumnya dihindari penggunaannya pada pile-cap

sehingga bila kapasitas geser tidak memenuhi maka tebal pile-cap sebaiknya ditingkatkan.

Berikut diuraikan konsep perhitungan kapasitas geser satu arah pile-cap. Tipe pile-cap PC4 kondisi geser negatif (min).

Mutu beton K-350 $f'c = 30$ MPa

Lebar bidang geser $Lg = 2200$ mm

Tebal pile cap $h = 900$ mm

Tinggi efektif $d = 792$ mm

Factor reduksi geser $\Phi = 0,75$

Kapasitas geser beton $\Phi Vc = 0.75 \times 0.17 f'c^{0.5} Lg d = 119.29$ ton

Gaya geser satuarah $V'c = 208,00$ ton

$Vr = 40.000$ ton (2 tiang dengan area 65% x 100 ton)

$Vu = V'u - Vr = 78.000$ ton

D/C ratio $= Vu / \Phi Vc = 0,65 < 1,00$ **Ok**

Hasil lengkap pengecekan geser satu arah pile – cap dapat dilihat dalam tabel 36 dan tabel 37. Dari tabel tersebut terlihat bahwa seluruh nilai D/C ratio < 1.00 sehingga pile cap aman terhadap geser satu arah.

Table 47. Kontrol geser satu arah pile cap area ground level

No		V _u (ton)	V _R (ton)	V _{used} (ton)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	φV _c (ton)	Ratio	Note	φV _{max} (ton)
P3	min	52.00	12.00	40.00	1650	900	792	89.47	0.45	yes	357.88
	max	153.00	63.00	90.00	1900	900	792	103.03	0.87	yes	412.11
P4 - X	min	201.00	150.00	51.00	2200	1000	892	134.36	0.38	yes	537.43
	max	247.00	150.00	97.00	2200	1000	892	134.36	0.72	yes	537.43
P4 - Y	min	203.00	160.00	43.00	2200	1000	892	134.36	0.32	yes	537.43
	max	259.00	160.00	99.00	2200	1000	892	134.36	0.74	yes	537.43
P5-X	min	218.00	60.00	158.00	2800	1300	1192	228.51	0.69	yes	914.04
	max	203.00	60.00	143.00	2800	1300	1192	228.51	0.63	yes	914.04
P5 - Y	min	210.00	100.00	110.00	2800	1300	1192	228.51	0.48	yes	914.04
	max	252.00	100.00	152.00	2800	1300	1192	228.51	0.67	yes	914.04
P7-X	min	92.00	0.00	92.00	3750	1300	1192	306.04	0.30	yes	1224.16
	max	162.00	0.00	162.00	3750	1300	1192	306.04	0.53	yes	1224.16
P7-Y	min	104.00	0.00	104.00	1875	1300	1192	153.02	0.68	yes	612.08
	max	110.00	0.00	110.00	1600	1300	1192	130.58	0.84	yes	522.31
P22-X	min	104.00	0.00	104.00	3750	1500	1392	357.39	0.29	yes	1429.56
	max	0.00	0.00	0.00	3750	1500	1392	357.39	0	yes	1429.56
P22-Y	min	132.00	100.00	32.00	2350	1500	1392	223.96	0.14	yes	895.86
	max	65.00	0.00	65.00	2350	1500	1392	223.96	0.29	yes	895.86

Table 48. Kontrol geser satu arah pile cap area basement level

No		V _u (ton)	V _R (ton)	V _{used} (ton)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	φV _c (ton)	Ratio	Note	φV _{max} (ton)
P1	min				3700	400	292	73.97	0.00	yes	295.88
	max				3700	400	292	73.97	0.00	yes	295.88
P2	min	78.00	40.00	38.00	1000	900	792	54.22	0.70	yes	216.9
	max	70.00	40.00	30.00	1000	900	792	54.22	0.55	yes	216.9
P3	min	94.00	43.00	51.00	1400	900	792	75.91	0.67	yes	303.66
	max	68.00	43.00	25.00	1500	900	792	81.34	0.31	yes	325.35
P4	min	208.00	130.00	78.00	22000	900	792	119.29	0.65	yes	477.18
	max	223.00	130.00	93.00	22000	900	792	119.29	0.78	yes	477.18
P4A	min	0.00	0.00	0.00	1000	900	792	54.22	0.00	yes	216.9
	max	50.00	0.00	50.00	1200	900	792	65.07	0.77	yes	260.28
P5	min	251.00	86.00	165.00	2800	900	792	228.51	0.72	yes	914.04
	max	268.00	86.00	182.00	280	900	792	228.51	0.80	yes	914.04
P10 arah - X	min	241.00	0.00	241.00	3400	900	792	324.03	0.74	yes	1296.13
	max	253.00	0.00	253.00	3400	900	792	324.03	0.78	yes	1296.13
P10 arah - X	min	282.00	0.00	282.00	3740	900	792	356.44	0.79	yes	1425.74
	max	325.00	0.00	325.00	3740	900	792	356.44	0.91	yes	1425.74

c. Kontrol geser dua arah

Berikut diuraikan konsep perhitungan kapasitas geser dua arah pile-cap. Tipe PC4 area ground level.

Mutu beton K-350	$f'c$	= 30 MPa
Factor reduksi geser	Φ	= 0,75
Gaya tekan ultimate	Pu	= 507 ton
Lebar kolom	b_{col}	= 550 mm
Panjang kolom	h_{col}	= 900 mm
Rasio dimensi kolom	β	= $h_{col} / b_{col} = 1,64$
Koefisien posisi kolom	α_s	= 20 (konservatif)
Tebal pile cap	h	= 900 mm
Tebal efektif pile cap	d	= 792 mm
Lebar kritis	B_{eff}	= $550 + 2 \times (0,5 \times 792) = 1342$ mm
Panjang kritis	L_{eff}	= $900 + 2 \times (0,5 \times 792) = 1692$ mm

Keliling penampang kritis ditentukan oleh posisi kolom. Karena posisi kolom tepat berada di tengah pile cap maka :

$$b_0 = 2 B_{eff} + 2 L_{eff} = 6068 \text{ mm}$$

kapasitas geser harus diambil yang terkecil di antara tiga nilai berikut :

$$V_{c1} = 0.17 (1 + 2/\beta) f'c^{0.5} b_0 d = 974,92 \text{ ton}$$

$$V_{c2} = 0.083(\alpha_s d / b_0 + 2) f'c^{0.5} b_0 d = 1011,32 \text{ ton}$$

$$V_{c3} = 0.33 f'c^{0.5} b_0 d = 877,43 \text{ ton}$$

Nilai V_c terkecil diberikan oleh 877,43 ton sehingga :

$$\Phi V_c = 0,75 \times 877,43 = 658,07 \text{ ton}$$

Cek D/C ratio = $Pu / \Phi V_c = 0,47 < 1,00$ **Ok**

Hasil lengkap pengecekan geser dua arah pile – cap dapat dilihat dalam Tabel 38 dan Tabel 39.

d. Kapasitas momen

Konsep perhitungan kapasitas momen pile cap tipe PC 4 area ground level :

Mutu beton K-350	$f'c$	= 30 MPa
Mutu tulangan BJTS-40	f_y	= 400 MPa
Factor reduksi momen	Φ	= 0.90
Momen ultimate	Mu	= 78 t.m

Lebar lentur	b	= 2200 mm
Tebal pile-cap	h	= 900 mm
Tebal efektif pile – cap	d	= 792 mm
Koefisien tahanan momen	K	= Mu/ (Φ b d) = 0,63
Untuk f'c > 28 MPa maka	β1	= 0.85-0.05/7(f'c-28)
Batasan maksimum	Kmax	$= \frac{382.5 \beta_1 f'_c (600 + f_y - 225 \beta_1)}{(600 + f_y)^2}$ = 7,80 MPa

K = 0,63 MPa < K max = 7,80 MPa, gunakan K = 0,63 MPa

$$\alpha = \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2K}{0.85 f'_c}} \right) d = 19,75 \text{ mm}$$

Luas tulangan perlu $A_s \text{ req} = 0.85 f'_c a b / f_y = 2770,23 \text{ mm}^2$

Rasio tulangan minimum untuk pondasi diambil (SNI 2847 :2013 pasal 7.12.2.1) sebesar :

$\rho_{\min} = 0.0018 + \{(420-400)/(420-350)\}(0,002-0,0018) = 0,00186$
diambil $\rho_{\min} = 0,00186$

Luas tulangan minimum $A_{s, \min} = \rho_{\min} b d = 3677,14 \text{ mm}^2$

$A_s \text{ req} = 2770,23 \text{ mm}^2 < A_s \min = 3677,14 \text{ mm}^2$, luas tulangan perlu diambil nilai terbesar yaitu $A_s \text{ need} = 3543,79 \text{ mm}^2$

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 10.5.3 bila luas tulangan A_s yang disediakan paling tidak sepertiga lebih besar dari hasil analisis maka persyaratan minimum tidak perlu dipenuhi.

