

TUGAS AKHIR
PERENCANAAN ULANG MENGGUNAKAN STRUKTUR BETON
KONVENSIONAL PADA GEDUNG PABRIK PT.SARI HUSADA
KLATEN JAWA TENGAH BERDASARKAN
SNI 03-1726-2002 DAN SNI 03-2847-2002

Redesign of Sari Husada,tbk in Klaten Central of Java by using convensional concrete reinforcement according to SNI 03-1726-2002 and SNI 03-2847-2002

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Derajat Sarjana Satu (S1) Teknik Sipil



Disusun oleh:
Ayeta Purnama Sari
06 511 006

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2011

LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG MENGGUNAKAN STRUKTUR BETON

KONVENSIONAL PADA GEDUNG PABRIK PT.SARI HUSADA

KLATEN JAWA TENGAH BERDASARKAN

SNI 03-1726-2002 DAN SNI 03-2847-2002

Redesign of Sari Husada, tbk in Klaten Central of Java by using konvensional concrete reinforcement according to SNI 03-1726-2002 and SNI 03-2847-2002

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Derajat Sarjana Satu (S1) Teknik Sipil



Disusun oleh :

Ayeta Purnama Sari
06 511 006

Telah diperiksa dan disetujui Oleh,
Dosen Pembimbing

Dr. Ir. H. Harsoyo, M.sc

Tanggal: 01-04-2011

Mengetahui,

Ketua Jurusan Teknik Sipil



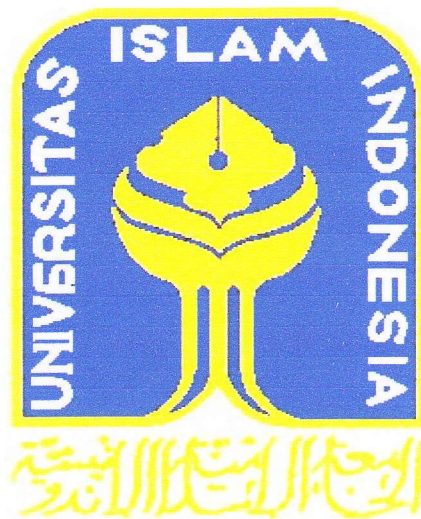
Ir. H. Suharyatmo, MT

Tanggal: 9/4/2011

TUGAS AKHIR
PERENCANAAN ULANG MENGGUNAKAN STRUKTUR BETON
KONVENSIIONAL PADA GEDUNG PABRIK PT.SARI HUSADA
KLATEN JAWA TENGAH BERDASARKAN
SNI 03-1726-2002 DAN SNI 03-2847-2002

Redesign of Sari Husada, tbk in Klaten Central of Java by using konvensional concrete reinforcement according to SNI 03-1726-2002 and SNI 03-2847-2002

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Derajat Sarjana Satu (S1) Teknik Sipil



Disusun oleh :
Ayeta Purnama Sari
06 511 006

Disetujui Oleh:

Pembimbing :
(Dr. Ir. H. Harsoyo, M.sc)

Penguji :
(Ir. H. A Kadir Aboe, MT)

Penguji :
(Ir. H. Susastrawan, MT)

PERNYATAAN BEBAS PLAGIARISME

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama	: Ayeta Purnama Sari
No Mahasiswa	: 06 511 006
Jurusan	: Teknik Sipil
Email	: ayeta.sari@yahoo.com

dengan ini menyatakan bahwa:

1. Tugas Akhir ini adalah asli dan belum pernah diajukan untuk mendapatkan gelar kesarjanaan di suatu perguruan tinggi.
2. Data dan proses analisa yang diperoleh adalah benar-benar ada dan saya kerjakan.
3. Dalam karya tulis ini tidak terdapat karya atau pendapat orang lain, kecuali yang secara tertulis dengan jelas dicantumkan sebagai acuan dalam naskah dengan disebutkan nama pengarang dan dicantumkan dalam daftar pustaka.

Demikian surat pernyataan ini apabila kemudian hari terbukti bahwa pernyataan ini tidak benar maka saya sanggup menerima hukuman/sangsi sesuai peraturan yang berlaku.

Yogyakarta, April 2011
Penyusun,

Materai

(Ayeta Purnama Sari)

ABSTRAK

Di Indonesia selain bangunannya terbuat dari baja, bangunan juga banyak terbuat dari beton konvensional atau beton bertulang. Beton bertulang digunakan dalam berbagai bentuk untuk hampir semua struktur. Dengan makin majunya standar-standar acuan, perkembangan teknologi dan kondisi alam, Indonesia memperbaharui peraturan beton Indonesia menjadi Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI-2847-2002 dan menerapkan standar untuk bangunan tahan gempa yaitu SNI 03-1726-2002.

Tujuan dari penelitian ini adalah merencanakan ulang bangunan yang awalnya terbuat dari struktur baja didesain menjadi struktur beton bertulang dengan menerapkan peraturan SNI-2847-2002 dan peraturan SNI 03-1726-2002 menggunakan analisis gempa dinamik riwayat waktu (time history) berupa eksitasi rekaman gempa El-Centro (1940), San Francisco (1957), Bucharest (1977) dan Parkfield (1966) dan membandingkan antara struktur dari segi biaya.

Dari hasil perhitungan perencanaan balok menggunakan bentuk tulangan rangkap dengan menggunakan tulangan D16, untuk tulangan geser menggunakan tulangan P13 dan P10 dan untuk tulangan puntir menggunakan tulangan D16. Karena gedung yang tak beraturan, kolom memiliki ketinggian yang bervariasi, dimensi kolom disesuaikan dengan ketinggian. Adapun dimensi yang kolom yang direncanakan yaitu (400x400), (450x450) dan (500x500) menggunakan tulangan D16 dan D19. Untuk pekerjaan fondasi digunakan bentuk footplate yang disesuaikan dengan tegangan tanah. Karena bentuk gedung yang tak beraturan dimensi fondasi dan tulangan bervariasi. Untuk pekerjaan pelat lantai dan tangga menggunakan tulangan P10 dengan jarak yang tulangan pelat yang bervariasi.

Hasil penelitian ini adalah struktur bangunan yang tak beraturan memiliki dimensi struktur yang bervariasi dan struktur yang terbuat dari beton bertulang menghasilkan biaya 26,541% lebih murah.

Kata Kunci: struktur beton bertulang, time history, biaya

MOTTO

Sesungguhnya .

Perubahan hanya dapat dimulai oleh orang-orang yang cerdas....

Dilaksanakan oleh orang-orang yang ikhlas...

Dan dimenangkan oleh orang-orang yang berani...

DO THE BEST AND BE THE BEST...

PERSEMBAHAN

DEDICATE TO:
My Unconditional Love
My Father & Mother
Agudin, BC dan Tasmawati

KATA PENGANTAR

Bismillahirrahmaanirrahiim

Assalamu'alaikum Wr. Wb

Alhamdulillahirabbil'alamiin, puji syukur kehadiran Allah SWT yang telah memberikan hidayah, kesempatan, dan kemudahan dalam menjalankan amanah sehingga tugas akhir yang berjudul *"PERENCANAAN ULANG MENGGUNAKAN STRUKTUR BETON KONVENSIONAL PADA GEDUNG PABRIK PT. SARI HUSADA KLATEN JAWA TENGAH BERDASARKAN SNI 03-1276-2002 DAN SNI 03-2847-2002"* terselesaikan pada waktu yang telah ditentukan.

Penelitian yang merupakan salah satu syarat untuk mencapai derajat sarjana S-1, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Selama pengerjaan Tugas Akhir telah banyak mendapat bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu dalam kesempatan ini disampaikan ucapan terima kasih kepada:

1. Dr. Ir. H. Harsoyo, M.sc, selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir atas bimbingan dan semua ilmu yang diberikan.
2. Bapak Ir. H. A Kadir Aboe, MT dan Bapak Ir. H. Susastrawan, MT selaku dosen penguji yang telah memberikan masukan-masukan.
3. Bapak dan Ibu Dosen Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu pengetahuan selama saya berada di kampus FTSP tercinta ini.

4. Bapak dan Ibu tercinta Ayudin, BE dan Tusmawati yang telah memberikan dorongan dan semangat baik moral maupun material selama pendidikan dan penulisan Tugas Akhir ini.
5. Adik-adikku tersayang Panji dan Andin, dan seluruh keluarga yang sangat saya hormati, terimakasih atas support dan doanya.
6. Pak Santoro, Pak Heri yang telah membantu saya dalam pengurusan administrasi Tugas Akhir ini.
7. Mbak Ari, mas Sahala dan sahabat-sahabatku Ninung (Naning), Etut (Eta), Maknyak (Sonya), Mami (Umi), Phetty (Tifa) serta rekan-rekan di kampus lainnya atas bantuan, semangat, dan doanya. Thanks for all.
8. Semua pihak yang tidak dapat penyusun sebutkan satu persatu baik langsung maupun tidak langsung ikut membantu dan menyelesaikan tugas akhir ini.

Disadari bahwa laporan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangannya. Oleh karena itu, diharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun demi perbaikan Tugas Akhir ini dan semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi bagi semua pihak.

Wassalaamu'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, Maret 2011

Penulis

Ayeta Purnama Sari

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Lembar Pengesahan	ii
Surat Pernyataan	iv
Abstrak.....	v
Motto dan Persembahan.....	vi
Kata Pengantar	viii
Daftar Isi	x
Daftar Tabel	xv
Daftar Gambar.....	xx
Daftar Lampiran.....	xxv
Daftar Notasi	xxvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Rumusan Masalah.....	4
1.3 Tujuan Perencanaan.....	4
1.4 Manfaat Perencanaan.....	5
1.5 Batasan Masalah	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Tinjauan Umum	7
2.2 Tinjauan Standar Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung (SNI 03–1726–2002)	9
2.3 Tinjauan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03–2847–2002).....	11
2.4 Tinjauan Program Analisis Struktur (ETABS v9.0.7).....	14
BAB III LANDASAN TEORI.....	16
3.1 Analisis Pembebanan.....	16
3.1.1 Beban mati.....	16
3.1.2 Beban hidup.....	17
3.1.3 Beban Gempa (Dinamik Riwayat Waktu).....	18

a. <i>Earthquake Duration</i> (durasi gempa).....	21
b. <i>Earthquake Frequency</i> (frekuensi gempa)	21
c. Batas-batasan Analisis Dinamik dalam Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI-1726-2002)	22
3.2 Kekuatan Struktur	24
3.2.1 Kuat Perlu	24
3.2.2 Kuat Rencana.....	26
3.3 Perencanaan Pelat	27
3.3.1 Pelat Satu Arah (<i>one way slab</i>)	28
3.3.2 Pelat Dua Arah (<i>two way slab</i>).....	28
3.3.3 Analisis Beban pada Pelat	29
3.3.4 Kuat Lentur Pelat Lantai	29
3.4 Perencanaan Balok.....	31
3.4.1 Redistribusi Momen	32
3.4.2 Perencanaan Tulangan Lentur Balok.....	34
1. Balok Tulangan Sebelah.....	35
2. Balok Tulangan Rangkap	36
3.4.3 Perencanaan Momen Kapasitas Balok (M_{kap})	41
3.4.4 Perencanaan Tulangan Geser Balok	44
3.4.5 Perencanaan Tulangan Puntir/Torsi	48
3.5 Perencanaan Kolom	51
3.5.1 Perencanaan Tulangan Lentur Kolom	53
3.5.2 Perencanaan Tulangan Geser Kolom	56
3.5.3 Perencanaa Hubungan Balok-kolom (HBK)	59
3.6 Perencanaan Tangga	62
3.6.1 Persyaratan Tangga	62
3.6.2 Perhitungan Pelat Tangga.....	63
3.7 Perencanaan Pondasi	64
3.7.1 Gaya Geser Fondasi.....	67
3.7.2 Perencanaan Tulangan Lentur Fondasi	70

3.7.3	Perencanaan Tulangan Susut Fondasi	72
3.7.4	Perencanaan Kuat Tumpu Fondasi	72
3.8	Perencanaan Anggaran Biaya	73
BAB IV	METODOLOGI PENELITIAN.....	75
4.1	Tinjauan Utama	75
4.2	Pengumpulan Data	75
4.3	Alat-alat yang digunakan	75
4.4	Data Struktur	75
4.5	Pemodelan Struktur	76
4.6	Perhitungan Struktur	78
4.7	Tahapan Perencanaan	78
4.8	Pelaksanaan Penelitian dan Jadwal Penelitian.....	82
BAB V	PERENCANAAN STRUKTUR	83
5.1	Perencanaan Estimasi Ukuran Balok.....	83
5.2	Perencanaan Estimasi Ukuran Kolom	85
5.3	Perencanaan Estimasi Tebal Pelat	87
5.4	Perencanaan Estimasi Ukuran Tangga	89
5.4.1	Tangga Tipe 1.....	90
5.4.2	Tangga Tipe 2.....	91
5.5	Perencanaan Pembebanan.....	92
5.5.1	Beban Akibat Beban Sendiri	93
5.5.2	Analisis Dinamik Beban Gempa Riwayat Waktu	97
1.	Faktor Skala Beban Gempa Dinamik.....	98
2.	Periode Alami dan Partisipasi Massa	101
3.	Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear</i>)	102
4.	Perpindahan Lantai (<i>Displacement</i>)	108
5.	Simpangan Antar Tingkat (<i>Drift</i>).....	111
6.	Kinerja Struktur	114
BAB VI	DESAIN DAN PEMBAHASAN.....	118
6.1	Perencanaan Pelat	118
6.1.1	Desain Pelat Lantai.....	118

6.1.2 Analisis Pembebanan	120
6.1.3 Penulangan Pelat	121
6.2 Perencanaan Balok.....	125
6.2.1 Redistribusi Momen	125
6.2.2 Perencanaan Balok Terhadap Momen Lentur	126
6.2.3 Perencanaan Momen Kapasitas Balok	137
6.2.4 Perencanaan Balok Terhadap Geser	139
6.2.5 Perencanaan Balok Terhadap Puntir/Torsi	142
6.3 Perencanaan Kolom	149
6.3.1 Kontrol SRMPK	149
6.3.2 Diagram Iterasi <i>M-P</i>	149
6.3.3 Momen Rencana dan Gaya aksial Kolom	157
6.3.4 Perencanaan Kolom Terhadap Geser	160
6.3.5 Perencanaan Hubungan Balok-Kolom (HBK)	165
6.4 Perencanaan Tangga	167
6.4.1 Penulangan Tangga	167
6.5 Perencanaan Sloof	172
6.5.1 Pembebanan Sloof	172
6.5.2 Perhitungan Tulangan Sloof	174
6.6 Perencanaan Fondasi	174
6.6.1 Perencanaan Fondasi <i>Foot plate</i>	175
6.6.2 Kontrol Tegangan	176
6.6.3 Kontrol Geser	178
6.6.4 Perhitungan Tulangan Lentur	182
6.6.5 Kontrol Kuat Tumpuan Fondasi	186
6.7 Perencanaan Anggaran Biaya	188
6.8 Pembahasan	189
6.8.1 Pelat	189
6.8.2 Balok	190
6.8.3 Kolom	191
6.8.4 Tangga	192

6.8.5 Sloof	193
6.8.6 Fondasi	194
6.8.7 Rencana Anggaran Biaya	194
BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN	196
7.1 Kesimpulan	196
7.2 Saran	196
DAFTAR PUSTAKA.....	198
LEMBAR KONSULTASI	
LAMPIRAN	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Rangkuman Perubahan-Perubahan pada SK SNI T-15-1991-03	12
Tabel 4.1	Jadwal Perencanaan	82
Tabel 5.1	Estimasi Ukuran Balok Induk.....	84
Tabel 5.2	Estimasi Ukuran Balok Anak	84
Tabel 5.3	Beban Kumulatif dan Estimasi Ukuran Kolom	86
Tabel 5.4	Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung	93
Tabel 5.5	Beban Mati Pada Pelat Atap	94
Tabel 5.6	Beban Mati Pada Pelat Lantai.....	95
Tabel 5.7	Beban Mati Pada Pelat Tangga.....	96
Tabel 5.8	Beban Mati Pada Bordes	97
Tabel 5.9	Keterangan Beban Gempa Riwayat Waktu	100
Tabel 5.10	Fektor Skala untuk masing-masing Beban Gempa Dinamik Riwayat Waktu.....	101
Tabel 5.11	<i>Modal Participation Mass Ratio</i>	101
Tabel 5.12	<i>Base Shear</i> untuk Arah x dan Pembebanan Gempa.....	106
Tabel 5.13	<i>Base Shear</i> untuk Arah y dan Pembebanan Gempa.....	106

Tabel 5.14	<i>Base Shear</i> dan Faktor Skala	107
Tabel 5.15	<i>Base Shear</i> untuk masing-masing Arah dan Jenis Pembebanan Gempa yang telah diskala	107
Tabel 5.16	<i>Displacement</i> untuk masing-masing Arah x dan Jenis Pembebanan Gempa	108
Tabel 5.17	<i>Displacement</i> untuk masing-masing Arah y dan Jenis Pembebanan Gempa	109
Tabel 5.18	<i>Drift</i> untuk masing-masing Arah x dan Jenis Pembebanan Gempa	111
Tabel 5.19	<i>Drift</i> untuk masing-masing Arah y dan Jenis Pembebanan Gempa	111
Tabel 5.20	<i>Drift Ratio</i> untuk masing-masing Arah x dan Jenis Pembebanan Gempa	112
Tabel 5.21	<i>Drift Ratio</i> maksimum untuk masing-masing Arah x dan Jenis Pembebanan Gempa	112
Tabel 5.22	<i>Drift Ratio</i> maksimum untuk masing-masing Arah y dan Jenis Pembebanan Gempa	116
Tabel 5.23	<i>Drift Ratio</i> untuk masing-masing Arah y dan Jenis Pembebanan Gempa	116
Tabel 6.1	Hasil Perancangan Pelat Lantai	124
Tabel 6.2	Hasil Perancangan Pelat Atap.....	125

Tabel 6.3	Hasil Redistribusi Momen Arah x	125
Tabel 6.4	Hasil Redistribusi Momen Arah y	126
Tabel 6.5	Hasil Perencanaan Balok terhadap Momen Lentur tiap lantai Arah x	136
Tabel 6.6	Hasil Perencanaan Balok terhadap Momen Lentur tiap lantai Arah y	136
Tabel 6.7	Hasil Perencanaan Balok terhadap Momen Kapasitas tiap lantai Arah x	139
Tabel 6.8	Hasil Perencanaan Balok terhadap Momen Kapasitas tiap lantai Arah y	139
Tabel 6.9	Hasil Perencanaan Balok terhadap Geser dan Puntir arah x.....	148
Tabel 6.10	Hasil Perencanaan Balok terhadap Geser dan Puntir arah y.....	148
Tabel 6.11	Regangan, Tegangan dan Gaya-gaya Internal pada Penampang Kolom C17 portal 4 saat beban maksimum.....	152
Tabel 6.12	Regangan, Tegangan dan Gaya-gaya Internal pada Penampang Kolom C17 portal 4 saat kondisi <i>balance</i>	153
Tabel 6.13	Regangan, Tegangan dan Gaya-gaya Internal pada Penampang Kolom C17 portal 4 saat kondisi beban aksial = 0	155
Tabel 6.14	Momen Rencana dan Gaya Aksial Kolom C17 portal 4 lantai 1-6 ..	157
Tabel 6.15	Momen Rencana dan Gaya Aksial Kolom C11 portal 2 lantai 1-6 ..	157

Tabel 6.16	Hasil Perencanaan Kolom C17 pada portal 4 terhadap kombinasi Momen Lentur dan Aksial untuk setiap lantai arah x	159
Tabel 6.17	Hasil Perencanaan Kolom C17 pada portal 4 terhadap kombinasi Momen Lentur dan Aksial untuk setiap lantai arah y	159
Tabel 6.18	Hasil Perencanaan Kolom C11 pada portal 2 terhadap kombinasi Momen Lentur dan Aksial untuk setiap lantai arah x	159
Tabel 6.19	Hasil Perencanaan Kolom C11 pada portal 2 terhadap kombinasi Momen Lentur dan Aksial untuk setiap lantai arah y	160
Tabel 6.20	Hasil Perencanaan Kolom C17 portal 4 terhadap Geser tiap lantai arah x dan arah y	164
Tabel 6.21	Hasil Perencanaan Kolom C11 portal 4 terhadap Geser tiap lantai arah x dan arah y	165
Tabel 6.22	Hasil Perencanaan Hubungan Balok-Kolom C17 portal 4 terhadap geser tiap lantai arah x dan arah y	166
Tabel 6.23	Hasil Perencanaan Hubungan Balok-Kolom C11 portal 2 terhadap geser tiap lantai arah x dan arah y	167
Tabel 6.24	Hasil Perencanaan Tulangan Pelat Tangga setiap lantai masing-masing tipe.....	171
Tabel 6.25	Hasil Perencanaan Tulangan Sloof	174
Tabel 6.26	Hasil Perencanaan Dimensi dan Tulangan Fondasi	187
Tabel 6.27	Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya Struktur	188

Tabel 6.28	Hasil Perencanaan Pelat Lantai	190
Tabel 6.29	Hasil Perencanaan Pelat Atap	190
Tabel 6.30	Rekapitulasi Desain Tulangan B1 arah x.....	191
Tabel 6.31	Rekapitulasi Desain Tulangan B2 arah y.....	191
Tabel 6.32	Rekapitulasi Desain Tulangan Kolom K2	192
Tabel 6.33	Rekapitulasi Desain Tulangan Kolom K1 dan K3	192
Tabel 6.34	Rekapitulasi Perencanaan Tulangan Pelat Tangga setiap lantai dengan masing-masing tipe	192
Tabel 6.35	Rekapitulasi Perencanaan Tulangan Sloof	193
Tabel 6.36	Rekapitulasi Perencanaan Dimensi dan Tulangan Fondasi	194
Tabel 6.37	Perbandingan Rencana Anggaran Biaya Struktur Bangunan yang sedang direncanakan ulang terhadap bangunan yang sudah ada	195

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Wilayah gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan periode ulang 500 tahun : SNI-1726-2002	10
Gambar 3.1 Diagram regangan, tegangan pada daerah tumpuan pelat	27
Gambar 3.2 Diagram regangan, tegangan pada daerah lapangan pelat	27
Gambar 3.3 Diagram regangan, tegangan pelat lantai	29
Gambar 3.4 Diagram regangan, tegangan pada balok tulangan sebelah	35
Gambar 3.5 Diagram regangan, tegangan pada balok tulangan rangkap	37
Gambar 3.6 Diagram regangan, tegangan pada balok tulangan rangkap dengan baja desak belum leleh.....	40
Gambar 3.7 Diagram regangan, tegangan pada balok tulangan rangkap dengan baja desak telah leleh.....	40
Gambar 3.8 Perencanaan geser untuk balok SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.4.1	44
Gambar 3.9 Ilustrasi pembagian kuat geser beton bertulang.....	47
Gambar 3.10 Keseimbangan gaya pada kolom persegi beton bertulang (Paulay and Priestly, 1992).....	53
Gambar 3.11 Hubungan $M-P$ pada kolom beton bertulang.....	55
Gambar 3.12 Perencanaan geser untuk kolom (SNI 03-2847-200, pasal 23.3.4)	56

Gambar 3.13 Tulangan transversal pada kolom (SNI 03-2847-2002)	59
Gambar 3.14 Panel pertemuan hubungan balok dan kolom	60
Gambar 3.15 Bidang geser satu arah fondasi	68
Gambar 3.16 Bidang geser dua arah fondasi	70
Gambar 3.17 Bagan perhitungan anggaran biaya	74
Gambar 4.1 Denah lantai struktur bangunan	76
Gambar 4.2 Denah tinggi struktur bangunan	77
Gambar 4.3 3D model struktur bangunan	77
Gambar 4.4 <i>Flow chart</i> penulisan tugas akhir	80
Gambar 5.1 Letak kolom yang akan digunakan untuk perencanaan	86
Gambar 5.2 Lokasi pelat lantai yang digunakan untuk perencanaan	87
Gambar 5.3 Pelat lantai dengan menggunakan pelat 2 arah (<i>two way slab</i>)	88
Gambar 5.4 Perencanaan tangga	89
Gambar 5.5 Tangga tanpa bordes	90
Gambar 5.6 Tangga dengan bordes	91
Gambar 5.7 Beban Gempa San Francisco 1957 E10S	98
Gambar 5.8 Beban Gempa El Centro 1940 N-S	99

Gambar 5.9	Beban Gempa Parkfield 1966 N65E	99
Gambar 5.10	Beban Gempa Bucharest 1977 NS.....	99
Gambar 5.11	<i>Base shear</i> akibat beban gempa San Francisco 1957 E10S arah x ..	103
Gambar 5.12	<i>Base shear</i> akibat beban gempa San Francisco 1957 E10S arah y...	103
Gambar 5.13	<i>Base shear</i> akibat beban gempa El Centro 1940 N-S arah x	103
Gambar 5.14	<i>Base shear</i> akibat beban gempa El Centro 1940 N-S arah y	104
Gambar 5.15	<i>Base shear</i> akibat beban gempa Parkfield 1966 N65E arah x	104
Gambar 5.16	<i>Base shear</i> akibat beban gempa Parkfield 1966 N65E arah y	104
Gambar 5.17	<i>Base shear</i> akibat beban gempa Bucharest 1977 NS arah x	105
Gambar 5.18	<i>Base shear</i> akibat beban gempa Bucharest 1977 NS arah y	105
Gambar 5.19	Grafik <i>displacement</i> arah x	109
Gambar 5.20	Grafik <i>displacement</i> arah y	110
Gambar 5.21	Grafik <i>drift ratio</i> arah x.....	113
Gambar 5.22	Grafik <i>drift ratio</i> arah y.....	113
Gambar 5.23	Grafik kontrol kinerja batas layan struktur bangunan gedung arah x	114
Gambar 5.24	Grafik kontrol kinerja batas layan struktur bangunan gedung arah y	115

Gambar 5.25 Grafik kontrol kinerja batas ultimit struktur bangunan gedung arah x	117
Gambar 5.26 Grafik kontrol kinerja batas ultimit struktur bangunan gedung arah y	117
Gambar 6.1 Skema pelat lantai 1-2.....	118
Gambar 6.2 Skema pelat lantai 3.....	119
Gambar 6.3 Skema pelat lantai 4.....	119
Gambar 6.4 Skema pelat lantai 5-6.....	120
Gambar 6.5 Diagram tegangan dan regangan pelat lantai tumpuan arah x dan y	121
Gambar 6.6 Diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap	128
Gambar 6.7 Tulangan sebelah, tulangan rangkap dan penulangan rangkap.....	131
Gambar 6.8 Tulangan lapangan.....	136
Gambar 6.9 Perencanaan geser untuk balok SNI 03-2847-2002.....	139
Gambar 6.10 Superposisi gaya geser balok akibat beban gravitasi dan gempa	141
Gambar 6.11 Tulangan lentur, tulangan geser dan tulangan puntir.....	148
Gambar 6.12 Model – beban penampang kolom.....	150
Gambar 6.13 Penampang, regangan dan tegangan saat beban tekan maksimum...	151

Gambar 6.14 Penampang, regangan dan tegangan saat kondisi <i>balance</i>	153
Gambar 6.15 Penampang, regangan dan tegangan saat kondisi beban aksial = 0..	154
Gambar 6.16 Diagram interaksi <i>M-P</i> untuk kolom K1 pada lantai 1, 2 dan 3	156
Gambar 6.17 Diagram interaksi <i>M-P</i> untuk kolom C17 portal 4 pada lantai 1, 2 dan 3 dengan $f_s = 1,25$ dan $\phi = 1,0$	160
Gambar 6.18 Perilaku momen balok dan kolom akibat beban gempa	161
Gambar 6.19 Gaya-gaya yang bekerja pada hubungan balok dan kolom	166
Gambar 6.20 Bentuk tangga tipe 1 lantai 1	167
Gambar 6.21 Posisi sloof S_1	172
Gambar 6.22 Nilai analisis struktur sloof S_1	173
Gambar 6.23 Fondasi F_3	175
Gambar 6.24 Bidang geser satu arah pada fondasi.....	178
Gambar 6.25 Bidang geser dua arah pada fondasi	180
Gambar 6.26 Posisi fondasi	188

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran A	Denah Asli Bangunan.....
Lampiran B	Hasil Analisis Struktur ETABS v9.0.7.....
	1. Momen.....
	2. Normal.....
	3. Geser.....
	4. Torsi.....
	5. Aksial.....
Lampiran C	Hasil Perhitungan Analisis Struktur.....
	1. Perhitungan Pelat.....
	2. Perhitungan Balok.....
	3. Perhitungan Kolom.....
	4. Perhitungan Pelat Tangga.....
	5. Perhitungan Fondasi.....
Lampiran D	Rencana Anggaran Biaya.....
	1. Analisis Harga Satuan.....
	2. Rencana Anggaran Biaya.....
	3. Rekapitulasi RAB.....
Lampiran E	Gambar Detail Penulangan.....
	1. Denah dan Penulangan Pelat.....
	2. Denah dan Penulangan Balok.....

3. Denah dan Penulangan Kolom
4. Denah dan Penulangan Sloof, Fondasi
5. Denah dan Penulangan Tangga

DAFTAR NOTASI

A	=	Luas tulangan tarik non-prategang, mm ²
a	=	Tebal blok beton desak, mm
A_g	=	Luas bruto penampang, mm ²
A_j	=	Luas efektif hubungan balok-kolom, mm ²
A_0	=	Percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh gempa rencana yang bergantung pada wilayah gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada.
A_s	=	Luas tulangan tekan, mm ²
$A_{s,min}$	=	Luas minimum tulangan lentur, mm ²
A_{st}	=	Luas total tulangan longitudinal (batang tulangan atau baja profil), mm ²
b	=	Lebar muka tekan komponen struktur, mm
b_0	=	Keliling penampang kritis, mm
b_w	=	Lebar badan, mm
c	=	Jarak dari serat tekan terluar ke garis netral, mm
C	=	Nilai faktor respon gempa berlaku untuk wilayah gempa tertentu dan untuk jenis tanah tertentu pula
C_c	=	Kuat tekan beton
C_u	=	Nilai kohesi tanah
d	=	Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik, mm
d_s	=	Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik, mm
d'	=	Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan, mm
D	=	Diameter, mm
d_b	=	Diameter nominal batang tulangan, kawat, mm
E_c	=	modulus elastisitas beton, MPa
E_s	=	modulus elastisitas tulangan, MPa

f'_c	=	Kuat tekan beton karakteristik, MPa
f_s	=	Tegangan dalam tulangan yang dihitung pada kondisi beban kerja, MPa
f_y	=	Kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan non-prategang, MPa
g	=	Percepatan gravitasi
h	=	Ketebalan total pelat, mm
I	=	Faktor keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh gempa rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan periode ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu.
k	=	Keliling pelat
L_x	=	Bentang pendek pelat, mm
L_y	=	Bentang panjang pelat, mm
M_{pr}^+	=	Momen kapasitas positif
M_{pr}^-	=	Momen kapasitas negatif
M_{pr3}	=	Momen ultimit kolom atas
M_{pr4}	=	Momen ultimit kolom bawah
M_n	=	Kuat momen nominal pada penampang
p_b	=	Selimut beton, mm
P_n	=	Kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas yang diberikan.
P_u	=	Beban aksial terfaktor
Q_u	=	Daya dukung ultimit
Q_{all}	=	Daya dukung ijin
R	=	Faktor reduksi gempa
s	=	Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal, mm

SF	=	Faktor keamanan
T	=	Waktu getar gedung
T_s	=	Kuat tarik baja tulangan
V	=	Beban gempa nominal atau beban geser total
V_u	=	Gaya geser terfaktor
V_{jh}	=	Gaya geser horizontal hubungan balok-kolom
V_c	=	Kuat geser nominal yang dipikul oleh beton
V_s	=	Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser, N
V_{cn}	=	Kuat geser nominal beton
V_{sn}	=	Kuat geser nominal tulangan sengkang
V_u	=	Gaya geser terfaktor pada penampang, N
V_n	=	Tegangan geser nominal, MPa.
β_c	=	Ratio sisi panjang dan sisi pendek kolom
β_1	=	Konstanta yang merupakan fungsi dari kekuatan beton, yang ketentuannya dapat dilihat pada 12.2(7(3))
γ	=	Berat volume tanah
σ'_v	=	Tegangan efektif vertikal pada kedalaman yang ditinjau
ϕ	=	Faktor reduksi kekuatan
N_c^*, N_q^*, N_γ	=	Faktor daya dukung tanah
$\sum Q_u$	=	Kapasitas dukung
$\sum P$	=	Beban vertikal yang ditahan fondasi
ε_c	=	Regangan desak beton
ρ	=	Rasio tulangan tarik non-prategang
ρ_b	=	Rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang
ρ_n	=	Ratio luas tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus A_{cv}
ρ_b	=	Rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

PT Sari Husada didirikan pada tahun 1954 dengan nama NV Saridele, sebagai realisasi program kecukupan protein nasional yang dimotori Pemerintah Indonesia dan Perserikatan Bangsa-Bangsa. Sari Husada mempelopori pengembangan dan produksi susu bayi dengan meluncurkan SGM pada tahun 1965 yang tetap populer dan diterima masyarakat luas hingga saat ini. Produk-produknya pun berkembang terus dari susu formula hingga menjadi berbagai produk makanan bayi dan anak-anak. Produksinya dilakukan di pabriknya di kawasan Yogyakarta dan Klaten, Jawa Tengah.

Sebagaimana kita ketahui, pabrik adalah tempat faktor-faktor produksi seperti, mesin, alat, material, energi, sumber daya alam dikelola bersama-sama oleh manusia dalam suatu sistem produksi guna menghasilkan suatu produk atau jasa secara efektif, efisien dan aman. Oleh karena itu, bangunan pabrik sangat penting dalam menunjang sistem produksi. Banyak kegiatan yang akan terjadi di dalamnya sehingga dibutuhkan bangunan yang kuat dan aman. Untuk menghasilkan bangunan yang kuat dan aman dibutuhkan perencanaan struktur gedung yang sangat baik dan memenuhi syarat standarisasi khususnya untuk bangunan yang berfungsi sebagai bangunan pabrik.

Pabrik PT Sari Husada yang terletak di Klaten Jawa Tengah menggunakan bangunan yang terbuat dari struktur baja. Baja merupakan bahan yang mempunyai sifat struktur yang baik. Baja mempunyai kekuatan yang tinggi dan sama kuat pada kekuatan tarik maupun tekan dan oleh karena itu baja adalah elemen struktur yang memiliki batasan sempurna yang akan menahan beban jenis tarik aksial, tekan aksial, dan lentur dengan fasilitas yang hampir sama. Di samping kekuatannya yang besar untuk menahan kekuatan tarik dan tekan tanpa membutuhkan banyak volume, baja juga mempunyai sifat-sifat lain yang

menguntungkan sehingga menjadikannya sebagai salah satu bahan bangunan yang sangat umum dipakai dewasa ini. Beberapa keuntungan baja sebagai material struktur antara lain kekuatan yang tinggi, kemudahan dalam pemasangan dan keseragaman. Tetapi untuk bangunan yang terbuat dari struktur baja cenderung membutuhkan biaya yang cukup besar. Faktor inilah yang kadang membuat orang berfikir lagi untuk membangun bangunan yang terbuat dari struktur baja.

Di Indonesia selain bangunannya terbuat dari baja, bangunan juga banyak terbuat dari beton konvensional atau beton bertulang. Beton bertulang digunakan dalam berbagai bentuk untuk hampir semua struktur, besar maupun kecil bangunan, jembatan, perkerasan jalan, bendungan, dinding penahan tanah dan sebagainya. Sukses besar beton sebagai bahan konstruksi yang universal cukup mudah dipahami jika dilihat dari banyaknya kelebihan yang dimilikinya. Kelebihan tersebut antara lain beton memiliki kuat tekan yang relatif lebih tinggi dibandingkan dengan kebanyakan bahan lain, mempunyai ketahanan yang tinggi terhadap api dan air bahkan merupakan bahan struktur terbaik untuk bangunan yang banyak bersentuhan dengan air, struktur beton bertulang sangat kokoh. Dibandingkan dengan bahan lain, beton memiliki usia layan yang sangat panjang. Selain itu, beton bertulang tidak memerlukan biaya pemeliharaan yang tinggi dan merupakan satu-satunya bahan yang ekonomis yang terbuat dari bahan-bahan lokal yang murah (pasir, kerikil, dan air) dan relatif hanya membutuhkan sedikit semen dan tulangan baja yang mungkin saja harus didatangkan dari daerah lain. Di samping kelebihan-kelebihan yang dimiliki, beton bertulang memiliki kelemahan-kelemahan antara lain Beton mempunyai kuat tarik yang sangat rendah, sehingga memerlukan penggunaan tulangan tarik dan membutuhkan waktu yang cukup lama dalam pemasangannya.

Untuk mendalami perbedaan antara bangunan berstruktur baja dan bangunan berstruktur beton konvensional, maka pada tugas akhir ini pabrik PT Sari Husada yang awalnya berstruktur baja didesain ulang menjadi bangunan berstruktur beton konvensional.

Perkembangan ilmu pengetahuan dan kemajuan teknologi pada akhir abad 20 demikian pesatnya sehingga memacu negara-negara berkembang berlomba mengikuti perkembangan tersebut. Hal ini terjadi juga pada standar tata cara perhitungan perencanaan dan pelaksanaan bangunan beton bertulang. Di Indonesia peraturan perencanaan struktur gedung terus mengalami penyempurnaan seiring dengan berkembangnya ilmu pengetahuan. Di antara peraturan yang mengalami penyempurnaan tersebut adalah peraturan perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung, SNI-03-1726-1989-F, yang disempurnakan menjadi SNI-1726-2002 serta tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung, SK SNI T-15-1991-03 yang disempurnakan menjadi tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung SNI 03-2847-2002. Penyempurnaan kedua peraturan tersebut dipandang perlu dilakukan untuk menyesuaikan konsep dan syarat-syarat perencanaan struktur gedung di Indonesia sesuai perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi yang berdasarkan pengalaman nyata dalam penerapannya di lapangan. Saat ini kedua peraturan tersebut mulai diberlakukan di Indonesia. Dengan adanya perubahan standar tata cara yang terjadi, hendaknya dilakukan upaya untuk mensosialisasikannya kepada perencana atau pengguna peraturan dalam merencanakan elemen beton bertulang.