Untuk ketersediaan $4/3 A_s \text{ req} \times 1,10 = 4063,10 \text{ mm}^2$

$A_s \text{ req} < A_s \min < 4/3 A_s \text{ req} \times 1,10$ sehingga digunakan $A_s \text{ req} = A_s \min = 3677,14 \text{ mm}^2$

Untuk lebar 2200 mm dan diameter tulangan 19 mm maka :

$n = 3677,14 / (0.25 \pi \times 19^2) = 12,97$ D 19 (D19-183,805).

Spasi penulangan dipilih dengan nilai yang umumnya sama agar tidak terlalu banyak variasi jarak penulangan serta untuk kemudahan dalam pelaksanaan. Hasil pengecekan pile cap dapat dilihat pada

Table 49. Kontrol geser dua arah pile-cap area ground level

No	V _u (ton)	V _{reduction} (ton)	V _a (ton)	b _{col} (mm)	h _{col} (mm)	β _{col}	a _s	h _{pile cap}	d (mm)	B _{eff 2-way} (mm)	L _{eff 2-way} (mm)	b ₀ (mm)	V _{c 1} (ton)	V _{c 2} (ton)	V _{c 3} (ton)	φV _c (ton)	Ratio	Note
P2	182	200	0	450	800	1.78	20	900	792	1242	1592	5668	870.81	982.4	819.59	614.69	0.00	yes
P3	143	200	0	450	800	1.78	20	900	792	1242	1592	3850	591.5	850.96	556.71	417.53	0.00	yes
P4	507	200	307	550	900	1.64	20	900	792	1342	1692	6068	974.92	1011.32	877.43	658.07	0.47	yes
P5	624	100	524	550	1300	2.36	20	1300	1192	1742	2492	8468	1701.12	2218.5	1842.88	1275.84	0.41	yes
P10	828	100	728	550	1300	2.73	20	1300	1392	1942	2892	9668	2129.45	2997.37	2457.06	1597.09	0.46	yes

Table 50. Kontrol geser dua arah pile-cap area basement level

No	V _u (ton)	V _{reduction} (ton)	V _a (ton)	b _{col} (mm)	h _{col} (mm)	β _{col}	a _s	h _{pile cap}	d (mm)	B _{eff 2-way} (mm)	L _{eff 2-way} (mm)	b ₀ (mm)	V _{c 1} (ton)	V _{c 2} (ton)	V _{c 3} (ton)	φV _c (ton)	Ratio	Note
P2	379.12	100	279.12	550	1500	2.73	20	900	792	1342	2292	7268	910.82	1098.08	1050.94	683.11	0.41	yes
P3	525.6	100	425.16	650	950	1.46	20	900	792	1442	1742	6368	109.43	1033.01	920.8	690.6	0.62	yes
P4	636.12	100	536.12	650	950	1.46	20	1300	1192	1842	2142	7968	2053.5	2164.1	1734.06	1300.55	0.41	yes
P5	377.12	100	277.12	550	1100	2.00	20	1300	1192	1742	2292	8068	1755.83	2174.98	1755.83	1316.87	0.21	yes
P10	408.12	100	308.12	450	650	1.44	20	1500	1392	1742	2042	7768	2353.84	2755.93	1974.18	1480.64	0.21	yes

Table 51. Kontrol momen pile – cap area ground level

posteg	No	Mu (tonm)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	K	K _{max}	single /double	K _{used}	a (mm)	A _{1req} (mm ²)	1.47 A _{1req} (mm ²)	A _{1min} (mm ²)	A _{1max} (mm ²)	A _{1used} (mm ²)	A _{1need} (mm ²)	
negative	PC1	30.00	1000	900	792	0.53	7.80	single.ok	0.53	16.68	1063.39	1559.63	1671.43	19009.48	1559.63	5.5008	D 19 (D 19 - 222.183)
positive	PC1	12.00	1000	900	792	0.21	7.80	single.ok	0.21	6.63	422.64	619.87	1671.43	19009.48	835.71	2.9475	D 19 (D 19 - 513.466)
negative	PC2-Y	36.00	1000	900	792	0.64	7.80	single.ok	0.64	20.06	1278.6	1875.27	1671.43	19009.48	1671.43	5.895	D 19 (D 19 - 204.286)
positive	PC2-Y	61.95	1000	900	792	1.10	7.80	single.ok	1.10	34.85	2221.65	3258.40	1671.43	19009.48	2221.65	7.8357	D 19 (D 19 - 146.291)
negative	PC2-X	61.00	2200	900	792	0.49	7.80	single.ok	0.49	15.40	2160.46	3168.66	3677.14	41820.87	3168.68	15.7597	D 16 (D 16 - 149.055)
positive	PC2-X	30.00	2200	900	792	0.24	7.80	single.ok	0.24	7.54	1057.22	1550.38	3677.14	41820.87	1838.57	9.1443	D 16 (D 16 - 270.127)
negative	PC3-Y	57.00	1475	900	792	0.68	7.80	single.ok	0.68	21.55	2026.74	2972.54	2465.36	28038.99	2465.36	8.6952	D 19 (D 19 - 191.676)
positive	PC3-Y	105.00	2200	900	792	0.85	7.80	single.ok	0.85	26.71	3745.82	5493.84	3677.14	41820.87	3745.82	13.2114	D 19 (D 19 - 180.159)
negative	PC3-X	44.00	1475	900	792	0.53	7.80	single.ok	0.53	16.59	1559.54	2287.31	2465.36	28038.99	2287.32	8.0673	D 19 (D 19 - 208.706)
positive	PC3-X	78.00	2200	900	792	0.63	7.80	single.ok	0.63	19.75	2770.23	4062.98	3677.14	41820.87	3677.14	12.9692	D 19 (D 19 - 183.805)
negative	PC4	78.00	2200	900	792	0.63	7.80	single.ok	0.63	19.75	2770.23	4062.98	3677.14	41820.87	3677.14	12.9692	D 19 (D 19 - 183.805)
positive	PC4	105.00	2200	900	792	0.85	7.80	single.ok	0.85	26.71	3745.82	5493.84	3677.14	41820.87	3745.82	13.2114	D 19 (D 19 - 180.159)
negative	PC4A	45.00	1100	900	792	0.72	7.80	single.ok	0.72	22.84	1601.37	2348.66	1838.57	20910.43	1838.57	6.4846	D 19 (D 19 - 200.561)
positive	PC4A	20.00	1000	900	792	0.35	7.80	single.ok	0.35	11.08	706.4	1036.05	1671.43	19009.48	1036.05	3.6541	D 19 (D 19 - 376.77)
negative	PC5	55.00	2800	1300	1192	0.15	7.80	single.ok	0.15	7.21	1285.58	1885.51	6760.00	80108.66	3380	8.8916	D 22 (D 22 - 354.806)
positive	PC5	214.00	2800	1300	1192	0.60	7.80	single.ok	0.60	28.27	5046.8	7401.95	6760.00	80108.66	6760	17.7833	D 22 (D 22 - 166.833)
negative	PC10-Y	120.00	3400	1500	1392	0.20	7.80	single.ok	0.20	11.09	2404.21	3526.16	9471.43	113596.07	4735.71	12.4581	D 22 (D 22 - 296.734)
positive	PC10-Y	308.00	3400	1500	1392	0.52	7.80	single.ok	0.52	28.65	6201.14	9094.95	9471.43	113596.07	9108.21	23.9606	D 22 (D 22 - 148.08)
negative	PC10-X	92.00	4000	1500	1392	0.13	7.80	single.ok	0.13	7.22	1840.66	2699.62	11142.86	135642.44	5571.43	14.6565	D 22 (D 22 - 292.9)
positive	PC10-X	345.00	4000	1500	1392	0.49	7.80	single.ok	0.49	27.27	6952.67	10197.19	11142.86	135642.44	10197.25	26.8255	D 22 (D 22 - 154.886)

Table 52. Kontrol momen pile – cap area basement level

positif/negatif	No	Mu (ton.m)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	K	K _{max}	single/double	K _{need}	a (mm)	A _{s req} (mm ²)	1.47.A _{s req} (mm ²)	A _{s min} (mm ²)	A _{s max} (mm ²)	A _{s need} (mm ²)	A _{s need} (mm ²)
negative	PC3-X	36.00	2200	900	792	0.29	7.80	single.ok	0.29	9.05	1269.89	1862.50	3677.14	41820.87	1862.5	6.56899 D 19 (D 19 - 395.045)
positive	PC3-X	65.00	2200	900	792	0.52	7.80	single.ok	0.52	16.43	2303.63	3378.66	3677.14	41820.87	3378.66	11.9165 D 19 (D 19 - 201.531)
negative	PC3-Y	80.00	2200	900	792	0.64	7.80	single.ok	0.64	20.27	2842.2	4168.56	3677.14	41820.87	3677.14	12.9692 D 19 (D 19 - 183.805)
positive	PC3-Y	116.00	2200	900	792	0.93	7.80	single.ok	0.93	29.56	4145.83	6080.55	3677.14	41820.87	4145.83	14.6223 D 19 (D 19 - 161.5)
negative	PC4-X	50.00	2200	1000	892	0.32	7.80	single.ok	0.32	11.17	1566.86	2298.06	4085.71	47101.28	2298.06	8.1052 D 16 (D 16 - 309.631)
positive	PC4-X	65.00	2200	1000	892	0.41	7.80	single.ok	0.41	14.55	2040.81	2993.19	4085.71	47101.28	2993.19	10.5569 D 16 (D 16 - 230.2)
negative	PC4-Y	61.00	2200	1000	892	0.39	7.80	single.ok	0.39	13.65	1914.25	2807.56	4085.71	47101.28	2807.56	9.90221 D 19 (D 19 - 247.13)
positive	PC4-Y	58.00	2200	1000	892	0.37	7.80	single.ok	0.37	12.97	1819.41	2668.47	4085.71	47101.28	2668.47	9.41162 D 19 (D 19 - 261.543)
negative	PC5	59.00	2800	1300	1192	0.16	7.80	single.ok	0.16	7.73	1379.38	2023.09	6760.00	80108.66	3380	8.89163 D 22 (D 22 - 354.806)
positive	PC5	142.00	2800	1300	1192	0.4	7.80	single.ok	0.4	18.68	3335.24	4891.68	6760.00	80108.66	4891.68	12.8684 D 22 (D 22 - 235.922)
negative	PC7-X	81.00	3767	1300	1192	0.17	7.80	single.ok	0.17	7.89	1893.85	2777.64	9094.61	107774.75	4547.31	16.0383 D 19 (D 19 - 250.494)
positive	PC7-X	121.00	3767	1300	1192	0.25	7.80	single.ok	0.25	11.8	2833.75	4156.17	9094.61	107774.75	4547.31	11.9624 D 22 (D 22 - 343.629)
negative	PC7-Y	85.00	1900	1300	1192	0.35	7.80	single.ok	0.35	16.47	1994.58	2925.38	4587.14	54359.44	2925.38	10.3177 D 19 (D 19 - 203.912)
positive	PC7-Y	85.00	1575	1300	1192	0.42	7.80	single.ok	0.42	19.89	1997.47	2929.62	3802.5	45361.12	2929.62	7.70683 D 22 (D 22 - 234.835)
negative	PC22-Y	90.00	1825	1500	1392	0.28	7.80	single.ok	0.28	15.52	1806.05	2648.87	5083.93	60974.36	2648.87	6.96828 D 22 (D 22 - 305.783)
positive	PC22-Y	90.00	1825	1500	1392	0.28	7.80	single.ok	0.28	15.52	1806.05	2648.87	5083.93	90974.36	2648.87	6.96828 D 22 (D 22 - 305.783)
negative	PC22-X	202.00	2400	1500	1392	0.48	7.80	single.ok	0.48	26.6	4069.86	5969.12	6685.71	80185.46	5969.12	15.7027 D 22 (D 22 - 163.235)
positive	PC22-X	110.00	2400	1500	1392	0.26	7.80	single.ok	0.26	14.42	2206.51	3236.22	6685.71	80185.46	3342.86	8.79392 D 22 (D 22 - 307.932)

6. Balok ikat pondasi

a. Pengaruh gaya aksial

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.13.5.2 balok pengikat pondasi (tie-beam) harus didesain harus mempunyai kuat tarik atau tekan desain paling sedikit sama 10 persen SDS kali beban mati terfaktor ditambah beban hidup terfaktor pile cap atau beban kolom yang lebih besar. Hasil pembesian berdasarkan hasil output program SAFE. Namun hasil pembesian tersebut belum ada pengaruh gaya aksial sesuai persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.13.5.2. Tie-beam berperilaku seperti kolom akibat gaya aksial dan momen. Gaya aksial yang diberikan berupa aksial tarik dan aksial tekan, namun yang menentukan adalah gaya aksial akibat tarik. Nilai SDS diketahui sebesar 0,83. Selanjutnya jumlah pembesian output SAFE ditambahkan untuk menahan pengaruh tarik (kritis).

Table 53. Gaya aksial terfaktor pada kolom area ground level

No	$P_{u\text{ grav}}$ (ton)	10% S_{DS} $P_{u\text{ grav}}$ (ton)	$A_{s\text{ req}}$ (mm^2)		
P2	149.28	12.39	1.09	D	19
P3	315.77	26.21	2.31	D	19
P4	407.91	33.86	2.99	D	19
P5	516.38	42.86	3.78	D	19
P10	459.65	38.15	3.36	D	19

Table 54. Gaya aksial terfaktor pada kolom area basement level

No	$P_{u\text{ grav}}$ (ton)	10% S_{DS} $P_{u\text{ grav}}$ (ton)	$A_{s\text{ req}}$ (mm^2)		
P3	359.55	29.84	2.63	D	19
P4	632.51	52.5	4.63	D	19
P5	621.5	51.58	4.55	D	19
P7	283.79	23.55	2.08	D	19

b. Kontrol geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.12.3.3 tie-beam yang menghubungkan kolom harus didesain sebagai elemen yang daktail (sistem rangka pemikul momen khusus). Berikut diuraikan konsep perhitungan kapasitas geser serta pasal referensi yang digunakan. Untuk lebih jelasnya maka hasil kebutuhan sengkang balok dapat dilihat dalam gambar struktur pembesian sengkang balok.

Tie-beam yang dijadikan contoh adalah B35x60-label B781 untuk area ground level. Beberapa persyaratan awal dalam pengecekannya yaitu:

- ✓ SNI 2847:2013 pasal 21.5.1.1: Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur lentur dibatasi maksimum sebesar $0.1 A_g f'_c$.

$$P_u = 1.46 \text{ ton} < 0.1 \times 350 \times 600 \times 30 = 630000 \text{ N} = 63 \text{ ton} \dots \text{Ok!}$$

- ✓ SNI 2847:2013 pasal 21.5.1.2: Bentang bersih komponen struktur, l_n , tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya.

$$l_n > 4 d \quad l_n/d > 4 \\ 6980/509.67 = 11,63 > 4 \dots \text{Ok!}$$

- ✓ SNI 2847:2013 pasal 21.5.1.3: Lebar komponen balok tidak boleh kurang dari $0,3 h$ dan 250 mm.

$$\text{Lebar balok} = 350 \text{ mm} > 0,3 \times 600 = 200 \text{ mm} \text{ dan lebar balok } 350 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \dots \text{Ok!}$$

- ✓ SNI 2847:2013 pasal 21.5.1.4: Lebar komponen balok tidak boleh melebihi lebar komponen struktur pendukung ditambah jarak pada sisi komponen pendukung yang tidak melebihi $0,75$ tinggi komponen struktur lentur balok.

Lebar kolom > Lebar balok ... Ok!

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{yl} = 400,00 \text{ MPa}$$

$$1.25 f_{yl} = 500,00 \text{ MPa}$$

$$f_{ys} = 400,00 \text{ MPa}$$

Nilai ρ_{min} dan ρ_{max}

Concrete strength $f'c = 30,00$ MPa
 Longitudinal strength= U – 40 ; $fyl = 400,00$ MPa
 Stirrup rebar strength= U – 40 ; $fyv = 400,00$ MPa
 Untuk $f'c \leq 28.00$ MPa..... (pasal 10.2.7.3)
 $\beta 1 = 0,85$

Untuk $f'c > 28.00$ MPa..... (pasal 10.2.7.3)

$$\beta 1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} - (f'c - 28.000); \geq 0,65$$

$\beta 1 = 0.8357$

$$\rho_{max} = \frac{382,5 \beta 1 f'c}{(600 + fy).fy} = 0,0240 ; (< \rho_{max} = 0,025)$$

$\rho_{max} = 0.0240$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = 0,0035 \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{f'c^{0.5}}{4 fy} = 0,00342327$$

$\rho_{min} = 0.0035$

B (mm)	H (mm)	d (mm)	$A_{s, min}$ (mm ²)	$A_{s, max}$ (mm ²)	M_n top left (t.m)	M_n bot left (t.m)	M_n top right (t.m)	M_n bot right (t.m)	M_n mid top (t.m)	M_n mid bot (t.m)
350.00	600.00	509.67	624.34	4276.66	41.83	22.08	28.93	22.08	28.93	22.08

7. Dinding basement

Dinding basement didesain sebagai *propped structure* untuk hasil pembesian yang konservatif berdasarkan petunjuk ACI. Hal ini dipengaruhi oleh kondisi dinding basement yang tidak sepenuhnya jepit sehingga digunakan tumpuan sendi-jepit. Berikut data yang digunakan :

Berat jenis tanah kering $\gamma d = 1800,00$ kg/m³
 Berat jenis tanah saturated $\gamma sat = 2150,00$ kg/m³
 Berat jenis air $\gamma w = 1000,00$ kg/m³

Berat jenis tanah terendam	γ'	$= \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ $= 1150,00 \text{ kg/m}^3$
Poisson ratio	ν	$= 0,50$
Sudut gesek dalam	Φ	$= 0.00^0$ (konservatif)

Dinding basement dianalisis untuk beban konstruksi (*construction surcharge load*) dan beban permanen tambahan (*surcharge load*).