Secara umum bentuk bangunan terbagi menjadi dua, yaitu bangunan reguler/beraturan dan ireguler/tidak beraturan. Syarat-syarat penetapan bentuk bangunan tersebut telah diatur dalam SNI 03-1726-2002, Pasal 4.2. Dalam pasal tersebut diatur bahwa untuk struktur gedung reguler/beraturan, pengaruh gempa rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen, sehingga analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen. Untuk model bangunan ireguler/tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik. Terdapat 2 kategori utama untuk memperhitungkan efek gempa terhadap analisis struktur bangunan dengan pembebanan gempa dinamik yaitu menggunakan spektrum respon dan dengan analisis riwayat waktu (*time history analysis*) (Widodo, 2001). Cara analisis dengan menggunakan spektrum respon adalah cara pendekatan praktis, sedangkan

model analisis kedua yaitu analisis riwayat waktu dimana struktur digetar dengan memakai rekaman gempa tertentu. Dalam penelitian ini desain didasarkan atas beban dinamik dengan analisis riwayat waktu (*time history analysis*). Kontrol meliputi semua kinerja analisis dinamik menurut SNI 03-1726-2002. Jika setelah dikontrol ternyata tidak memenuhi persyaratan, maka perlu dilakukan redesain.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan permasalahan yang diuraikan pada bagian latar belakang, dapatlah diambil suatu rumusan yang akan digunakan sebagai acuan. Adapun rumusan masalah tersebut sebagai berikut :

1. Bagaimana merancang suatu bangunan salah satunya bangunan pabrik dengan menggunakan struktur beton konvensional, mulai dari menentukan, merencanakan, menghitung struktur balok, kolom, pelat, atap hingga pondasi berdasarkan SNI 03-2847-2002.
2. Bagaimana merancang suatu bangunan dengan sistem perencanaan struktur gedung yang tahan terhadap gempa berdasarkan SNI-1726-2002, mengingat Indonesia dilalui oleh jalur gempa yang besar dengan menggunakan analisis riwayat waktu (*time history analysis*).

1.3 Tujuan Perencanaan

Adapun tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut ini :

1. Merancang ulang bangunan yang awalnya berupa bangunan yang menggunakan struktur baja dan menggantinya dengan menggunakan struktur beton konvensional dengan menerapkan prinsip-prinsip perancangan struktur gedung dengan menggunakan peraturan perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung (SNI-1726-2002) dan tata cara perhitungan struktur beton bangunan gedung (SNI 03-2847-2002).
2. Mencoba mensosialisasikan peraturan perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung (SNI-1726-2002) dan tata cara perhitungan struktur beton bangunan gedung (SNI 03-2847-2002).

3. Mengetahui perbedaan dari segi biaya antara bangunan struktur baja dan bangunan struktur beton konvensional.

1.4 Manfaat Perencanaan

Manfaat yang dapat diambil pada perencanaan ini dapat ditinjau dari dua segi yaitu :

1. Secara teoritis, perencanaan gedung ini diharapkan dapat menambah pengetahuan di bidang perencanaan struktur, khususnya dalam perencanaan beton bertulang tahan gempa.
2. Secara praktis, perencanaan gedung ini diharapkan dapat dipakai sebagai referensi bagi perencanaan yang lain.

1.5 Batasan Masalah

Berdasarkan uraian diatas, maka perlu ditentukan batasan masalah pada penelitian ini agar tidak menyimpang dan sesuai dengan maksud dan tujuan yang ditetapkan. Diantaranya adalah sebagai berikut ini : :

1. Obyek perencanaan ulang adalah Pabrik Susu SGM Sari Husada yang terletak di Kemudo Klaten, Jawa Tengah.
2. Perhitungan struktur meliputi struktur bagian atas sampai struktur bagian bawah, dengan penempatan struktur sesuai dengan yang ada dan dihitung secara ultimit.
3. Bentuk bangunan asimetris/tidak beraturan dan diperuntukkan sebagai bangunan pabrik.
4. Struktur yang dihitung meliputi :
 - a. Perencanaan pelat lantai dan pelat atap,
 - b. Perencanaan balok,
 - c. Perencanaan kolom,
 - d. Perencanaan tangga,

- e. Perencanaan fondasi,
 - f. Perencanaan Anggaran Biaya (RAB)
5. Perencanaan beban gempa menggunakan daerah gempa wilayah III dengan jenis tanah sedang.
 6. Perhitungan struktur beton bertulang dengan Tata Cara perencanaan perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2002.
 7. Perhitungan pembebanan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG 1987)
 8. Peraturan gempa yang digunakan adalah SNI 03-1726-2002 beban dinamik dengan menggunakan analisis riwayat waktu (*time history*) berupa eksitasi rekaman gempa El-Centro (1940), San Francisco (1957), Bucharest (1977) dan Parkfield (1966)
 9. Untuk memikul gaya-gaya akibat gempa wilayah III, digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
 10. Perhitungan pelat, balok, kolom dan pondasi menggunakan mutu beton rencana $f'_c = 30 \text{ MPa}$
 11. Perencanaan menggunakan baja tulangan polos (BJTP) untuk $\emptyset \leq 12 \text{ mm}$ dengan tegangan leleh (f_y) = 300 MPa dan baja tulangan ulir (BJTD) untuk $\emptyset > 12 \text{ mm}$ dengan tegangan leleh (f_y) = 400 MPa.
 12. Analisis struktur menggunakan program CSI ETABS 9.0.7, dengan analisis struktur dan desain 3D.
 13. Kondisi beban yang diperhitungkan adalah beban mati, hidup, dan beban gempa.
 14. Hubungan antara struktur dengan tanah dianggap jepit.
 15. Secara keseluruhan struktur beton direncanakan dengan daktilitas penuh dengan nilai $K=1$.
 16. Pelat atap dan lantai direncanakan dengan ketebalan 100 mm dan 120 mm.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Sebagai material yang sangat banyak digunakan. Beton mendapat tempat khusus dalam dunia konstruksi, perkembangan inovasi teknologinya pun berjalan sangat cepat. Di dunia internasional sudah sejak lama ada kesepakatan dalam menyeragamkan peraturan yang menyangkut teknologi beton. Dapat dilihat di negara-negara maju, standar tata cara yang berlaku, seperti **JIS** (*Japanese Industrial Standard*), **BS** (*British Standard*), **NZS** (*New Zealand Standard*) dan **ACI** (*America Concrete Institute*) telah mengalami perubahan secara berkala. Di Indonesia, peraturan beton Indonesia mulai dikenal pada tahun 1955, namun pemakaiannya masih sangat terbatas. Pedoman konstruksi beton Indonesia yang disusun oleh Ir. Sutami (Menteri Pekerjaan Umum saat itu) berhasil diterbitkan oleh Badan Penerbit Pekerjaan Umum tahun 1966, namun penggunaannya juga masih terbatas di lingkungan pekerjaan umum. Peraturan yang lebih baru dan modern selesai disusun para ahli konstruksi Indonesia pada tahun 1971 yang dikenal dengan nama : Peraturan Beton Bertulang Indonesia, PBI 1971. Peraturan ini mengacu pada aturan FIP-CEB, dan ACI (*American Concrete Institute*) 318-70, serta ada beberapa bagian dari *Unified British Standard* 1970, meski mengacu pada standart Internasional, sebenarnya berbagai ketentuan dalam peraturan ini sudah disesuaikan sedapat mungkin sesuai dengan kondisi di Indonesia.

Dengan makin majunya standar-standar acuan, berkembangnya teknologi dan penggunaan bahan baru, dan juga permasalahan karena kondisi alam dan lingkungan, para ahli beton sepakat untuk memperbaharui PBI 1971, ditandai dengan dikeluarkannya Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-1991, yang secara total mengacu pada ACI 318-86, pada tahun 2002 standar ini telah diperbaharui kembali dengan banyak penyesuaian

pada kondisi dan perkembangan teknologi terbaru di Indonesia, dan berjudul : Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (TCPSBUBG).

Struktur beton adalah salah satu struktur yang berkembang terus dengan selalu adanya inovasi material dan teknik konstruksi baru yang makin memperhitungkan standar keamanan lebih tinggi (Silvia F Herina, 2007). Ketersediaan standar yang mendukung pengembangan tersebut tentu saja sangat membantu para perencana maupun pelaksana bangunan, yang menjadi persoalan adalah pada kenyataannya kecepatan pemahaman akan standar teknis yang baru muncul tidak sama, khususnya standar beton Indonesia ini. Beberapa perencana maupun pihak akademis di daerah masih menggunakan PBI 1971, atau bahkan standar yang lebih lama, tidak akan menjadi masalah jika lokasi bangunan yang direncanakan dengan standar lama cukup stabil, aman terhadap gempa, namun keamanan bangunan akan sangat menurun jika kebetulan misalnya bangunan ada zona gempa cukup tinggi. Beberapa hal yang patut dipertimbangkan antaranya adalah posisi Indonesia yang ada di daerah rawan bencana gempa tinggi, sehingga sangat penting perencanaan bangunan mengacu pada standar baru yang sudah lebih mempertimbangkan gaya gempa.

Di dalam perkembangan perencanaan suatu struktur sangat dipengaruhi oleh adanya beban gempa, karena beban ini merupakan suatu beban yang sangat menentukan didalam perencanaan suatu struktur sehingga perlu mendapatkan suatu perhatian khusus. Karena pada saat terjadi gempa ini suatu struktur mengalami getaran dalam berbagai arah. Getaran inilah yang menjadi faktor utama penyebab terjadinya keruntuhan suatu struktur, karena gaya lateral yang bekerja pada struktur tersebut melebihi kemampuan struktur didalam menahan beban lateral.

Peraturan perencanaan struktur gedung di Indonesia terus mengalami penyempurnaan seiring dengan kemajuan ilmu pengetahuan dan teknologi. Salah satu peraturan tersebut adalah peraturan gempa dan peraturan beton. SNI 03 – 2847 – 2002 dan SNI 03 – 1726 – 2002 adalah pedoman perancangan yang baru

diterbitkan di Indonesia, dimana salah satunya tentang bangunan tahan gempa untuk gedung. Adapun tujuan utama dari SNI 03 – 2847 – 2002 dan SNI 03 – 1726 – 2002 adalah membuat struktur tidak runtuh namun boleh mengalami kerusakan non struktural bila menerima gaya lateral yang besar akibat gempa. Tujuan penyempurnaan tersebut tidak lain adalah untuk memberikan persyaratan kekuatan yang cukup serta ekonomis pada struktur gedung. Sekilas tinjauan mengenai kedua peraturan di atas akan dijelaskan di bawah ini.

2.2 Tinjauan Standar Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung (SNI 03-1726-2002)

Dalam beberapa dekade belakangan ini, para insinyur struktur mulai mengalami kemajuan yang berarti dalam memahami perilaku struktur terhadap beban gempa. Kemajuan ini dikombinasikan dengan hasil penelitian modern yang membuat para insinyur struktur dapat mendesain suatu struktur yang aman ketika mengalami beban gempa yang besar, selain itu dapat pula mendesain bangunan yang tetap dapat terus beroperasi selama dan setelah gempa terjadi.

Struktur suatu bangunan bertingkat tinggi harus dapat memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, diantaranya beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati struktur dan beban hidup, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

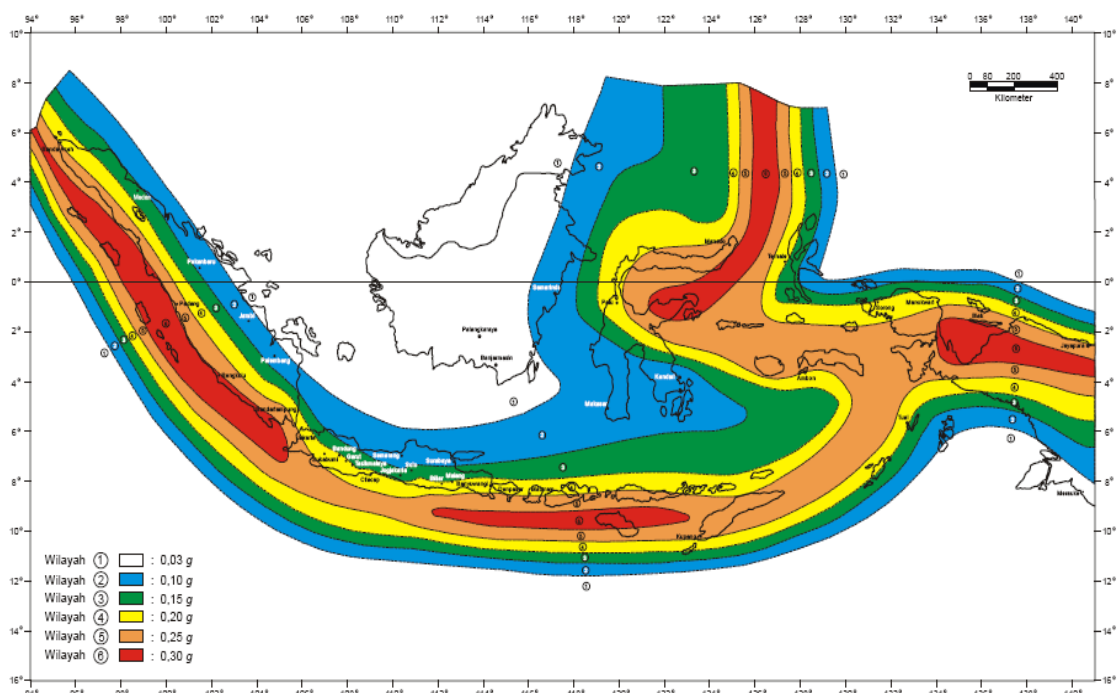
Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002) merupakan standar gempa Indonesia terbaru dan telah disesuaikan dengan kondisi gempa di Indonesia. Standar ini bertujuan agar struktur gedung yang ketahanan gempanya direncanakan dapat berfungsi :

1. Menghindari terjadinya korban jiwa manusia oleh runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat.
2. Membatasi kerusakan gedung akibat gempa ringan sampai sedang, sehingga masih dapat diperbaiki.
3. Membatasi ketidaknyamanan penghunian bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang.

4. Mempertahankan setiap saat layanan vital dari fungsi gedung.

Menurut SNI-1726-2002 Indonesia dibagi menjadi 6 wilayah gempa, dimana wilayah gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan wilayah gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian wilayah gempa ini didasarkan pada percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana dengan periode ulang 500 tahun. Berikut ini adalah Gambar 2.1 Wilayah gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan periode ulang 500 tahun : SNI – 1726 – 2002.

SNI-1726-2002



Gambar 2.1. Wilayah Gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan periode ulang 500 tahun

Gambar 2.1 Wilayah gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan periode ulang 500 tahun : SNI – 1726 – 2002

Dalam perencanaan bangunan, beban akibat gempa sangat diperhitungkan dalam analisa suatu bangunan walaupun bangunan tersebut terkena gempa tidak langsung rubuh melainkan timbul keretakan yang akan memperkecil korban jiwa. Pada analisa beban gempa sangat tergantung kepada struktur dari bangunan

tersebut, bentuk dari denah dan ketinggian bangunan tersebut adalah faktor utama dalam memperhitungkan gaya akibat guncangan gempa.

Untuk struktur gedung yang tidak beraturan, pengaruh Gempa Rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik. Terdapat 2 kategori utama untuk memperhitungkan efek gempa terhadap analisis struktur bangunan dengan pembebanan gempa dinamik yaitu menggunakan spektrum respon dan dengan analisis riwayat waktu (*time history analysis*) (Widodo, 2001). Untuk itu analisa yang dipakai dalam menganalisis struktur bangunan pada tugas akhir ini adalah Analisa Respons Dinamik Riwayat Waktu.

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.3.4, akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur bangunan gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau empat buah akselerogram dari empat gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil akselerogram Gempa El-centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 mei 1940 di California.

2.3 Tinjauan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)

Bangunan gedung merupakan kesatuan dari elemen-elemen struktur yang berupa kolom, balok dan pelat. Estimasi kekuatan elemen struktur yang dapat dikerahkan oleh balok dan kolom sangat dipengaruhi oleh beban/gaya yang bekerja pada balok dan kolom antara lain beban mati, beban hidup, dan beban dinamik. Beban mati merupakan beban akibat benda yang menetap pada satu tempat, sementara beban hidup merupakan beban yang diakibatkan benda yang selalu bergerak. Sementara beban dinamik merupakan beban yang diakibatkan

adanya getaran secara bolak-balik yang biasa diakibatkan oleh gempa dan angin. Untuk menghasilkan kekuatan elemen-elemen stuktur yang baik, diperlukan tata cara perhitungan yang baik pula. Salah satunya dengan menggunakan tata cara perhitungan yang telah ditentukan.

Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002) diangkat dari Peraturan Beton Indonesia (PBI) yang diterbitkan pada tahun 1971. Standar ini disusun kembali dan disempurnakan sejalan dengan perkembangan pembangunan gedung-gedung dewasa ini, serta kemajuan ilmu pengetahuan dan teknologi yang terjadi akhir-akhir ini. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002) ini mengacu pada ACI 318-02. Perubahan-perubahan yang dilakukan dalam rangka menyempurnakan SK SNI T-15-1991-03 dapat dilihat pada table 2.1 di bawah ini.

Tabel 2.1 Rangkuman Perubahan-Perubahan pada SK SNI T-15-1991-03

SNI 03-2847-2002		SNI-1991		Perubahan
Bab	Uraian	Bab	Uraian	
1	Ruang lingkup	1.2	Ruang lingkup	Tidak ada perubahan
2	Acuan normatif	-	-	Bab baru
3	Istilah dan definisi	1.3	Pengertian	Tambahan detail
4	Persyaratan-persyaratan	2	Persyaratan-persyaratan	Tidak ada perubahan
5	Bahan	-	-	Bab baru
6	Persyaratan keawetan bahan	-	-	Bab baru
7	Kualitas, pencampuran dan pengecoran beton	-	-	Bab baru
8	Cetakan, pipa tertanam, dan pengecoran beton	-	-	Bab baru
9	Detail penulangan	3.16	Detail penulangan	Tambahan detail pada tulangan lateral pada komponen struktur tekan
10	Analisa dan perencanaan	3.1	Analisa dan perencanaan	Tidak ada perubahan
11	Ketentuan mengenai kekuatan dan kemampuan layan	3.2	Ketentuan mengenai kekuatan layak pakai	- Faktor beban - Faktor reduksi

Lanjutan tabel 2.1 Rangkuman Perubahan-Perubahan pada SK SNI T-15-1991-03

SNI 03-2847-2002		SNI-1991		Perubahan
Bab	Uraian	Bab	Uraian	
12	Beban lentur dan aksial	3.3	Beban lentur dan aksial	- Hubungan antara distribusi tegangan dan regangan beton Tulangan lentur minimum (pengaruh faktor f_c' diperhitungkan) - Distribusi tulangan lentur pada pelat satu arah (pengaruh lebar retak diperhitungkan) - Pengaruh kelangsingan (analisis orde dua, pemisahan aturan untuk portal bergoyang dan tak bergoyang) - Pemberian ilustrasi dan gambar
13	Geser dan puntir	3.4	Geser dan torsi	- Tulangan geser minimum (mencari luas tulangan minimum A_v) - Perencanaan puntir - Pemberian ilustrasi dan gambar
14	Penyaluran dan penyambungan tulangan	3.5	Penyaluran dan penyambungan tulangan	Pemberian ilustrasi dan gambar
15	Sistem pelat dua arah	3.6	Sistem pelat dua arah	Pemberian ilustrasi dan gambar
16	Dinding	3.7	Dinding	Perencanaan dinding untuk dinding alternatif
17	Fondasi telapak	3.8	Fondasi telapak	Pemberian ilustrasi dan gambar
18	Beton pracetak	3.9	Beton pracetak	Perubahan yang berkaitan dengan perencanaan, integritas struktur dan detailing
19	Komponen struktur lentur beban komposit	3.10	Komponen struktur lentur beban komposit	Pemberian ilustrasi dan gambar
20	Beton pratekan	3.11	Beton pratekan	- Perencanaan daerah pengangkuran - Pemberian ilustrasi dan gambar

Lanjutan tabel 2.1 Rangkuman Perubahan-Perubahan pada SK SNI T-15-1991-03

SNI 03-2847-2002		SNI-1991		Perubahan
Bab	Uraian	Bab	Uraian	
21	Komponen struktur cangkang dan pelat lipat	3.12	Komponen struktur cangkang dan pelat lipat	Pemberian ilustrasi dan gambar
22	Evaluasi kekuatan dari struktur yang telah berdiri	3.13	Evaluasi kekuatan dari struktur yang telah berdiri	Pemberian ilustrasi dan gambar
23	Ketentuan khusus untuk perencanaan gempa	3.14	Ketentuan khusus untuk perencanaan gempa	Perubahan aturan terkait dengan peraturan gempa baru
24	Metode desain alternatif	3.15	Cara perencanaan berdasarkan beban kerja	Perubahan kecil (pemberian ilustrasi/gambar)

Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung dapat digunakan sebagai acuan bagi para perencana dan pelaksana dalam melakukan pekerjaan perencanaan dan pelaksanaan struktur beton bertulang agar dapat mewujudkan suatu pekerjaan perencanaan dan pelaksanaan struktur beton bertulang yang memenuhi ketentuan minimum serta mendapatkan hasil pekerjaan struktur beton bertulang yang aman, nyaman dan ekonomis.

2.4 Tinjauan Program Analisis Struktur (ETABS v9.0.7)

Seiring dengan berkembangnya perangkat keras computer, CSI (*Computer and Structure, Inc*) dari Berkeley, California USA pembuat perangkat lunak ETABS, mengeluarkan seri program ETABS v9.0.7 yang merupakan perangkat lunak untuk analisis dan desain struktur yang menggunakan operasi windows. Program ETABS adalah salah satu program analisis struktur yang telah dikenal luas di dunia teknik sipil. Dengan berkembangnya perangkat keras komputer, terutama prosesor yang mempunyai kemampuan kecepatan semakin tinggi, perangkat lunak juga berkembang mengikuti kemajuan perangkat keras.

ETABS v9.0.7 merupakan salah satu program analisis struktur yang dapat menganalisis struktur gedung secara statik maupun dinamis untuk memperoleh gaya-gaya dalam yang diperlukan untuk perencanaan struktur. Langkah-langkah analisis struktur yang dilakukan adalah dengan menentukan dahulu model dan

ukuran elemen struktur seperti balok, kolom, dinding geser dan lain sebagainya serta beban yang bekerja pada portal tersebut. Berat sendiri dari struktur secara otomatis atau manual dapat dihitung dengan program ETABS.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan merupakan salah satu tahapan penting dalam perancangan struktur untuk memperkirakan dan menganalisis beban-beban yang akan bekerja pada struktur. Menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987 disebutkan bahwa struktur gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap pembebanan-pembebanan oleh beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa dan beban khusus.

Pada Tugas Akhir ini hanya ditinjau beban mati, beban hidup dan beban gempa tanpa meninjau beban angin dan beban khusus berdasarkan Tata Cara Perhitungan Struktur untuk Bangunan dan Gedung (SNI 03-2847-2002).

Kombinasi pembebanan yang disyaratkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 adalah sebagai berikut :

1. Pembebanan tetap = beban mati (M) + beban hidup (H),
2. Pembebanan Sementara = (M) + (H) + beban gempa (G).

3.1.1 Beban Mati

Beban mati ini diperhitungkan dari bahan-bahan bangunan penting dan dari beberapa komponen gedung yang harus ditinjau di dalam menentukan beban mati dari suatu gedung. Komponen tersebut dapat diambil menurut Tabel 2.1 pada Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987. Beban mati yang diperhitungkan terdiri dari :

- a. Berat sendiri kolom

Berat bahan bangunan dari beton bertulang sebesar 2400 kg/m^3

- b. Berat sendiri balok
- c. Beban dinding

- d. Berat dinding pasangan bata merah setengah batu
- e. Beban pelat lantai dan atap
- f. Beban penutup lantai
- g. Beban plafon

3.1.2 Beban Hidup

Beban hidup pada lantai gedung diambil menurut Tabel 3.1 Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987. Di dalam beban hidup tersebut sudah termasuk perlengkapan ruangan sesuai dengan kegunaan lantai ruangan yang bersangkutan, dan juga dinding-dinding pemisah dengan berat tidak kurang dari 100 kg/m. Untuk lantai-lantai gedung yang dapat diharapkan akan dipakai untuk berbagai tujuan, harus direncanakan terhadap beban hidup terberat yang mungkin dapat terjadi.

- Untuk beban hidup pada atap gedung
 - 1) Beban hidup pada atap dan/atau bagian atap serta pada struktur tudung (*canopy*) yang dapat dicapai dan dibebani orang, harus diambil minimum sebesar 100 kg/m^2 bidang datar,
 - 2) Beban hidup pada atap dan/atau bagian atap yang tidak dapat dicapai dan dibebani oleh orang, harus diambil yang paling menentukan antara dua macam beban berikut :
 1. Beban terbagi rata per m^2 bidang datar berasal dari beban air hujan sebesar $(40 - 0,8 \alpha) \text{ kg/m}^2$, di mana α adalah sudut kemiringan atap dalam derajat, dengan ketentuan bahwa beban tersebut tidak perlu diambil lebih besar dari 20 kg/m^2 dan tidak perlu ditinjau bila kemiringan atapnya adalah lebih besar dari 50° ,
 2. Beban terpusat berasal dari seseorang pekerja atau seorang pemadam kebakaran dengan peralatannya sebesar minimum 100 kg.
 - 3) Pada balok tepi atau gording tepi dari atap yang tidak ditunjang oleh dinding atau penunjang lainnya dan pada kantilever harus ditinjau kemungkinan adanya beban hidup terpusat sebesar minimum 200 kg.

- Untuk beban hidup pada lantai gedung untuk bangunan pabrik sebesar 400 kg/m^2
- Reduksi beban hidup, peluang tercapainya suatu prosentase tertentu dari beban hidup yang membebani struktur pemikul dari suatu gedung selama umur gedung tersebut bergantung pada bagian atau unsur struktur yang ditinjau dan bergantung pula pada penggunaan gedung itu dan untuk apa beban hidup tersebut ditinjau. Berhubung peluang untuk terjadinya beban hidup penuh yang membebani semua bagian sangat kecil, maka beban hidup dapat dikalikan dengan suatu koefisien reduksi sebagaimana yang telah diatur dalam Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987. Nilai koefisien reduksi tergantung pada penggunaan gedung yang tercantum pada Tabel 3.3. Untuk pabrik dipakai koefisien reduksi beban hidup sebesar 0,9.

3.1.3 Beban Gempa (Dinamik Riwayat Waktu)

Analisis beban gempa menurut Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur bangunan Gedung (SNI-1726-2002) dapat dilakukan dengan beberapa cara antara lain analisis statik ekuivalen, beban dorong statik (*static push over analysis*), analisis respon dinamik riwayat waktu dan analisis ragam spectrum respon. Pada Tugas Akhir ini beban gempa akan dianalisis dengan analisis respons dinamik riwayat waktu.

Untuk struktur gedung yang tidak beraturan yang tidak memenuhi ketentuan yang disebut dalam Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI-1726-2002) Pasal 4.2.1, pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung tersebut harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi, dimensi berupa analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu dengan suatu akselerogram gempa yang dianggakan sebagai gerakan tanah masukan. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metode ini partisipasi massanya menghasilkan respons total yang harus tercapai sekurang-kurangnya 90%.

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.3.4, akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur bangunan gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau empat buah akselerogram dari empat gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil akselerogram Gempa El-centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 mei 1940 di California.

Beban dinamik biasanya diakibatkan oleh beban gempa dan beban angin. Dalam perencanaan ini beban angin tidak diperhitungkan karena tinggi bangunan tidak melebihi 40 m, sedangkan beban gempa yang digunakan pada penelitian ini berupa beban dinamik menggunakan eksitasi riwayat waktu (*time history*) guncangan gempa yaitu El-Centro (1940), San Francisco (1957), Bucharest (1977) dan Parkfield (1966).

Secara garis besar prinsip keseimbangan gaya-gaya juga dipakai pada problema dinamik. Kalau pada persoalan statik memakai prinsip keseimbangan statik (aksi/beban dan reaksi) maka pada persoalan dinamik dipakai prinsip keseimbangan gaya-gaya pada kondisi dinamik. Untuk dapat menyelesaikan problem dinamik maka perlu diketahui model-model analisis yang harus dilakukan.

Beban dinamik yang umum dipakai pada analisis struktur selain beban beban angin adalah beban gempa. Gempa bumi akan mengakibatkan permukaan tanah menjadi bergetar yang getarannya direkam dalam bentuk *aselerogram*. Tanah yang bergetar akan menyebabkan semua benda yang berada di atas tanah ikut bergetar termasuk struktur bangunan. Getaran yang terjadi akibat beban dinamik dapat dibedakan menjadi 2, yaitu getaran bebas (*free vibration systems*) dan getaran dipaksa (*forced vibration systems*). Terdapat dua parameter penting yang mempengaruhi besar kecilnya getaran atau goyangan yang diakibatkan oleh

gempa yaitu massa (m) dan kekakuan (k). Dua parameter ini menjadi dinamik karakteristik dari struktur yang bersangkutan.

Pada getaran yang dipaksa (*forced vibration systems*), getaran atau goyangan massa struktur betul-betul akibat gaya luar, misalnya akibat beban angin, beban getaran mesin maupun akibat gempa bumi. Cara penyelesaian problema- problema pada getaran yang dipaksa dapat dipakai dengan cara analitik/eksak (rigorous methods) ataupun cara numerik (numerical methods). Untuk problem-problem yang masih relative sederhana, penyelesaian masih memungkinkan memakai cara analitik matematik. Namun demikian pada problema yang sudah kompleks, penyelesaian dengan ekspresi matematika menjadi sangat kompleks dan cenderung kurang praktis. Untuk problema keteknikan penyelesaian dengan cara numerik dengan syarat-syarat tertentu masih memberikan hasil yang cukup teliti.

Sebagaimana dikatakan sebelumnya bahwa beban dinamik yang membebani struktur secara langsung salah satu diantaranya adalah beban akibat gempa. Apabila beban gempa bekerja pada bangunan, maka kerja gempa akan mengakibatkan suatu getaran dan mempunyai akibat terhadap bangunan. Getaran gempa selanjutnya akan mengakibatkan struktur juga juga menjadi bergetar atau bergoyang. Apabila diperhatikan, getaran akibat gempa umumnya bersifat teratur, karena putaran gempa mempunyai kecepatan tertentu yang dianggap konstan. Getaran yang teratur akan mengakibatkan simpangan, kecepatan dan percepatan massa bangunan yang bersifat teratur pula. Nilai kecepatan gempa pada hakekatnya adalah sama dengan frekuensi $f = 1/T$. Dengan kenyataan seperti itu, maka efek putaran gempa dapat dimodelkan sebagai fungsi sinus ataupun cosinus. Apabila putaran gempa mempunyai frekuensi, maka kecepatan sudutnya dapat dicari. Terdapat dua jenis kecepatan sudut, yaitu kecepatan struktur yang diberi notasi ω dan kecepatan sudut putaran gempa yang diberi notasi Ω . Sehingga didapatkan persamaan diferensial berdasarkan kesetimbangan gaya-gaya yang dinyatakan dengan persamaan 3.1.1:

$$m \ddot{y} + c \dot{y} + k y = P_o \sin(\Omega t) \quad (3.1.1)$$

Diketahui m adalah massa, $\ddot{y}$ adalah percepatan, $\dot{y}$ adalah kecepatan, k adalah kekakuan, y adalah simpangan massa relative, c adalah rasio redaman (*damping ratio*), P_o adalah amplitude atau nilai maksimum beban dinamik dan Ω adalah frekuensi beban. Persamaan diferensial inilah yang biasanya digunakan pada analisis dinamik struktur.

Pada cara atau model analisis dengan menggunakan analisis riwayat waktu, dasar struktur bangunan digetarkan oleh gempa yang pada umumnya memakai rekaman gempa tertentu. Peralatan komputer dan penguasaan integrasi numerik merupakan prasyarat untuk menyelesaikan problem dinamik dengan model *time history analysis* (THA).

Pada tugas akhir ini, metode analisis dinamik riwayat waktu (*time history analysis*) yang menggunakan rekaman gempa tertentu sebagai penggetar dasar struktur suatu bangunan akan menggunakan piranti lunak pada ETABS v9.0.7. Parameter-parameter yang digunakan untuk beban gempa dinamik, antara lain sebagai berikut:

a. *Earthquake duration* (durasi gempa)

Secara teoritik gempa yang mempunyai durasi lebih lama akan mengakibatkan kerusakan yang lebih besar. Namun pada kenyataannya tidaklah demikian, masih banyak hal-hal yang mempengaruhi daya rusak suatu gempa selain durasi gempa. Para ahli telah sepakat bahwa durasi gempa tidak semata-mata durasi awal rekaman sampai akhir rekaman, namun dibedakan antara durasi total dengan durasi efektif. Selanjutnya juga disampaikan bahwa hal tersebut sangat berpengaruh terhadap respons struktur.

b. *Earthquake frequency* (frekuensi gempa)

Pengaruh kandungan frekuensi terhadap respon struktur salah satunya dianalisis oleh Tso dkk (1991). Kandungan frekuensi dalam gempa bumi dinyatakan dalam rasio antara percepatan tanah maksimum (A) dengan kecepatan maksimum (V) sehingga menjadi istilah $\frac{A}{V}$ ratio. Gempa bumi digolongkan

mempunyai $\frac{A}{V}$ tinggi apabila mempunyai $\frac{A}{V} > 1,2 \text{ g/m/dt}$, $\frac{A}{V}$ ratio menengah apabila $1,2 \text{ g/m/dt} > \frac{A}{V} > 0,8 \text{ g/m/dt}$, dan $\frac{A}{V}$ ratio rendah apabila $\frac{A}{V} < 0,8 \text{ g/m/dt}$.

c. Batasan-batasan analisis dinamik dalam Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur bangunan Gedung (SNI-1726-2002)

Dalam menganalisis beban gempa dinamik dengan menggunakan Metode analisis dinamik riwayat waktu (*time history analysis*), ada beberapa batasan yang harus diterapkan dan telah ditentukan berdasarkan SNI-1726-2002.

1. Percepatan Tanah

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.3.2, untuk perencanaan struktur gedung melalui analisis dinamik linier riwayat waktu terhadap pengaruh gempa Rencana pada taraf pembebanan gempa nominal percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan ke taraf pembebanan gempa nominal tersebut, sehingga nilai percepatan puncak A menjadi seperti persamaan 3.1.2 :

$$A = \frac{A_o I}{R} \quad (3.1.2)$$

dengan, A_o adalah percepatan puncak muka tanah menurut SNI 03-1726-2002 Tabel 5, R adalah faktor reduksi gempa representative dari gedung yang bersangkutan. Sedangkan I adalah faktor keutamaan struktur SNI 03-1726-2002 Tabel 1.

2. Mass participation ratio (partisipasi massa)

Menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 7.2.1: bahwa perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90%.

3. Nilai akhir respons dinamik struktur

Dalam perencanaan struktur gedung tak beraturan nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam pertama ($V \geq 0,8V_1$) sesuai SNI 2002 Pasal 7.1.3. Jika nilai yang

dihasilkan kurang dari 80%, maka untuk keperluan analisis yang lebih lanjut gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana harus dikalikan dengan faktor skala sesuai SNI 03-1726-2002, Pasal 7.2.3 sesuai persamaan **3.1.3** di bawah ini.

$$\text{Faktor skala} = \frac{0,8V_1}{V_t} \geq 1 \quad (3.1.3)$$

Respons dinamik pada struktur bangunan dapat dilihat antara lain dari nilai momen, gaya geser, dan gaya aksial yang terjadi. Dari ketiganya dapat dilihat pengaruh beban gempa dinamik dari yang berfrekuensi rendah sampai yang berfrekuensi tinggi terhadap respons struktur suatu bangunan.

4. Simpangan struktur terhadap beban lateral/gempa

Simpangan struktur terhadap beban lateral/gempa dikontrol oleh kinerja gedung yang terdiri dari kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit.

5. Kinerja Struktur Gedung

Kinerja struktur terhadap gedung terdiri dari 2 kinerja , yaitu kineja batas layan dan kinerja batas ultimit.

a. Kinerja Batas Layan

Kinerja batas layan ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh beban gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah terjadinya kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh gempa nominal yang telah dibagi faktor skala.

Sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2, untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, simpangan dan simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung nilainya tidak boleh melebihi $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm (bergantung dari nilai yang terkecil).

b. Kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan. Sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 4.3.3, simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal dikalikan dengan suatu faktor skala pengali ξ yang untuk gedung tak beraturan nilainya sesuai persamaan 3.1.4 dengan faktor skala seperti persamaan 3.1.5 di bawah ini.

$$\xi = \frac{0,7 R}{Faktor Skala} \quad (3.1.4)$$

$$Faktor skala = \frac{0,8 V_1}{V_t} \geq 1 \quad (3.1.5)$$

V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam yang pertama saja dan V_t adalah gaya geser dasar maksimum yang terjadi di tingkat dasar yang didapat dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu yang telah dilakukan.

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas *ultimite* struktur gedung sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 8.2.2, simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

3.2 Kekuatan Struktur

Dalam SNI 03-2847-2002 pasal 11, kombinasi beban dan gaya terfaktor, struktur dan komponen struktur harus direncanakan dengan ketentuan sebagai berikut:

$$Kuat Rencana \geq Kuat Perlu$$

3.2.1 Kuat Perlu

Dalam perencanaan suatu gedung beban-beban yang akan diterima oleh struktur harus diperhitungkan agar gedung yang akan dibangun tersebut harus aman dan tidak runtuh dalam menerima kombinasi beban-beban yang ada. Beban-

beban yang diterima oleh struktur gedung adalah beban mati, beban hidup, beban gempa, beban angin, beban salju (jika gedung tersebut dibangun di daerah yang mengalami musim salju) dan lain-lain.

Beban-beban yang diterima oleh struktur dalam kenyataannya tidak hanya salah satu saja yaitu beban mati atau beban hidup saja, melainkan kombinasi dari beban-beban tersebut. Agar struktur dan komponennya memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap bermacam-macam kombinasi beban, maka harus dipenuhi ketentuan dari faktor beban dalam SNI 03-2847-2002 pasal 11.2 berikut ini :

- a. Kuat perlu U yang menahan beban mati paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,4D \quad (3.2.1)$$

Kuat perlu U untuk menahan beban mati D , beban hidup L , dan juga beban atap A atau beban hujan R , paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(A \text{ atau } R) \quad (3.2.2)$$

- b. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa E harus dipertimbangkan dalam perencanaan maka nilai U diambil sama dengan :

$$U = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E \quad (3.2.3)$$

atau

$$U = 0,9D \pm 1,0 E \quad (3.2.4)$$

Dalam hal ini nilai E ditetapkan berdasarkan ketentuan SNI-1726-2002, Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung.

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 5.8.1 dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh besar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi tetapi dengan efektifitas hanya 30 % seperti yang tercantum dalam SNI 03-1726-2002 pasal 5.8.2.

3.2.2 Kuat Rencana

Dalam menentukan kuat rencana suatu komponen struktur adalah kuat minimalnya harus direduksi dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang bernilai < 1 sesuai dengan sifat beban.