Berat surcharge		$= 700,00 \text{ kg/m}^3$
Berat const. surcharge		$= 1250,00 \text{ kg/m}^3$
Tinggi basement	H	$= 3,50 \text{ m}$

$$K_a = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta}$$

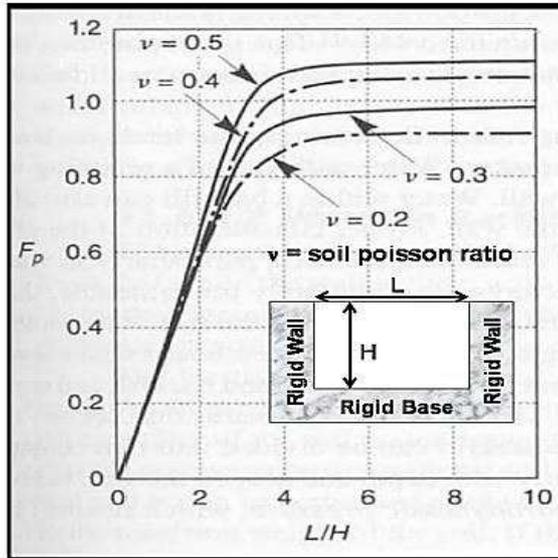
$$K_a = \frac{1 - 0.00}{1 + 0.00}$$

$$K_a = 1,00$$

$$K_0 = 1 - \sin \theta$$

$$= 1,00$$

Beban dinamis akibat gempa pada dinding basement dianalisis dengan menggunakan metode *Wood*



Gambar 45. Penentuan nilai F_p berdasarkan metode Wood

Metode Wood (1973)

$$L = 15,00 \text{ m}$$

$$H = 3,50 \text{ m}$$

$$a_{hmax} = 0,53 \text{ g (PGA)}$$

$$L/H = 4,29$$

$$F_p = 1,10$$

$$\gamma d = 1150,00 \text{ kg/m}^3$$

$$P_E = F_p \frac{\partial_{hmax}}{g} \gamma d H^2$$

$$P_E = 1,10 \times 0,53 \times 1150,00 \times 3,5^2$$

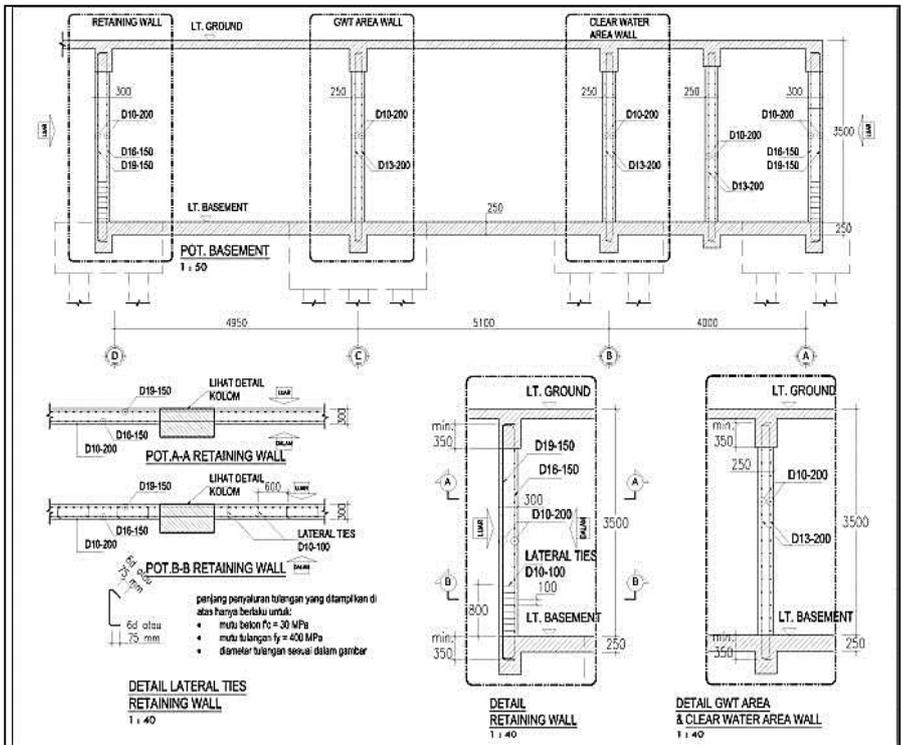
$$= 8228,51 \text{ kg}$$

$$= 8,23 \text{ ton}$$

Bekerja pada titik $0,6 H = 2,10 \text{ m}$

Berikut input beban yang digunakan sesuai dengan deskripsi pembebanan yang digunakan.

Perhitungan pembesian longitudinal dinding basement memiliki konsep yang sama seperti perhitungan pembesian longitudinal balok hanya lebar yang diambil untuk dinding adalah 1000 mm dan selimut beton dinding basement diambil 50 mm. Perhitungan pembesian sengkang juga sama seperti pembesian sengkang balok (bukan perhitungan sengkang balok daktail). Bila kemampuan menahan geser lebih besar dari gaya geser ultimate maka tidak diperlukan pembesian sengkang. Untuk perhitungan dinding pit-lift dan dinding GWT menggunakan konsep yang sama hanya berbeda dari segi pembebanan.



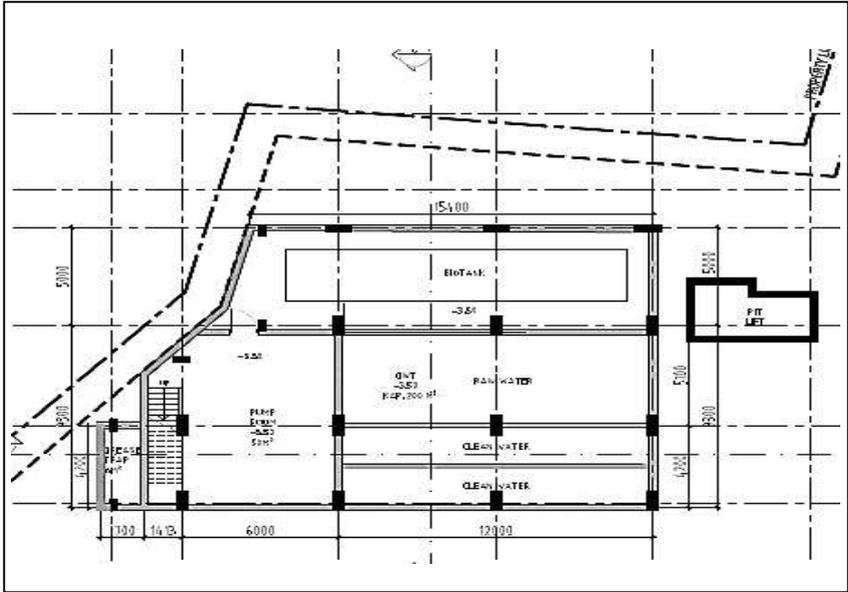
Gambar 46. Pembesian dinding basement

H. Desain Struktur Atas

1. Pembesian balok

Struktur atas khususnya elemen balok didesain dengan menggunakan ETABS. Sedangkan untuk elemen kolom akan dicek menggunakan CSICol. Balok didesain untuk menahan lentur, geser dan torsi. Nilai pembesian longitudinal (pembesian memanjang) balok diambil dari hasil ETABS. Sedangkan untuk pembesian sengkang balok dicek kembali secara manual dengan menggunakan konsep perhitungan yang sama seperti dijelaskan dalam subbab perhitungan sengkang tie-beam yang daktail. Perhitungan sengkang perlu dicek kembali secara manual berdasarkan kondisi luas tulangan terpasang. Pembesian sengkang tidak boleh langsung mengambil hasil dari ETABS karena ETABS menghitung berdasarkan luas tulangan output ETABS (belum dikonversi sesuai diameter pembesian dan luas tulangan sesungguhnya). Cara analisis sama seperti perhitungan sengkang untuk tie-beam daktail pada uraian sebelumnya.

Persyaratan umum yang perlu diperhatikan untuk tulangan balok yang menembus joint balok kolom yaitu SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3. Disebutkan bahwa bila tulangan balok longitudinal menerus melalui joint balok-kolom, dimensi kolom yang sejajar terhadap tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter batang tulangan balok longitudinal (d_b) terbesar untuk beton normal. Sehingga pemilihan diameter tulangan untuk balok harus disesuaikan dengan arah dimensi kolom yang digunakan. Untuk tulangan yang menembus arah-X maka lebar kolom yang harus dicek adalah lebar arah-X dan begitupun sebaliknya. Dengan demikian maka untuk diameter pembesian atau tulangan balok tidak boleh diambil secara sembarangan tanpa memperhatikan dimensi kolom yang digunakan (dalam arah sejajar tulangan balok). Semakin besar tulangan balok maka semakin besar dimensi kolom searah tulangan balok yang disyaratkan untuk mengakomodasi kemungkinan potensi slip selama terjadi gempa.



Gambar 47. Arah dimensi kolom memenuhi persyaratan 20 db

Table 55. Syarat dimensi kolom minimum yang searah dengan arah tulangan balok

Diameter tulangan balok (mm)	Dimensi minimum yang searah tulangan balok (mm)
16	320
19	380
22	440

komponen struktur lentur balok.

Lebar kolom > lebar balok ... Ok!

- ✓ SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3: Bila tulangan balok longitudinal menerus melalui joint balok-kolom, dimensi kolom yang sejajar terhadap tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter batang tulangan balok longitudinal (d_b) terbesar untuk beton normal.

Diameter tulangan balok = 22 mm

Ukuran kolom searah diameter tulangan balok = 650 mm 650 mm
> $20 \times 22 = 440$ mm ... Ok!

$f'_c = 30$ MPa

$f_{yl} = 400.00$ MPa

$1.25 f_{yl} = 500.00$ MPa

$f_{ys} = 400.00$ MPa

Nilai ρ_{min} dan ρ_{max}

Concrete strength (f'_c) = 30.00 MPa

Longitudinal strength = U – 40 ; f_{yl} = 400.00 MPa

Stirrup rebar strength = U – 40 ; f_{yv} = 400.00 MPa

2. Desain kolom

a. Persyaratan awal dimensi

Penentuan dimensi kolom untuk struktur beton rangka pemikul momen khusus berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.1 yaitu:

- ✓ Dimensi penampang terpendek kolom tidak boleh kurang dari 300 mm. Seluruh dimensi terpendek kolom > 300 mm ... OK!
- ✓ Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,40. Terlihat dalam tabel berikut tidak ada rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus yang kurang dari 0,40 ... Ok!

Sementara untuk persyaratan luas tulangan kolom disebutkan dalam SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1 yaitu rasio luas tulangan memanjang tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau lebih besar dari 0,06 A_g .

Terlihat bahwa seluruh rasio luas tulangan kolom telah memenuhi syarat. Dalam kasus ini, C8 dan C9 adalah kolom yang dianalisis sebagai kolom gravitasi dan bukan sebagai pemikul beban lateral sehingga persyaratan di atas tidak wajib dipenuhi untuk kolom C8 dan C9.

b. D/C ratio kolom terhadap gaya dalam yang terjadi

Desain kolom dilakukan dengan menggunakan program CSICol dengan memasukkan gaya aksial dan momen yang terjadi pada kolom. Dilakukan peninjauan terhadap aksial maksimum, aksial minimum, momen arah-X maksimum, momen arah-X minimum, momen arah-Y maksimum dan momen arah-Y minimum. Berikut hasil D/C ratio kolom berdasarkan gaya dalam yang terjadi.

Terlihat bahwa D/C ratio kolom seluruhnya < 1.00 sehingga kolom mampu memikul gaya aksial dan momen yang terjadi. Namun hal ini belum sepenuhnya memenuhi karena kondisi kapasitas kolom yang menentukan sebenarnya saat dilakukan pengecekan *strong column-weak beam*.

c. Kontrol kolom kuat-balok lemah (*strong column-weak beam*)

Konsep *strong column-weak beam* adalah konsep di mana kolom tidak boleh gagal terlebih dahulu sebelum balok. Sendi plastis diharapkan terjadi pada balok dan dihindari terjadi pada kolom, kecuali pada kolom lantai dasar. Untuk menjamin hal tersebut maka perlu diterapkan konsep *strong column-weak beam*. SNI 2847:2013 pasal 21.6.2.2 mensyaratkan agar kapasitas momen kolom minimal 1.20 kali lebih kuat dari balok.

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.20 \Sigma M_{nb}$$

Notasi huruf c merupakan kolom (*column*) sedangkan b adalah balok (*beam*). Kapasitas momen kolom dihitung dengan menggunakan CSICol. Diagram interaksi kolom digunakan untuk menentukan jumlah momen nominal kolom untuk selanjutnya dibandingkan

terhadap jumlah momen nominal balok. Jumlah momen nominal kolom untuk gaya aksial pada sisi atas dan bawah kolom. Berikut ditampilkan contoh perhitungan strong column weak beam untuk C1-A joint pertemuan balok 450x700 dan 350 x 500.

$$\begin{aligned}
 f'c &= 30 \text{ MPa} \\
 f_{yl} &= 400.00 \text{ MPa} \\
 1.25 f_{yl} &= 500.00 \text{ MPa} \\
 f_{ys} &= 400.00 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Nilai ρ_{min} dan ρ_{max}

$$\begin{aligned}
 \text{Concrete strength } f'c &= 30,00 \text{ MPa} \\
 \text{Longitudinal rebar strength} &= U - 40 ; f_{yl} = 400,00 \text{ MPa} \\
 \text{Stirrup rebar strength} &= U - 40 ; f_{yv} = 400,00 \text{ MPa} \\
 \text{Untuk } f'c \leq 28.00 \text{ MPa} &\dots\dots\dots (\text{pasal 10.2.7.3})
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\text{Untuk } f'c > 28.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{pasal 10.2.7.3})$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} - (f'c - 28.000); \geq 0,65$$

$$\beta_1 = \mathbf{0.8357}$$

$$\rho_{max} = \frac{382.5 \beta_1 f'c}{(600 + f_y).f_y} = 0,0240 ; (< \rho_{max} = 0,025)$$

$$\rho_{max} = \mathbf{0.0240}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0,0035 \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{f'c^{0.5}}{4 f_y} = 0,00342327$$

$$\rho_{min} = \mathbf{0.0035}$$

Table 56. Cek *strong column – weak beam* pada *critical joint*

Type	Joint	ΣM_{BC} (t.m)	ΣM_{AB} (t.m)	$\frac{\Sigma M_{BC} \text{ (t.m)}}{\Sigma M_{AB} \text{ (t.m)}}$	Ket
C1-A (lt.2-strong axis)	450x700 & 350x500	348.39	111.59	3.12 > 1.20	Ok
C1-A (lt.2-strong axis)	350x600 & 350x600	348.39	93.78	3.71 > 1.20	Ok
C1-A (lt.2-weak axis)	350x600 & 350x600	153.33	79.34	1.93 > 1.20	Ok
C1-B (lt.2-weak axis)	350x600 & 350x600	208.89	94.34	2.21 > 1.20	Ok
C1-A (lt.4strong axis)	350x600 & 350x600	266.67	107.34	2.48 > 1.20	Ok
C1-A (lt.4-weak axis)	350x600 & 350x600	266.67	83.32	3.20 > 1.20	Ok
C1-B (lt.4-strong axis)	350x600 & 350x600	128.89	83.92	1.54 > 1.20	Ok
C1-A (lt.7-weak axis)	450x700 & 350x600	193.33	95.10	2.03 > 1.20	Ok
C1-A (lt.7-strong axis)	350x500 & 350x500	193.33	54.59	3.54 > 1.20	Ok
C1-B (lt.7-weak axis)	350x500 & 350x500	93.33	55.08	1.69 > 1.20	Ok
C2 (lt.2-strong axis)	350x600 & 350x600	409.76	80.46	5.09 > 1.20	Ok
C2 (lt.2-weak axis)	350x600 & 350x500	283.90	94.34	3.01 > 1.20	Ok
C2 (lt.4-strong axis)	350x600 & 350x600	286.96	80.86	3.55 > 1.20	Ok