Tujuan dari faktor reduksi ϕ antara lain adalah:

1. Mengakomodasi kemungkinan-kemungkinan struktur yang kurang kuat akibat variasi kuat material dan dimensi.
2. Mengakomodasi kekurangtelitian dalam persamaan-persamaan desain.
3. Mencerminkan tingkat daktilitas dan keandalan yang disyaratkan dari komponen struktur yang dikenai pengaruh beban yang terkait.
4. Mencerminkan kekuatan komponen dalam struktur. Sebagai contoh, ϕ yang lebih rendah dipakai untuk kolom daripada untuk balok karena kolom pada umumnya memiliki daktilitas yang lebih rendah, lebih sensitif terhadap variasi dalam kuat beton, dan pada umumnya mendukung luasan terbebani yang lebih besar terhadap balok.

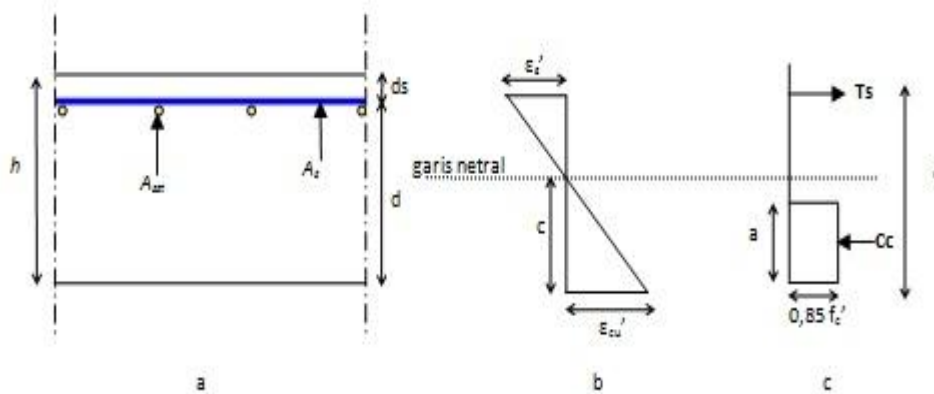
Faktor reduksi yang disyaratkan dalam BSN 2002 dan tercantum dalam SNI 03-2847-2002 pasal 11.3 adalah sebagai berikut :

- a. Lentur, tanpa beban aksial 0,8
- b. Beban aksial, dan beban aksial dengan lentur
 - Aksial tarik, dan aksial tarik dengan lentur 0,8
 - Aksial tekan, dan aksial tekan dengan lentur
 - Komponen struktur dengan tulangan spiral 0,7
 - Komponen struktur lainnya 0,65
- c. Geser dan torsi 0,75
- d. Geser pada join balok kolom dan pada geser balok perangkai yang diberi tulangan diagonal 0,8
- e. Tumpuan pada beton 0,65

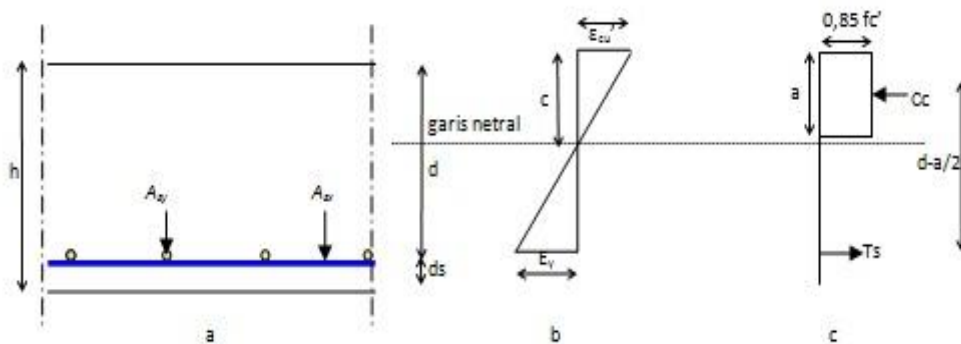
3.3 Perencanaan Pelat

Pelat adalah elemen horizontal struktur yang mendukung beban mati maupun beban hidup dan menyalurkannya ke kerangka vertikal dari sistem struktur (Sudarmako, 1995). Pelat merupakan struktur bidang (permukaan) yang lurus (datar) yang tebalnya jauh lebih kecil dibanding dengan dimensi yang lain.

Berdasarkan fungsinya pelat terdiri dari dua jenis yaitu pelat lantai dan pelat atap. Sedangkan berdasarkan perbandingan antara bentang yang panjang dan bentang pendek, pelat dibedakan menjadi dua jenis, yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Tulangan pelat yang harus diperhitungkan terdiri dari tulangan lapangan, tulangan tumpuan, dan tulangan susut. Kondisi regangan dan tegangan pada pelat dapat dilihat dalam Gambar 3.1 dan 3.2.



Gambar 3.1 Diagram tegangan regangan pada daerah tumpuan pelat



Gambar 3.2 Diagram tegangan regangan pada daerah lapangan pelat

3.3.1 Pelat Satu Arah (*One Way Slab*)

Pelat satu arah adalah pelat yang hanya ditumpu pada dua sisi yang saling berhadapan atau pelat yang ditumpu pada keempat sisinya tetapi $L_y/L_x > 2$ dengan L_y adalah bentang panjang dan L_x adalah bentang pendek pada pelat. Analisis dan perancangan pelat satu arah dilakukan dengan meninjau satu lajur pelat dengan lebar satu-satuan (umumnya diambil selebarr 1000 mm) yang membentang diantara tumpuan. Akibat beban merata yang bekerja pada pelat satu arah, akan terjadi kelengkungan, demikian juga momenlentur yang akan terdistribusi pada lajur pendek (arah x) yang membentang diantara sisi-sisi yang ditumpu. Pada sisi panjang (arah y), dapat dianggap tidak terjadi kelengkungan yang berarti tidak terdapat momen lentur. Bentuk permukaan/defleksi akibat beban yang bekerja adalah seperti silinder.

Tebal pelat satu arah tergantung besar momen lentur, defleksi dan kuat geser yang dituntut. Tebal pelat satu arah minimum yang dikaitkan dengan bentang pelat dan dalam rangka membatasi lendutan yang dapat mengganggu kemampuan layanan dapat dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 Tabel 8.

3.3.2 Pelat Dua Arah (*Two Way Slab*)

Pelat dua arah adalah sistem pelat yang ditumpu keempat sisinya dan mempunyai perbandingan $L_y/L_x \leq 2$. Akibat beban vertical, terjadi aksi dua arah. Pelat akan melengkung seperti piring bukan seperti silinder (pelat satu arah), berarti pada sembarang titik pada pelat tersebut akan melengkung pada dua arah utama. Karena defleksi pada sembarang titik silang antara lajur sejajar arah pendek dan lajur sejajar arah panjang sama besar, baik ditinjau dari arah bentang pendek maupun bentang panjang. Maka kelengkungan pada bentang pendek lebih besar dari bentang panjang. Karena besar momen lentur sebanding dengan kelengkungan, maka momen lentur yang terjadi pada bentang lebih besar dibanding pada bentang panjang. Untuk kedua arah tersebut harus diberi tulangan untuk memikul momen lentur.

3.3.3 Analisis Beban pada Pelat

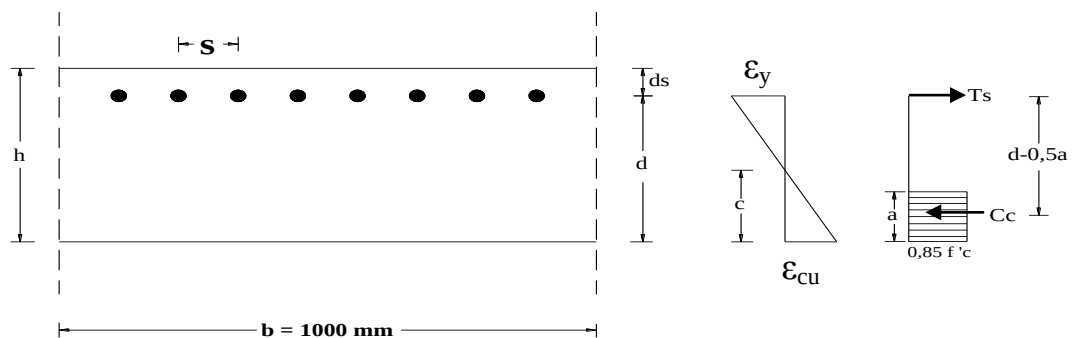
Perencanaan dan analisis pelat dua arah untuk beban gravitasi dapat dilakukan dengan beberapa metoda, antara lain metode garis leleh, metode fortal ekivalen, metode perencanaan langsung dan metode koefisien momen. Momen-momen pada pelat akibat beban gravitasi dipakai dengan menggunakan metode koefisien momen. Metode koefisien momen merupakan salah satu cara perhitungan yang banyak dipergunakan untuk perencanaan dua arah. Setiap panel pelat dari suatu sistem pelat dianalisis tersendiri tergantung pada perbandingan L_y dan L_x , kondisi tumpuannya dan beban-beban yang bekerja pada pelat yang dianalisis tersebut. Besar momen yang bekerja pada pelat dua arah dengan berbagai kondisi perletakan/tumpuan dan kontinuitas tepi secara matematis sukar diperoleh secara tepat. Untuk menyederhanakan beberapa peraturan beton menetapkan nilai koefisien momen untuk berbagai kondisi. Besar momen lentur lapangan dan tumpuan, dalam arah bentang pendek dan bentang panjang dihitung dengan persamaan 3.3.1 dibawah ini :

$$M = 0,001 \cdot \text{coef} \cdot q_u \cdot L_x^2 \quad (3.3.1)$$

Koefisien momen dapat diperoleh dari Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 N.I.-2 yang tergantung pada kondisi tumpuan dan rasio antara L_x/L_y .

3.3.4 Kuat Lentur Pelat Lantai

Gambar tegangan dan regangan pada pelat dapat dilihat pada Gambar 3.3 di bawah ini.



Gambar 3.3 Diagram tegangan dan regangan pelat lantai

Persoalan yang dihadapi pada pelat sedikit berbeda dengan persoalan pada balok. Balok umumnya mempunyai ukuran yang definitif yaitu lebar b dan tinggi h . Sedangkan pada pelat lantai penyelesaian persoalan dedekati dengan mengambil tiap segmen yang umumnya diambil 1000 mm. Gaya desak yang dihasilkan pelat beton dapat dicari dengan persamaan **3.3.2** :

$$C_c = 0,85 f'_c a b \quad (3.3.2)$$

dimana a adalah tebal blok beton desak (mm) sehingga nilai c dapat ditentukan dengan tebal balok beton desak berdasarkan persamaan **3.3.3** :

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.3.3)$$

nilai β_1 berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12.2.7.3 diambil sebesar :

$f'_c \leq 30 \text{ Mpa}$	0,85
$30 \text{ MPa} < f'_c \leq 58 \text{ Mpa}$	$0,85 - 0,008 (f'_c - 30)$
$f'_c > 58 \text{ Mpa}$	0,65

Selanjutnya kuat tarik baja tulangan T_s dapat dicari berdasarkan persamaan **3.3.4**.

$$T_s = A_s f_y \quad (3.3.4)$$

dimana f_y adalah tegangan leleh baja tarik, sehingga menghasilkan keseimbangan gaya-gaya dengan persamaan **3.3.5** dan **3.3.6**.

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \quad (3.3.5)$$

$$M_n = c_c \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.3.6)$$

M_n, C_c, d berturut-turut adalah momen nominal pada pelat lantai, gaya desak yang dihasilkan beton, dan jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan. Luasan tulangan perlu dapat dihitung dengan keseimbangan gaya dalam $C_c = T_s$ sampai didapatkan persamaan menghitung luasan tulangan perlu sesuai dengan persamaan 3.3.7.

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \quad (3.3.7)$$

Sebagai kontrol rasio tulangan, digunakan persamaan 3.3.8.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \geq \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.3.8)$$

Sedangkan untuk jarak antartulangan (s) dapat dicari dengan persamaan 3.3.9.

$$s = \frac{\left(\frac{1}{4} \pi \phi_{\text{tul}}^2\right) 1000}{A_s} \quad (3.3.9)$$

dimana d adalah tinggi efektif, ϕ_{tul} adalah diameter tulangan pokok dan s adalah jarak antar tulangan pokok.

3.4 Perencanaan Balok

Balok merupakan bagian struktur yang penting, bertujuan untuk memikul beban transversal, yang dapat berupa beban lentur, geser maupun torsi/punter (Sudarmoko, 1996). Pada prinsip desain *strong column weak beam*, elemen balok dirancang sedemikian rupa sehingga lebih lemah daripada kolom. Hirarki yang pertama pada proses desain bangunan tahan gempa adalah desain balok.

Komponen balok pada SRPMK harus memenuhi persyaratan gaya dan geometri sebagai berikut:

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak melebihi 0,1.

$$A_g \cdot f'_c$$

2. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
3. Perbandingan lebar terhadap tinggi $\geq 0,3$.
4. Lebar penampang haruslah ≥ 250 mm dan $\leq$ lebar kolom ditambah jarak pada tiap sisi kolom yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

Berdasarkan SNI 03-2487-2002 Pasal 23.3.2.1, pada setiap irisan penampang balok jumlah tulangan atas dan bawah tidak boleh kurang dari persamaan **3.4.1**.

$$\frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d \leq A_s + A_s' \quad (3.4.1)$$

Dengan A_g , b_w , dan d berturut-turut adalah luas bruto penampang (mm^2), lebar penampang (mm), dan jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan (mm).

3.4.1 Redistribusi Momen

Dalam mendesain balok, momen yang digunakan sebaiknya ditinjau terlebih dahulu nilainya, apakah momen balok tersebut perlu didistribusikan atau tidak. Redistribusi momen dilakukan ketika situasi momen tumpuan yang terlalu besar dan adanya perbedaan momen tumpuan yang terlalu besar dan adanya perbedaan momen tumpuan balok kiri dan kanan pada momen muka kolom. Akibat dari momen yang terlalu besar tersebut, dapat mengakibatkan tulangan lentur balok yang berlebihan sehingga akan membawa konsekuensi pada pembesaran momen rencana kolom dan fondasi.

Secara jelas Paulay dan Priestley (1992) mengatakan bahwa tujuan diadakannya redistribusi momen adalah untuk meningkatkan efisiensi desain elemen dengan :

1. Mengurangi momen maksimum absolut (M^-) dan mengkompensasikan ke *uncritical beam* momen (M^+).

Dengan cara tersebut maka distribusi *beam required strength* menjadi lebih baik dan desain menjadi lebih ekonomis. Redistribusi momen ini bahkan dimungkinkan sampai momen negatif menjadi hampir/sama dengan momen positif. Apabila kondisi seperti itu diperoleh maka tulangannya akan simetri antara momen negatif dan momen positif.

2. Memberikan *required strength* untuk momen positif minimal 50% *required strength* momen negatif elemen balok.

Hal ini dilakukan karena kebutuhan adanya sifat daktil pada lokasi sendi plastis. Park dan Paulay (1975) mengatakan bahwa berdasarkan analisis tampang, daktilitas potongan akan semakin besar pada pemakaian tulangan desak yang semakin besar. Tulangan desak pada analisis tampang tersebut tidak lain adalah tulangan momen positif pada kondisi *Earthquake Load Dominated* (ELD).

3. Mengefisienkan Desain Kolom.

Apabila redistribusi momen negatif ke momen positif telah dilakukan, maka *beam required strength* akan mengecil. Karena kolom merupakan *partner* balok, maka apabila *required strength* balok menurun, *required strength* kolom pada daerah kritis (M^+) juga akan mengecil. Kolom menjadi lebih efisien.

4. Memakai momen balok dan kolom ditepi/ditempat muka pertemuan.

Pada cara konservatif, design balok didasarkan atas momen di atas kolom. Dengan memakai momen pada muka kolom, maka momen efektif akan lebih kecil secara signifikan dibanding dengan gross momen (terutama pada M^+). Pada momen positif kejadian sebaliknya dimungkinkan terjadi.

Walau bagaimanapun baiknya konsep redistribusi momen, tetapi apabila tidak terkendali, maka akan memberikan akibat yang buruk. Oleh karena itu syarat-syarat dalam meredistribusi momen berikut ini harus diperhatikan :

1. Keseimbangan gaya lintang sebelum dan sesudah redistribusi harus tetap dijaga.

2. Jumlah momen balok sesudah redistribusi momen harus sama dengan jumlah momen sebelum redistribusi dilakukan.
3. Berdasarkan SNI 03-2487-2002, Pasal 23.3.2.2, nilai momen positif minimal 50% dari momen negatif ($M^+ \geq 0,5.M^-$).
4. Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 10.4.1, momen yang telah diretribusi tidak boleh lebih dari 20 % momen aslinya. Nilai maksimum redistribusi momen ditentukan dengan persamaan 3.4.2.

$$\left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b}\right) \quad (3.4.2)$$

dimana ρ adalah rasio tulangan tarik, ρ' adalah rasio tulangan desak dan ρ_b adalah rasio tulangan dalam keadaan seimbang.

Redistribusi momen yang terlalu jauh berbeda dari hasil analisis struktur dapat mengakibatkan retak yang berlebihan saat struktur dilanda gempa kecil dan sedang.

3.4.2 Perencanaan Tulangan Lentur Balok

Analisis penulangan lentur balok ini dimaksudkan untuk menyediakan sejumlah tulangan baja agar mampu menahan dua hal utama yang dialami oleh balok yaitu kondisi tekan dan tarik. Penyebab kondisi tersebut antara lain dikarenakan adanya pengaruh lentur ataupun gaya lateral. Mengingat gaya tarik beton kira-kira 10 % dari kuat tekannya, bahkan dalam problema lentur sering kuat tarik ini tidak diperhitungkan, sehingga timbul usaha untuk memasang baja tulangan pada bagian tarik guna mengatasi kelemahan beton tersebut (Wahyudi dan Rahim, 1997).

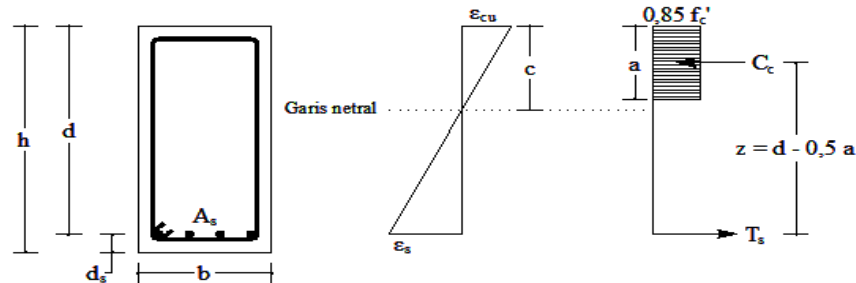
Syarat yang harus diperhatikan dalam perencanaan komponen struktur yang menerima beban lentur (balok) adalah :

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.4.3)$$

di mana ϕ adalah faktor reduksi kekuatan untuk lentur tanpa beban aksial, M_n adalah momen nominal balok berdasarkan tulangan terpasang (kNm) dan M_u adalah momen ultimit balok hasil analisis struktur (kNm).

1. Balok Tulangan Sebelah

Diagram tegangan dan tegangan pada balok tulangan sebelah dapat dilihat pada Gambar 3.4 di bawah ini.



Gambar 3.4 Diagram tegangan dan regangan pada balok tulangan sebelah

Dalam mendesain balok tulangan sebelah, prinsip yang dipakai dalam mendesain adalah balok tulangan sebelah dengan kondisi jumlah tulangan tarik relatif sedikit (*under reinforced*) dimana $\rho < \rho_b$ dan $f_s = f_y$.

Dari gambar 3.4 di atas didapatkan keseimbangan gaya-gaya pada potongan balok yang ditulis pada persamaan 3.4.4.

$$\begin{aligned}
 C_c &= T_s \\
 0,85 f'_c a b &= A_s f_y \\
 0,85 f'_c a b &= \phi b d f_y \\
 a &= \frac{f_y}{0,85 f'_c} \rho d
 \end{aligned}
 \tag{3.4.4}$$

Dengan ρ adalah rasio tulangan tarik, ρ_b adalah rasio tulangan dalam keadaan seimbang, f_s adalah tegangan dalam tulangan yang dihitung pada kondisi beban kerja, f_y adalah tegangan leleh baja, C_c adalah gaya desak yang dihasilkan beton, T_s adalah gaya tarik baja tulangan, a adalah tebal blok beton desak, b adalah lebar penampang, dan d adalah jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik.

Momen nominal (M_n) yang didapatkan :

$$M_n = T_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{1}{2} \frac{f_y}{0,85 f_c'} \rho d \right)$$

$$M_n = \phi b d f_y d \left(1 - \frac{1}{2} \frac{f_y}{0,85 f_c'} \rho \right)$$

$$M_n = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m \right) b d^2$$

$$M_n = R_n b d^2 \quad (3.4.5)$$

Diketahui :

$$R_n = \rho f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho m \right) \quad (3.4.6)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d^2} \leq 0,75 \rho_b \quad (3.4.7)$$

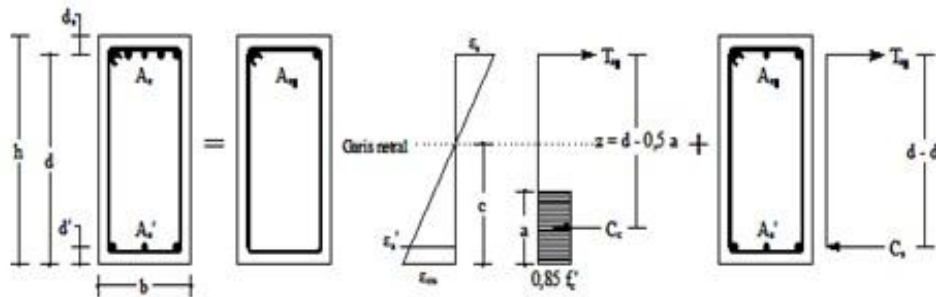
$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} \quad (3.4.8)$$

Dengan R_n adalah Kekuatan yang dapat dikerahkan oleh material.

2. Balok Tulangan Rangkap

Dikarenakan balok menerima beban gempa, balok daerah tumpuan akan mengalami dua momen yang saling bergantian, yaitu momen negatif dan momen positif. Balok direncanakan dengan menggunakan tulangan rangkap apabila balok dengan tulangan sebelah dengan rasio tulangannya sama dengan rasio tulangan maksimum ($\rho = \rho_{maks}$) tidak mampu menahan beban yang bekerja. Balok tulangan rangkap adalah balok tulangan sebelah yang penambahan tulangan tarik bersamaan dengan tulangan desak. Perencanaan balok tulangan rangkap yang direncanakan adalah menentukan ukuran balok, jumlah, komposisi, dan penempatan tulangan sedemikian rupa sehingga mampu menyediakan kekuatan

yang lebih besar atau sama dengan kebutuhan kekuata., Mengingat pada beban gempa arah beban dapat bolak-balik. Gaya-gaya dalam balok merupakan reaksi terhadap beban yang diterima balok. Diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap dapat dilihat pada Gambar 3.5 di bawah ini.



Gambar 3.5 Diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap

Seperti yang tergambar pada Gambar 3.5, intensitas tegangan beton tekan rata-rata ditentukan sebesar $0,85 f'_c$ dan dianggap bekerja pada daerah tekan dari penampang balok selebar b dan sedalam a , besarnya a dapat diperoleh melalui persamaan 3.4.9.

$$a = \beta_1 c \quad (3.4.9)$$

Diketahui c adalah jarak serat tekan terluar ke garis netral dan β_1 adalah konstanta yang merupakan fungsi dari kekuatan beton, yang ketentuannya dapat dilihat berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12.2.7.3. Besarnya gaya dalam tekan (C_c) dan gaya tarik (T_{s1}) yang bekerja pada suatu penampang balok dapat diperoleh berdasarkan persamaan 3.4.10 dan 3.4.11.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.4.10)$$

$$T_{s1} = A_s \cdot f_y \quad (3.4.11)$$

Diketahui C_c, T_{s1}, f'_c, b , dan f_y berturut-turut adalah gaya tekan dalam, gaya tarik dalam, kuat tekan beton, lebar penampang beton, dan tegangan leleh baja tulangan.

Banyak sedikitnya luasan tulangan pada penampang balok akan mempengaruhi pola keruntuhan yang terjadi pada balok. Bila penampang balok beton bertulang mengandung tulangan tarik lebih banyak dari yang diperlukan untuk mencapai keseimbangan regangan (*over reinforced*) maka akan terjadi keruntuhan getas yaitu regangan beton maksimum 0,003 dicapai lebih dahulu sebelum tulangan baja tarik luluh. Sebaliknya bila penampang beton memiliki jumlah tulangan baja tarik kurang dari yang diperlukan untuk mencapai keseimbangan regangan (*under reinforced*), maka keruntuhan *ductile* yang terjadi, yaitu tulangan baja tarik mencapai batas luluh terlebih dahulu sebelum beton mencapai regangan maksimum 0,003. Dalam perencanaan portal beton bertulang tahan gempa, keruntuhan yang diinginkan adalah keruntuhan *ductile* dengan maksud agar sebelum elemen struktur lentur tersebut runtuh, peringatan awal sudah diberikan terlebih dahulu berupa retak-retak pada balok sehingga dapat diambil tindakan preventif.

Keruntuhan getas dapat diatasi dengan membatasi tulangan tarik. SNI-03-2847-2002 mensyaratkan bahwa jumlah luasan tulangan baja tarik tidak boleh melebihi 75% dari jumlah tulangan baja tarik yang diperlukan untuk mencapai keseimbangan regangan.

$$A_s < 0,75 A_{sb} \quad (3.5.12)$$

Sehingga bila pembatasan berdasarkan pada rasio penulangan, maka:

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.5.13)$$

dengan:

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c \beta_1}{f_y} \frac{\varepsilon_c E_s}{\varepsilon_c E_s + f_y} \quad (3.5.14)$$

Diketahui A_{sb} adalah jumlah tulangan baja tarik pada kondisi seimbang, ρ_b adalah rasio penulangan pada kondisi penulangan seimbang, ε_c adalah regangan desak beton, dan E_s adalah modulus elastisitas tulangan. Kekuatan yang dapat

didapat oleh material adalah sebesar R_n sesuai dalam persamaan 3.4.6 yang telah ditampilkan sebelumnya.

Untuk langkah pertama, kekuatan material beton desak dan baja tarik mendapat bagian dari nilai R_n sebesar R_1 . Agar diperoleh nilai $R_1 < R_n$, maka nilai R_n dikalikan dengan nilai faktor pengali berkisar 0,1 - 0,7. Nilai ini tergantung selisih antara momen negatif dan momen positif, sesuai dengan persamaan 3.4.15.

$$R_1 = (0,1 - 0,7) R_n \quad (3.4.15)$$

sehingga momen yang didapatkan adalah sebesar M_{n1} sesuai dengan persamaan 3.4.16.

$$M_{n1} = R_1 \cdot b \cdot d^2 \quad (3.4.16)$$

Sisa kekuatan yang harus disediakan dapat dihitung dengan mengurangi kekuatan yang diperlukan dengan kekuatan yang dapat disediakan dalam langkah pertama sebesar M_{n1} sesuai dengan persamaan 3.4.17.

$$M_{n2} = \frac{M_u}{\phi} - M_{n1} \quad (3.4.17)$$

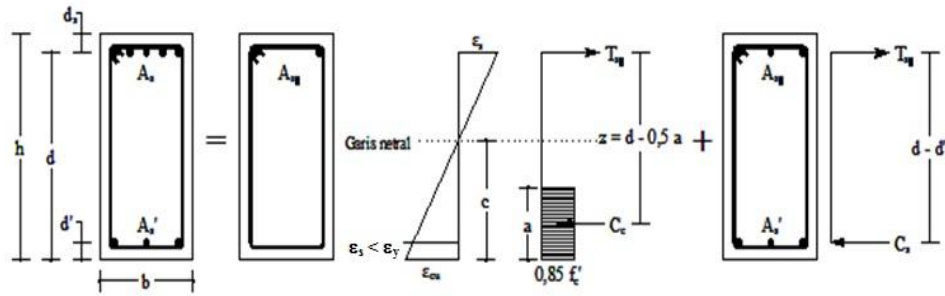
Dengan menganggap tulangan desak telah leleh, maka jumlah tulangan rangkap dapat dihitung dengan persamaan 3.4.18.

$$A_{s2} \cdot f_y = \frac{M_{n2}}{(d - d')} \quad (3.4.18)$$

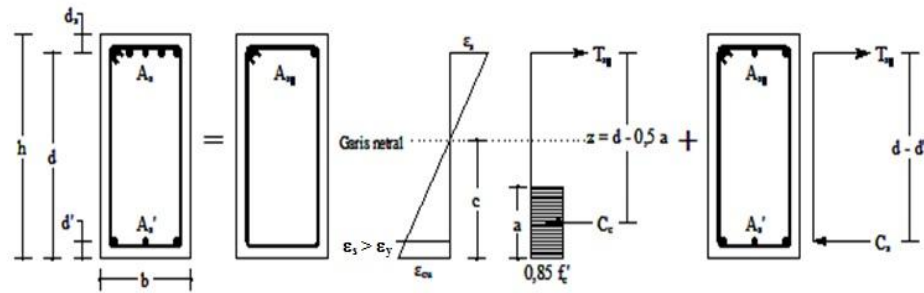
Diketahui A_{s2} adalah luas tulangan yang dibutuhkan untuk menahan sisa momen nominal yang ditahan oleh tulangan sebelah dan d' adalah jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan.

2.1 Balok Tulangan Rangkap Baja Desak Belum leleh dan Telah leleh

Diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap dengan baja desak tulangan belum leleh dan telah leleh dapat dilihat pada Gambar 3.6-3.7 di bawah ini.



Gambar 3.6 Diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap dengan baja desak belum leleh



Gambar 3.7 Diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap dengan baja desak telah leleh

Berdasarkan Gambar 3.5 dapat dituliskan keseimbangan gaya-gaya horizontal dalam persamaan 3.4.19.

$$T_{s1} + T_{s2} = C_c + C_s \quad (3.5.19)$$

Diketahui C_s adalah gaya desak baja tulangan. Diketahui nilai regangan baja desak (ε_s') sesuai persamaan 3.4.20.

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \varepsilon_c \quad (3.4.20)$$

Persamaan 3.4.19 dapat dijabarkan dalam persamaan 3.4.21.

$$A_{st} f_y = 0,85 f_c' a b + A_s' \frac{a - \beta_1 d'}{a} \varepsilon_c E_s \quad (3.4.21)$$

Persamaan **3.4.21** tersebut dapat menghasilkan persamaan tingkat tiga sehingga kedalaman beton desak (a) dapat dihitung. Nilai a dapat digunakan untuk mengontrol nilai regangan baja desak (ε_s') sesuai dengan persamaan **3.4.22**.

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 d'}{a} \varepsilon_c \quad (3.4.22)$$

bila $\varepsilon_s' > \varepsilon_y$ maka baja desak telah leleh, sehingga $f_s' = f_y$ dan bila $\varepsilon_s' < \varepsilon_y$ maka baja desak belum leleh sehingga f_s' ditentukan dalam persamaan **3.5-20**.

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s \quad (3.4.23)$$

Momen nominal yang dapat didapat oleh material adalah jumlah M_{n1} dan M_{n2} sesuai persamaan **3.4.24** dan **3.4.25**.

$$M_{n1} = 0,85 f_c' a b \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.4.24)$$

$$M_{n2} = A_s' \cdot f_s' (d - d') \quad (3.4.25)$$

Syarat balok dapat menahan momen positif (M^+) adalah sesuai persamaan **3.4.26**.

$$\frac{M_u}{\phi} \leq M_n = M_1 + M_2 \quad (3.4.26)$$

Jika persamaan **3.4.26** terpenuhi, maka balok bertulangan rangkap tersebut aman terhadap gempa dikarenakan mampu menerima momen positif (M^+) dan momen negatif (M^-).

3.4.3 Perencanaan Momen Kapasitas Balok (M_{kap})

Momen kapasitas balok merupakan momen yang sesungguhnya terjadi pada balok setelah balok didesain sebagai balok tulangan rangkap. Momen kapasitas ini diperlukan pada desain bangunan yang menggunakan prinsip daktilitas penuh. Pada prinsip tersebut proses desain harus menggunakan *capacity*

design method dengan memakai pendekatan *strong column weak beam*, maka kolom harus memiliki kekuatan yang lebih besar daripada balok. Pada kondisi seperti itu maka balok akan mengalami kerusakan (terbentuknya sendi plastis) terlebih dahulu sebelum sendi plastis pada ujung kolom dasar terbentuk (Widodo, 2002).

Agar kolom dapat direncanakan lebih kuat daripada balok, maka terlebih dahulu harus diketahui kekuatan balok maksimum. Terdapat dua momen kapasitas yang terjadi pada balok, yaitu momen kapasitas negatif (M_{kap}^-) dan momen kapasitas momen positif (M_{kap}^+). Momen tersebut merupakan kuat lentur maksimum yang bekerja pada muka-muka tumpuan balok dengan arah berlawanan. Momen-momen ujung M_{kap} didasarkan pada tegangan tariknya. Berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2002 tegangan tarik untuk momen kapasitas sebesar $1,25f_y$.

1. Momen Kapasitas Negatif (M_{kap}^-)

Untuk nilai momen kapasitas negative balok tulangan rangkap dengan kondisi baja desak belum leleh diperoleh dari keseimbangan gaya-gaya horizontal pada Gambar 3.6, yang dinyatakan dengan persamaan 3.4.27.

$$T_s = C_c + C_s \quad (3.4.27)$$

Persamaan 3.4.27 dapat dijabarkan menjadi persamaan 3.4.28.

$$A_s 1,25 f_y = 0,85 f_c' a b + A_s' \varepsilon_{cu} E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right) \quad (3.4.28)$$

Nilai a dapat dihitung melalui persamaan kuadrat pada persamaan 3.4.28. Jika baja desak ternyata belum leleh, maka tegangan leleh baja desak dihitung sesuai persamaan 3.4.29.

$$f_s' = \left(\frac{a - \beta_1 d'}{a}\right) \cdot \varepsilon_c E_s \quad (3.4.29)$$

Diketahui f_s' adalah kuat leleh baja desak, a adalah tinggi beton desak, ε_c adalah regangan beton desak dan E_s adalah modulus elastisitas baja.

Sedangkan untuk nilai momen kapasitas negatif balok tulangan rangkap dengan kondisi baja desak sudah leleh diperoleh dari keseimbangan gaya-gaya horizontal pada Gambar 3.7, yang dinyatakan dengan persamaan 3.4.30.

$$A_s 1,25 f_y = A_s' f_y + 0,85 f_c' a b \quad (3.4.30)$$

$$a = \frac{A_s 1,25 f_y - A_s' f_y}{0,85 f_c' b} \quad (3.4.31)$$

$$a = \beta_1 c \quad (3.4.32)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 d'}{a} \varepsilon_c \quad (3.4.33)$$

Momen kapasitas dengan kondisi baja desak belum leleh dapat dihitung berdasarkan momen kopel gaya desak beton dan gaya baja tulangan desak dengan lengan momen terhadap gaya baja tulangan tarik yang ada pada Gambar 3.6 dapat dinyatakan dalam persamaan 3.4.34 dan 3.4.35.

$$M_1 = 0,85 f_c' a b \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.4.34)$$

$$M_2 = A_s' f_s' (d - d') \quad (3.4.35)$$

$$M_{pr}^- = M_1 + M_2 \quad (3.4.36)$$

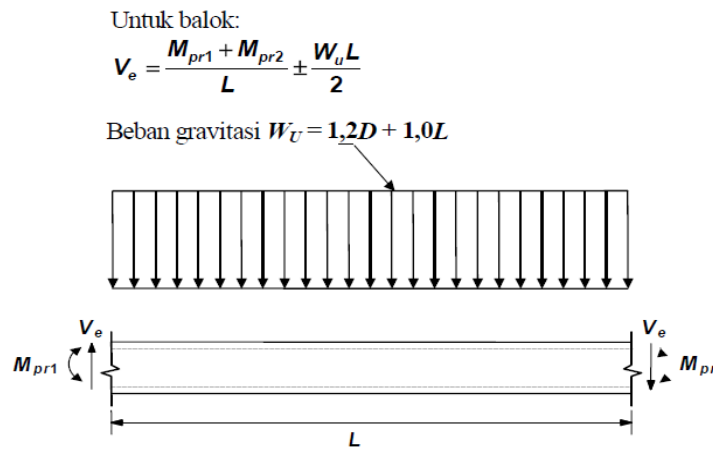
Diketahui M_1 adalah momen nominal akibat gaya desak beton, M_2 adalah momen nominal akibat gaya desak baja, A_s' adalah luas tulangan desak dan M_{kap}^- adalah momen kapasitas balok saat balok mengalami momen negatif.

2. Momen Kapasitas Positif (M_{kap}^+)

Perhitungan momen kapasitas positif balok (M_{kap}^+) sama dengan perhitungan momen kapasitas negatif balok dengan asumsi bahwa tulangan tarik saat perhitungan momen kapasitas negatif menjadi tulangan desak saat perhitungan momen kapasitas positif balok.

3.4.4 Perencanaan Tulangan Geser Balok

Dasar perencanaan tulangan geser adalah usaha menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sehingga mampu mencegah bukaan retak yang lebih besar. Perencanaan geser berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.4.1 dapat dilihat pada Gambar 3.8 di bawah ini.



Gambar 3.8 Perencanaan geser untuk balok (SNI 03-2847-2002, Pasal 23.3.4.1)

Berdasarkan Gambar 3.8, nilai gaya geser yang harus ditahan oleh penampang balok (V_u) dapat dihitung sesuai dengan persamaan 3.4.37.

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u \cdot L}{2} \quad (3.4.37)$$

Diketahui M_{pr} adalah momen kapasitas balok (M_{kap}), $\frac{W_u \cdot L}{2}$ adalah gaya geser yang diakibatkan oleh beban mati dan beban hidup sehingga persamaan 3.4.38 dapat ditulis kembali dalam persamaan 3.4.38.

$$V_u = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{L} + (1,2 V_D + 1,0 V_L) \quad (3.4.38)$$

Perencanaan penampang geser harus didasarkan pada peraturan SNI 03-2847-2002 pasal 13.1.1 yang dapat ditulis dalam persamaan 3.4.39.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.4.39)$$

Diketahui kuat geser nominal (V_n) balok merupakan gabungan antara kuat geser nominal beton (V_c) dan kuat geser nominal tulangan sengkang (V_s), sedangkan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan struktur yang mengalami gaya geser. Hubungan kedua gaya geser tersebut dituliskan dalam persamaan **3.4.40**.

$$V_c + V_s \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.4.40)$$

Dalam SNI 03-2487-2002, Pasal 13.3.1 menyatakan bahwa kuat geser nominal yang ditahan beton adalah sesuai persamaan **3.4.41**.

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.4.41)$$

Diketahui V_c adalah gaya geser yang dapat ditahan oleh beton, f'_c adalah kuat desak beton, b_w adalah lebar penampang balok dan d adalah jarak dari serat tarik terluar ke pusat berat tulangan tarik.

Kecuali persamaan diatas, SNI 03-2847-2002 pasal 13.3.2.1 memberikan persamaan lain yang lebih kompleks untuk menghitung kapasitas geser balok yang ditahan oleh beton yang dapat dilihat pada persamaan **3.4.42**.

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \frac{b_w d}{7} \leq 0,3 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.4.42)$$

dengan

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} \quad (3.4.43)$$

$$\frac{V_u d}{M_u} \geq 1,0 \quad (3.4.44)$$

Sebaiknya diambil nilai terkecil dari kedua persamaan tersebut untuk faktor keamanan terbesar.

Sedangkan untuk kuat geser sengkang dalam daerah sendi plastis (daerah hingga dua kali tinggi balok ($2h$) diukur dari muka tumpuan ke arah tengah bentang, dikedua ujung komponen struktur lentur) dihitung sesuai persamaan **3.4.45**.

$$V_{s1} \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.4.45)$$

Sedangkan kuat geser sengkang untuk diluar daerah sendi plastis dapat diperoleh dengan persamaan **3.4.46**.

$$V_{s2} = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.4.46)$$

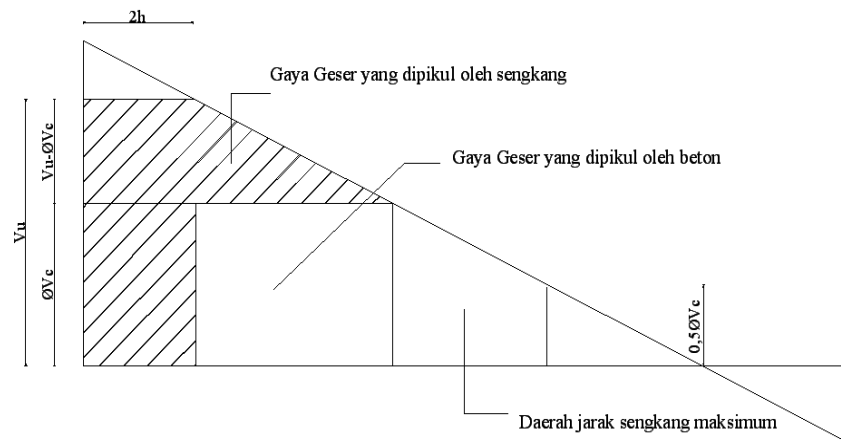
Diketahui V_{s1} dan V_{s2} adalah gaya geser yang terjadi di daerah sendi plastis dan gaya geser yang terjadi di luar sendi plastis. Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.6.9, gaya geser yang ditahan oleh tulangan sengkang (V_s) tidak boleh lebih dari persamaan **3.4.47**.

$$V_s = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.4.47)$$

Untuk kuat geser sengkang dalam daerah sendi plastis, nilai V_c ditentukan dalam SNI 03-2487-2002 Pasal 23.3.4.2 dimana nilai $V_c = 0$ jika:

1. Gaya geser akibat gempa mewakili setengah atau lebih daripada kuat geser perlu maksimum di sepanjang daerah tersebut.
2. Gaya aksial tekan terfaktor termasuk akibat beban gempa $< \left(\frac{A_g \cdot f'_c}{20} \right)$.

Ilustrasi pembagian kuat geser beton bertulang terlihat pada Gambar 3.9 di bawah ini.



Gambar 3.9 Ilustrasi pembagian kuat geser beton bertulang

Jarak antar tulangan sengkang dapat dihitung sesuai persamaan 3.4.48.

$$s = \frac{n A_{1D} f_y d}{V_s} \quad (3.4.48)$$

Diketahui n adalah jumlah kaki sengkang (minimal 2 kaki), s adalah jarak sengkang dan d adalah tinggi efektif beton. Dengan sengkang tertutup pertama tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Jarak maksimum antara sengkang tertutup untuk bagian daerah sendi plastis tidak boleh melebihi ketentuan SNI 03-2847-2002, Pasal 23.3.3.2 sesuai dengan persamaan 3.4.49.

$$\frac{d}{4}, 8.d_{tul.pokok}, 24.d_{tul.sengkang}, \text{ dan } 300 \text{ mm} \quad (3.4.49)$$

Sedangkan jarak maksimum antara sengkang tertutup untuk bagian daerah luar sendi plastis tidak boleh melebihi ketentuan SNI 03-2847-2002, Pasal 23.3.3.4 sesuai dengan persamaan 3.4.50.

$$\frac{d}{2} \quad (3.4.50)$$

3.4.5 Perencanaan Tulangan Puntir/Torsi

Momen puntir merupakan momen yang bekerja terhadap sumbu longitudinal balok atau elemen struktur. Puntir dapat terjadi karena adanya beban eksentrik yang bekerja pada balok tersebut. Beban puntir dibedakan menjadi 2 jenis :

1. Puntir keseimbangan, momen puntir yang timbul karena dibutuhkan untuk keseimbangan struktur.
2. Puntir kompatibilitas, momen puntir yang timbul karena kompatibilitas deformasi antara elemen-elemen struktur yang bertemu pada sambungan.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6, perencanaan terhadap puntir dikembangkan atas dasar analogi rangka batang ruang pada pipa dinding tipis (*thin walled tube*). Suatu balok yang dibebani puntir dimodelkan sebagai *thin walled tube* dengan inti penampang solid diabaikan. Pada saat elemen beton bertulang retak akibat puntir oleh sengkang tertutup dan tulangan longitudinal yang berada di dekat permukaan luar penampang.

Dasar perencanaan terhadap puntir yang digunakan dalam SNI 03-2847-2002 adalah analogi pipa dinding tipis dan analogi ruang. Beberapa pertimbangan yang perlu diperhatikan untuk puntir pada balok adalah tulangan yang dibutuhkan untuk puntir harus ditambahkan pada tulangan yang dibutuhkan untuk menahan momen lentur (tulangan longitudinal) dan untuk menahan geser. Jadi tulangan puntir berupa tulangan lentur dan tulangan geser balok.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6.1, pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sesuai dengan persamaan 3.4.51.

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (3.4.51)$$

Diketahui A_{cp} adalah luas penampang keseluruhan balok dan p_{cp} adalah keliling penampang keseluruhan balok.

Dalam SNI 03-2847-2002 pasal 13.6.3.1, dimensi penampang melintang untuk penampang solid harus memenuhi syarat pada persamaan **3.4.52**.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{0h}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} \right) \quad (3.4.52)$$

dengan

$$A_{0h} = b_w - 2p_b \quad b_w - 2p_b$$

$$p_h = 2b_w - 2p_b + 2b_w - 2p_b$$

Diketahui A_{0h} adalah luas penampang yang dibatasi oleh sengkang tertutup dan p_h adalah keliling penampang yang dibatasi oleh sengkang tertutup.

Dalam SNI 03-2847-2002 pasal 13.6.3.5, tulangan yang dibutuhkan untuk torsi ditentukan berdasarkan persamaan **3.4.53**.

$$\phi T_n \geq T_u \quad (3.4.53)$$

Dalam SNI 03-2847-2002 pasal 13.6.3.6, tulangan sengkang untuk puntir harus direncanakan berdasarkan persamaan **3.4.54**.

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_{yv}}{s} \cot \theta \quad (3.4.54)$$

sehingga didapatkan kebutuhan tulangan sengkang untuk puntir pada persamaan **3.4.55**.

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_0 f_{yv} \cot \theta} \quad (3.4.55)$$

dengan

$$A_0 = 0,85 A_{ch} \quad (3.4.56)$$

Diketahui A_t adalah luas tulangan torsi (luas 1 kaki sengkang), s adalah jarak antar tulangan sengkang, A_{yv} adalah tegangan leleh tulangan sengkang dan θ adalah sudut retak (45° untuk elemen non prategang).

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6.3.7, tulangan longitudinal tambahan yang dibutuhkan untuk menahan puntir dihitung dengan persamaan **3.4.57**.

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \cot^2 \theta \quad (3.4.57)$$

Diketahui A_l adalah luas tulangan longitudinal puntir dan f_{yl} adalah tegangan leleh tulangan longitudinal.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6.5.2, luas total tulangan sengkang minimum untuk geser dan puntir dihitung dengan persamaan **3.4.58** dan **3.4.59**.

$$A_t + A_v \geq \frac{75 \sqrt{f'_c} b_w s}{1200 f_{yv}} \quad (3.4.58)$$

$$A_t + A_v \geq \frac{b_w s}{3 f_{yv}} \quad (3.4.59)$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6.5.3, luas total tulangan sengkang minimum untuk tulangan lentur dan puntir dihitung dengan persamaan **3.4.60** dan **3.4.61**.

$$A_t + A_{st} \geq \left\{ \frac{5 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{12 f_{yl}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right\} \quad (3.4.60)$$

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{b}{6 f_{yv}} \quad (3.4.61)$$

kontrol kapasitas penampang pada persamaan **3.4.62**.

$$T_n = 2 \frac{A_t}{s} A_{ch} f_{yv} \cot^2 \theta \quad (3.4.62)$$

$$\phi T_n \geq T_u \quad (3.4.63)$$

Jarak tulangan geser dan puntir maksimum tidak boleh melebihi ketentuan SNI 03-2847-2002, Pasal 13.6.6.1 sesuai dengan persamaan **3.4.64**.

$$s \leq \frac{p_h}{8} \text{ dan } s \leq 300 \quad (3.4.64)$$

Sedangkan jarak tulangan longitudinal puntir maksimum tidak boleh melebihi ketentuan SNI 03-2847-2002, Pasal 13.6.6.1 sesuai dengan persamaan **3.4.65**.

$$s \leq 300 \quad (3.4.65)$$

Diameter tulangan longitudinal puntir tidak boleh melebihi ketentuan SNI 03-2847-2002, Pasal 13.6.6.1 sesuai dengan persamaan **3.4.66**.

$$D \geq 10mm \text{ dan } D \geq \frac{s}{24} \quad (3.4.66)$$

3.5 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan elemen struktur yang bertugas menahan beban tekan aksial. Selain itu, kolom juga merupakan komponen utama pada struktur bangunan karena umumnya meneruskan beban dari balok atau lantai ke system

fondasi di bawahnya. sekuat dan sekakunya balok atau pelat yang ada di atasnya, tetapi tidak didukung dengan kolom yang kuat maka struktur secara keseluruhan akan runtuh. Oleh sebab itu, perencanaan kolom perlu mendapatkan perhatian yang serius. Sesuai SNI 03-2487-2002 Pasal 23.4.1, kolom pada SRPMK harus memenuhi persyaratan gaya dan geometri sebagai berikut:

1. Memikul gaya akibat gempa
2. Menerima beban aksial terfaktor yang lebih besar daripada $A_g \cdot f'_c / 10$.
3. Ukuran penampang terkecil tidak kurang dari 300 mm.
4. Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

1. Momen Rencana Kolom

Menurut SNI 03-2847-2002, kuat lentur yang bekerja pada kolom diperoleh dari hasil analisis struktur akibat kombinasi beban terfaktor dan harus memenuhi syarat SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.2.2 sesuai dengan persamaan 3.5.4.

$$\sum M_e \geq \frac{6}{5} \sum M_g \quad (3.5.1)$$

$\sum M_e$ adalah jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang terdapat pada hubungan balok-kolom tersebut. Sedangkan $\sum M_g$ adalah jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok-balok yang terdapat pada hubungan balok-kolom tersebut.

2. Gaya Aksial Rencana Kolom

Menurut SNI 03-2847-2002, gaya aksial rencana yang bekerja pada kolom diperoleh sama halnya dengan momen lentur rencana yaitu dari hasil analisis struktur akibat kombinasi beban terfaktor.

3.5.1 Perencanaan Tulangan Lentur Kolom

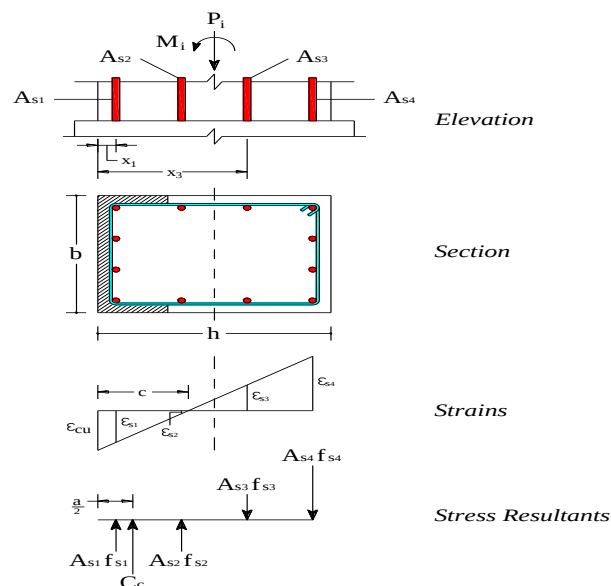
1. Persyaratan tulangan lentur

Persyaratan tulangan lentur dinyatakan dalam SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.3, yaitu:

- Rasio penulangan (ρ_g) tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06.
- Sambungan lewatan hanya diizinkan di lokasi setengah panjang komponen struktur yang berada di tengah, yang direncanakan sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.4.2 dan 23.4.4.3.

2. Persyaratan Kuat Lentur

Kombinasi lentur dan aksial pada kolom mengakibatkan perhitungannya lebih rumit dibanding balok, sehingga ukuran kolom dan jumlah tulangan lebih sering diestimasi menggunakan grafik atau program komputer. Gambar 3.10 memperlihatkan potongan, regangan, dan tegangan pada kolom persegi beton bertulang dimana bekerja gaya aksial P_i dan momen lentur M_i akibat beban gravitasi dan gempa.



Gambar 3.10 Keseimbangan gaya pada kolom persegi beton bertulang (Paulay and Priestly, 1992)

1. Keseimbangan gaya:

$$C_c + \sum_1^4 A_{si} f_{si} = P_i \quad (3.5.2)$$

2. Keseimbangan momen didapatkan dengan mengambil lengan gaya terhadap sumbu netral tegangan:

$$M_i = C_c \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum_1^4 A_{si} f_{si} (c - x_i) + P_i \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad (3.5.3)$$

3. Kesesuaian regangan dan tegangan:

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_{cu} \frac{c - x_i}{c} \quad (3.5.4)$$

$$f_y \geq E_s \varepsilon_{si} \geq -f_y \quad (3.5.5)$$

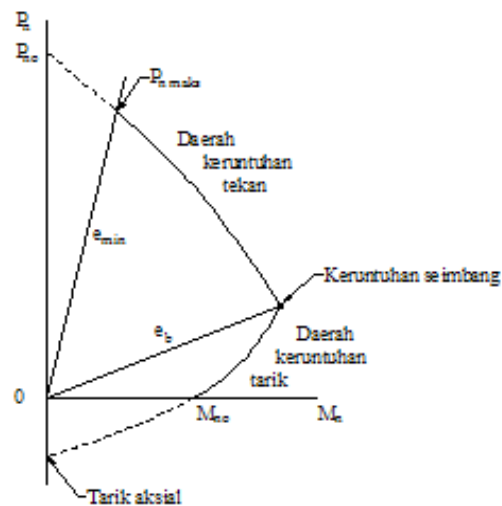
Diketahui C_c adalah gaya desak beton, A_{si} adalah luasan baja tulangan pada baris ke- i , f_{si} adalah tegangan dalam tulangan pada baris ke- i , c adalah tebal beton desak dan x_i adalah jarak titik berat tulangan pada baris ke- i sampai ke serat terluar. Persamaan 3.5.3 dapat diselesaikan setelah dilakukan *trial-and-error* nilai c yang digunakan untuk menyelesaikan persamaan 3.5.2.

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.2 menyebutkan bahwa kuat lentur setiap kolom yang dirancang untuk menerima beban aksial tekan terfaktor melebihi $0,1A_g f'_c$, maka harus memenuhi persyaratan sesuai persamaan 3.5.1 yang telah dijelaskan sebelumnya.

Tujuan dari Pasal 23.4.2 di atas adalah untuk mengurangi kemungkinan leleh di kolom-kolom yang telah dianggap merupakan bagian dari sistem pemikul gaya lateral. Bila kolom-kolom tidak lebih kuat dari balok-balok yang menyatu dalam suatu titik kumpul (hubungan balok-kolom), ada kemungkinan terjadi aksi inelastis. Dalam kasus yang paling jelek pada kolom-kolom yang lemah, leleh oleh lentur dapat terjadi di kedua ujung kolom di suatu tingkat tertentu, yang menghasilkan mekanisme kegagalan kolom yang menjurus pada keruntuhan (SNI 03-2847-2002 & S-2002).

3. Diagram Interaksi Kolom

Kapasitas penampang kolom beton bertulang dapat dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi $M - P$ sesuai dengan Gambar 3.11, yang menunjukkan beban aksial dan momen lentur pada kondisi batas. Setiap titik kurva menunjukkan kombinasi P dan M sebagai kapasitas penampang terhadap garis netral tertentu. Suatu kombinasi beban yang diberikan pada kolom tersebut, bila di plotkan ternyata berada di dalam diagram interaksi dari kolom yang dibuat menyatakan bahwa kombinasi beban tersebut dapat dipikul oleh kolom dengan baik. Demikian pula bila sebaliknya, yaitu jika suatu kombinasi beban (P dan M) yang berada di luar diagram tersebut maka kombinasi beban tersebut adalah di luar kapasitas kolom dan dapat menyebabkan keruntuhan.



Gambar 3.11 Hubungan $M - P$ pada kolom beton bertulang

Setiap titik kurva menunjukkan kombinasi P dan M sebagai kapasitas penampang terhadap suatu garis netral tertentu. Adapun titik-titik tersebut adalah:

1. Beban aksial tekan maksimum/teori (P_{n-0})

$$P_{n-0} = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad (3.5.6)$$

2. Beban aksial tekan maksimum yang diijinkan (P_{n-maks})

$$P_{n-maks} = 0,8 P_0 \text{ dimana } M_n = P_{n-maks} e_{min} \quad (3.5.7)$$

3. Beban lentur dan aksial pada kondisi *balance* (seimbang)

4. Beban lentur pada kondisi beban aksial nol
5. Beban aksial tarik maksimum (P_{n-T})

$$P_{n-T} = \sum_{i=1}^n -A_{st} \cdot f_y \quad (3.5.8)$$

6. Titik-titik tambahan di antara keruntuhan tarik dan tekan

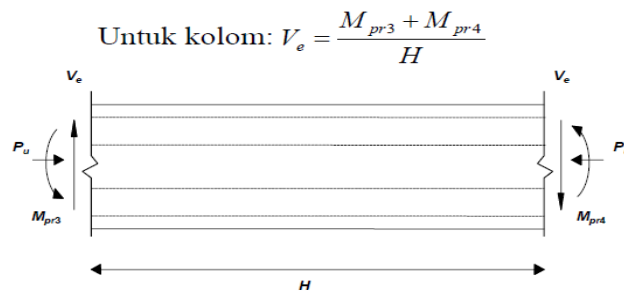
Diketahui A_g adalah luas bruto penampang kolom, A_{st} adalah jumlah luas tulangan pada penampang kolom dan e_{min} adalah nilai eksentrisitas.

Titik 1 sampai 5 adalah titik minimum yang harus ada pada kurva interaksi. Sedangkan titik 6 adalah titik tambahan agar ketelitian hasil kurva dapat menjadi lebih baik.

3.5.2 Perencanaan Tulangan Geser Kolom

1. Perhitungan gaya geser rencana kolom

Perencanaan geser untuk kolom berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.4 dapat dilihat pada Gambar 3.12 di bawah ini.



Gambar 3.12 Perencanaan geser untuk kolom (SNI 03-2847-2002, Pasal 23.3.4)

Berdasarkan Gambar 3.14, besarnya gaya geser kolom harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom pada setiap ujung komponen struktur sesuai dengan persamaan 3.5.9.

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{H} \quad (3.5.9)$$

Diketahui V_e adalah gaya geser rencana kolom, M_{pr3} dan M_{pr4} adalah momen ultimit kolom atas dan bawah yang didasarkan pada tegangan tarik $1,25 f_y$ dan tidak perlu lebih besar daripada momen yang dihasilkan oleh M_{pr} (M_{kap}) balok yang terdapat pada hubungan balok-kolom. Selain itu V_e tidak boleh lebih kecil daripada nilai yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisis struktur.

Dalam SNI 03-2487-2002, Pasal 13.3.1.2 menyatakan bahwa kuat geser yang ditahan beton adalah sesuai persamaan **3.5.10**.

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w \cdot d \quad (3.5.10)$$

Diketahui V_c adalah gaya geser yang dapat ditahan oleh beton, P_u adalah gaya aksial terfaktor kolom, A_g adalah luas penampang kolom, f'_c adalah kuat desak beton, b_w adalah lebar penampang balok dan d adalah jarak dari serat tarik terluar ke pusat berat tulangan tarik. Luas total penampang sengkang tertutup persegi tidak boleh kurang daripada yang disyaratkan oleh SNI 03-2487-2002, Pasal 23.4.4.1 pada persamaan **3.5.11** dan **3.5.12**.

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s h_c f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (3.5.11)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s h_c f'_c}{f_y} \right) \quad (3.5.12)$$

dimana A_{sh} , s , h_c , dan A_{ch} adalah luas total penampang sengkang, s adalah spasi minimum sengkang, h_c adalah tinggi kolom diukur dari sumbu ke sumbu tulangan pengekan dan adalah A_{sh} luasan penampang kolom dimana lebar dan tingginya sudah dikurangi penutup beton.

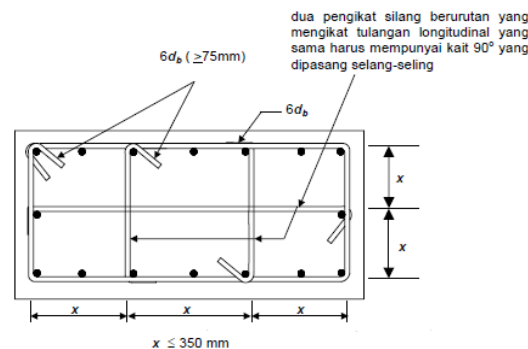
2. Persyaratan tulangan geser kolom

Adapun syarat-syarat yang harus dipenuhi untuk merencanakan tulangan geser berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2002 :

- a. Sesuai SNI 03-2487-2002 Pasal 23.4.5.2 tulangan geser kolom sepanjang ℓ_o harus direncanakan untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila gaya geser akibat gempa yang dihitung sesuai dengan M_{pr} mewakili 50% atau lebih dari kuat geser perlu maksimum pada bagian sepanjang ℓ_o tersebut, dan gaya tekan aksial terfaktor termasuk akibat pengaruh gempa tidak melampaui $\frac{A_g f'_c}{20}$. Jika V_c tidak nol, maka nilai V_c harus dihitung sesuai persamaan **3.5.10**.
- b. Sesuai SNI 03-2487-2002 Pasal 23.4.4.2 tulangan geser kolom sepanjang ℓ_o harus diletakan dengan spasi tidak lebih daripada $\frac{1}{4}$ dari dimensi terkecil kolom, $6d_{tul.pokok}$ dan s_x .

$$s_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \quad (3.5.13)$$
 dengan s_x tidak perlu lebih besar 150 mm dan tidak perlu lebih kecil daripada 100 mm.
- c. Sesuai SNI 03-2487-2002 Pasal 23.4.4.6 tulangan geser kolom diluar daerah ℓ_o harus dipasang tulangan sengkang tertutup dengan spasi tidak lebih daripada $6d_{tul.pokok}$ dan 150 mm.
- d. Sesuai SNI 03-2487-2002 Pasal 23.4.4.4 panjang ℓ_o ditentukan tidak kurang daripada tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom, satu per enam tinggi bersih kolom dan 500 mm.
- e. Tulangan geser kolom harus berupa sengkang tunggal atau tumpuk. Tulangan pengikat silang dengan diameter dan spasi yang sama dengan diameter dan spasi sengkang tertutup boleh dipergunakan. Tiap ujung tulangan pengikat silang harus saling terkait pada tulangan lentur terluar. Pengikat silang yang

berurutan harus ditempatkan secara berselang-seling berdasarkan bentuk kait ujungnya, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.13 di bawah ini.



Gambar 3.13 Tulangan transversal pada kolom (SNI 03-2847-2002)

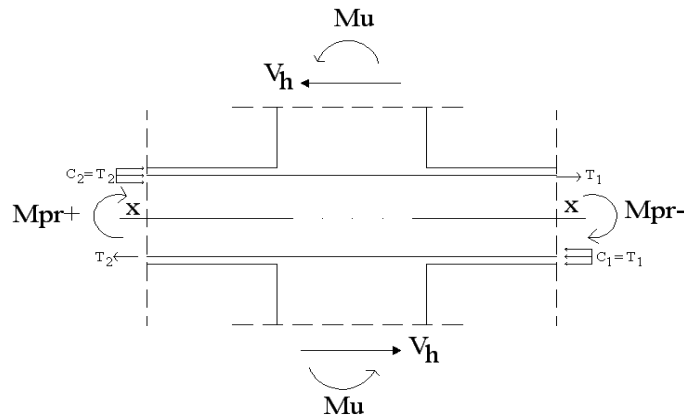
3.5.3 Perencanaan Hubungan Balok-Kolom (HBK)

Fungsi hubungan balok-kolom adalah penghubung antara kolom dan balok. Problema utama dalam hubungan balok-kolom adalah geser dan problem lekatan antara tulangan dengan beton (Paulay dan Priestley, 1992). Hubungan balok-kolom pada SRPMK harus memenuhi persyaratan gaya dan geometri sebagai berikut:

1. Gaya pada tulangan lentur di muka hubungan balok-kolom ditentukan berdasarkan tegangan $1,25 f_y$.
2. Faktor reduksi ditetapkan 0,8.
3. Untuk beton normal, dimensi kolom hubungan balok-kolom dalam arah paralel tulangan longitudinal balok harus ≥ 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.
4. Untuk beton ringan, dimensi minimumnya 26 kali diameter.

1. Perhitungan Gaya Tulangan Geser pada HBK

Gaya-gaya yang terjadi dalam panel pertemuan balok dan kolom harus memenuhi syarat keseimbangan gaya seperti yang tergambar pada Gambar 3.14 di bawah ini.



Gambar 3.14 Panel pertemuan hubungan balok dan kolom

Sesuai Gambar 3.14, maka gaya beton desak kiri dan kanan hubungan balok-kolom (C_c) serta gaya tulangan tarik kiri dan kanan hubungan balok-kolom (T_s) dapat dihitung dengan persamaan 3.5.14 dan 3.5.15.

$$C_c = 1,25 f_y \cdot A'_{s,ada} \quad (3.5.14)$$

$$T_s = 1,25 f_y \cdot A_{s,ada} \quad (3.5.15)$$

Sesuai Gambar 3.16, maka gaya geser kolom dapat dihitung dengan persamaan 3.5.16.

$$V_h = \frac{\left[\left(\frac{L_a}{L'_a} \right) \cdot M_{pr}^- + \left(\frac{L_i}{L'_i} \right) \cdot M_{pr}^+ \right]}{\frac{1}{2} (h_a + h_b)} \quad (3.5.16)$$

Gaya geser horizontal nominal hubungan balok-kolom dapat dihitung dengan persamaan 3.5.17.

$$V_{jh} = C + T - V_{col} \quad (3.5.17)$$

Diketahui M_{pr}^- adalah momen kapasitas balok kanan hubungan balok-kolom, M_{pr}^+ adalah momen kapasitas balok kiri hubungan balok-kolom, L_a adalah panjang bruto balok sebelah kanan, L'_a adalah panjang netto balok sebelah kanan,

L_i adalah panjang bruto balok sebelah kiri, L'_i adalah panjang netto balok sebelah kiri dan V_{jh} adalah gaya geser horizontal hubungan balok-kolom.

Kuat geser hubungan balok-kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada ketentuan yang terdapat pada persamaan **3.5.18** sesuai SNI 03-2847-2002 Pasal 23.5.3.

$$V_{c,max} = n \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j \quad (3.5.18)$$

Dimana $n = 1,7$ untuk hubungan balok-kolom yang terkekang pada keempat sisinya, 1,25 untuk hubungan balok-kolom yang terkekang pada ketiga sisinya atau 1 untuk hubungan lainnya. Jika batas maksimum tegangan dalam persamaan **3.5.18** tidak dipenuhi, maka ukuran hubungan balok-kolom harus dibesarkan.

2. Persyaratan Tulangan Geser HBK

Pemasangan tulangan geser dalam hubungan balok-kolom bertujuan memberikan pengekan pada beton untuk menjamin tetap berperilaku daktail dan tetap dapat mempertahankan kapasitas pemikul beban, meskipun kulit beton telah mengelupas. Adapun beberapa persyaratan tulangan geser pada hubungan balok-kolom berdasarkan SNI 03-2847-2002, antara lain :

1. Tulangan transversal berbentuk sengkang tertutup sesuai daerah sendi plastis kolom harus dipasang di dalam daerah hubungan balok-kolom, kecuali bila hubungan balok-kolom tersebut terkekang oleh komponen-komponen struktur.
2. Pada hubungan balok-kolom dimana balok-balok, dengan lebar setidaknya tidaknya sebesar $3/4$ lebar kolom yang terdapat pada keempat sisinya, harus dipasang tulangan geser horizontal setidaknya tidaknya $1/2$ dari yang ditentukan pada daerah sendi plastis kolom. Tulangan geser horizontal ini dipasang di daerah hubungan balok-kolom di setinggi balok terendah yang merangka ke hubungan tersebut. Pada daerah tersebut spasi tulangan geser horizontal yang telag ditentukan pada daerah sendi plastis dapat diperbesar menjadi 150 mm.

3. Pada hubungan balok-kolom, dengan lebar balok lebih besar lebar kolom maka tulangan geser horizontal seperti pada daerah sendi plastis kolom harus dipasang pada hubungan tersebut untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang berada diluar daerah inti kolom.

3.6 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan salah satu sarana penghubung dari dua tempat yang berbeda level/ketinggiannya. Pada bangunan gedung bertingkat, umumnya tangga digunakan sebagai sarana penghubung antara lantai tingkat yang satu dengan lantai tingkat yang lain.

3.6.1 Persyaratan Tangga

Sebelum mendesain tangga, ada beberapa hal yang harus diperhatikan agar tangga yang didesain dapat memberikan kenyamanan bagi penggunaanya.

1. Kemiringan Tangga

Menurut Djojowiriono (1984), penentuan sudut kemiringan tangga tergantung pada fungsi/keperluan tangga yang akan dibangun. Sebagai pedoman dapat diambil ketentuan untuk tangga perumahan dan bangunan gedung pada umumnya diambil sudut kemiringan 30° sampai dengan 35° , atau kemiringan 1:1,7 samapai 1:1,4.

2. Penentuan Lebar Tangga

Ukuran lebar tangga dari suatu bangunan, biasanya bergantung pada jenis bangunan yang akan didirikan. Tangga untuk bangunan perumahan dan bangunan gedung, diperlukan ukuran lebar yang berbeda dengan bangunan untuk umum. Biasanya untuk bangunan lebar tangga dipakai antara 120-200 cm.

3. Ukuran Anak Tangga

Agar tangga dapat digunakan/dilalui dengan mudah, nyaman dan tidak melelahka, maka ukuran tangga perlu diperhitungkan dengan mengingat beberapa pertimbangan berikut :

1. Jarak satu langkah orang berjalan, berkisar antara 61 cm sampai dengan 65 cm.

2. Pada saat orang berjalan, tenaga untuk mengangkat kaki diperlukan dua kali lipat dari pada tenaga untuk memajukan kaki.
3. Semakin kecil sudut kemiringan tangga, semakin mudah untuk dilalui/didaki.

Berdasarkan pertimbangan di atas, maka ukuran anak tangga dapat ditentukan menurut persamaan **3.6.1**.

$$2T + I = (61 - 65) \text{ cm} \quad (3.6.1)$$

Diketahui T adalah tinggi bidang tanjakan (*optrede*) 16-20 cm dan I adalah lebar bidang injakan (*antrede*) 26-30 cm.

3.6.2 Pehitungan Pelat Tangga

Pelat tangga terdiri dari tulangan lapangan, tulangan tumpuan, dan tulangan susut. Gaya desak yang dihasilkan beton (C_c) dapat dicari dengan persamaan **3.6.2**.

$$C_c = 0,85 f'_c a b \quad (3.6.2)$$

diketahui a adalah tebal blok beton desak (mm) dan b adalah lebar pelat tangga yang ditinjau sebesar 1000 mm.

Selanjutnya kuat tarik baja tulangan (T_s) dapat dicari berdasarkan persamaan **3.6.3**.

$$T_s = A_s f_y \quad (3.6.3)$$

diketahui f_y adalah tegangan leleh baja tarik dan A_s adalah luas tulangan perlu.

Momen nominal (M_n) yang dapat dikerahkan pelat lantai adalah sesuai dengan persamaan **3.6.4**.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.6.4)$$

Diketahui M_u adalah momen *ultimate* pada pelat tangga, C_c adalah gaya desak yang dihasilkan beton dan d jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan.

Berdasarkan persamaan 3.6.4, maka nilai kedalaman beton desak (a) dapat dihitung. Luasan tulangan perlu dapat dihitung dengan keseimbangan gaya dalam $C_c = T_s$ sampai didapatkan persamaan menghitung luasan tulangan perlu sesuai dengan persamaan 3.6.5.

$$A_s = \frac{0,85 f'_c a b}{f_y} \quad (3.6.5)$$

Sebagai kontrol rasio tulangan, digunakan persamaan 3.6.6.

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \geq \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.6.6)$$

Sedangkan untuk jarak antartulangan (s) dapat dicari dengan persamaan 3.6.7.

$$s = \frac{\left(\frac{1}{4} \pi \phi_{\text{tul}}^2\right) 1000}{A_s} \quad (3.6.7)$$

dimana d adalah tinggi efektif, ϕ_{tul} adalah diameter tulangan pokok dan s adalah jarak antar tulangan pokok.

3.7 Perencanaan Pondasi

Fondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah. Perancangan yang seksama diperlukan agar beban fondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan pada tanah. Tekanan yang berlebihan dapat mengakibatkan penurunan yang besar dan dapat pula mengakibatkan keruntuhan pada struktur (Bowles, 1986).

Struktur bangunan gedung meletakkan sepenuhnya diatas tanah pendukung melalui sistem fondasi. Dengan demikian sistem fondasi merupakan bagian yang sangat penting dari bangunan gedung secara keseluruhan. Secara garis besar, bangunan terdiri atas dua bagian pokok, yaitu struktur atas (*superstructure*) dan struktur bawah (*substructure*). Struktur atas adalah bagian bangunan yang langsung menahan beban, baik beban gravitasi maupun beban

angin atau gempa (Bowles, 1986). Selanjutnya beban-beban tersebut disalurkan pada fondasi oleh kolom-kolom dan selanjutnya oleh fondasi beban disalurkan ke dalam tanah pendukung.

Pemilihan jenis fondasi bergantung pada beban yang harus didukung dan kondisi tanah fondasi. Fondasi gedung harus memadai agar konstruksi di atasnya bisa berfungsi dengan memuaskan dan aman untuk ditempati. Angka keamanan yang sering dipakai pada daya dukung tanah antara 2-3 (Bowles, 1986). Angka keamanan yang dimaksud adalah rasio antara kuat batas atau maksimum tegangan tanah terhadap tegangan yang diijinkan akibat beban. Angka keamanan yang relatif tinggi pada tanah dipakai bila sistem kontrol kondisi dan kekuatan tanah mengalami kesulitan, ketidaktauan secara 100% terhadap tanah-tanah di bawahnya dan ketidaksempurnaan dalam menentukan properti tanah. Tanah sebagai pendukung akhir beban harus tidak boleh gagal dalam menahan semua beban. Oleh karena itu, setelah tanah maka hierarki kerusakan di bawahnya adalah fondasi. Dengan demikian fondasi harus mempunyai angka keamanan yang cukup agar dapat meneruskan beban dengan baik. Angka keamanan untuk fondasi harus lebih dari pada kolom ataupun struktur atas, walaupun lebih kecil dari tanah. Sudah menjadi kebiasaan di dalam desain, bahwa penghematan atau penekanan biaya yang berlebihan pada fondasi umumnya tidak dianjurkan. Dengan perkataan lain biaya untuk fondasi tidak perlu dihemat atau bahkan cenderung diamankan.

Fondasi yang digunakan pada perencanaan gedung ini adalah fondasi foot plate, hal ini dikarenakan kondisi tanah terletak pada tanah sedang dan tidak terlalu dalam.

Perencanaan struktur fondasi didasarkan pada momen-momen dan tegangan geser yang terjadi akibat tekanan sentuh antara tanah dan fondasi (daya dukung tanah). Oleh karena itu, besar distribusi tekanan sentuh pada dasar fondasi harus diketahui. Tekanan pada dasar fondasi dapat diketahui dengan persamaan 3.7.1 (Hary Chistady, 2010).

$$Q = \frac{P}{A} \quad (3.7.1)$$

Diketahui Q adalah tekanan sentuh (tekanan pada dasar fondasi), P adalah beban vertikal dan A luas dasar fondasi.

Sedangkan perhitungan daya dukung ijin fondasi berdasarkan kekuatan daya dukung tanah dengan cara membandingkan antara metode Terzaghi dan metode Mayerhoff, kemudian diambil yang apaling kecil (Braja M Das, 2002). Daya dukung fondasi berdasarkan jenisnya menurut *Terzhagi* dapat dilihat pada persamaan 3.7.2 sampai 3.7.4.

Fondasi bujur sangkar :

$$Q_{ult} = 1,3 c N_c + \gamma D_r N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (3.7.2)$$

Fondasi bulat :

$$Q_{ult} = 1,3 c N_c + \gamma D_r N_q + 0,3 \gamma A N_\gamma \quad (3.7.3)$$

Fondasi menerus :

$$Q_{ult} = c N_c + \gamma D_r N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \quad (3.7.4)$$

Diketahui D_f adalah kedalamann tiang fondasi, B adalah lebar fondasi, A adalah luas tampang tiang sumuran, dan γ , c , ϕ adalah parameter kekuatan tanah di ujung fondasi. Daya dukung menurut *mayerhoff* dapat dilihat pada persamaan 3.7.5.

$$Q_{ult} = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma D_r N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (3.7.5)$$

Diketahui F_{cs} , F_{cd} , F_{ci} adalah faktor dari bentuk fondasi, F_{qs} , F_{qd} , F_{qi} adalah faktor untuk kedalaman fondasi dan $F_{\gamma s}$, $F_{\gamma d}$, $F_{\gamma i}$ adalah faktor kecenderungan. Nilai-nilai faktor tersebut bisa dilihat dibuku Braja M. Das 2002.

Daya dukung ijin fondasi dapat dihitung dengan persamaan 3.7.6.

$$Q_{all} = \bar{\sigma} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.7.6)$$

Diketahui Q_{all} adalah daya dukung ijin fondasi, SF adalah faktor keamanan.

Tegangan atau daya dukung yang terjadi didasar fondasi hasil kombinasi beban aksial momen dihitung dengan persamaan 3.7.7.

$$\sigma = \frac{\sum P}{A} \pm \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} \pm \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} \leq \bar{\sigma} \quad (3.7.7)$$

Diketahui P adalah beban aksial yang terjadi di fondasi, M_x , M_y adalah momen yang terjadi di fondasi, A adalah luas fondasi, X adalah lebar fondasi pada arah x dan Y adalah lebar fondasi pada arah y .