C2 (lt.4-weak axis)	350x600 & 350x600	283.90	94.34	2.08 > 1.20	Ok
C2 (lt.7-strong axis)	350x500 & 350x500	228.30	52.74	4.33 > 1.20	Ok
C2 (lt.7-weak axis)	350x500 & 350x500	130.71	64.02	2.04 > 1.20	Ok
C3 (lt.2-strong axis)	350x500	137.78	21.93	6.28 > 1.20	Ok
C3 (lt.2-weak axis)	350x450	77.78	19.09	4.07 > 1.20	Ok
C3 (lt.4-strong axis)	350x500	122.22	21.93	6.28 > 1.20	Ok
C3 (lt.4-weak axis)	350x450	66.67	19.09	4.07 > 1.20	Ok
C3 (lt.7-strong axis)	350x500	106.67	21.93	4.86 > 1.20	Ok
C3 (lt.7-weak axis)	350x450	55.56	11.89	4.67 > 1.20	Ok
C4 (lt.2-strong axis)	350x700 & 350x700	354.14	98.61	3.59 > 1.20	Ok
C4 (lt.2-weak axis)	350x800	283.90	140.66	2.02 > 1.20	Ok
C5 (lt.2-strong axis)	350x700	173.33	82.02	2.11 > 1.20	Ok
C5 (lt.2-weak axis)	350x600	108.89	40.20	4.07 > 1.20	Ok
C6 (lt.2-strong axis)	350x600 & 350x600	211.11	93.77	2.25 > 1.20	Ok

C6 (lt.2-weak axis)	350x600 & 350x500	155.56	80.31	1.94 > 1.20	Ok
C6 (lt.4-strong axis)	350x600 & 350x600	211.11	93.77	2.25 > 1.20	Ok
C6 (lt.4-weak axis)	350x600 & 350x500	155.56	80.31	1.94 > 1.20	Ok
C6 (lt.7-strong axis)	350x500 & 350x500	126.67	58.90	2.15 > 1.20	Ok
C6 (lt.7-weak axis)	350x500 & 350x450	97.78	51.19	1.91 > 1.20	Ok
C7 (lt.2-strong axis)	350x500 & 450x700	262.22	112.32	2.33 > 1.20	Ok
C7 (lt.2-weak axis)	350x500 & 350x500	173.33	38.90	4.46 > 1.20	Ok
C7 (lt.4-strong axis)	350x500 & 450x700	251.16	112.32	2.24 > 1.20	Ok
C7 (lt.4-weak axis)	350x500 & 350x500	153.49	38.90	4.46 > 1.20	Ok
C7 (lt.7-strong axis)	350x500 & 450x700	181.40	91.63	1.98 > 1.20	Ok
C7 (lt.7-weak axis)	350x500 & 350x500	106.05	35.09	3.02 > 1.20	Ok

Terlihat bahwa seluruh $\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nb} > 1.20$ sehingga kolom telah memenuhi persyaratan *strong column-weak beam*.

d. Persyaratan tulangan sengkang kolom

Terdapat beberapa persyaratan yang harus dipenuhi dalam menentukan tulangan sengkang kolom dan spasi yang digunakan. Persyaratan sengkang minimum untuk kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus ditentukan oleh SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1, 21.6.4.3, 21.6.4.4 dan 21.6.4.5.

Tulangan transversal/sengkang ini harus dipasang sepanjang lo diukur dari muka *joint* balok-kolom pada kedua sisi penampang kolom. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1. panjang lo diambil tidak boleh kurang dari 1/6 bentang bersih dan 450 mm. Spasi tulangan sengkang yang dipasang dalam lo harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 di mana spasi yang diambil tidak boleh melebihi:

- ✓ 1/4 dimensi minimum struktur
- ✓ 6 diameter tulangan longitudinal terkecil
- ✓ 100 mm

Sementara untuk spasi tulangan sengkang yang dipasang di luar lo harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5 di mana spasi yang diambil tidak boleh melebihi:

- ✓ 6 diameter tulangan longitudinal terkecil
- ✓ 150 mm

Berikut ditampilkan contoh perhitungan luas tulangan sengkang sebagai confinement minimum dan penentuan spasi sengkang. Kolom yang dijadikan contoh perhitungan adalah C1-A lantai 2. Penentuan luas tulangan sengkang ditentukan berdasarkan kapasitas momen *probable* balok (kondisi momen berdasarkan luas tulangan terpasang).

Berikut diuraikan jarak spasi maksimum sengkang untuk kolom SRPMK untuk bentang di dalam lo dan di luar lo.

Table 57. Persyaratan spasi sengkang

Nama	Lantai	Dimensi kolom (mm)	Pembesian	persyaratan spasi di dalam l_n			persyaratan spasi di luar l_n			
				0.25 B	6 d_s	100 mm	maka spasi max	6 d_s	150 mm	maka spasi max
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
C1-A	basement s/d lt. 1 (ground)	550 x 1100	38 D 22	137.50	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 1 s/d lt 3	550 x 1100	30 D 22	137.50	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 3 s/d lt 6	500 x 1000	26 D 22	125.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 6 s/d lt 9	450 x 900	18 D 22	112.50	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 9 s/d lt atap	400 x 700	16 D 22	100.00	132	100	100.00	132	150	132.00
C1-B	lt. 1 s/d lt 3	600 x 1100	26 D 22	150.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 3 s/d lt 6	500 x 1000	26 D 22	125.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 6 s/d lt 9	450 x 900	18 D 22	112.50	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 9 s/d lt atap	400 x 700	16 D 22	100.00	132	100	100.00	132	150	132.00
C2	basement s/d lt. 1 (ground)	650 x 950	22 D 22	162.50	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 1 s/d lt 3	650 x 950	22 D 22	162.50	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 3 s/d lt 6	550 x 950	18 D 22	137.50	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 6 s/d lt 9	500 x 850	16 D 22	125.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 9 s/d lt atap	400 x 700	16 D 22	100.00	132	100	100.00	132	150	132.00
C3	basement s/d lt. 1 (ground)	500 x 900	30 D 22	125.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 1 s/d lt 3	500 x 900	20 D 22	125.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 3 s/d lt 6	450 x 800	16 D 22	112.50	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 6 s/d lt 9	400 x 800	12 D 22	100.00	132	100	100.00	132	150	132.00
C4	lt. 1 s/d lt 2	650 x 850	26 D 22	162.50	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 2 s/d lt 3	550 x 850	22 D 22	137.50	132	100	100.00	132	150	132.00
C5	lt. 1 s/d lt 3	500 x 800	18 D 22	125.00	132	100	100.00	132	150	132.00
C6	pit s/d lt. 1 (ground)	600 x 800	30 D 22	150.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 1 s/d lt 3	600 x 800	26 D 22	150.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 3 s/d lt 6	600 x 800	22 D 22	150.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 6 s/d lt 9	550 x 700	14 D 22	137.50	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 9 s/d lt atap	500 x 650	14 D 22	125.00	132	100	100.00	132	150	132.00
C7	basement s/d lt. 1 (ground)	600 x 900	16 D 22	150.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 1 s/d lt 3	600 x 900	16 D 22	150.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 3 s/d lt 6	550 x 850	14 D 22	137.50	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 6 s/d lt 9	500 x 800	12 D 22	125.00	132	100	100.00	132	150	132.00
	lt. 9 s/d lt atap	400 x 700	12 D 22	100.00	132	100	100.00	132	150	132.00
C8	canopy	350 x 700	12 D 19	87.50	114	100	87.50	114	150	114.00
C9	lt. 9 s/d lt atap	350 x 350	8 D 19	87.50	114	100	87.50	114	150	114.00

Tulangan transversal untuk kolom komposit beton dengan pemilihan sistem penahan gempa khusus yang memerlukan daktilitas tinggi (*highly ductile member*) harus memenuhi persyaratan luas tulangan sengkang minimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4. Berikut persamaan yang digunakan luas tulangan sengkang minimum sebagai *confinement*:

$$A_{sh \min} = 0.30 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{ys}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh \min} = 0.09 \left(\frac{sb_c f'_c}{f_{ys}} \right)$$

Keterangan :

A_{sh} = luas minimum penampang Sengkang horizontal sebagai confinement (mm^2)

s = spasi Sengkang (mm)

b_c = lebar kolom dalam arah yang ditinjau (mm)

A_g = luas penampang utuh kolom (mm^2)

A_{ch} = luas penampang core kolom (mm^2)

f'_c = mutu beton (MPa)

f_{ys} = tegangan leleh tulangan Sengkang (MPa)

Nilai tulangan Sengkang yang digunakan dapat dilihat pada tabel 76. Nilai tulangan sengkang yang digunakan sudah memenuhi persyaratan luas tulangan Sengkang minimum sebagai confinement. Dalam kasus ini, penentuan luas tulangan Sengkang hanya berdasarkan nilai minimum tetapi juga dicek terhadap spasi horizontal dan kapasitas momen terpasang pada balok.