3.7.1. Gaya Geser Fondasi

1. Geser Fondasi Satu Arah

Gaya geser yang terjadi pada sumbu x dapat dihitung dengan persamaan 3.7.8.

$$V_u = q_u n X \quad (3.7.8)$$

$$n = \frac{1}{2} X - \frac{1}{2} h_k - d \quad (3.7.9)$$

Diketahui $q_u = \sigma$ adalah daya dukung yang terjadi pada fondasi, X adalah lebar fondasi arah x , h_k adalah tinggi kolom dan d adalah jarak dari serat terluar ke pusat berat tulangan pada arah x .

Gaya geser yang terjadi pada arah y dapat dihitung dengan persamaan 3.7.10.

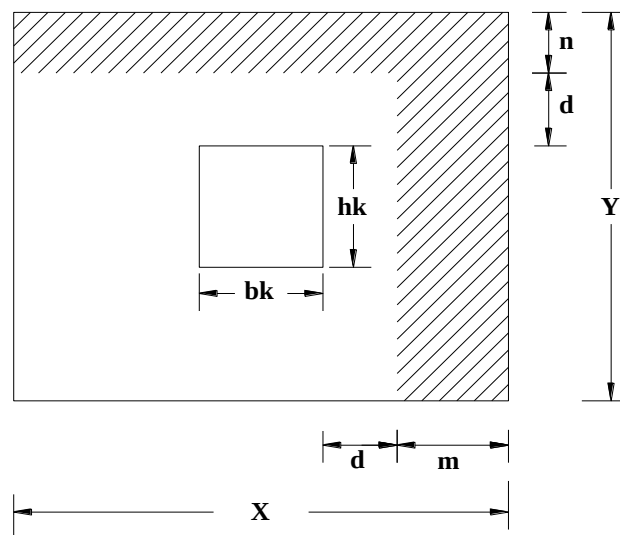
$$V_u = q_u m Y \quad (3.7.10)$$

$$m = \frac{1}{2} Y - \frac{1}{2} b_k - d \quad (3.7.11)$$

Diketahui b_k adalah lebar kolom dan Y adalah lebar fondasi arah y . Gaya geser yang disumbangkan oleh beton berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.3.1 dapat dilihat pada persamaan 3.7.12.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d \quad (3.7.12)$$

Diketahui V_c adalah gaya geser yang dapat ditahan oleh beton, f'_c adalah kuat desak beton, b adalah lebar penampang fondasi dan d adalah jarak dari serat tarik ke pusat berat tulangan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.15 di bawah ini.



Gambar 3.15 Bidang geser satu arah fondasi

2. Perencanaan Geser Fondasi Dua Arah

Gaya geser dua arah yang terjadi pada fondasi dapat dihitung dengan persamaan 3.7.13.

$$V_u = q_u \left[X - Y \right] \quad (3.7.13)$$

dengan,

$$x = h_k + d \quad (3.7.14)$$

$$y = b_k + d \quad (3.7.15)$$

Diketahui $q_u = \sigma$ adalah daya dukung yang terjadi pada fondasi, X adalah lebar fondasi arah x , Y adalah lebar fondasi arah y , h_k adalah tinggi kolom, b_k adalah lebar kolom dan d adalah jarak dari serat terluar ke pusat berat tulangan pada arah x .

Gaya geser yang disumbangkan oleh beton berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2.1 dapat dilihat pada persamaan 3.7.16 sampai 3.7.18.

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_0 d}{6} \quad (3.7.16)$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_0 d}{12} \quad (3.7.17)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (3.7.18)$$

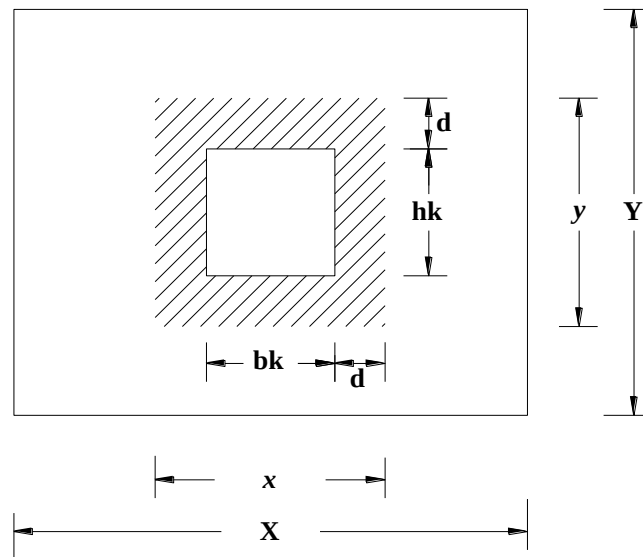
dengan,

$$\beta_c = \frac{\text{sisi}_{\text{panjang}}}{\text{sisi}_{\text{pendek}}} \quad (3.7.19)$$

$$b_0 = 2 \left(\frac{1}{2} x + y \right) \quad (3.7.20)$$

Diketahui V_c adalah gaya geser yang dapat ditahan oleh beton, f'_c adalah kuat desak beton, β_c adalah rasio perbandingan antara sisi panjang dan sisi pendek, b_0 adalah keliling dari penampang kritis fondasi, d adalah jarak dari serat tarik ke pusat berat tulangan dan α_s bernilai 40 untuk kolom dalam, 30 untuk kolom tepi,

20 untuk kolom sudut. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.16 di bawah ini.



Gambar 3.16 Bidang geser dua arah fondasi

3.7.2 Perencanaan Tulangan Lentur Fondasi

Analisis penulangan lentur fondasi ini dimaksudkan untuk menyediakan sejumlah tulangan baja agar fondasi mampu menahan beban yang ada di atasnya. Jarak kolom ke tepi fondasi pada masing-masing arah didapat dari persamaan 3.7.21 dan 3.7.22.

$$L_x = \frac{X - b_k}{2} \quad (3.7.21)$$

$$L_y = \frac{Y - h_k}{2} \quad (3.7.22)$$

Momen ultimit yang terjadi dihitung dengan persamaan 3.7.23.

$$M_u = 0,5 q_u l^2 \quad (3.7.23)$$

Gaya desak yang dihasilkan beton (C_c) dapat dicari dengan persamaan 3.7.24.

$$C_c = 0,85 f'_c a b \quad (3.7.24)$$

Diketahui f'_c adalah kuat desak beton a adalah tebal beton desak (mm) dan b adalah lebar fondasi yang ditinjau sebesar 1000 mm.

Selanjutnya kuat tarik baja tulangan (T_s) dapat dicari berdasarkan persamaan 3.7.25.

$$T_s = A_s f_y \quad (3.7.25)$$

diketahui f_y adalah tegangan leleh baja tarik dan A_s adalah luas tulangan perlu.

Momen nominal (M_n) yang dapat dikerahkan fondasi adalah sesuai dengan persamaan 3.7.26.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.7.26)$$

Diketahui M_u adalah momen *ultimate* pada pondasi, C_c adalah gaya desak yang dihasilkan beton dan d jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan.

Berdasarkan persamaan 3.7.26, maka nilai kedalaman beton desak (a) dapat dihitung. Luasan tulangan perlu dapat dihitung dengan keseimbangan gaya dalam $C_c = T_s$ sampai didapatkan persamaan menghitung luasan tulangan perlu sesuai dengan persamaan 3.7.27.

$$A_s = \frac{0,85 f'_c a b}{f_y} \quad (3.7.27)$$

Sebagai kontrol rasio tulangan, digunakan persamaan 3.7.28.

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \geq \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.7.28)$$

Sedangkan untuk jarak antartulangan (s) dapat dicari dengan persamaan 3.7.29.

$$s = \frac{\left(\frac{1}{4} \pi \phi_{\text{tul}}^2 \right) 1000}{A_s} \quad (3.7.29)$$

dimana d adalah tinggi efektif, $\emptyset_{tul}$ adalah diameter tulangan pokok dan s adalah jarak antar tulangan pokok.

3.7.3 Perencanaan Tulangan Susut Fondasi

Luas tulangan susut yang digunakan dapat menggunakan rumus pada persamaan 3.7.30 sampai 3.7.32.

$$A_{s\,st} = 0,0018 \, b \, h, \text{ untuk } f_y \leq 300 \text{ MPa} \quad (3.7.30)$$

$$A_{s\,st} = 0,0020 \, b \, h, \text{ untuk } f_y \leq 400 \text{ MPa} \quad (3.7.31)$$

$$A_{s\,st} = 0,0018 \, b \, h \frac{400}{f_y} > 0,0014 \, b \, h, \text{ untuk } f_y > 400 \text{ MPa} \quad (3.7.32)$$

3.7.4 Perencanaan Kuat Tumpu Fondasi

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12.17, kuat tumpu rencana fondasi direncanakan berdasarkan persamaan 3.7.33.

$$\phi P_n = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (3.7.33)$$

dengan,

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad (3.7.34)$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12.17, kuat tumpu rencana kolom direncanakan berdasarkan persamaan 3.7.35.

$$\phi P_n = \phi 0,85 f'_c A_1 \quad (3.7.35)$$

Diketahui f'_c adalah kuat desak beton, A_1 adalah luas penampang kolom dan A_2 adalah luas penampang fondasi.

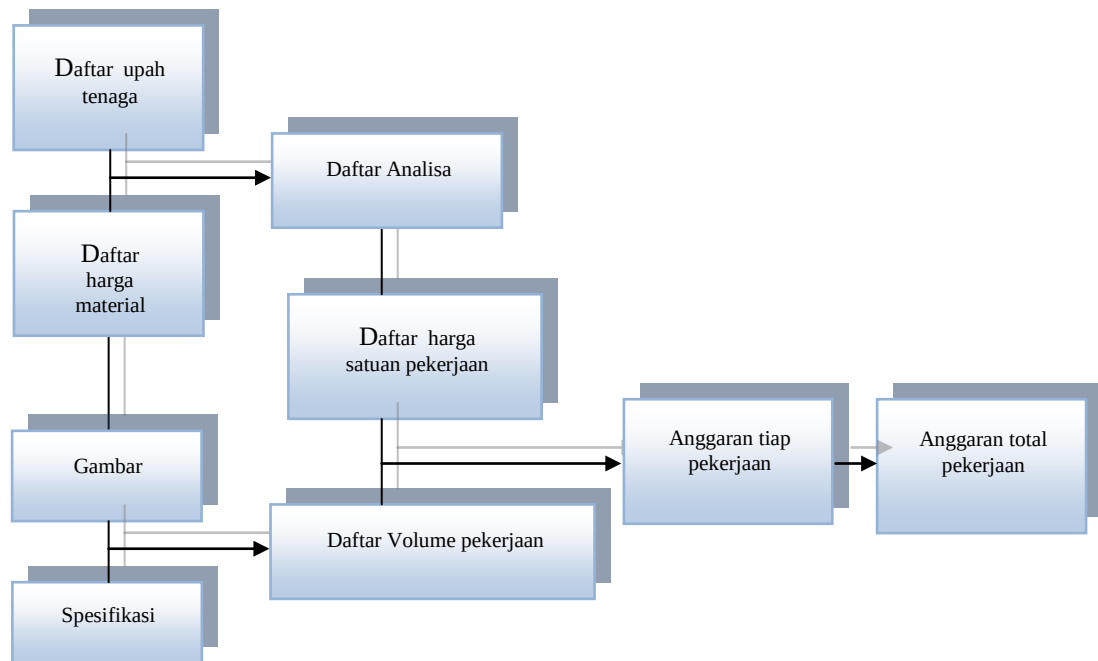
3.8 Perencanaan Anggaran Biaya

Estimasi biaya atau Rencana Anggaran Biaya (RAB) merupakan perkiraan atau perhitungan biaya-biaya yang diperlukan untuk tiap pekerjaan dalam suatu proyek konstruksi, sehingga diperoleh biaya total yang diperlukan untuk menyelesaikan proyek tersebut (KBK Manajemen Konstruksi, 2001). Dalam penelitian ini biaya keseluruhan struktur bangunan dihitung untuk masing-masing variasi penempatan dinding geser dengan analisis statik, sehingga didapatkan struktur yang paling ekonomis. Rencana Anggaran Biaya (RAB) dihitung berdasarkan gambar-gambar rencana, upah tenaga kerja, harga satuan pekerjaan, dan alat yang digunakan dalam proyek pembangunan gedung tersebut.

Langkah-langkah yang perlu dilakukan dalam pembuatan Rencana Anggaran Biaya (RAB) suatu proyek adalah sebagai berikut:

1. Mengumpulkan data gambar rencana, harga material bangunan, dan upah tenaga kerja.
2. Menghitung volume untuk tiap pekerjaan yang ada.
3. Menghitung harga satuan pekerjaan. Analisa Harga Satuan Beton menggunakan Tata Cara Perhitungan Harga Satuan SNI-DT-0008-2007.
4. Menghitung harga masing-masing jenis pekerjaan.
5. Membuat rekapitulasi dari masing-masing jenis pekerjaan, sehingga diperoleh harga nominal proyek. Kemudian dengan menambahkan jasa pemborong atau kontraktor (10% dari jumlah nominal) dan PPN 10%, maka diperoleh jumlah total anggaran proyek.

Untuk lebih jelasnya bagan perhitungan anggaran biaya dapat dilihat pada Gambar 3.17.



Gambar 3.17 Bagan Perhitungan Anggaran Biaya

BAB IV

METODE PERENCANAAN

4.1 Tinjauan Umum

Dalam perencanaan/desain suatu bangunan, diperlukan perhitungan analisis struktur untuk memperoleh hasil sesuai syarat agar tidak menyebabkan keruntuhan pada bangunan yang direncanakan. Perencanaan dapat dilaksanakan dan dianalisis berdasarkan data yang diperlukan sesuai dengan struktur yang direncanakan. Gedung direncanakan menggunakan struktur beton konvensional dan pada bab ini akan dijelaskan tentang tahapan-tahapan perencanaan gedung pabrik PT.Sari Husada Klaten Jawa Tengah.

4.2 Pengumpulan Data

Data-data pabrik PT.Sari Husada didapat dari konsultan perencana bangunan ini sendiri, sedangkan data Beban gempa dinamik riwayat waktu (*time history*) yang digunakan pada penelitian ini adalah riwayat waktu gempa San Francisco 1957 E10S, El-Centro 1940 NS, Parkfield 1966 N65E dan Bucharest 1977 NS yang diambil dari <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>.

4.3 Alat-alat yang digunakan

Alat-alat bantu yang digunakan pada penelitian ini, antara lain:

1. Komputer,
2. Software ETABS v9.0.7,
3. Alat penunjang lainnya seperti buku-buku acuan, alat tulis, dan internet.

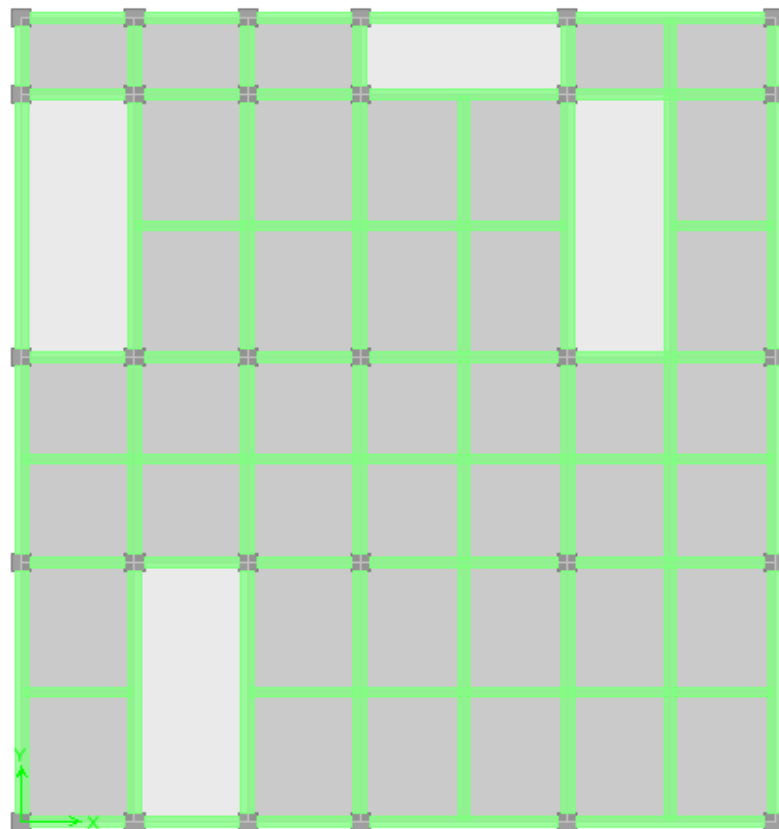
4.4 Data Struktur

Secara umum, data struktur yang digunakan memiliki karakteristik sebagai berikut :

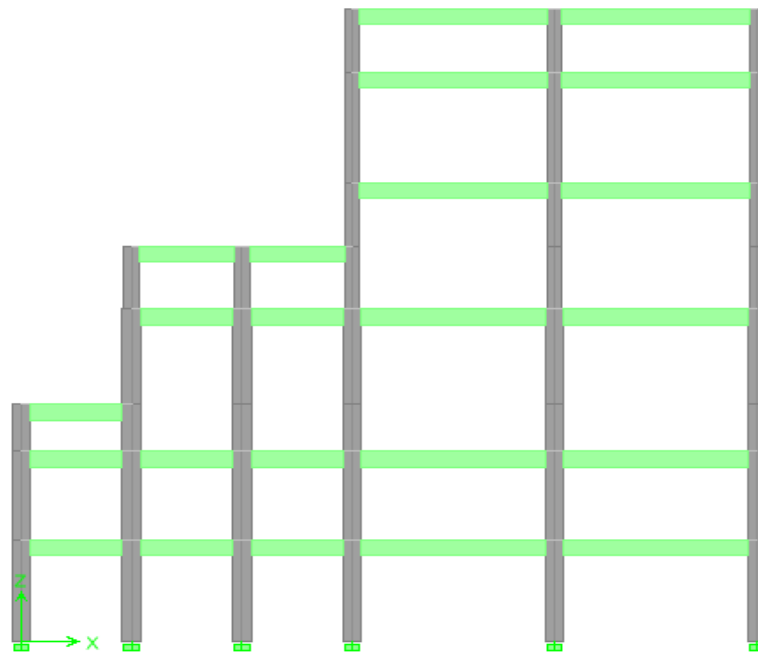
1. Nilai f'_c diambil 30 MPa untuk komponen struktur pelat, balok, kolom dan fondasi.
2. Modulus elastisitas beton, $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ dengan f'_c dalam MPa dan modulus elastisitas baja tulangan $E_s = 200000$ MPa.
3. Menggunakan $f_y = 400$ MPa untuk tulangan ulir dan $f_y = 300$ MPa untuk tulangan polos.

4.5 Pemodelan Struktur

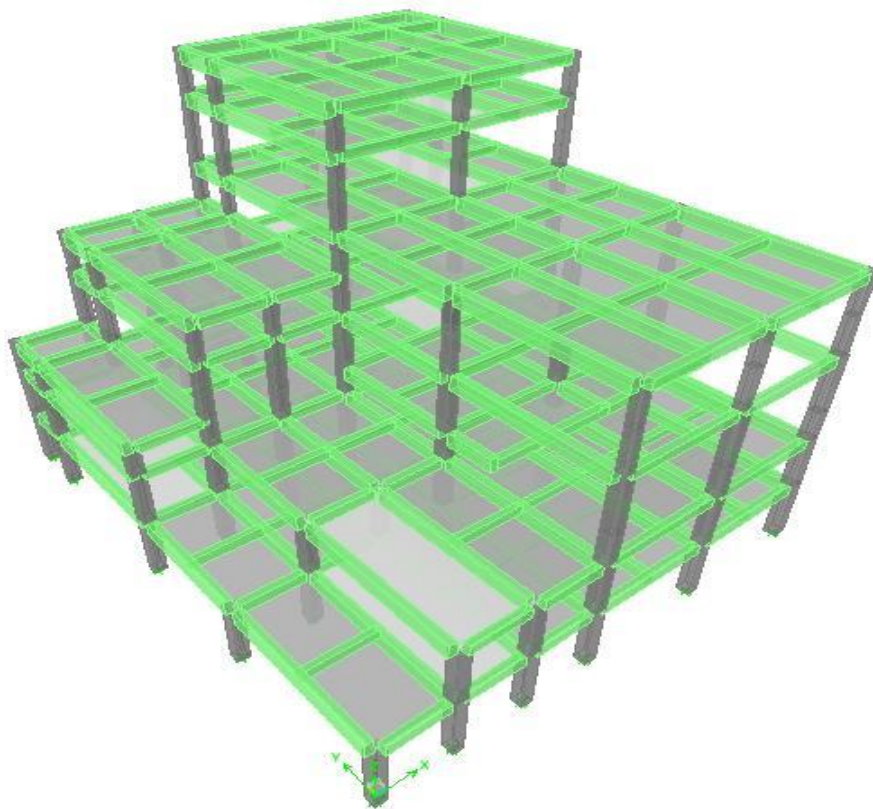
Bangunan PT.Sari Husada yang akan direncanakan pada program ETABS berupa struktur beton bertulang 6 lantai dengan tinggi setiap lantai berbeda-beda. Berikut ini adalah beberapa gambar pemodelan struktur yang digunakan dalam penelitian :



Gambar 4.1 Denah lantai struktur bangunan



Gambar 4.2 Denah tinggi struktur bangunan



Gambar 4.3 3D model struktur bangunan

4.6 Perhitungan Struktur

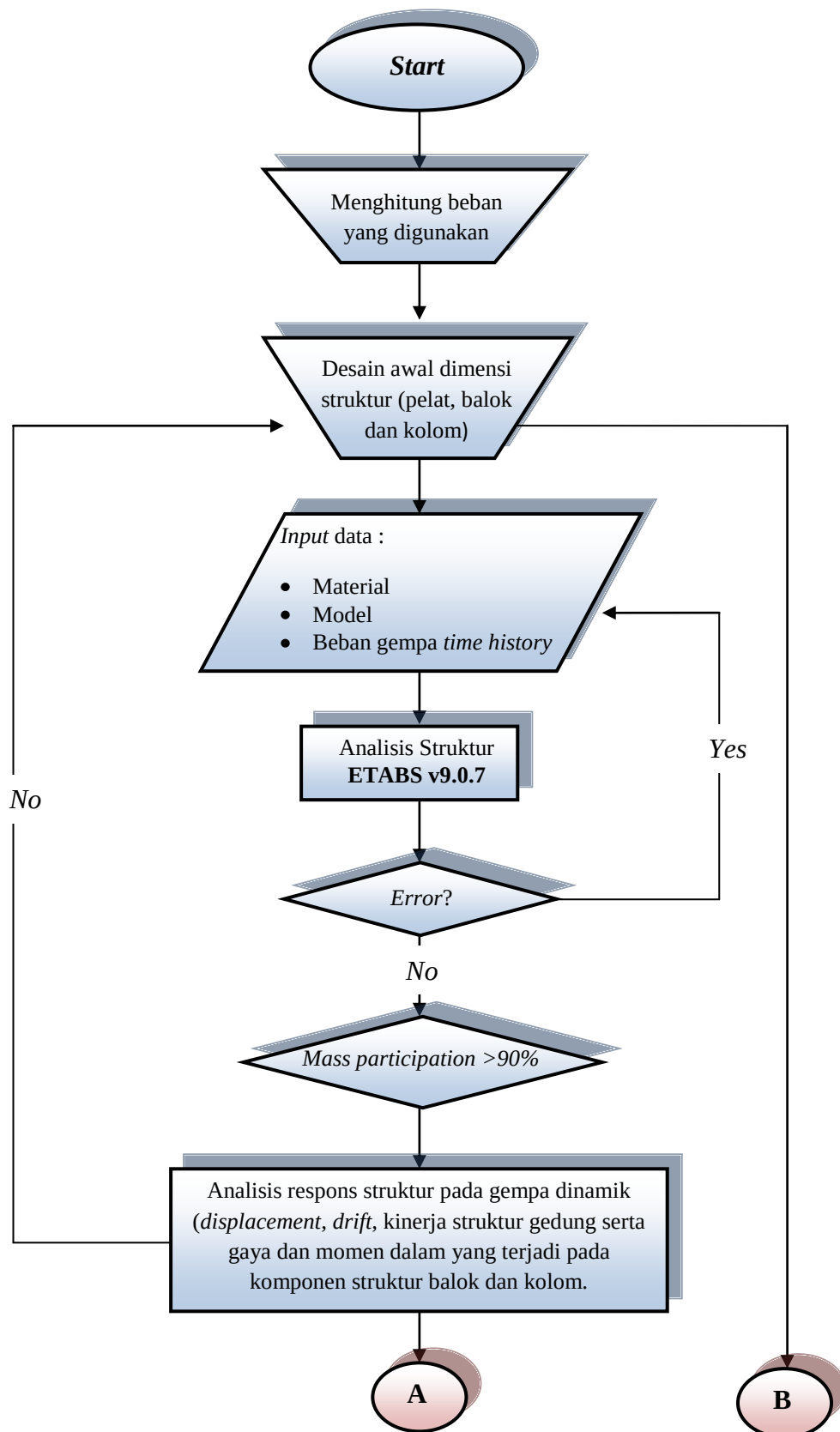
Perencanaan struktur gedung ini menggunakan beberapa peraturan yaitu : Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG 1987), Peraturan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002), Peraturan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002 dan perencanaan analisa harga satuan untuk menghitung anggaran biaya menggunakan SNI DT-91-0008-2007.

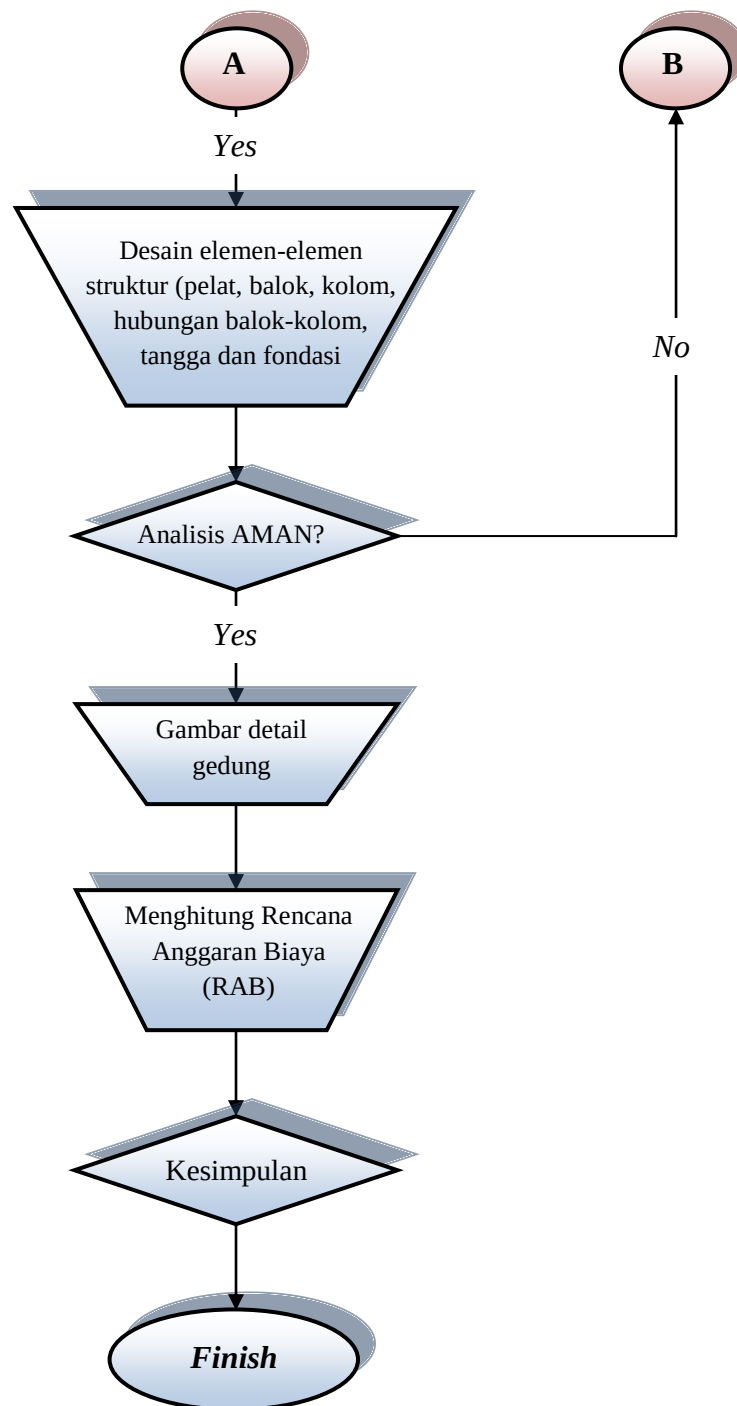
4.7 Tahap Perencanaan

Perencanaan gedung pabrik PT.Sari Husada yang digunakan dalam tugas akhir ini menggunakan struktur beton konvensional. Adapun tahapan perencanaan yang dilakukan meliputi :

1. Mencari data-data gedung pabrik PT.Sari Husada yang akan dirancang ulang.
2. Menghitung beban-beban yang bekerja pada gedung pabrik sesuai Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG 1987).
3. Menentukan karakteristik struktur bangunan.
4. Melakukan estimasi dimensi elemen-elemen struktur (pelat, balok dan kolom)
5. Menghitung faktor skala percepatan muka tanah asli dari beban gempa dinamik ke taraf pembebanan gempa nominal.
6. Pengolahan data dengan memasukkannya ke dalam software ETABS 9.0.7 dengan menggunakan gempa dinamik riwayat waktu (*time history*) sehingga menghasilkan respon struktur tertentu.
7. Melakukan desain elemen-elemen struktur akibat gempa dinamik riwayat waktu (*time history*) untuk pelat lantai, untuk pelat atap, untuk balok, untuk kolom, untuk hubungan balok-kolom dan untuk fondasi.
8. Menghitung volume pekerjaan untuk masing-masing elemen struktur bangunan hasil analisis dinamik riwayat waktu (*time history*).
9. Membuat harga satuan pekerjaan sesuai SNI-DT-0008-2007.
10. Menyimpulkan hasil.

Adapun bagan alir (flow chart) tahap perencanaan dari tugas akhir ini dilaksanakan dengan tahapan-tahapan seperti yang digambarkan pada Gambar 4.4 dibawah ini.





Gambar 4.4 Flow Chart penulisan tugas akhir

4.8 Pelaksanaan Penelitian dan Jadwal Penelitian

Pelaksanaan penelitian tugas akhir ini adalah mahasiswa Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, sebagai berikut :

Nama : Ayeta Purnama Sari

No. Mhs : 06511006

Jadwal penelitian ini meliputi 5 bulan Efektif, yang apabila disusun adalah seperti Tabel 4.1 berikut ini. :

Tabel 4.1 Jadwal Perencanaan

No	Kegiatan	Bulan				
		Des	Jan	Feb	Mar	Apr
1	Pendaftaran	■				
2	Penentuan Dosen Pembimbing	■				
3	Pembuatan Proposal	■	■	■		
4	Seminar Proposal		■	■		
5	Konsultasi Penyusunan TA	■	■	■	■	■
6	Sidang		■	■	■	■
7	Pendadaran					■

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR

5.1 Perencanaan Estimasi Ukuran Balok

Balok merupakan bagian dari struktur bangunan yang berfungsi untuk menompang lantai di atasnya dan juga berfungsi sebagai penyalur momen menuju kolom-kolom. Balok dikenal sebagai elemen lentur, yaitu elemen struktur yang dominan memikul gaya dalam berupa momen lentur dan juga momen geser. Perencanaan dimensi balok dalam tahap perencanaan ini menggunakan rumus pendekatan (Widodo, 2002) yaitu sebagai berikut :

$$h_{balok\ induk} = \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{12} \right) L_{balok} \text{ dan } b_{balok} = \pm \frac{1}{2} h_{balok}$$

$$h_{balok\ anak} = \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{14} \right) L_{balok} \text{ dan } b_{balok} = \pm \frac{1}{2} h_{balok}$$

Syarat perencanaan balok pada SNI 03-2847-2002 adalah sebagai berikut:

- ❖ SNI 03-2847-2002, pasal 23.3.1.4 hal 314 : lebar tidak boleh kurang dari 250 mm.
- ❖ SNI 03-2847-2002, pasal 23.3.1.3 hal 314 : perbandingan lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3. Artinya tinggi maksimum adalah 3,33 kali lebar.

Diambil contoh perhitungan pada balok tipe 1 dengan panjang bentang (L) = 5500 mm.

$$h_{balok} = \frac{1}{10} L - \frac{1}{12} L, \text{ diambil}$$

$$h_{balok} = \frac{1}{11} L$$

$$= \frac{1}{11} \times 5500 = 500 \text{ mm}$$

$$h_{balok\ pakai} = 500 \text{ mm}$$

$$b_{\text{balok}} = \frac{1}{2} h$$

$$= \frac{1}{2} \times 500 = 250 \text{ mm}$$

$$b_{\text{balok pakai}} = 300 \text{ mm}$$

Berikut adalah Tabel 5.1 Dimensi ukuran balok induk dan Tabel 5.2 Dimensi ukuran balok anak pada seluruh lantai yang telah didesain berdasarkan SNI 03-2847-2002 :

Tabel 5.1 Estimasi ukuran Balok induk

Tipe Balok	Bentang (L) mm	h balok pakai mm	b balok pakai mm
B1	5500	500	300
B1	3000	500	300
B2	7400	700	350
B2	2400	700	350
B2	5900	700	350
B2	7500	700	350
B2	2200	700	350

Tabel 5.2 Estimasi ukuran Balok anak

Tipe Balok	Bentang (L) mm	h balok pakai mm	b balok pakai mm
Ba1	5500	500	250
Ba1	5900	500	250
Ba2	7400	600	300
Ba2	7500	600	300

Dari hasil perencanaan balok, balok yang direncanakan telah memenuhi syarat perencanaan balok pada SNI 03-2847-2002.

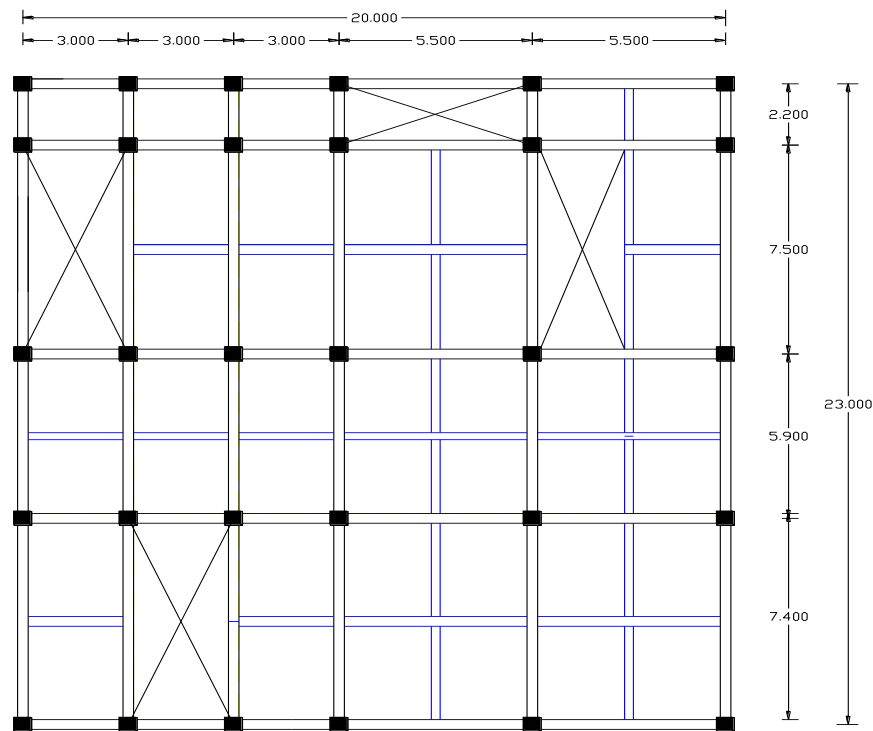
5.2 Perencanaan Estimasi Ukuran Kolom

Kolom adalah komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial tekan vertikal dan termasuk struktur utama untuk meneruskan berat bangunan dan beban lain seperti beban hidup (manusia dan barang-barang). Letak kolom dalam konstruksi sebaiknya dibuat terus menerus dari lantai bawah sampai lantai atas, artinya letak kolom-kolom portal tidak boleh digeser pada tiap lantai, karena hal ini akan menghilangkan sifat kekakuan dari struktur rangka portalnya. Jadi sebaiknya dihindarkan denah kolom portal yang tidak sama untuk tiap-tiap lapis lantai. Ukuran kolom makin ke atas boleh makin kecil, sesuai dengan beban bangunan yang didukungnya makin ke atas juga makin kecil. Perubahan dimensi kolom harus dilakukan pada setiap lantai, agar pada suatu lajur kolom mempunyai kekakuan yang sama.

Perencanaan bangunan ini kolom yang digunakan adalah kolom persegi dan memiliki beberapa tipe berdasarkan tingkan elevasinya. Kolom direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua pelat (lantai dan atap) berupa beban mati dan beban hidup, serta beban dari berat sendiri kolom diatasnya. Beban total yang diterima kolom merupakan beban kumulatif dari beban-beban yang di atasnya. Beban aksial inilah yang digunakan dalam menentukan dimensi kolom rencana. Semakin ke bawah, beban aksial yang diterima kolom akan semakin besar. Dimensi kolom dalam perencanaan ini menggunakan rumus pendekatan (Widodo, 2002) yaitu sebagai berikut :

$$A_g = \frac{P}{0,3 f'_c}$$

Dengan P adalah beban kerja aksial yang diterima kolom dan A_g adalah luas dimensi kolom rencana. Lokasi kolom yang digunakan untuk perencanaan ini dapat dilihat pada Gambar 5.3 Letak kolom yang akan digunakan untuk perencanaan di bawah ini.



Gambar 5.1 Letak kolom yang akan digunakan untuk perencanaan

Syarat perencanaan kolom pada SNI 03-2847-2002 adalah sebagai berikut:

- ❖ SNI 03-2847-2002, pasal 23.4.1.1 hal 317 : ukuran penampang terkecil tidak kurang dari 300 mm.
- ❖ SNI 03-2847-2002, pasal 23.4.1.2 hal 318 : perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

Berikut adalah Tabel 5.3 Beban kumulatif dan dimensi kolom tiap lantai yang telah didesain berdasarkan SNI 03-2847-2002

Tabel 5.3 Beban kumulatif dan estimasi ukuran kolom tiap lantai

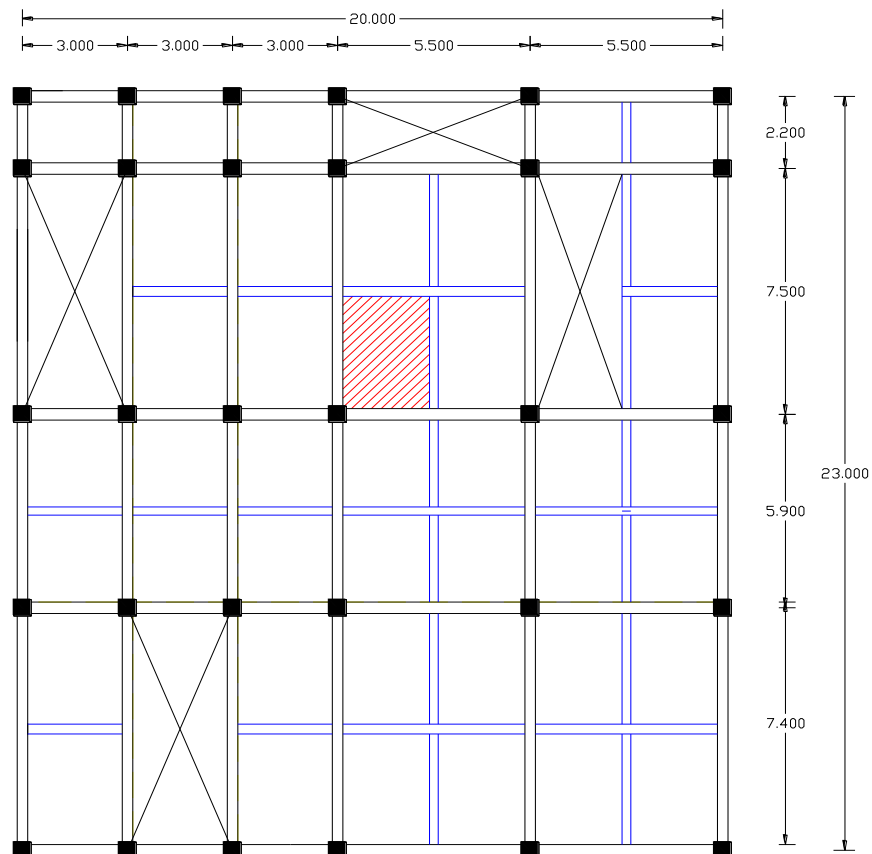
Lantai	P (N)	A_g (mm ²)	Dimensi Kolom Perlu (mm)	Dimensi Kolom Pakai (mm)
6	165016.25	18335.1389	135.4073	400x400
5	457344.85	50816.0944	225.4243	400x400

4	762233.4	84692.6000	291.0199	400x400
3	1071308.6	119034.2889	345.0135	500x500
2	1394290.45	154921.1611	393.6003	500x500
1	1699365.69	188818.4100	434.5324	500x500

Dari hasil perencanaan kolom, kolom yang direncanakan telah memenuhi syarat perencanaan kolom pada SNI 03-2847-2002.

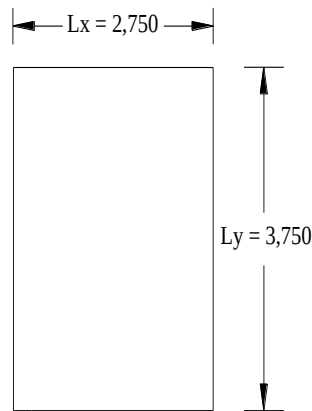
5.3 Perencanaan Estimasi Tebal Pelat

Gambar 5.2 Lokasi pelat lantai yang digunakan untuk perencanaan berikut menjelaskan lokasi pelat lantai yang akan digunakan untuk perencanaan. Perencanaan pelat yang digunakan adalah pelat dua arah (*Two Way Slab*).



Gambar 5.2 Lokasi pelat lantai yang digunakan untuk perencanaan

Ukuran pelat yang akan direncanakan dapat dilihat pada Gambar 5.3 Pelat lantai dengan menggunakan Pelat dua arah (*Two Way Slab*) dibawah ini.



Gambar 5.3 Pelat lantai dengan menggunakan Pelat dua arah (*Two Way Slab*)

Untuk menentukan tebal pelat minimum dapat menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3750 \text{ mm}}{2750 \text{ mm}} = 1,36 < 2 \rightarrow \text{menggunakan pelat dua arah}$$

$$\text{Bentang bersih arah } -x : L_{nx} = 2750 - \frac{300}{2} - \frac{250}{2} = 2475 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang bersih arah } -y : L_{ny} = 3750 - \frac{350}{2} - \frac{300}{2} = 3425 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{L_{ny}}{L_{nx}} = \frac{3425 \text{ mm}}{2475 \text{ mm}} = 1,3838$$

maka tebal minimum pelat adalah :

$$h_{\min} = \frac{L_n \left[0,8 + \frac{f_y}{1500} \right]}{36 + 9 \beta}$$

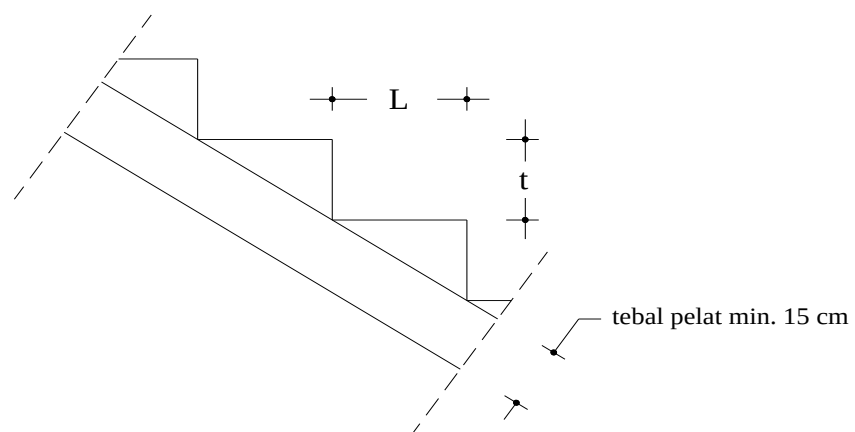
$$= \frac{3425 \left[0,8 + \frac{240}{1500} \right]}{36 + 9 \cdot 1,3838}$$

$$= 67,8580 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan di atas didapat tebal minimum pelat pada perencanaan ini adalah 67,8580 mm maka berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.2 dipakai tebal pelat 120 mm untuk pelat lantai dan 100 mm untuk pelat atap yang telah memenuhi syarat.

5.4 Perencanaan Estimasi Tebal Tangga

Tangga merupakan salah satu bagian bangunan yang berfungsi sebagai alat penghubung antar lantai pada bangunan bertingkat dalam kegiatan tertentu. Kenyamanan dan keamanan menjalani tangga sangat tergantung dari besarnya ukuran rata-rata langkah normal pemakai, langkah datar, langkah naik serta besarnya sudut miring tangga. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.4 Perencanaan tangga di bawah ini.

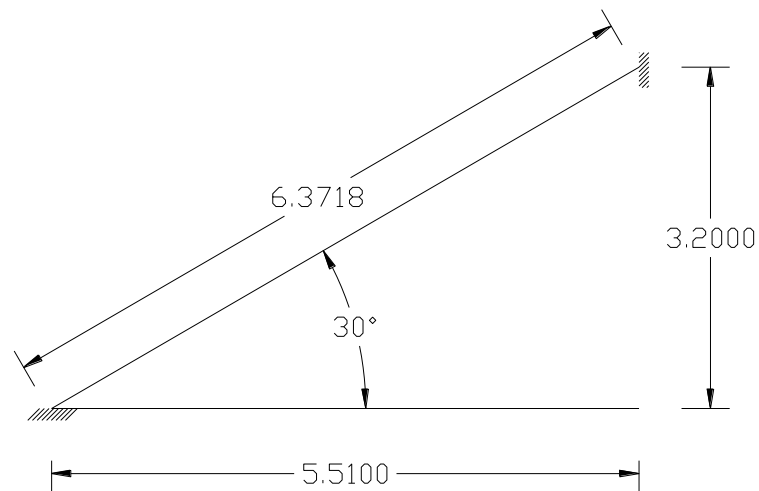


Gambar 5.4 Perencanaan tangga

Dengan L adalah langkah datar (antrede) dan t adalah langkah naik (optrede). Sedangkan ukuran panjang bordes disesuaikan dengan luas lantainya.

5.4.1 Tangga Tipe 1

Pada tangga tipe 1, tangga tidak memiliki bordes dan langsung menuju lantai di atasnya dengan tinggi lantai 3,2 m. Perencanaan tangga tipe 1 dapat dilihat pada Gambar 5.5 Tangga tanpa bordes di bawah ini.



Gambar 5.5 Tangga tanpa bordes

Tinggi tangga (h) : 3,2 m

Lebar tangga : 1,5 m

Optrede (t) : 16 – 18 cm, agar masih terasa mudah didaki

Antrede (L) : 26 – 30 cm, agar seluruh tapak kaki dapat berpijal penuh

dipakai $t = 17$ cm, $L = 29$ cm

syarat $\longrightarrow 2t + L = 60 - 65$ cm

$$2(17) + 29 = 63 \text{ (OK)}$$

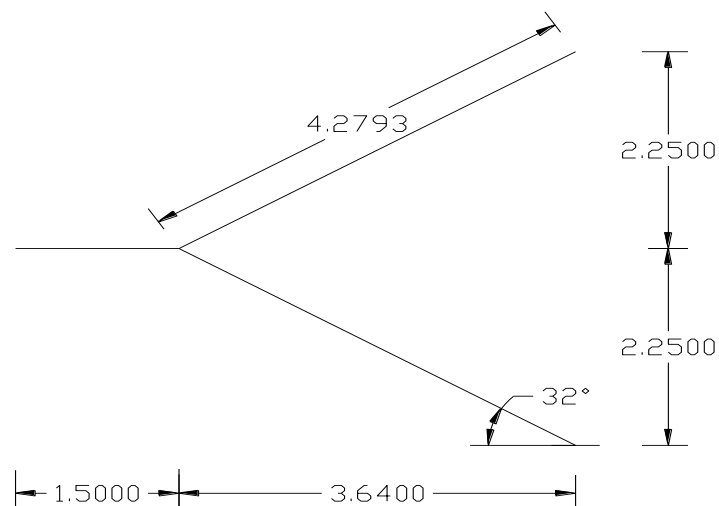
- Jumlah optrede $= \frac{h}{t}$
 $= \frac{320}{17}$
 $= 19 \text{ buah}$

- Jumlah antrede = jumlah optrede – 1
 = 19 – 1
 = 18 buah

$$\begin{aligned}\text{Panjang ideal anak tangga (L ideal)} &= \text{jumlah anak tangga pakai x antrede} \\ &= 19 \times 29 \\ &= 551 \text{ cm}\end{aligned}$$

5.4.2 Tangga Tipe 2

Pada tangga tipe 3, tangga memiliki bordes dengan lebar bordes 1,5 m dan letak bordes berada di tengah tinggi lantai setinggi 2,25 m. Perencanaan tangga untuk tipe 3 dapat dilihat pada Gambar 5.6 Tangga tanpa bordes di bawah ini.



Gambar 5.6 Tangga dengan bordes

Tinggi tangga (h) : 2,25 m

Lebar tangga : 1 m

Optrede (t) : 16 – 18 cm, agar masih terasa mudah didaki

Antrede (L) : 26 – 30 cm, agar seluruh tapak kaki dapat berpijal penuh

dipakai $t = 18 \text{ cm}$, $L = 28 \text{ cm}$

syarat $\longrightarrow 2t + L = 60 - 65 \text{ cm}$

$$2(18) + 28 = 64 \text{ (OK)}$$

- Jumlah optrede $= \frac{h}{t}$
 $= \frac{225}{18}$
 $= 13 \text{ buah}$
- Jumlah antrede $= \text{jumlah optrede} - 1$
 $= 13 - 1$
 $= 12 \text{ buah}$

Panjang ideal anak tangga ($L \text{ ideal}$) $= \text{jumlah anak tangga pakai x antrede}$

$$= 13 \times 28$$

$$= 364 \text{ cm}$$

5.5 Perencanaan Pembebanan

Analisis pembebanan struktur portal pada perencanaan ini berdasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1987, dengan menyesuaikan satuan yang digunakan. Program ETABS v9.0.7 digunakan untuk menganalisis momen dan gaya –gaya yang bekerja pada portal. Beban yang diperhitungkan pada struktur portal yang ditinjau adalah beban mati, beban hidup dan beban gempa. Beban angin tidak ditinjau karena pada perencanaan ini atap tidak memiliki kemiringan (datar) sehingga atap tidak mendapatkan tekanan dari angin.

Data untuk berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung (beban mati) diambil dari Tabel 1 *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987*, yang dapat dilihat pada Tabel 5.4 Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung sebagai berikut :

Tabel 5.4 Berat Sendiri Bahan Bangunan dan
Komponen Gedung

Beton bertulang	24 kN/m ³
Pasir (kering)	16 kN/m ³
Spesi (per cm tebal)	18 kN/m ²
Ubin (per cm tebal)	0,24 kN/m ²
Langit-langit (eternit)	0,11 kN/m ²
Penggantung langit-langit (dari kayu)	0,07 kN/m ²
Dinding pasangan bata (1 batu)	2,5 kN/m ²
Kaca, dengan tebal 3-5 mm	0,1 kN/m ²

Sedangkan untuk beban hidup pada lantai gedung diambil sesuai *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987* Pasal 2.1.2.2 ayat 1 beban hidup pada Atap Gedung sebesar 1 kN/m² dan pada Tabel 2 Beban Hidup pada Lantai Gedung sebesar 4 kN/m² sesuai fungsi gedung pabrik.

5.5.1 Beban Akibat Beban Sendiri

Beban yang berlaku akibat beban sendiri adalah beban mati dan beban hidup.

1. Pembebanan pada Pelat

Pelat merupakan elemen horizontal struktur yang mendukung beban mati maupun beban hidup dan menyalurkannya ke rangka vertikal dari sistem struktur. Beban-beban yang bekerja pada suatu pelat lantai / atap terdiri dari berat sendiri pelat, beban mati dan beban hidup. Sedangkan berat sendiri pelat tergantung dari tebal pelat beton bertulang.

a. Pelat Atap

Tebal pelat atap : 100 mm

1) Beban mati

Beban mati pada pelat atap terdiri dari berat sendiri pelat, berat lapis kedap air, berat plafon dan berat mekanikal elektrik yang dapat dilihat pada Tabel 5.5 Beban mati pada pelat atap berikut ini.

Tabel 5.5 Beban Mati pada Pelat Atap

Berat bahan	Uraian	Berat (kN/m ²)
Berat Plat (t = 10 cm)	0,10 m x 24 kN/m ³	2,40
Berat lapis kedap air(t= 2cm)	0,02 m x 21 kN/m ³	0,42
Berat plafon + eternit		0,18
Berat mekanikal elektrik		0,25
Σq_d atap		3.25

2) Beban hidup

$$\text{Beban hidup pada pelat} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban air hujan (qah)} &= 40 - (0,8 \times \alpha) \\ &= 40 \text{ kg/m}^2 \\ &= 0,4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Berat orang > beban air hujan, sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Beban terpakai (q}_l\text{)} &= \text{beban orang} \\ &= 1 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien reduksi ruang pabrik (tinjauan gempa)} = 0,9$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup tereduksi (q}_l\text{)} &= 0,9 \times 1 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0,9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Pelat Lantai

Tebal pelat lantai : 120 mm

1) Beban mati

Beban mati pada pelat lantai terdiri dari berat sendiri pelat, berat pasir, berat spesi dan berat keramik yang dapat dilihat pada Tabel 5.6
Beban mati pada pelat lantai berikut ini.

Tabel 5.6 Beban Mati pada Pelat Lantai

Berat bahan	Uraian	Berat (kN/m ²)
Berat Plat (t = 12 cm)	0,12 m x 24 kN/m ³	2,88
Berat Pasir (t = 3 cm)	0,03 m x 16 kN/m ³	0,48
Berat Spesi (t = 5 cm)	0,05 m x 18 kN/m ³	0,9
Berat Keramik		0,15
Berat mekanikal elektrik		0,25
Σq_d lantai		4,66

2) Beban hidup

$$\text{Beban hidup untuk ruang pabrik} = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Koefisien reduksi ruang pabrik (tinjauan gempa)} = 0,9$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup tereduksi (ql)} &= 0,9 \times 4 \text{ kN/m}^2 \\ &= 3,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Pembebanan pada Tangga

Beban tangga merupakan beban mati dan beban hidup yang bekerja pada pelat tangga tersebut. Beban tersebut bekerja secara merata pada balok tumpuan.

a. Beban mati pelat tangga

- Berat sendiri pelat tangga (t = 150 mm)

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat tangga} &= h_{\text{pelat}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,15 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 3,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban anak tangga

$$\begin{aligned} \text{Berat 1 anak tangga} &= 0,5 \times 0,17 \text{ m} \times 0,29 \text{ m} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,5 \times 0,17 \text{ m} \times 0,29 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,5916 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka dalam 1 m ada} &= \frac{1000}{L} \\
 &= \frac{1000}{290} \\
 &= 3,4483 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat per 1 m} &= 0,576 \times 3,4483 \\
 &= 2,04 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Berat komponen lain

Beban mati pada pelat tangga terdiri dari berat spesi, berat pasir dan keramik yang dapat dilihat pada Tabel 5.7 Beban Mati pada Pelat Tangga berikut ini.

Tabel 5.7 Beban Mati pada Pelat Tangga

Berat bahan	Uraian	Berat (kN/m)
Berat Spesi (t = 2 cm)	0,02 m x 1 m x 18 kN/m ³	0,36
Berat Pasir	0,05 m x 1 m x 16 kN/m ³	0,8
Berat Keramik		0,15
Σq_d lantai		1,31

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban mati (q}_D\text{)} &= 3,6 + 2,04 + 1,31 \\
 &= 6,95 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup tangga untuk tangga, balkon} &= 3 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \\
 &= 3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban mati pelat bordes

- Berat sendiri bordes (t = 150 mm)

$$\begin{aligned}
 \text{Berat bordes} &= \text{tebal pelat} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 0,15 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 3,60 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Berat komponen lain

Beban mati pada bordes tangga terdiri dari berat spesi, berat pasir dan keramik yang dapat dilihat pada Tabel 5.8 Beban Mati pada bordes berikut ini.

Tabel 5.8 Beban Mati pada bordes

Berat bahan	Uraian	Berat (kN/m)
Berat Spesi (t = 2 cm)	0,02 m x 1 m x 18 kN/m ³	0,36
Berat Pasir	0,05 m x 1 m x 16 kN/m ³	0,8
Berat Keramik		0,15
		Σq_d lantai
		1,31

$$\begin{aligned}\text{Total beban mati } (q_D) &= 3,60 + 1,31 \\ &= 4,91 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup tangga untuk tangga, balkon} &= 3 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 3 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

c. Beban mati tiang penyangga tangga

Dipakai baja AISC Ø_{dalam} 2 inch dengan tebal 0,154 inch, dari buku LRFD didapatkan berat baja per meter 3,65 lbs/ft = 0,0054 kN/m

5.6.1 Analisis Dinamik Beban Gempa Riwayat Waktu

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.3.4, akselerogram gempa yang ditinjau dalam analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur bangunan gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau empat buah

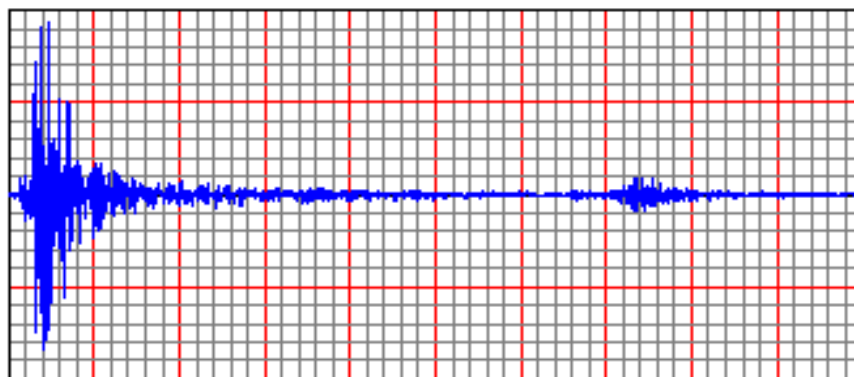
akselerogram dari empat gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil akselerogram Gempa El-centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.

Getaran tanah akibat gempa bumi sangatlah bervariasi, baik dari segi durasi, kondisi tanah dan daerah gempa yang ditinjau. Sehingga perlu adanya penentuan daerah yang teliti, maka percepatan tanah akibat gempa dapat ditentukan. Pada tugas akhir ini akselerogram yang digunakan ada 4 buah, salah satunya akselerogram Gempa El-centro 1940 N-S yang mengandung frekuensi sedang, San Francisco 1957 E10S yang mengandung frekuensi tinggi, Parkfield 1966 N65E dan Bucharest 1977 NS yang mengandung frekuensi rendah (Widodo, 2000).

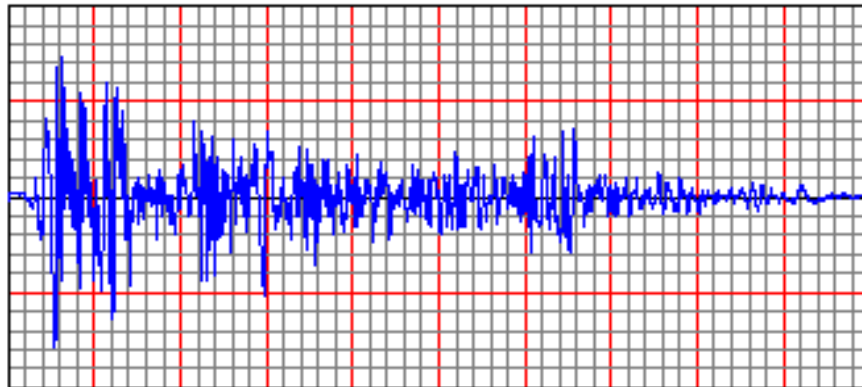
Dalam menganalisis beban gempa dinamik, ada beberapa hal yang harus diperhatikan agar beban gempa yang dianalisis memenuhi syarat SNI 03-1726-2002. Sehingga selanjutnya pada Tahap Perancangan Struktur dapat digunakan Beban Gempa Dinamik.

1. Faktor Skala Beban Gempa Dinamik

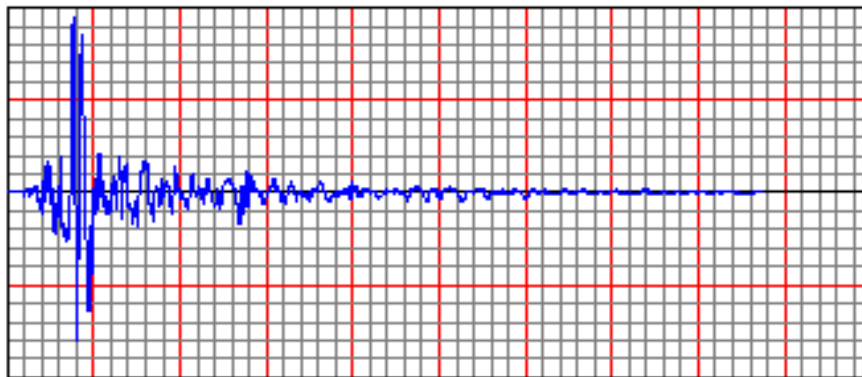
Keempat buah beban gempa keempat buah akselerogram dapat dilihat pada Gambar 5.7 sampai Gambar 5.10 di bawah ini.



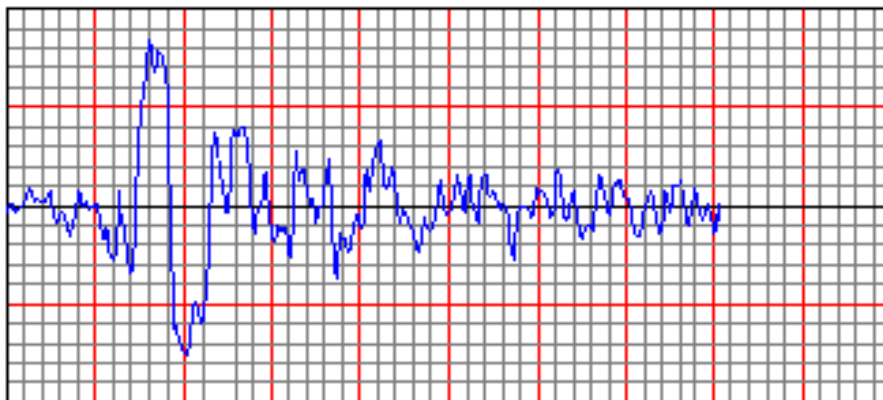
Gambar 5.7 Beban Gempa San Francisco 1957 E10S



Gambar 5.8 Beban Gempa El-centro 1940 N-S



Gambar 5.9 Beban Gempa Parkfield 1966 N65E



Gambar 5.10 Beban Gempa Bucharest 1977 NS

Durasi waktu dan percepatan tanah maksimum setiap beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.9 di bawah ini.

Tabel 5.9 Keterangan Beban Gempa Riwayat Waktu

Keterangan	Gempa Riwayat Waktu			
	San Francisco 1957 E10S	El Centro 1940 NS	Parkfield 1965 N65E	Bucharest 1977 NS
Kecepatan max (g)	0,1118	0,3129	0,4759	0,2015
Durasi waktu (dt)	0,005	0,01	0,75	0,02
Durasi Total (dt)	79,45	40	43,49	16,14
Frekuensi	Tinggi	Menengah	Rendah	Rendah

Analisis dinamik beban gempa riwayat waktu menggunakan 4 macam gempa yang diskalakan intensitasnya terhadap percepatan maksimum wilayah gempa 3 tanah sedang menurut SNI 03-1726-2002 Tabel 5 adalah sebesar 0,23g, sehingga skala intensitas gempa untuk El Centro 1940 NS adalah sebagai berikut :

$$\frac{0,23}{0,3129} = 0,7351$$

Kemudian percepatan muka tanah asli dari gempa yang di *input* harus diskalakan ke taraf pembebanan gempa nominal menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.3.2 , sehingga nilai percepatan puncak gempa El Centro 1940 NS:

$$A = \frac{A_o I}{R} = \frac{0,7351 \cdot 1}{8,5} = 0,0865$$

Karena beban dinamik riwayat waktu yang di input pada ETABS masih dalam satuan g maka skala gempa El Centro 1940 NS dalam ETABS:

$$0,0865 \cdot 9,81 = 0,8483 \text{ m/dt}^2$$

Untuk selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.16 dibawah ini.

Tabel 5.10 Faktor skala untuk masing-masing beban gempa dinamik riwayat waktu

Gempa Riwayat Waktu	Percepatan Puncak Tanah Asli (g)	Percepatan Puncak Tanah Wilayah 3 Tanah Sedang (g)	Skala Gempa Rencana	Skala Gempa Nominal	Skala Gempa ETABS (m/dt ²)
San Francisco 1957 E10S	0,1118	0,23	2,0572	0,2420	2,3743
El Centro 1940 NS	0,3129	0,23	0,7351	0,0865	0,8483
Parkfield 1966 N65E	0,4759	0,23	0,4833	0,0569	0,5578
Bucharest 1977 NS	0,2015	0,23	1,1414	0,1343	1,3174

2. Periode Alami dan Partisipasi Massa

Pada analisa respon dinamik, periode alami struktur mencerminkan tingkat kefleksibelan struktur gedung yang ditinjau. Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, SNI 03-1726-2002 pasal 5.6 membatasi nilai periode getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung berdasarkan pada koefisien ζ untuk wilayah gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya n . Periode getar alami struktur pada model struktur yang direncanakan diperoleh berdasarkan hasil *output* piranti lunak ETABS 9.0.7 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.11 di bawah ini.

Tabel 5.11 Modal Participation Mass Ratio

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,8689	49,1510	2,6420	9,0268	49,1510	2,6420	9,0268
2	0,7935	5,5988	43,1561	11,9679	54,7498	45,7981	20,9947
3	0,5702	2,3166	12,4377	30,1459	57,0664	58,2358	51,1406
4	0,3991	23,9351	0,0112	0,1555	81,0014	58,2471	51,2961
5	0,3476	0,2564	25,8935	0,6359	81,2578	84,1406	51,9320
6	0,3129	0,0044	1,1820	23,6394	81,2622	85,3227	75,5715
7	0,2778	10,2582	0,2848	8,1419	91,5204	85,6075	83,7134
8	0,2224	0,5739	7,2782	0,0458	92,0943	92,8857	83,7592
9	0,1942	2,3491	2,0331	8,3215	94,4434	94,9188	92,0807
10	0,1637	0,8729	0,5837	1,1494	95,3163	95,5025	93,2301

11	0,1394	0,8024	1,3657	0,0777	96,1187	96,8681	93,3078
12	0,1297	0,7764	0,5784	0,0064	96,8951	97,4465	93,3142
13	0,1019	2,4440	0,0251	0,8738	99,3391	97,4716	94,1879
14	0,0919	0,1135	2,4231	0,1376	99,4526	99,8947	94,3256
15	0,0779	0,5419	0,1013	2,0124	99,9945	99,9960	96,3380

Dari Tabel 5.17 terlihat jelas bahwa periode getar alami struktur maksimum yang terjadi sebesar $T_1 = 0,8689$ detik, masih lebih kecil dibanding batas periode getar alami fundamental.

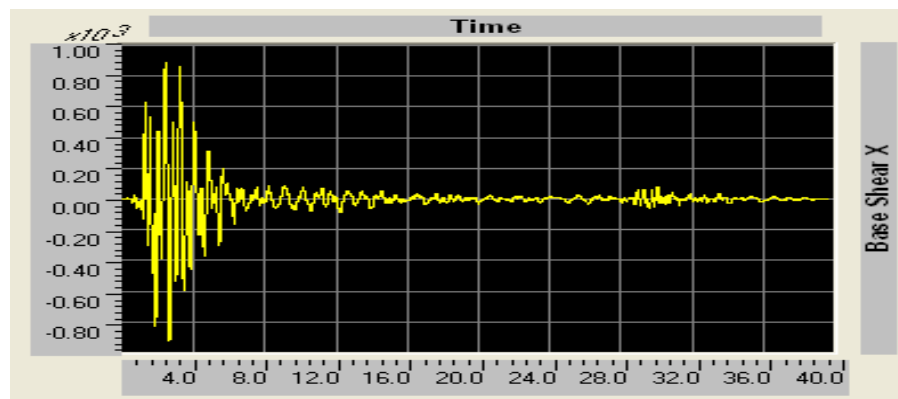
$$T_1 = \zeta n = 0,18 \cdot 6 = 1,08 > 0,8689$$

Maka periode getar alami struktur telah memenuhi kriteria SNI 03-1726-2002 pasal 5.6.

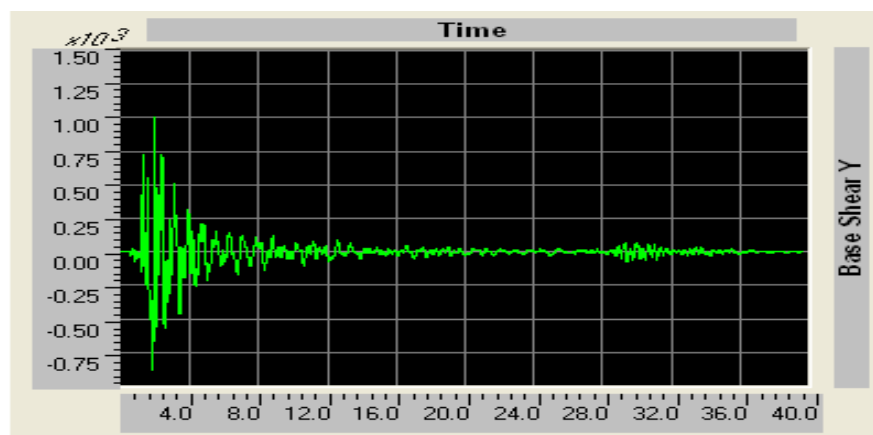
Selain itu, menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.2.1 bahwa perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk satu mode terdiri dari tiga respons, yaitu translasi arah x, translasi arah y dan rotasi arah z. Sehingga dari Tabel 5.17 *Modal Participation Mass Ratio* di atas menunjukkan bahwa dengan 9 Modes saja sudah melebihi 90% dan sudah mampu memenuhi Syarat Partisipasi Massa sesuai SNI 03-1726-2002 pasal 7.2.1.

3. Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

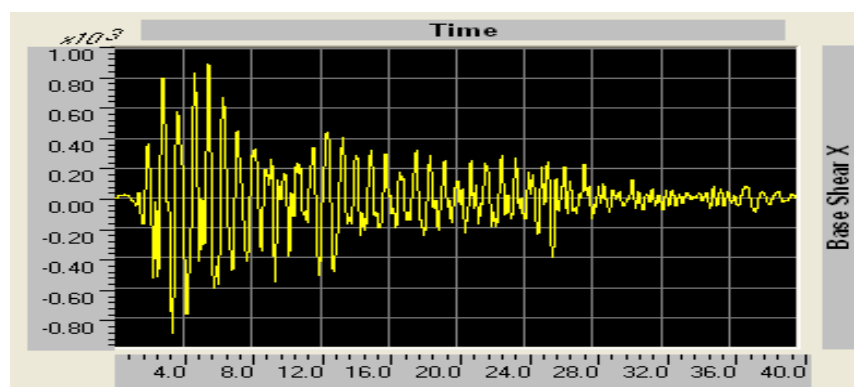
Base shear adalah gaya geser dasar akibat pengaruh gempa rencana yang dipikul oleh suatu subsistem struktur dan yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung. *Base shear* menunjukkan pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam arah semua sumbu utama denah struktur tersebut. Melalui informasi *base shear* ini, dapat dilihat besar pengaruh gempa terhadap struktur secara keseluruhan. Berikut adalah Gambar 5.11 sampai Gambar 5.18 hasil *base shear* dari analisis dinamik beban gempa riwayat waktu struktur untuk masing-masing arah dan jenis pembebanan gempa dengan menggunakan piranti lunak ETABS v9.0.7.



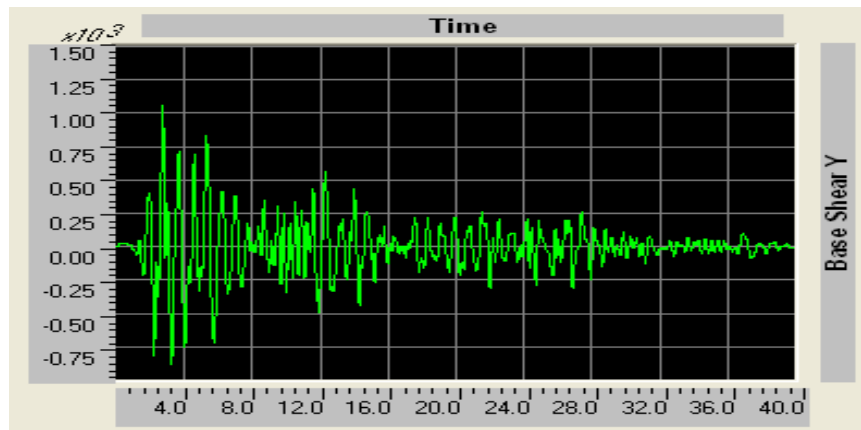
Gambar 5.11 Base Shear akibat beban gempa San Francisco 1957 E10S arah x



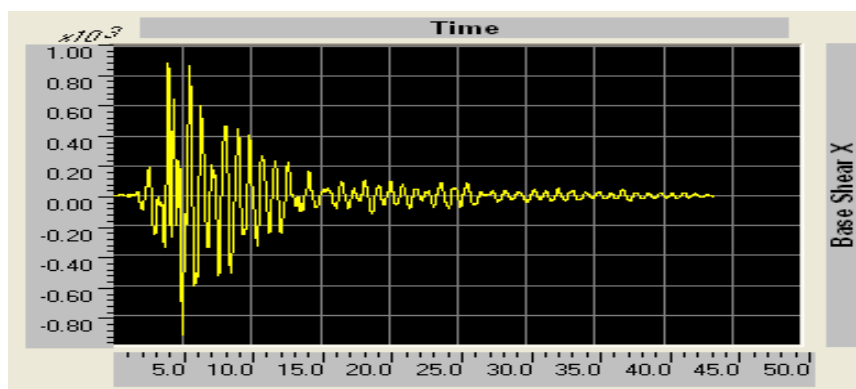
Gambar 5.12 Base Shear akibat beban gempa San Francisco 1957 E10S arah y



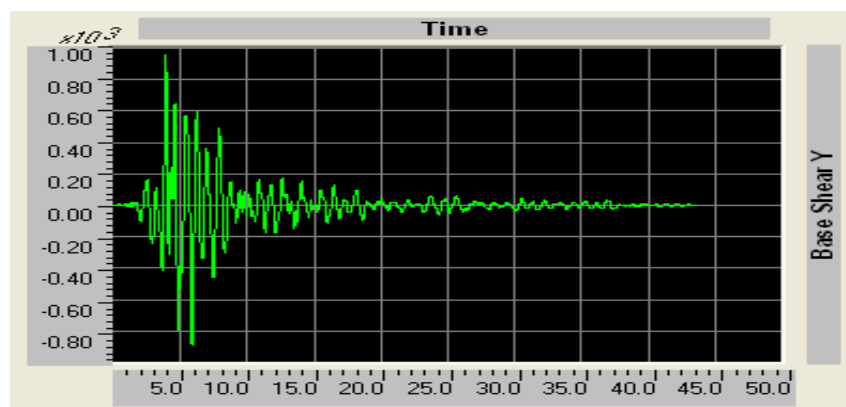
Gambar 5.13 Base Shear akibat beban gempa El Centro 1940 NS arah x



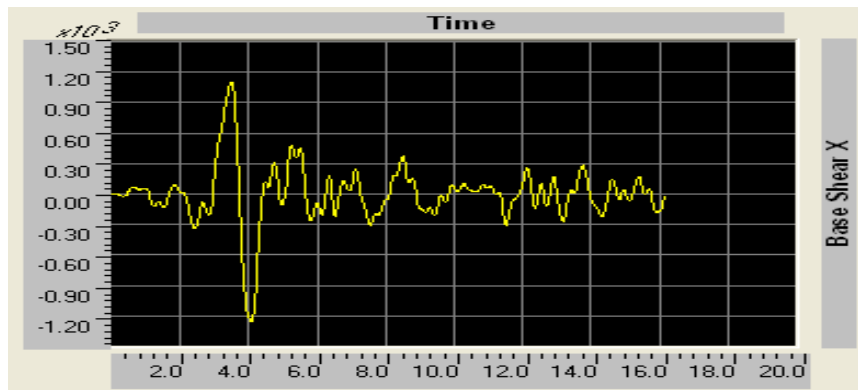
Gambar 5.14 Base Shear akibat beban gempa El Centro 1940 NS arah y



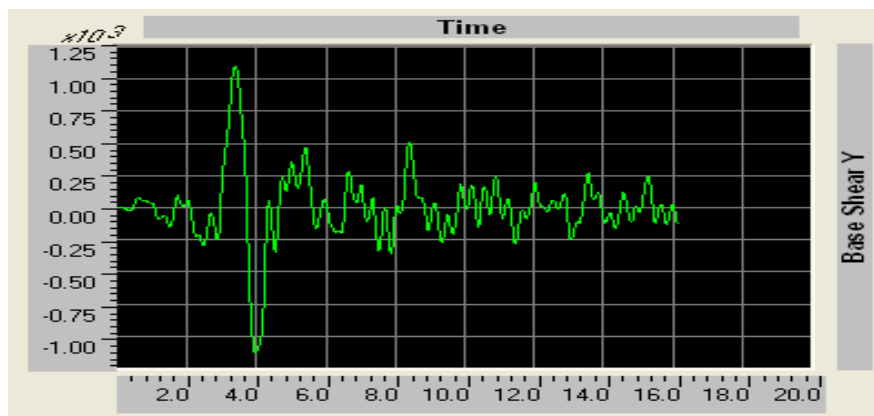
Gambar 5.15 Base Shear akibat beban gempa Parkfield N65E arah x



Gambar 5.16 Base Shear akibat beban gempa Parkfield N65E arah y



Gambar 5.17 *Base Shear* akibat beban gempa Bucharest 1977 NS arah x



Gambar 5.18 *Base Shear* akibat beban gempa Bucharest 1977 NS arah y

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.1.3, Nilai Akhir Respons Dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal tidak boleh diambil kurang dari 80% Nilai Respon Regam pertama atau $V_{dinamik} \geq 0,8 V_{statik}$. *Base shear* yang diperoleh berdasarkan hasil output piranti lunak ETABS v9.0.7 dapat dilihat pada Tabel 5.12 dan 5.13 dibawah ini.