Table 58. Luas tulangan Sengkang kolom yang digunakan

Nama	Lantai	Dimensi kolom (mm)	spasi s (mm)	$A_{g \text{ arah B}}$ (mm^2)	luas sengkang yang digunakan untuk arah-B (mm^2)	$A_{g \text{ arah D}}$ (mm^2)	luas sengkang yang digunakan untuk arah-D (mm^2)
C1-A	basement s/d 1 (ground)	550 x 1100	100	339.32	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93	747.70
	lt. 1 s/d lt 3	550 x 1100	100	339.32	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93	747.70
	lt. 3 s/d lt 6	500 x 1000	100	274.73	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	612.23
	lt. 6 s/d lt 9	450 x 900	100	268.99	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	608.04
	lt. 9 s/d lt atap	400 x 700	100	284.10	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	561.72
C1-B	lt. 1 s/d lt 3	600 x 1100	100	376.45	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	747.70
	lt. 3 s/d lt 6	500 x 1000	100	274.73	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	612.23
	lt. 6 s/d lt 9	450 x 900	100	268.99	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	608.04
	lt. 9 s/d lt atap	400 x 700	100	284.10	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	561.72

C2	basement s/d lt. 1 (ground)	650	x	950	100	375.98	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93	578.48	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 1 s/d lt 3	650	x	950	100	375.98	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93	578.48	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 3 s/d lt 6	550	x	950	100	308.48	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	578.48	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 6 s/d lt 9	500	x	850	100	287.66	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	535.10	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 9 s/d lt atap	400	x	700	100	284.10	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	561.72	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
C3	basement s/d lt. 1 (ground)	500	x	900	100	280.79	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	556.75	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 1 s/d lt 3	500	x	900	100	280.79	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	556.75	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 3 s/d lt 6	450	x	800	100	282.22	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	558.91	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 6 s/d lt 9	400	x	800	100	288.63	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	618.63	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
C4	lt. 1 s/d lt 2	650	x	850	100	375.98	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93	510.98	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 2 s/d lt 3	550	x	850	100	308.48	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	510.98	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93
C5	lt. 1 s/d lt 3	500	x	800	100	295.56	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	513.42	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93
C6	pit s/d lt. 1 (ground)	800	x	800	100	342.23	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	477.23	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 1 s/d lt 3	800	x	800	100	342.23	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	477.23	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 3 s/d lt 6	600	x	800	100	342.23	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	477.23	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 6 s/d lt 9	550	x	700	100	330.28	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	438.69	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93
	lt. 9 s/d lt atap	500	x	650	100	327.44	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	448.11	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93
C7	basement s/d lt. 1 (ground)	600	x	900	100	342.23	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93	544.73	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 1 s/d lt 3	600	x	900	100	342.23	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93	544.73	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66
	lt. 3 s/d lt 6	550	x	850	100	308.48	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93	510.98	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93
	lt. 6 s/d lt 9	500	x	800	100	295.56	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93	513.42	2 D 13 + 2 D 13 =	530.93
	lt. 9 s/d lt atap	400	x	700	100	284.10	2 D 13 + 1 D 13 =	398.20	561.72	2 D 13 + 3 D 13 =	663.66

Dalam kasus ini luas tulangan sengkang yang tersedia sudah memenuhi persyaratan 0,0015 h s sehingga sambungan lewatan kolom dihitung dengan persamaan:

$$l_d = 3,25 \times 1,30 \text{ (sambungan kelas B)} \times 0,83 \text{ (memenuhi pasal 12.15.1)} \times \frac{f_y d_b}{5,40 \sqrt{f'_c}}$$

Sehingga persamaan di atas dapat dituliskan menjadi :

$$l_d = 3,51 \frac{f_y d_b}{5,40 \sqrt{f'_c}}$$

Keterangan :

l_d = Panjang penyaluran/ lewatan (mm)

f_y = tegangan leleh tulangan (MPa)

f'_c = mutu beton (MPa)

d_b = diameter tulangan (mm)

Dengan demikian maka untuk :

Mutu tulangan f_y = 400 MPa (BJTS₄₀)

Mutu beton f'_c = 30 MPa (K-350)

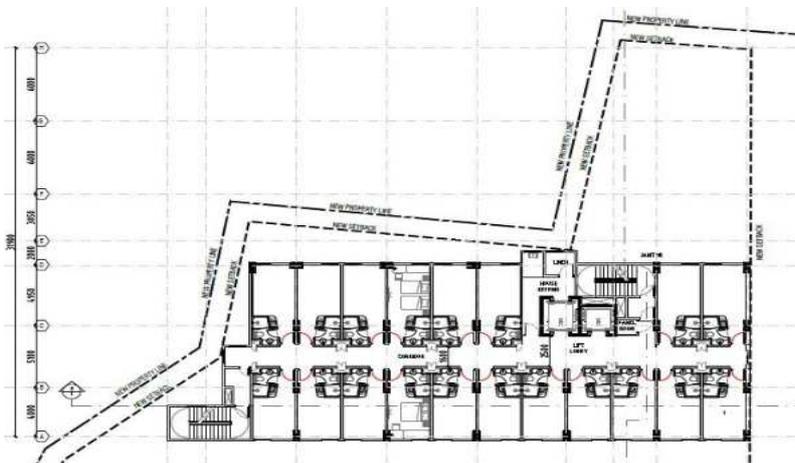
Diameter tulangan d_b = 22 mm

Panjang lewatan $l_d = 1044 \text{ mm}$ (digunakan 1100 mm)

Detail kolom C1-A hasil perhitungan termasuk gambar persyaratan sambungan lewatan pada kolom dapat dilihat pada gambar 47.

e. Kuat geser *joint* balok-kolom

Berikut diuraikan konsep perhitungan kuat geser *joint* balok-kolom. Kolom yang digunakan dalam contoh ini adalah C1-A strong-axis lantai 2 pada joint pertemuan balok 350x500 dengan 450x700 (melanjutkan dari contoh sebelumnya pada perhitungan *strong column-weak beam* dengan tipe kolom yang sama). Dalam kasus ini nilai $c = 1,00$ karena balok diasumsi tidak memberikan kekangan (agar dapat memberikan kekangan maka lebar balok minimal $\frac{3}{4}$ lebar kolom berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1).



Gambar 49. Detail kolom C1-A

Hasil lengkap perhitungan kapasitas geser joint kolom dapat dilihat dalam tabel berikut. Seperti yang terlihat dalam konsep perhitungan sebelumnya bahwa kondisi yang ditinjau ada dua yaitu kondisi

gempa bergoyang ke kanan (*sway right*) dan kondisi gempa bergoyang ke kiri (*left sway*). Kedua kondisi ini perlu ditinjau khususnya pada pertemuan balok dengan dimensi maupun pembesian yang berbeda.

Table 59. Kontrol kapasitas geser joint balok - kolom

Type	Joint	D/C ratio sway right	D/C ratio sway left	D/C ratio max	Ket
C1-A (lt.2-strong axis)	450x700 & 350x500	0.80	0.79	0.80 < 1.00	Ok
C1-A (lt.2-strong axis)	350x600 & 350x600	0.80	0.80	0.80 < 1.00	Ok
C1-A (lt.2-weak axis)	350x600 & 350x600	0.79	0.79	0.79 < 1.00	Ok
C1-B (lt.2-weak axis)	350x600 & 350x600	0.72	0.86	0.86 < 1.00	Ok
C1-A (lt.4-strong axis)	450x700 & 350x500	0.78	0.83	0.83 < 1.00	Ok
C1-A (lt.4-strong axis)	350x600 & 350x600	0.73	0.73	0.73 < 1.00	Ok
C1-B (lt.4-weak axis)	350x600 & 350x600	0.87	0.87	0.87 < 1.00	Ok
C1-A (lt.7-strong axis)	450x700 & 350x500	0.85	0.81	0.85 < 1.00	Ok
C1-A (lt.7-strong axis)	350x500 & 350x500	0.81	0.81	0.81 < 1.00	Ok
C1-B (lt.7-weak axis)	350x500 & 350x500	0.78	0.78	0.78 < 1.00	Ok
C2 (lt.2-strong axis)	350x600 & 350x600	0.64	0.64	0.64 < 1.00	Ok
C2 (lt.2-weak axis)	350x600 & 350x600	0.79	0.79	0.79 < 1.00	Ok