Tabel 5.12 *Base Shear* untuk arah x dan jenis pembebanan gempa

Beban Gempa Riwayat Waktu	Arah	Base Shear (kN)	
		$V_x +$	$V_x -$
San Francisco 1957 E10S	x	313.9	326.3
El Centro 1940 NS	x	893.8	907
Parkfield 1966 N65E	x	711.5	748.9
Bucharest 1977 NS	x	1105	1250
Statik Ekuivalen	x	1106.14	

Tabel 5.13 *Base Shear* untuk arah y dan jenis pembebanan gempa

Beban Gempa Riwayat Waktu	Arah	Base Shear (kN)	
		$V_y +$	$V_y -$
San Francisco 1957 E10S	y	383.2	338.5
El Centro 1940 NS	y	950.6	796.5
Parkfield 1966 N65E	y	864.7	802.1
Bucharest 1977 NS	y	1099	1129
Statik Ekuivalen	y	1106.14	

Karena nilai base shear yang dihasilkan kurang dari 80% dan tidak memenuhi syarat SNI 03-1726-2002 pasal 7.1.3, maka untuk keperluan analisis yang lebih lanjut gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana harus dikalikan dengan Faktor Skala sesuai dengan SNI 03-1726-2002 pasal 7.2.3.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,8 V_{statik}}{V_{dinamik}} \geq 1$$

Dari Tabel 5.18 dan 5.19 di atas terdapat nilai base shear yang kurang dari 80%. Berikut contoh perhitungan untuk beban gempa El Centro 1940 NS :

$$\frac{V_{dinamik}}{V_{statik}} = \frac{796,5}{1106,14} = 0,72 = 74\% < 80\%$$

artinya tidak memenuhi syarat sesuai SNI 03-1726-2002 pasal 7.1.3 sehingga untuk analisis lebih lanjut perlu dikalikan faktor skala sebesar :

$$\frac{0,8 V_{statik}}{V_{dinamik}} = \frac{0,8 \cdot 1106,14}{796,14} = 1,1110 > 1$$

Hasil selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.14 dibawah ini.

Tabel 5.14 Base Shear dan Faktor Skala

Beban Gempa Riwayat Waktu	Base Shear (kN)				Faktor Skala			
	x		y		x		y	
	V _x +	V _x -	V _y +	V _y -	V _x +	V _x -	V _y +	V _y -
San Francisco 1957 E10S	313.9	326.3	383.2	338.5	2.8191	2.7120	2.3093	2.6142
El Centro 1940 NS	893.8	907	950.6	796.5	1	1	1	1.1110
Parkfield 1966 N65E	711.5	748.9	864.7	802.1	1.2437	1.1816	1.0234	1.1032
Bucharest 1977 NS	1105	1250	1099	1129	1	1	1	1
Statik Ekuivalen	1106.14		1106.14		-			

Dari Tabel 5.20 didapatkan Nilai Faktor Skala yang akan dikalikan dengan *base shear* yang belum memenuhi syarat SNI 03-1726-2002 pasal 7.1.3. Nilai *base shear* akan didapatkan dari hasil pengalihan dengan faktor skala lebih dari 80%. Di mana nilai Base shear yang didapat sudah mampu memenuhi syarat Base Shear sesuai SNI 03-1726-2002 pasal 7.1.3. sehingga selanjutnya pada Tahap Perancangan Struktur dapat digunakan Beban Gempa Dinamik. Hasil dari nilai Base Shear yang telah diskalakan dapat dilihat pada Tabel 5.15 dibawah ini.

Tabel 5.15 Base Shear untuk masing-masing arah dan jenis pembebanan gempa yang telah diskala

Beban Gempa Riwayat Waktu	Base Shear (kN)			
	x		y	
	V _x +	V _x -	V _y +	V _y -
San Francisco 1957 E10S	885	919.9	1002	885
El Centro 1940 NS	893.8	907	1056	884.9
Parkfield 1966 N65E	884.9	931.3	954	884.9
Bucharest 1977 NS	1105	1250	1099	1129
Statik Ekuivalen	1106.14		1106.14	

Dari tabel di atas dapat dilihat bahwa nilai *base shear* dengan pembebanan gempa Bucharest 1977 NS menghasilkan nilai yang lebih besar bila dibandingkan dengan pembebanan gempa yang lain. Hal ini disebabkan karena bangunan gedung yang relatif tinggi dan gempa Bucharest 1977 NS keduanya sama-sama memiliki frekuensi yang rendah, maka secara teoritik respons struktur akan membesar. Semakin dekat tingkat kedekatan antar frekuensi maka respons struktur akan semakin besar atau sebaliknya dan berakibat tidak baik pada kondisi struktur bangunan (Widodo, 2006).

4. Perpindahan Lantai (*Displacement*)

Displacement merupakan salah satu parameter yang penting dalam perencanaan bangunan. Tabel 5.16 dan 5.17 merupakan *displacement* dari hasil analisa dinamik beban gempa riwayat waktu struktur untuk masing-masing arah dan jenis pembebanan gempa yang menggunakan piranti lunak ETABS v9.0.7.

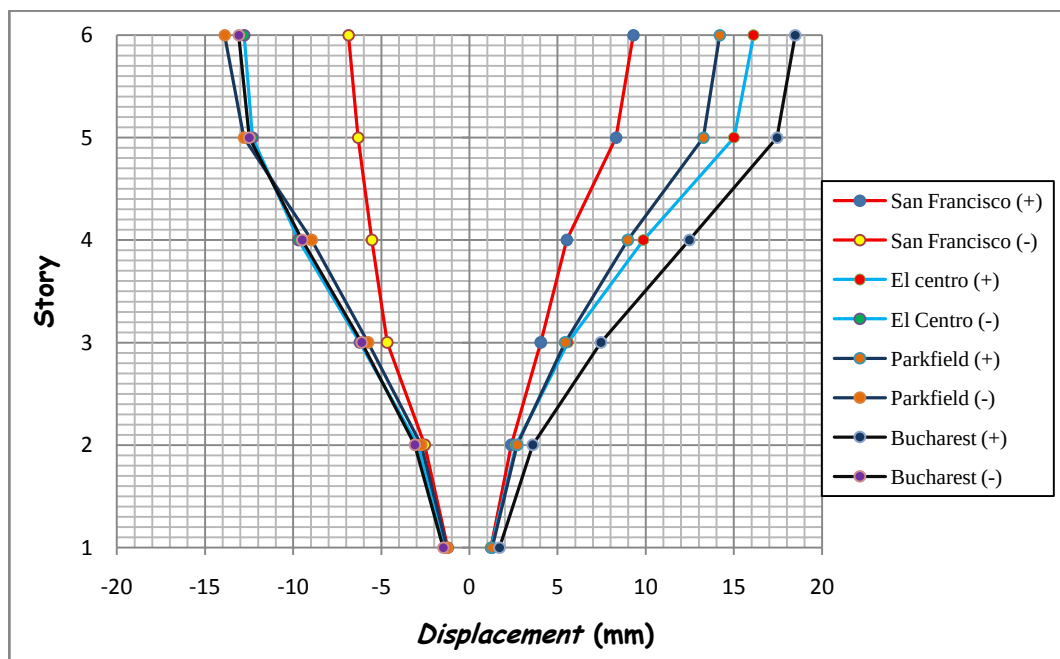
Tabel 5.16 *Displacement* untuk masing-masing arah x dan jenis pembebanan gempa

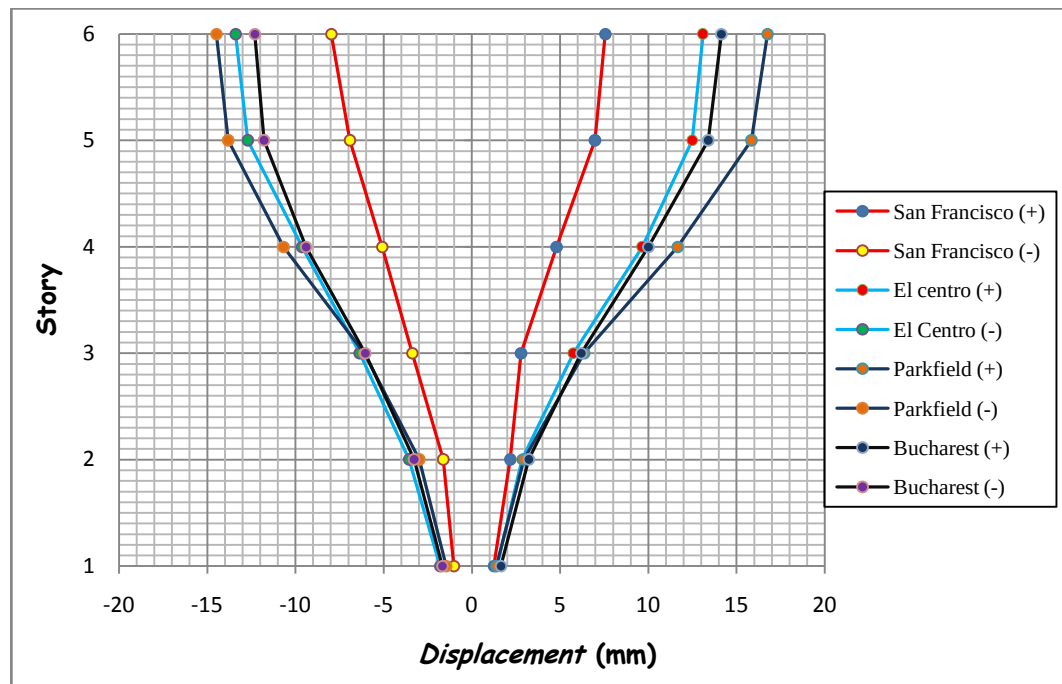
Story	San Francisco 1957 E10S		El Centro 1940 NS		Parkfield 1966 N65E		Bucharest 1977 NS	
	UX +	UX -	UX +	UX -	UX +	UX -	UX +	UX -
	(mm)							
6	9.284	-6.868	16.1068	-12.7924	14.1854	-13.8992	18.4767	-13.092
5	8.3045	-6.3229	15.0015	-12.3046	13.2531	-12.8115	17.4273	-12.4892
4	5.5052	-5.547	9.8647	-9.6951	8.9841	-8.948	12.4524	-9.4973
3	4.0462	-4.6658	5.5771	-6.2398	5.4272	-5.759	7.4581	-6.1325
2	2.3744	-2.5542	2.6365	-2.9464	2.6939	-2.7563	3.5902	-3.108
1	1.2004	-1.2393	1.2282	-1.3736	1.2813	-1.2815	1.7053	-1.5037

Tabel 5.17 Displacement untuk masing-masing arah y dan jenis pembebanan gempa

Story	San Francisco 1957 E10S		El Centro 1940 NS		Parkfield 1966 N65E		Bucharest 1977 NS	
	UY +	UY -	UY +	UY -	UY +	UY -	UY +	UY -
	(mm)							
6	7.5506	-7.9749	13.1012	-13.3921	16.7511	-14.4795	14.148	-12.3071
5	6.9825	-6.9169	12.4913	-12.71	15.8514	-13.8002	13.4058	-11.7724
4	4.8046	-5.0845	9.656	-9.6142	11.6519	-10.6655	10.0146	-9.3994
3	2.7938	-3.3875	5.7609	-6.3504	6.3519	-6.1054	6.1955	-6.0473
2	2.1705	-1.6163	2.8452	-3.5613	2.9574	-2.9886	3.2186	-3.2643
1	1.2427	-1.0274	1.4253	-1.8057	1.3893	-1.4519	1.6405	-1.6789

Grafik dari hasil displacement dinamik beban gempa riwayat waktu struktur untuk masing-masing arah dan jenis pembebanan gempa dapat dilihat pada Gambar 5.19 sampai 5.20 dibawah ini.

**Gambar 5.19** Grafik Displacement arah x



Gambar 5.20 Grafik *Displacement* arah y

Dari grafik di atas dapat dilihat bahwa antara beban gempa yang membebani struktur tersebut, dihasilkan respons struktur *displacement* yang sama. Hal ini mengindikasikan bahwa analisis sudah benar, karena pada dasarnya beban gempa yang cenderung fluktuatif menghasilkan respon pada struktur yang fluktuatif juga. Sedangkan untuk beban dinamik gempa, beban dinamik riwayat waktu San Francisco 1957 E10S yang berfrekuensi tinggi ternyata menghasilkan respons struktur *displacement* terkecil jika dibandingkan dengan beban dinamik riwayat waktu Bucharest 1977 NS dan Parkfield 1966 N65E. Hal ini sama dengan pernyataan pada analisa *base shear*, karena bangunan gedung yang relatif tinggi dan gempa Bucharest 1977 NS dan Parkfield 1966 N65E keduanya sama-sama memiliki frekuensi yang rendah, maka secara teoritik respons struktur akan membesar. Semakin dekat tingkat kedekatan antar frekuensi maka respons struktur akan semakin besar atau sebaliknya dan berakibat tidak baik pada kondisi struktur bangunan (Widodo, 2006).

5. Simpangan Antar Tingkat (*Drift*)

Drift (simpangan antar tingkat) harus dihitung dari simpangan struktur akibat pengaruh gempa nominal. Tabel 5.18-5.21 dan Gambar 5.21-5.22 merupakan hasil *drift* sekaligus *drift ratio* dari analisis perhitungan respons dinamik riwayat waktu struktur untuk masing-masing arah dan jenis pembebanan gempa.

Tabel 5.18 *Drift* untuk masing-masing arah x dan jenis pembebanan gempa

Story	San Francisco 1957 E10S		El Centro 1940 NS		Parkfield 1966 N65E		Bucharest 1977 NS	
	UX +	UX -	UX +	UX -	UX +	UX -	UX +	UX -
	(mm)							
6	0.9795	-0.5451	1.1053	-0.4878	0.9323	-1.0877	1.0494	-0.6028
5	2.7993	-0.7759	5.1368	-2.6095	4.2690	-3.8635	4.9749	-2.9919
4	1.4590	-0.8812	4.2876	-3.4553	3.5569	-3.1890	4.9943	-3.3648
3	1.6718	-2.1116	2.9406	-3.2934	2.7333	-3.0027	3.8679	-3.0245
2	1.1740	-1.3149	1.4083	-1.5728	1.4126	-1.4748	1.8849	-1.6043
1	1.2004	-1.2393	1.2282	-1.3736	1.2813	-1.2815	1.7053	-1.5037

Tabel 5.19 *Drift* untuk masing-masing arah y dan jenis pembebanan gempa

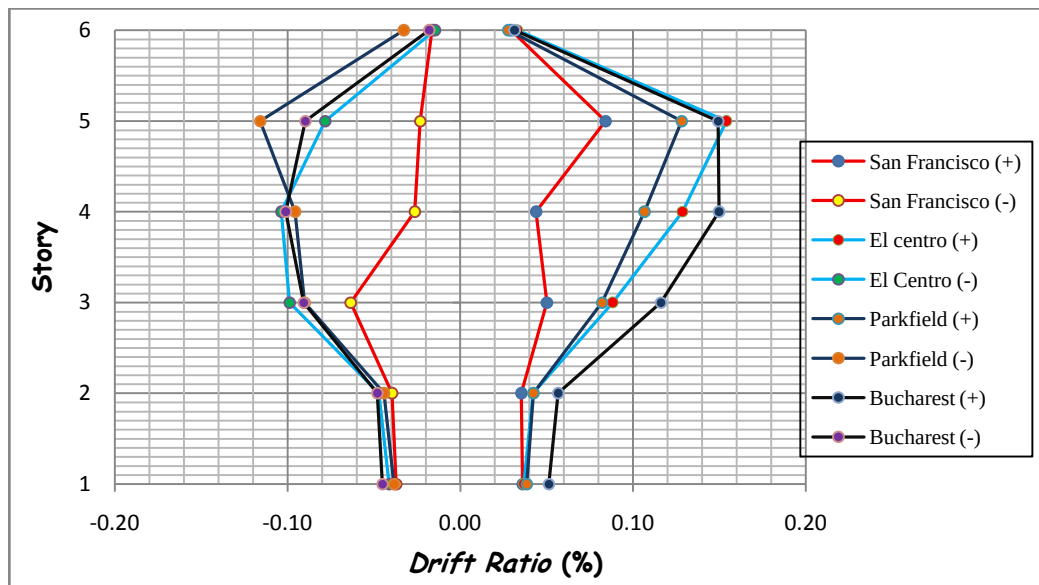
Story	San Francisco 1957 E10S		El Centro 1940 NS		Parkfield 1966 N65E		Bucharest 1977 NS	
	UY +	UY -	UY +	UY -	UY +	UY -	UY +	UY -
	(mm)							
6	0.5681	-1.0580	0.6099	-0.6821	0.8997	-0.6793	0.7422	-0.5347
5	2.1779	-1.8324	2.8353	-3.0958	4.1995	-3.1347	3.3912	-2.3730
4	2.0108	-1.6970	3.8951	-3.2638	5.3000	-4.5601	3.8191	-3.3521
3	0.6233	-1.7712	2.9157	-2.7891	3.3945	-3.1168	2.9769	-2.7830
2	0.9278	-0.5889	1.4199	-1.7556	1.5681	-1.5367	1.5781	-1.5854
1	1.2427	-1.0274	1.4253	-1.8057	1.3893	-1.4519	1.6405	-1.6789

Tabel 5.20 *Drift Ratio* untuk masing-masing arah x dan jenis pembebanan gempa

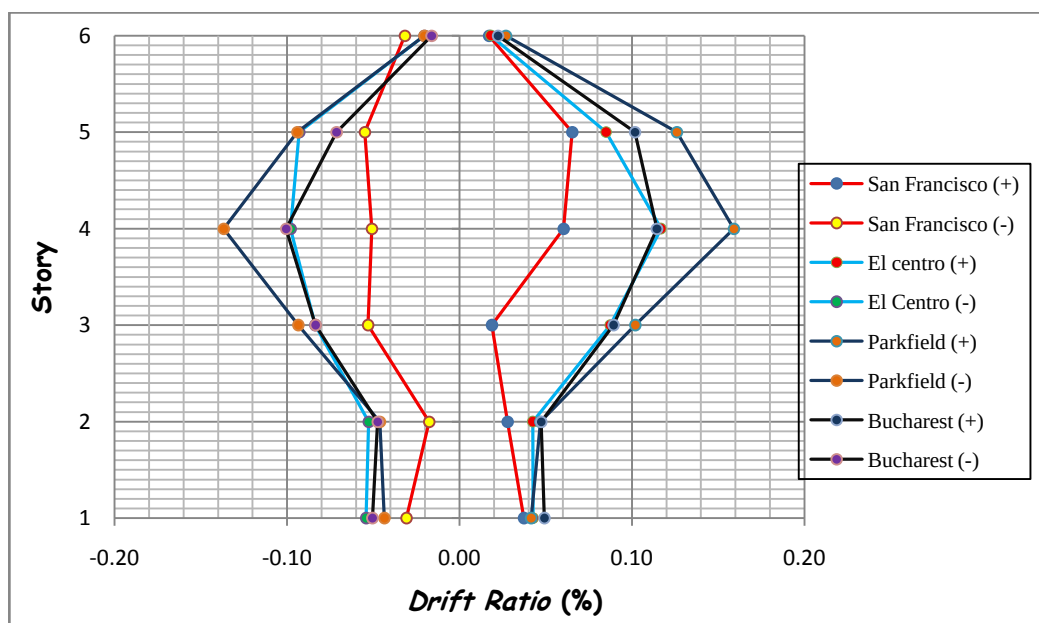
Story	San Francisco 1957 E10S		El Centro 1940 NS		Parkfield 1966 N65E		Bucharest 1977 NS	
	UX +	UX -	UX +	UX -	UX +	UX -	UX +	UX -
	(%)							
6	0.0294	-0.0164	0.0332	-0.0146	0.0280	-0.0326	0.0315	-0.0181
5	0.0840	-0.0233	0.1541	-0.0783	0.1281	-0.1159	0.1492	-0.0898
4	0.0438	-0.0264	0.1286	-0.1037	0.1067	-0.0957	0.1498	-0.1009
3	0.0502	-0.0633	0.0882	-0.0988	0.0820	-0.0901	0.1160	-0.0907
2	0.0352	-0.0394	0.0422	-0.0472	0.0424	-0.0442	0.0565	-0.0481
1	0.0360	-0.0372	0.0368	-0.0412	0.0384	-0.0384	0.0512	-0.0451

Tabel 5.21 *Drift Ratio* untuk masing-masing arah y dan jenis pembebanan gempa

Story	San Francisco 1957 E10S		El Centro 1940 NS		Parkfield 1966 N65E		Bucharest 1977 NS	
	UY +	UY -	UY +	UY -	UY +	UY -	UY +	UY -
	(%)							
6	0.0170	-0.0317	0.0183	-0.0205	0.0270	-0.0204	0.0223	-0.0160
5	0.0653	-0.0550	0.0851	-0.0929	0.1260	-0.0940	0.1017	-0.0712
4	0.0603	-0.0509	0.1169	-0.0979	0.1590	-0.1368	0.1146	-0.1006
3	0.0187	-0.0531	0.0875	-0.0837	0.1018	-0.0935	0.0893	-0.0835
2	0.0278	-0.0177	0.0426	-0.0527	0.0470	-0.0461	0.0473	-0.0476
1	0.0373	-0.0308	0.0428	-0.0542	0.0417	-0.0436	0.0492	-0.0504



Gambar 5.22 Grafik *Drift Ratio* arah *x*



Gambar 5.22 Grafik *Drift Ratio* arah *y*

Secara umum tabel-tabel dan grafik di atas menunjukkan bahwa beban gempa Bucharest 1977 NS dan Parfield 1966 N65E menghasilkan *drift* terbesar, sedangkan beban gempa San Francisco 1957 E10S menghasilkan *drift* terkecil.

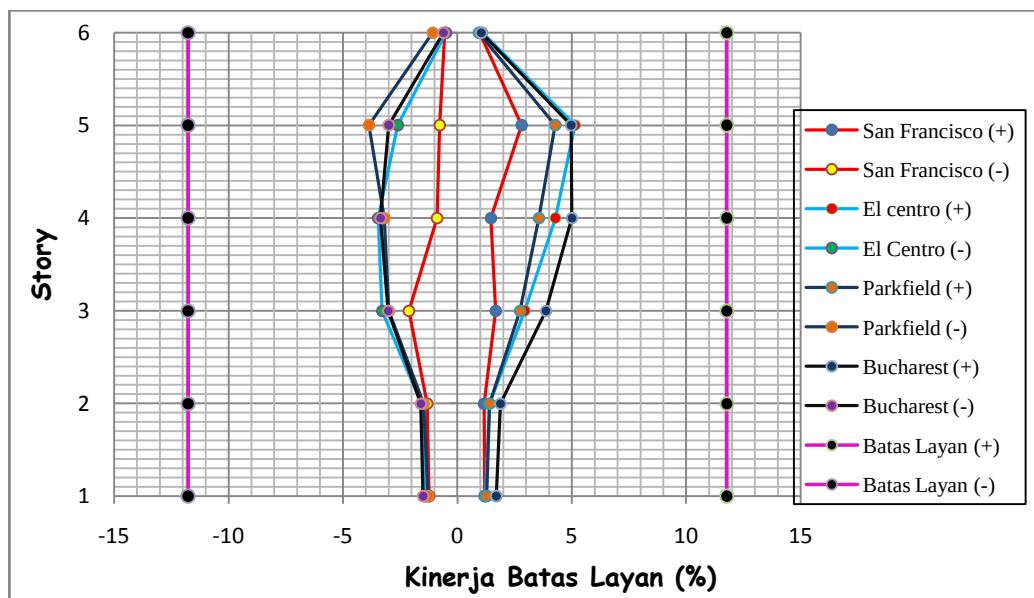
6. Kinerja Struktur Gedung

Kinerja struktur gedung yang perlu dikontrol terdiri dari kinerja batas layan yang ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana dan kinerja batas ultimit yang ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan.

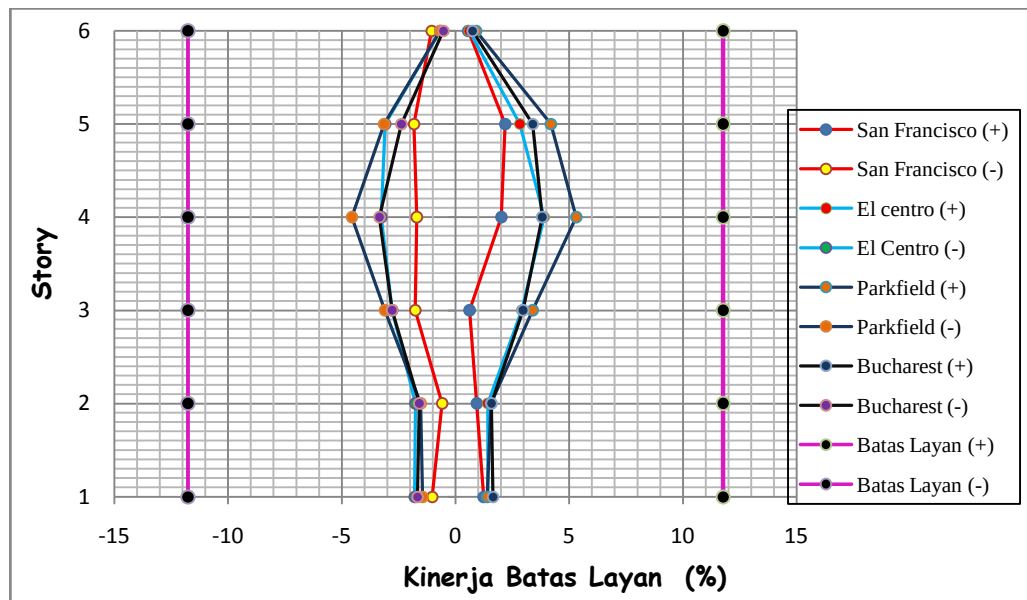
a. Kontrol Kinerja Batas Layan

Dalam SNI 03-1726-2002 pasal 8.1.2 untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melebihi $0,03/R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

Rasio batas simpangan struktur = $\frac{0,03}{8,5} \cdot 3333,3 = 11,7647 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$. Berikut merupakan kontrol kinerja batas layan struktur untuk masing-masing arah dan jenis pembebanan gempa yang ditampilkan dalam bentuk grafik berdasarkan nilai simpangan antar tingkat akibat pembebanan gempa nominal yang telah disajikan sebelumnya.



Gambar 5.23 Grafik kontrol kinerja batas layan struktur bangunan gedung arah x



Gambar 5.24 Grafik kontrol kinerja batas layan struktur bangunan gedung arah y

Dari grafik di atas dapat diketahui bahwa simpangan akibat pembebanan gempa nominal tiap lantai untuk masing-masing arah dan jenis pembebanan gempa telah memenuhi persyaratan kinerja batas layan.

b. Kontrol kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung diambang keruntuhan. Sesuai SNI 03-1726-2002 pasal 4.3.3, simpangan dan simpangan antar tingkat itu harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal dikalikan dengan suatu faktor skala pengali ξ sesuai dengan persamaan :

$$\xi = \frac{0,7 R}{Faktor\ Skala}$$
, dimana faktor skala didapatkan dari hitungan sebelumnya sesuai Tabel 5.20.

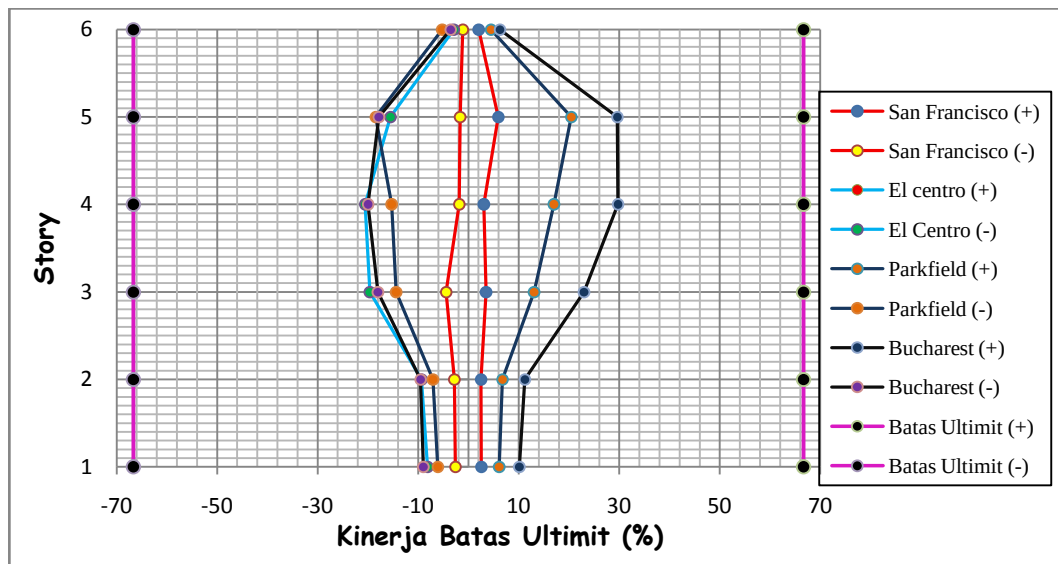
Hasil kinerja ultimit untuk masing-masing arah dan jenis pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.22-5.23 dan Gambar 5.25-5.26 di bawah ini.

Tabel 5.22 *Drift Ratio* maksimum untuk masing-masing arah x dan jenis pembebanan gempa

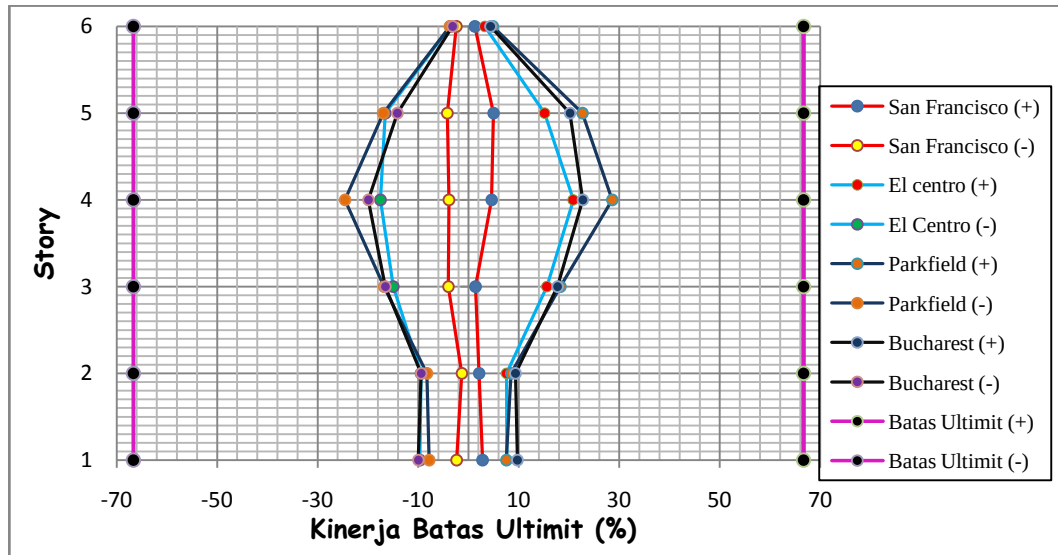
Story	San Francisco 1957 E10S		El Centro 1940 NS		Parkfield 1966 N65E		Bucharest 1977 NS	
	UX +	UX -	UX +	UX -	UX +	UX -	UX +	UX -
	(%)							
6	2.0673	-1.1505	6.5765	-2.9024	4.4601	-5.2036	6.2439	-3.5867
5	5.9082	-1.6376	30.5640	-15.5265	20.4229	-18.4830	29.6007	-17.8018
4	3.0794	-1.8599	25.5112	-20.5590	17.0162	-15.2562	29.7161	-20.0206
3	3.5285	-4.4568	17.4966	-19.5957	13.0761	-14.3649	23.0140	-17.9958
2	2.4779	-2.7752	8.3794	-9.3582	6.7579	-7.0555	11.2152	-9.5456
1	2.5336	-2.6157	7.3078	-8.1729	6.1297	-6.1307	10.1465	-8.9470

Tabel 5.23 *Drift Ratio* maksimum untuk masing-masing arah y dan jenis pembebanan gempa

Story	San Francisco 1957 E10S		El Centro 1940 NS		Parkfield 1966 N65E		Bucharest 1977 NS	
	UY +	UY -	UY +	UY -	UY +	UY -	UY +	UY -
	(%)							
6	1.2930	-2.4080	3.2663	-3.6530	4.8522	-3.6636	4.4161	-3.1815
5	4.9569	-4.1706	15.1845	-16.5797	22.6487	-16.9060	20.1776	-14.1194
4	4.5766	-3.8624	20.8603	-17.4794	28.5839	-24.5935	22.7236	-19.9450
3	1.4186	-4.0313	15.6151	-14.9371	18.3072	-16.8095	17.7126	-16.5589
2	2.1117	-1.3403	7.6043	-9.4022	8.4571	-8.2877	9.3897	-9.4331
1	2.8284	-2.3384	7.6332	-9.6705	7.4928	-7.8304	9.7610	-9.9895



Gambar 5.23 Grafik kontrol kinerja batas ultimit struktur bangunan gedung arah x



Gambar 5.23 Grafik kontrol kinerja batas ultimit struktur bangunan gedung arah y

Dari grafik di atas dapat diketahui bahwa simpangan akibat pembebanan gempa nominal tiap lantai untuk masing-masing arah dan jenis pembebanan gempa telah memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit.

BAB VI

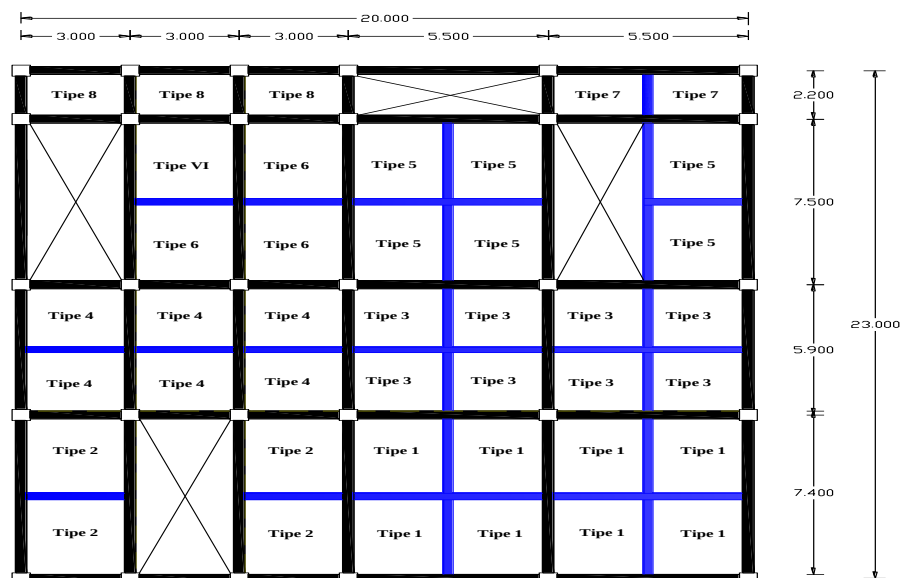
DESAIN DAN PEMBAHASAN

6.1 Perencanaan Pelat

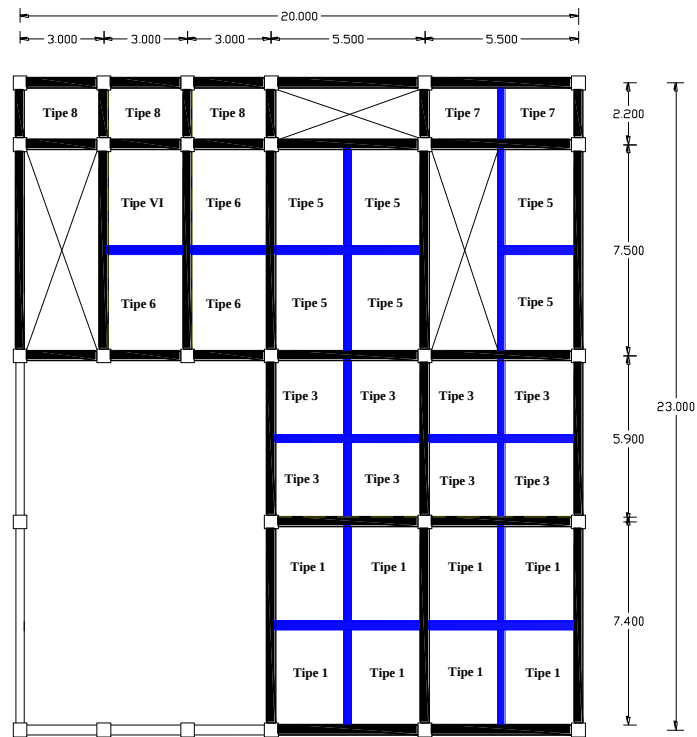
Perhitungan pelat terdiri dari 2 jenis yaitu perhitungan pelat lantai dan perhitungan pelat atap. Tebal dari masing-masing pelatlah yang membedakan hasil hitungan. Pelat lantai memiliki ketebalan 120 mm dan untuk pelat atap memiliki ketebalan 100 mm.