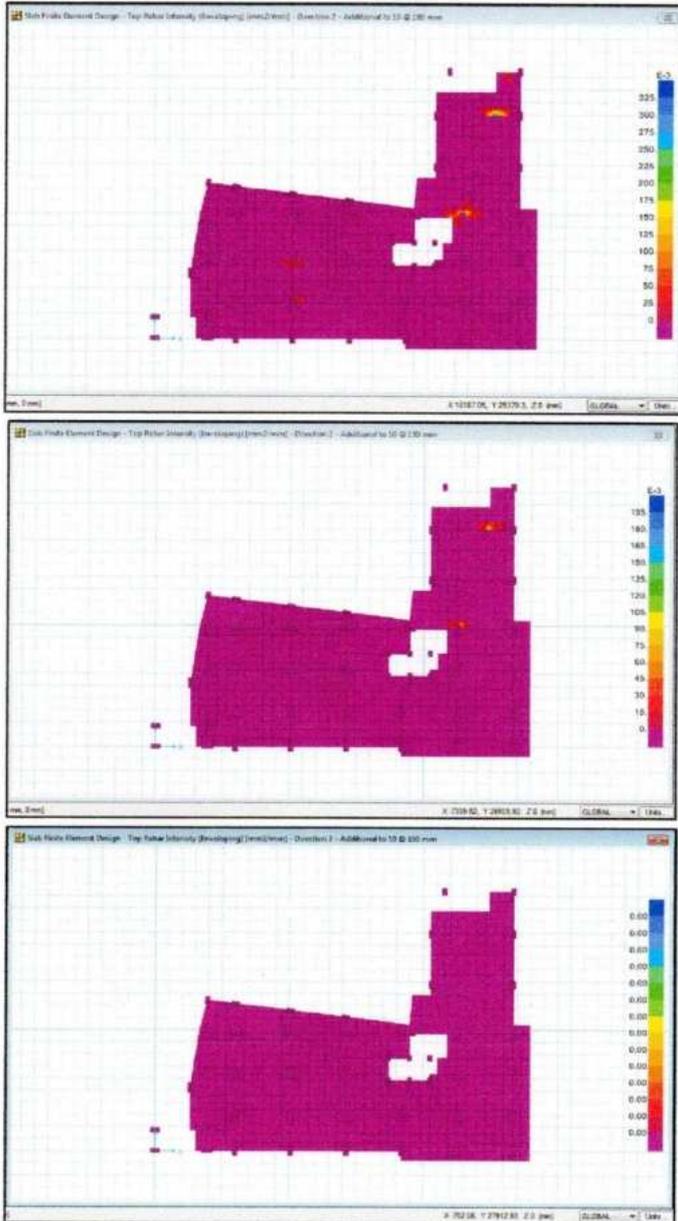
C2 (lt.4-strong axis)	350x600 & 350x600	0.66	0.65	0.66 < 1.00	Ok
C2 (lt.4-weak axis)	350x600 & 350x600	0.87	0.87	0.87 < 1.00	Ok
C2 (lt.7-strong axis)	350x500 & 350x500	0.72	0.71	0.72 < 1.00	Ok
C2 (lt.7-weak axis)	350x500 & 350x500	0.93	0.93	0.93 < 1.00	Ok
C3 (lt.2-strong axis)	350x500	-	0.31	0.31 < 1.00	Ok
C3 (lt.2-weak axis)	350x450	-	0.34	0.34 < 1.00	Ok
C3 (lt.4-strong axis)	350x500	-	0.35	0.35 < 1.00	Ok
C3 (lt.4-weak axis)	350x450	-	0.37	0.37 < 1.00	Ok
C3 (lt.7-strong axis)	350x500	-	0.39	0.39 < 1.00	Ok
C3 (lt.7-weak axis)	350x450	-	0.26	0.26 < 1.00	Ok
C4 (lt.2-strong axis)	350x700 & 350x700	0.68	0.60	0.68 < 1.00	Ok
C4 (lt.2-weak axis)	350x800	-	0.91	0.91 < 1.00	Ok
C5 (lt.2-strong axis)	350x600	-	0.84	0.84 < 1.00	Ok
C5 (lt.2-weak axis)	350x650	-	0.48	0.48 < 1.00	Ok
C6 (lt.2-strong axis)	350x600 & 350x600	0.96	0.84	0.96 < 1.00	Ok
C6 (lt.2-weak axis)	350x600 & 350x500	0.94	0.76	0.94 < 1.00	Ok
C6 (lt.4-strong axis)	350x600 & 350x600	0.83	0.73	0.83 < 1.00	Ok

C6 (lt.4-weak axis)	350x600 & 350x500	0.83	0.67	0.83 < 1.00	Ok
C6 (lt.7-strong axis)	350x500 & 350x500	0.89	0.89	0.89 < 1.00	Ok
C6 (lt.7-weak axis)	350x500 & 350x450	0.85	0.71	0.85 < 1.00	Ok
C7 (lt.2-strong axis)	350x600 & 450x700	0.90	0.78	0.90 < 1.00	Ok
C7 (lt.2-weak axis)	350x500 & 350x500	0.31	0.47	0.47 < 1.00	Ok
C7 (lt.4-strong axis)	350x500 & 450x700	0.89	0.78	0.89 < 1.00	Ok
C7 (lt.4-weak axis)	350x500 & 350x500	0.32	0.49	0.49 < 1.00	Ok
C7 (lt.7-strong axis)	350x500 & 450x700	0.81	0.69	0.81 < 1.00	Ok
C7 (lt.7-weak axis)	350x500 & 350x500	0.37	0.50	0.50 < 1.00	Ok

Terlihat bahwa seluruh D/C ratio seluruhnya < 1.00 sehingga kapasitas geser *joint* balok- kolom telah memenuhi persyaratan kekuatan. D/C ratio umumnya > 0.7 (kisaran 0.80 hingga 0.90) menunjukkan dimensi kolom umumnya ditentukan oleh kebutuhan kuat geser joint balok-kolom kecuali pada kolom dengan D/C ratio kapasitas joint balok kolom < 0.70 lebih ditentukan oleh kebutuhan *strong column-weak beam*.

I. Desain pelat lantai

Hasil pembesian yang dibutuhkan dapat dilihat dalam gambar struktur. Desain tulangan pelat dengan cara memasukkan diameter dan jarak tulangan uniform yang ingin dipasang untuk masing-masing kondisi atas (arah X dan Y) dan kondisi bawah (arah X dan Y).



Gambar 50. Desain pelat lantai berdasarkan finite element based

DAFTAR PUSTAKA

- American Concrete Institute. (2014). *Persyaratan Kode Bangunan untuk Beton Struktural dan Komentarnya (ACI 318-14)* . ACI.
- Asroni, A. 2010. Kolom Fondasi dan Balok T Beton Bertulang. Graha Ilmu. Yogyakarta.
- ATC-40. 1996, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building. Applied Technology Council. Redwood City.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)*”. BSN .Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019)* . BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung (SNI 1726-2012)*. BSN. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013)*. BSN. Jakarta.
- Chopra, AK (2012). *Dinamika Struktur: Teori dan Aplikasi pada Rekayasa Gempa Bumi* . Prentice Hall.
- Chu Kia Wang Dkk. 1993. *Disain Beton Bertulang Edisi Keempat*. PT. Gelora Aksara. Jakarta.
- Dipohusodo, Istimawan. 1991. *Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SK.SNIT- 15-1991-03* .Departemen PU. Jakarta.

- FEMA 356. 2005. *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Federal Emergency Management Agency. Washington DC.
- FEMA P695. 2009. *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Federal Emergency Management Agency. Washington DC.
- Flach Ronal Dkk. 1999. *Details And Detailing Of Concrete Reinforcement (ACI 315-99)*. American Concrete Institute. U.S.A.
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.
- Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. Earthquake Engineering Research Institute.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons.
- Schodek L. Daniel. 1991. Struktur. PT. Eresco. Bandung.

Tentang Penulis



Jufri Manga'

Lahir di Toraja pada tanggal 04 Februari 1977. Menyelesaikan studi S1 pada Jurusan Teknik Sipil di Universitas Kristen Indonesia Paulus Makassar Tahun 2003, S2 pada Program Magister Teknik Sipil pada kampus yang sama Tahun 2019. Penulis saat ini aktif mengajar di Program Studi Teknik Sipil di Universitas Kristen Indonesia Toraja.



Jonie Tanijaya

Lahir di Makassar pada tanggal 27 Maret 1962. Penulis menyelesaikan Pendidikan S1 sebagai sarjana Teknik Sipil (Ir.) pada tahun 1987 di Universitas Kristen Indonesia Paulus, Makassar. Penulis berhasil meraih gelar Master of Science (M.Sc.) pada tahun 1991 dan gelar Doktor (Dr.) pada tahun 2002 dalam bidang Teknik Struktur-Teknik Sipil di Institut Teknologi Bandung, Bandung. Jabatan Guru Besar diperoleh sejak tahun 2005 dalam bidang Struktur Beton Bertulang dan Perilaku Daktail Struktur Beton Bertulang. Penulis saat ini aktif aktif mengajar di Program Studi Teknik Sipil di Universitas Kristen Indonesia Paulus, Makassar dan Universitas Atmajaya Makassar (UAJM). Selain itu penulis juga aktif sebagai Peneliti dan sebagai Kepala Laboratorium di UKI Paulus. Penulis banyak mempublikasikan karya-karya ilmiahnya baik di Jurnal Nasional dan Internasional dan juga sebagai Pembicara di berbagai seminar/konferensi baik di tingkat Nasional maupun Internasional.



Al Arsy Media

Penerbit Buku Umum, dan Pendidikan
Alamat : Perumahan Grand Sulawesi Antang Blok E77
Jl. AMD Antang, Kecamatan Manggala - Makassar

ISBN 978-623-10-5328-2



9

786231

053282