6.1.1 Desain Pelat Lantai

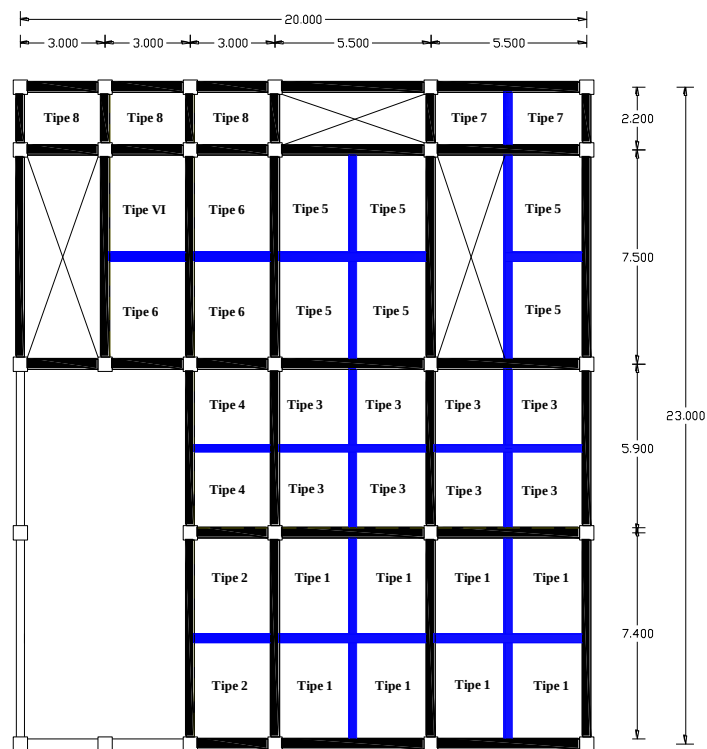
Pelat merupakan struktur bidang (permukaan) yang lurus, yang tebalnya jauh lebih kecil dibanding dengan dimensi yang lain. Data yang dipakai untuk keperluan desain antara lain mutu beton (f'_c) 30 MPa, diameter tulangan pokok rencana 10 mm dan diameter tulangan susut rencana 8 mm dengan tegangan leleh (f_y) 300 MPa. Tebal pelat yang digunakan adalah 120 mm untuk pelat lantai dan 100 mm untuk pelat atap. Tipe pelat dapat dilihat pada Gambar 6.1 sampai Gambar 6.4



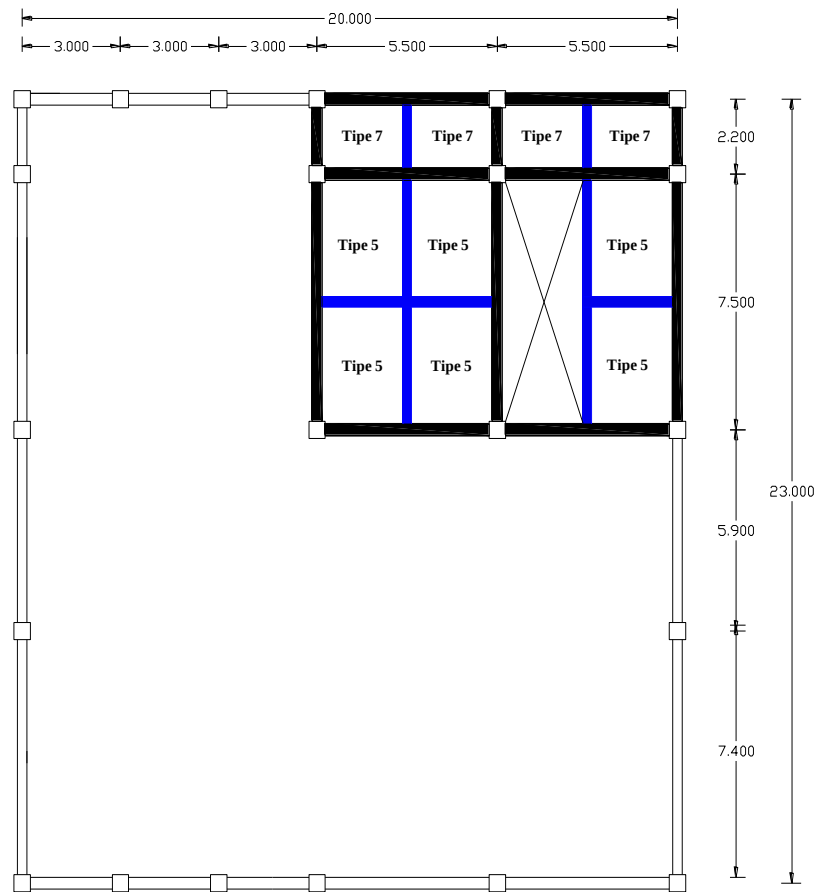
Gambar 6.1 Skema pelat lantai 1-2



Gambar 6.2 Skema pelat lantai 3



Gambar 6.3 Skema pelat lantai 4



Gambar 6.4 Skema pelat lantai 5-6

6.1.2 Analisis Pembebanan

Beban mati pelat lantai didapat dari hasil perhitungan pada bab sebelumnya pada Tabel 5.6 Beban Mati, beban mati pelat lantai adalah $4,66 \text{ kN/m}^2$ dan beban hidup pelat lantai sebesar $3,6 \text{ kN/m}^2$. Jenis dukungan yang dipakai untuk pelat ini adalah terjepit penuh, pelat didukung oleh balok-balok yang relatife sangat kaku dan merupakan satu kesatuan yang monolit. Berikut merupakan analisis beban pelat lantai untuk tipe 1.

Didapat beban ultimit :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\
 &= 1,2 \cdot 4,66 + 1,6 \cdot 3,6 \\
 &= 11,352 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan pelat menggunakan metode koefisien momen. Metode ini merupakan salah satu cara perhitungan yang banyak dipergunakan untuk perencanaan pelat dua arah.

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3700}{2750} = 1,35 \longrightarrow \text{pelat dua arah}$$

Dari Tabel 13.3.1 Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 N.I.-2 didapat C_{tx} , C_{ty} , C_{lx} , C_{ly} untuk terjepit penuh pada keempat sisi berturut-turut adalah 71, 57, 32,5, 18,5.

$$M_{tx} = 0,001 \cdot 11,352 \cdot 71 \cdot (2,75)^2 = 6,0953 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot 11,352 \cdot 57 \cdot (2,75)^2 = 4,8934 \text{ kNm}$$

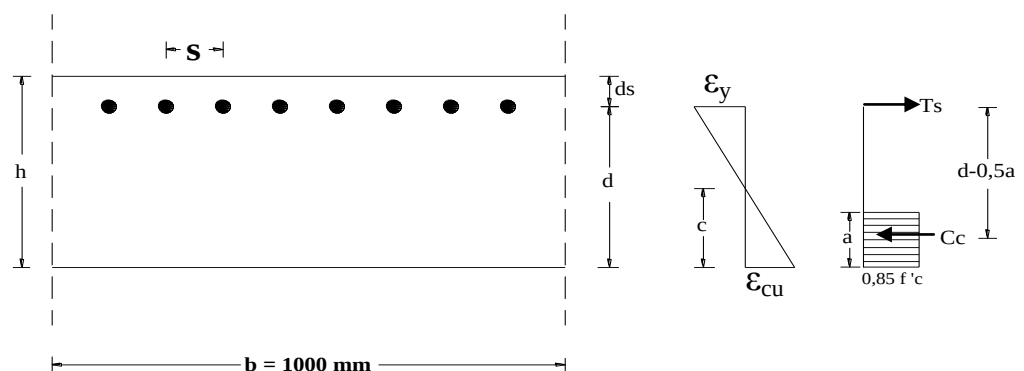
$$M_{lx} = 0,001 \cdot 11,352 \cdot 32,5 \cdot (2,75)^2 = 2,7901 \text{ kNm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot 11,352 \cdot 18,5 \cdot (2,75)^2 = 1,5882 \text{ kNm}$$

6.1.3 Penulangan Pelat

Desain tulangan yang akan dihitung pada perancangan ini adalah desain tulangan tumpuan dan lapangan arah x dan y.

1. Tulangan Tumpuan Arah x (M_{tx})



Gambar 6.5 Diagram tegangan dan regangan pelat lantai

Tumpuan arah x dan y

Diketahui tebal pelat (h) 120 mm, penutup beton (pb) 20 mm, diameter tulangan (ϕ_{tul}) 10 mm.

$$\text{Pusat tulangan tarik (d}_s) = pb + 0,5 \varnothing_{tul} = 20 + 5 = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif (d)} = h - d_s = 120 - 25 = 95 \text{ mm}$$

$$\text{Momen ultimit (M}_u) = 6,0953 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{6,0953}{0,8} = 7,6191 \text{ kNm}$$

$$M_n = 0,85 \times f'_c \times b \times a \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$7,6191 \cdot 10^6 = 0,85 \times 30 \times 1000 \times a \times \left(95 - \frac{a}{2}\right)$$

$$7,6191 \cdot 10^6 = 25500 \times a \times \left(95 - \frac{a}{2}\right)$$

$$a^2 - 190a + 597,5764 = 0$$

Dari hasil perhitungan di atas didapatkan persamaan polinomial tingkat 2 dalam a . Dengan menggunakan rumus ABC didapatkan nilai :

$$a = 3,1990 \text{ mm}$$

Kontrol kapasitas penampang :

$$\text{Diketahui } f'_c = 30 \text{ MPa} \leq 30 \text{ MPa} \text{ dipakai } \beta_1 = 0,85$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{300}{200000} = 0,0015$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,1990}{0,85} = 3,7635 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_{cu} = \frac{95-3,7635}{3,7635} 0,003 = 0,0727 > \epsilon_y = 0,0012$$

baja tulangan tarik telah leleh

$$C_c = 0,85 f'_c a b = 0,85 \cdot 30 \cdot 3,1990 \cdot 1000 = 81574,9845 \text{ N}$$

$$C_c = T_s$$

$$A_s = \frac{T_s}{f_y} = \frac{81574,9845}{300} = 271,9166 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} b.d = \frac{1,4}{300} 1000 \cdot 95 = 443,3333 \text{ mm}^2$$

Dari hasil hitungan ternyata $A_s < A_{s \min}$, maka dipakai $A_s = A_{s \min} = 443,3333 \text{ mm}^2$

$$A_{\emptyset} = \frac{1}{4} \pi \emptyset_{tul}^2 = \frac{1}{4} \pi (10)^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{\emptyset} 1000}{A_s} = \frac{78,5398 \cdot 1000}{443,3333} = 177,1574 \text{ mm}$$

$$s_{pakai} = 170 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 15.3.2 spasi tulangan pada penampang kritis tidak boleh lebih dari dua kali lipat tebal pelat.

Maka : $s \leq 2h_{\text{pelat}}$

$$170 \text{ mm} < 2 \cdot 120 \text{ mm} = 240 \text{ mm} \text{ (ok)}$$

Maka dipakai tulangan **P₁₀₋₁₇₀**

$$A_{s \text{ tersedia}} = \frac{A_{\emptyset} 1000}{s_{pakai}} = \frac{78,5398 \cdot 1000}{170} = 461,9988 \text{ mm}^2$$

$$a_{tersedia} = \frac{A_{s \text{ tersedia}} \cdot f_y}{0,85 f'_c \cdot b} = \frac{461,9988 \cdot 300}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 5,4352 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s \text{ tersedia}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= \left[461,9988 \cdot 300 \left(95 - \frac{5,4352}{2} \right) \right] 10^{-6} \\ &= 12,7903 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_r = \phi M_n = 0,8 \cdot 12,7903 = 10,2322 \text{ kNm}$$

$$M_r = 10,2322 \text{ kNm} > M_u = 6,0953 \text{ kNm} \text{ (ok)}$$

2. Tulangan Susut

Dalam perancangan ini digunakan diameter tulangan susut rencana ($\emptyset_{tul \text{ st}}$) 8 mm.

$$A_{sst} = 0,0020 \cdot b \cdot h_{\text{pelat}} = 0,0020 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_{\emptyset \text{ st}} = \frac{1}{4} \pi \emptyset_{tul \text{ st}}^2 = \frac{1}{4} \pi (8)^2 = 50,2655 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{\emptyset st} 1000}{A_{sst}} = \frac{50,2655 \cdot 1000}{240} = 209,4395 \text{ mm}$$

$$s_{pakai} = 200 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 9.12.2.2 tulangan susut dan suhu harus dipasang dengan jarak tidak lebih dari lima kali tebal pelat atau 450 mm.

$$\begin{aligned} \text{Maka : } s_{pakai} = 200 \text{ mm} &\leq 5h_{\text{pelat}} = 600 \text{ mm (ok)} \\ &\leq 450 \text{ mm (ok)} \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan susut **P₈₋₂₀₀**

Hasil selengkapnya desain tulangan dapat dilihat pada Tabel 6.1 Hasil Perancangan Pelat Lantai dan Tabel 6.2 Hasil Perancangan Pelat Atap di bawah ini.

Tabel 6.1 Hasil Perancangan Pelat Lantai

Tipe Pelat	Kebutuhan Tulangan				
	Tumpuan		Lapangan		Susut
	Arah - x	Arah - y	Arah - x	Arah - y	
1	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
2	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
3	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
4	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
5	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
6	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
7	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
8	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200

Tabel 6.2 Hasil Perancangan Pelat Atap

Tipe Pelat	Kebutuhan Tulangan				
	Tumpuan		Lapangan		Susut
	Arah - x	Arah - y	Arah - x	Arah - y	
1	P10-190	P10-190	P10-190	P10-190	P8-250
2	P10-190	P10-190	P10-190	P10-190	P8-250
3	P10-190	P10-190	P10-190	P10-190	P8-250
5	P10-190	P10-190	P10-190	P10-190	P8-250
7	P10-190	P10-190	P10-190	P10-190	P8-250

6.2 Perencanaan Balok

6.2.1 Redistribusi Momen

Dasar perencanaan tulangan balok menggunakan redistribusi momen akibat kombinasi beban gempa, beban mati, dan beban hidup yang sesuai SNI 03-2487-2002 Pasal 23.3.2.2 menyatakan bahwa nilai kuat momen positif terpasang di muka kolom lebih besar 0,5 kali kuat momen negatif ($M^+ > 0.5 M^-$). Pada redistribusi momen ini, beban gempa yang diambil adalah beban gempa riwayat waktu El Centro NS 1940.

Hasil momen yang terbesar untuk setiap combo akibat beban gempa setelah diretribusi dapat dilihat pada Tabel 6.3 dan 6.4 di bawah ini.

Tabel 6.3 Hasil Redistribusi Momen Tumpuan Arah x

Lantai	Portal	Combo	M^-	M^+
1	Portal 3	COMBO 5	105.720	52.860
2	Portal 3	COMBO 6	102.400	51.200
3	Portal 5	COMBO 6	101.190	50.595
4	Portal 4	COMBO 6	135.010	67.505
5	Portal 5	COMBO 6	108.500	54.250
6	Portal 5	COMBO 6	72.640	36.320

Tabel 6.4 Hasil Redistribusi Momen Tumpuan Arah y

Lantai	Portal	Combo	M^-	M^+
1	Portal 5	COMBO 8	221.180	110.590
2	Portal 5	COMBO 8	207.740	103.870
3	Portal 5	COMBO 10	181.770	90.885
4	Portal 4	COMBO 8	166.900	83.450
5	Portal 4	COMBO 8	161.820	80.910
6	Portal 5	COMBO 10	135.300	67.650

6.2.2 Perencanaan Balok Terhadap Momen Lentur

Analisis balok yang dicontohkan di bawah ini adalah balok B1 pada portal 5 (lantai 1) arah y dengan beban gempa riwayat waktu El Centro 1940 NS. Data yang dipakai untuk keperluan desain antara lain kuat tekan beton rencana (f'_c) 30 Mpa, tegangan leleh baja (f_y) 400 Mpa, modulus elastisitas baja tulangan (E_s) 200000 Mpa, regangan maksimum serat desak beton (ε_{cu}) 0,003, diameter tulangan pokok rencana (ϕ_{tul}) 16 mm, diameter tulangan sengkang (ϕ_s) 10 mm dan penutup beton (p_b) 40 mm.

$$f'_c = 30 \text{ MPa, maka } \beta_1 = 0,85$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

1. Estimasi Dimensi Balok

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,6863$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85}{400} \left(\frac{0,003}{0,003 + 0,002} \right) = 0,0325$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,0325 = 0,0244$$

$$R_b = \rho_b f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho_b m\right) = 0,0325 \cdot 400 \left(1 - \frac{1}{2} 0,0325 \cdot 15,6863\right) = 9,6863 \text{ Mpa}$$

$$R_m = 0,75 R_b = 7,2647 \text{ Mpa}$$

Dari hasil redistribusi momen balok B1 pada portal 5 (lantai 1) arah y pada Tabel 6.4 didapat nilai:

$$M_u^- \text{ tumpuan} = 221.180 \text{ kNm} \text{ dan } M_u^+ \text{ tumpuan} = 110.590 \text{ kNm}$$

Untuk mendesain dimensi balok diambil momen maksimum, yaitu :

$$M_{u,max} = 221.180 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen nominal, } M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{221,180}{0,8} = 276,475 \text{ kNm}$$

$$b = \sqrt[3]{\left(\frac{M_n \cdot 10^6}{4R_m}\right)} = \sqrt[3]{\left(\frac{276,475 \cdot 10^6}{4 \cdot 7,2647}\right)} = 211,8797 \text{ mm}$$

$$b_{pakai} = 300 \text{ mm}$$

$$d = 2 \cdot 300 = 600 \text{ mm}$$

Baja tulangan yang dibutuhkan untuk tulangan tarik dan desak diasumsikan terdiri dari dua dan satu lapis, sehingga :

$$d_s = pb + \emptyset_s + \emptyset_{tul} + 12,5 = 40 + 10 + 16 + 12,5 = 78,5 \text{ mm}$$

$$d' = pb + \emptyset_s + 0,5 \emptyset_{tul} = 40 + 10 + 0,5 \cdot 16 = 58 \text{ mm}$$

$$h_{perlu} = d + d_s = 600 + 78,5 = 600 + 78,5 = 678,5 \text{ mm}$$

$$h_{pakai} = 600 \text{ mm}$$

$$d_{tersedia} = h - d_s = 600 - 78,5 = 521,5 \text{ mm}$$

Dimensi yang dipakai yaitu $b = 300$ dan $h = 600$ mm, mendekati asumsi awal dengan tujuan supaya analisis ETABS tidak berubah.

Kontrol :

$$a. \quad A_g = 300 \cdot 600 = 180000 \text{ mm}^2$$

$$0,1 A_g f'_c = 0,1 \cdot 180000 \cdot 30 = 540000 \text{ N} = 540 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor} = 0 \text{ kN} < 540 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

$$b. \quad \text{Ratio } \frac{b}{h} = \frac{300}{600} = 0,5 > 0,3 \quad (\text{ok})$$

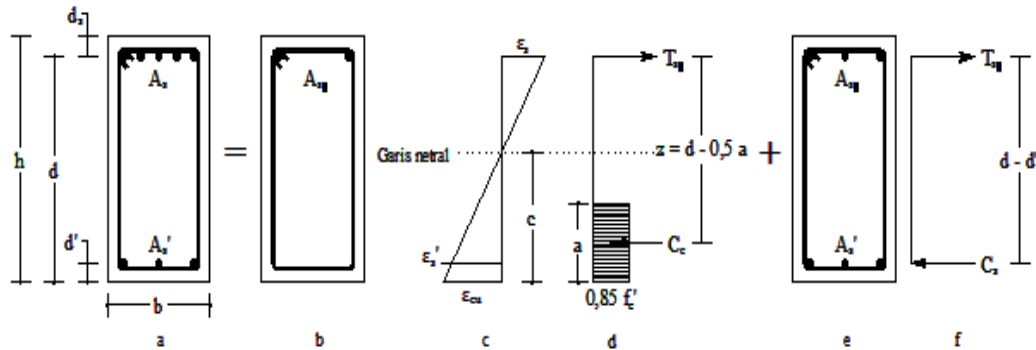
$$c. \quad L_{netto} = L - \frac{b_{kolom-i}}{2} - \frac{b_{kolom-j}}{2} = 7500 - \frac{500}{2} - \frac{500}{2} = 7000 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \cdot 521,5 = 2086 \text{ mm} < L_n = 7000 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

$$d. \quad \text{Lebar balok} = 300 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \text{ dan } 300 \text{ mm} < \text{lebar kolom} = 500 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

2. Penulangan Balok

Penulangan dan diagram tegangan regangan balok dapat dilihat pada gambar 6.6 di bawah ini.



Gambar 6.6 Diagram tegangan dan regangan balok tulangan rangkap

a. Komponen Tulangan Sebelah

Dalam mendesain balok bertulang rangkap pada kondisi baja desak belum leleh, nilai koefisien perlawanan R_l dibuat lebih kecil dibandingkan dengan koefisien perlawanan R_n yang telah diperoleh sebelumnya. Apabila nilai $R_l < R_n$, maka nilai momen nominal untuk tulangan sebelah M_{n1} akan lebih kecil jika dibandingkan dengan M_u/ϕ akibatnya masih ada sisa tulangan kebutuhan kekuatan yang harus ditahan tulangan rangkap. Agar diperoleh nilai $R_l < R_n$, maka nilai R_n harus dikali dengan nilai faktor pengali. Besarnya nilai faktor pengali berkisar 0,1 - 0,7. Nilai ini tergantung pada selisih antara momen negatif dan momen positif.

Mengingat $M_u^+ = 50\% M_u^-$ maka dipakai nilai R_l yang relatif besar. Agar jumlah tulangan yang dihasilkan tidak terlalu banyak dan tidak terlalu sedikit, maka untuk nilai faktor pengali dicari dengan cara *trial-and-error* dan diperoleh faktor pengali sebesar 0,2.

$$R_l = 0,2 R_b = 0,2 \cdot 9,6863 = 1,9373 \text{ Mpa}$$

$$M_{n1} = R_l b d^2 = 1,9373 \cdot 300 \cdot (521,5)^2 \cdot 10^{-6} = 158,0617 \text{ kNm}$$

$$M_{n1} = c_c \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$158,0617.10^6 = 0,85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$158,0617.10^6 = 0,85.30. a .300 \left(521,5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$158,0617.10^6 = 3989475 a - 3825 a^2$$

Dari persamaan di atas, dengan rumus ABC didapatkan kedalaman beton desak

$$(a) = 41,2611 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41,2611}{0,85} = 48,5425 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{d'-c}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{58 - 48,5425}{48,5425} 0,003 = 0,00058 < \varepsilon_y = 0,002$$

(baja tulangan tarik belum leleh)

$$C_c = 0,85 f'_c a b = 0,85.30.41,2611.300 = 315647,415 \text{ N}$$

$$A_{s1} = \frac{T_{s1}}{f_y} = \frac{C_c}{f_y} = \frac{315647,415}{400} = 789,1185 \text{ mm}^2$$

$$A_{\emptyset} = \frac{1}{4} \pi \emptyset^2 = \frac{1}{4} \pi 16^2 = 201,0620 \text{ mm}^2$$

$$n_1 = \frac{A_{s1}}{A_{\emptyset}} = \frac{789,1185}{201,0620} = 3,9247 \text{ buah} \rightarrow 4 \text{ buah}$$

dipakai tulangan **4D16**

$$A_{s1 \text{ tersedia}} = 4. 201,0620 = 804,248 \text{ mm}^2$$

$$a_{tersedia} = \frac{A_{s \text{ tersedia}} f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{804,248.400}{0,85.30.300} = 42,0521 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a_{tersedia}}{\beta_1} = \frac{42,0521}{0,85} = 49,4731 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{d'-c}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{58 - 49,4731}{449,4731} 0,003 = 0,00052 < \varepsilon_y = 0,002$$

(baja tulangan tarik belum leleh)

$$\begin{aligned} M_{1 \text{ tersedia}} &= \left[0,85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] 10^{-6} \\ &= \left[0,85.30. 42,0521 .300 \left(521,5 - \frac{42,0521}{2} \right) \right] 10^{-6} \\ &= 161,0020 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Komponen Tulangan Rangkap

$$M_2 = M_n - M_1 = 276,475 - 161,002 = 115,473 \text{ kNm}$$

$$T_{s2} = C_s = \frac{M_2}{d - d'} = \frac{115,473 \cdot 10^6}{512,5 - 58} = 254066,0066 \text{ N}$$

$$A_{s2} = A_s' = \frac{T_{s2}}{f_y} = \frac{254066,0066}{400} = 635,1650 \text{ mm}^2$$

$$n_2 = \frac{A_{s2}}{A_{\emptyset}} = \frac{635,1650}{201,0620} = 3,1590 \text{ buah} \rightarrow 4 \text{ buah}$$

dipakai tulangan **4D16**

$$A_{s2 \text{ tersedia}} = 4 \cdot 201,0620 = 804,248 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tersedia}} = A_{s1 \text{ tersedia}} + A_{s2 \text{ tersedia}} = 804,248 + 804,248 = 1608,496 \text{ mm}^2$$

3. Kontrol Rasio Tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1608,496}{300.521,5} = 0,0103 < 0,025 \quad (\text{ok})$$

$$\rho = \frac{A_s'}{b_w d} = \frac{804,248}{300.521,5} = 0,0051 < 0,025 \quad (\text{ok})$$

4. Kontrol Luas Tulangan Minimum

Pada setiap irisan penampang balok, jumlah tulangan atas dan bawah tidak boleh kurang dari yang ditentukan dua persamaan di bawah ini, diambil dari nilai terbesar dan sekurang-kurangnya harus ada dua batang tulangan atas dan dua tulangan bawah yang dipasang secara terus menerus.

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} b_w d = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} 300.521,5 = 535,5700 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 535,5700 \text{ mm}^2 < A_{\text{tersedia}} = 1608,496 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{400} 300.521,5 = 547,575 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 547,575 \text{ mm}^2 < A_{\text{tersedia}} = 1608,496 \text{ mm}^2$$

5. Penggabungan Tulangan

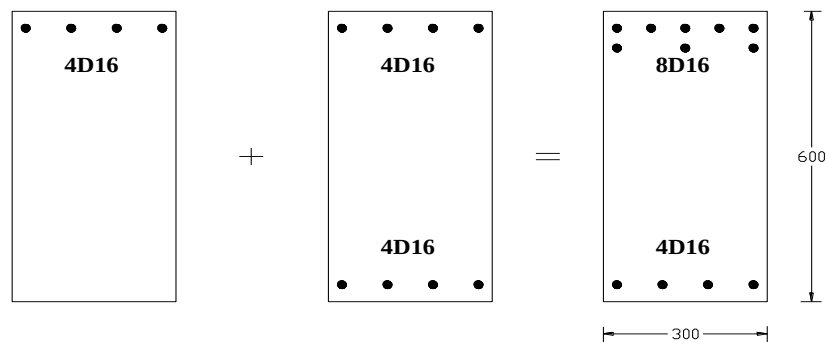
Periksa kapasitas jumlah tulangan dalam 1 lapis, $s = 25 \text{ mm}$:

$$n = \frac{b-2(p_b + d_s)}{s-1+d_{tul}} = \frac{300-2(40+10)}{25-1+16} = 5 \text{ buah}$$

jadi tulangan tarik dipasang dalam dua lapis 5 buah pada lapis pertama dan tiga buah pada lapis kedua. Sedangkan tulangan desak cukup dengan satu lapis dengan jumlah empat buah.

Tulangan atas = **8D16** dan Tulangan bawah = **4D16**

Lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 6.7 dibawah ini.



Gambar 6.7 Tulangan sebelah, tulangan rangkap dan penulangan Rangkap

6. Kontrol Tulangan Lentur Momen Negatif

Untuk asumsi awal dianggap baja tulangan desak belum leleh, sehingga tegangannya harus dicari dahulu.

$$T_{s1} + T_{s2} = C_c + C_s$$

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s f_y = 0,85 f'_c a b + A'_s \epsilon_{cu} E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right)$$

$$(0,85 f'_c b) a^2 + (A'_s \epsilon_{cu} E_s - A_s f_y) a - (A'_s \epsilon_{cu} E_s \beta_1 d') = 0$$

$$A = 0,85 f'_c b = 0,85 \cdot 30 \cdot 300 = 7650$$

$$B = A'_s \epsilon_{cu} E_s - A_s f_y$$

$$= (804,248.0,003.200000) - (1608,496 \cdot 400) = - 160849,6$$

$$C = -A'_s \varepsilon_{cu} E_s \beta_1 d' = - (804,248.0,003.200000.0,85.58) = -23789655,84$$

Dari persamaan di atas, dengan rumus ABC didapatkan kedalaman beton desak (a) = 67,2606 mm

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{67,2606}{0,85} = 79,1301 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{79,1301-58}{79,1301} 0,003 = 0,0008 < \varepsilon_y = 0,002$$

Asumsi tepat yaitu baja tulangan desak belum leleh

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 0,0008.200000 = 160 \text{ Mpa}$$

$$C_c = 0,85 f'_c a b = 0,85.30. 67,2606.300 = 514543,59 \text{ N}$$

$$C_s = A'_s f'_s = 804,248. 160 = 128679,68 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_n^- &= C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \\ &= \left[\left(514543,59 \left(521,5 - \frac{67,2606}{2} \right) \right) + (128679,68 (521,5 - 58)) \right] 10^{-6} \\ &= 310,7543 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi.M_n^- = 0,8. 310,7543 = 248,6035 \text{ kNm} > M_u^- = 221.180 \text{ kNm} \quad (\text{ok})$$

7. Kontrol Tulangan Lentur Momen Positif

Kontrol kuat lentur momen positif dapat dihitung dengan cara yang sama seperti kontrol kuat momen negatif dengan penempatan tulangan yang dibalik. Hal ini terjadi karena tulangan tarik (negatif) berganti posisinya menjadi tulangan desak (positif) dan sebaliknya. Pada kondisi demikian, tulangan desak umumnya belum leleh. Untuk asumsi awal dianggap baja tulangan desak belum leleh.

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s f_y = 0,85 f'_c a b + A'_s \varepsilon_{cu} E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a} \right)$$

$$(0,85 f'_c b) a^2 + (A'_s \varepsilon_{cu} E_s - A_s f_y) a - (A'_s \varepsilon_{cu} E_s \beta_1 d') = 0$$

$$A = 0,85 f'_c b = 0,85.30.300 = 7650$$

$$B = A'_s \varepsilon_{cu} E_s - A_s f_y$$

$$= (1608,496.0,003.200000) - (804,248 \cdot 400) = 643398,1755$$

$$C = -A'_s \varepsilon_{cu} E_s \beta_1 d' = - (1608,496.0,003.200000.0,85.58) = -64396114,89$$

Dari persamaan di atas, dengan rumus ABC didapatkan kedalaman beton desak
 $(a) = 58,8744 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{58,8744}{0,85} = 69,2640 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{d' - c}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{78,5 - 69,2640}{69,2640} 0,003 = 0,0004 < \varepsilon_y = 0,002$$

Ternyata asumsi berubah menjadi baja tulangan tarik belum leleh

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 0,0004.200000 = 80 \text{ Mpa}$$

$$T_s = A'_s f_y = 804,248.400 = 321699,0877 \text{ N}$$

$$T'_s = A_s f'_s = 1608,496. 80 = 128690,2793 \text{ N}$$

$$M_n^+ = T_s \left((h - d') - \frac{a}{2} \right) + T'_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$= \left[\left(321699,0877 \left((600 - 58) - \frac{58,8744}{2} \right) \right) + \left(128690,2793 \left(78,5 - \frac{58,8744}{2} \right) \right) \right] 10^{-6}$$

$$= 171,2049 \text{ kNm}$$

$$\phi.M_n^+ = 0,8. 171,2049 = 136,9639 \text{ kNm} > M_u^+ = 110,590 \text{ kNm} \quad (\text{ok})$$

8. Kontrol Tulangan Lapangan

Dari hasil perhitungan tulangan lapangan menggunakan excel didapatkan tulangan bawah lapangan untuk B1 lantai 1 arah y adalah 8D16 tulangan 2 lapis. Karena syarat SNI yang mengharuskan setiap sisi balok diberi tulangan minimal 2 tulangan pada setiap ujung, maka untuk tulangan lapangan ditambah 2 tulangan dibagian atas. Karena jumlah tulangan berubah menjadi 7D16 maka perlu dikontrol momen yang ada dan dapat diketahui keamanannya.

Nilai momen untuk lapangan didapat dari analisis struktur yang dihasilkan ETABS 9.0.7 sebesar 221,86 kNm. Untuk asumsi awal dianggap baja tulangan desak belum leleh, sehingga tegangannya harus dicari dahulu.

Diketahui : $A_s = 402,1239 \text{ mm}^2$
 $A_s' = 1608,4954 \text{ mm}^2$

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s f_y = 0,85 f'_c a b + A_s' \varepsilon_{cu} E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right)$$

$$(0,85 f'_c b) a^2 + (A_s' \varepsilon_{cu} E_s - A_s f_y) a - (A_s' \varepsilon_{cu} E_s \beta_1 d') = 0$$

$$A = 0,85 f'_c b = 0,85 \cdot 30 \cdot 300 = 7650$$

$$B = A_s' \varepsilon_{cu} E_s - A_s f_y$$

$$= (1608,4954 \cdot 0,003 \cdot 200000) - (402,1239 \cdot 400) = 804247,7193$$

$$C = -A_s' \varepsilon_{cu} E_s \beta_1 d' = -(1608,4954 \cdot 0,003 \cdot 200000 \cdot 0,85 \cdot 78,5) = -64396114,89$$

Dari persamaan di atas, dengan rumus ABC didapatkan kedalaman beton desak
 $(a) = 53,1745 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{53,1745}{0,85} = 62,5583 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{d' - c}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{78,6 - 62,5583}{62,5583} \cdot 0,003 = 0,00076 < \varepsilon_y = 0,002$$

Ternyata asumsi berubah menjadi baja tulangan tarik belum leleh

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 0,00076 \cdot 200000 = 152 \text{ Mpa}$$

$$T_s = A_s f_y = 402,1239 \cdot 400 = 643398,1755 \text{ N}$$

$$T_s' = A_s f'_s = 1608,4954 \cdot 152 = 245935,6627 \text{ N}$$

$$M_n^+ = T_s \left((h - d') - \frac{a}{2} \right) + T_s' \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$= \left[(643398,1755 \left((600 - 78,5) - \frac{53,1745}{2} \right)) + (245935,6627 \left((600 - 78,5) - \frac{53,1745}{2} \right)) \right] 10^{-6}$$

$$= 440,1426 \text{ kNm}$$

$$\phi \cdot M_n^+ = 0,8 \cdot 440,1426 = 352,1141 \text{ kNm} > M_u^+ = 221,86 \text{ kNm} \quad (\text{ok})$$

Dikontrol apabila tulangan dibalik dengan asumsi awal tulangan baja desak belum leleh.

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s f_y = 0,85 f'_c a b + A'_s \varepsilon_{cu} E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right)$$

$$(0,85 f'_c b) a^2 + (A'_s \varepsilon_{cu} E_s - A_s f_y) a - (A'_s \varepsilon_{cu} E_s \beta_1 d') = 0$$

$$A = 0,85 f'_c b = 0,85 \cdot 30 \cdot 300 = 7650$$

$$\begin{aligned} B &= A'_s \varepsilon_{cu} E_s - A_s f_y \\ &= (402,1239 \cdot 0,003 \cdot 200000) - (1608,4954 \cdot 400) = -402123,8597 \end{aligned}$$

$$C = -A'_s \varepsilon_{cu} E_s \beta_1 d' = -(402,1239 \cdot 0,003 \cdot 200000 \cdot 0,85 \cdot 58) = -11894823,77$$

Dari persamaan di atas, dengan rumus ABC didapatkan kedalaman beton desak

$$(a) = 73,6709 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{73,6709}{0,85} = 86,6717 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{86,6717 - 58}{86,6717} 0,003 = 0,0009 < \varepsilon_y = 0,002$$

Asumsi tepat yaitu baja tulangan desak belum leleh

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 0,0009 \cdot 200000 = 180 \text{ Mpa}$$

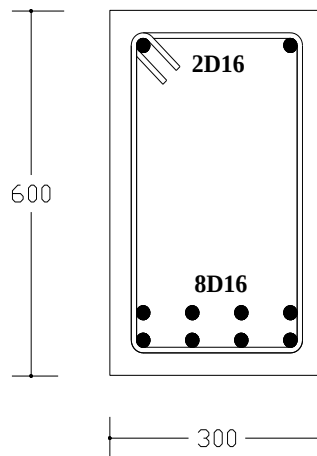
$$C_c = 0,85 f'_c a b = 0,85 \cdot 30 \cdot 73,6709 \cdot 300 = 563582,6899 \text{ N}$$

$$C_s = A'_s f'_s = 402,1239 \cdot 160 = 79815,4856 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_n^+ &= C_c \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s (d - d') \\ &= \left[\left(563582,6899 \left((600 - 78,5) - \frac{73,6709}{2} \right) \right) + (128679,68 ((600 - 78,5) - 58)) \right] 10^{-6} \\ &= 310,1430 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot M_n^+ = 0,8 \cdot 310,7543 = 248,1144 \text{ kNm} > M_u^+ = 221,86 \text{ kNm} \quad (\text{ok})$$

Penulangan tulangan lapangan dapat dilihat pada Gambar 6.8 di bawah ini.



Gambar 6.8 Tulangan lapangan

Hasil perencanaan balok terhadap lentur tiap lantai untuk masing-masing arah dapat dilihat ada Tabel 6.5 dan 6.6 di bawah ini.

Tabel 6.5 Hasil perencanaan balok terhadap momen lentur tiap lantai arah x

Lantai	b (mm)	h (mm)	Tulangan Atas	Tulangan Bawah	Tulangan Lapangan	ϕM_n^-	ϕM_n^+
						(kNm)	
1	250	500	5D16	3D16	5D16	123.4535	84.3700
2	250	500	5D16	3D16	5D16	124.4647	84.4620
3	250	500	5D16	3D16	5D16	124.4647	84.4620
4	250	500	6D16	3D16	5D16	147.4656	84.6025
5	250	500	5D16	3D16	5D16	124.4647	84.4620
6	250	500	5D12	4D12	4D12	74.3319	65.7081

Tabel 6.6 Hasil perencanaan balok terhadap momen lentur tiap lantai arah y

Lantai	b (mm)	h (mm)	Tulangan Atas	Tulangan Bawah	Tulangan Lapangan	ϕM_n^-	ϕM_n^+
						(kNm)	
1	300	600	8D16	4D16	8D16	248.6035	136.9639
2	300	600	7D16	4D16	8D16	219.0117	136.8823
3	250	600	6D16	4D16	6D16	187.4829	134.2223
4	250	600	6D16	4D16	5D16	187.4829	134.2223
5	250	600	6D16	4D16	5D16	187.4829	134.2223
6	250	600	4D16	3D16	6D16	127.6946	103.7248

6.2.3 Perencanaan Momen Kapasitas Balok

1. Momen Kapasitas Negatif (M_{kap}^-)

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan A_s dan A_s' berturut-turut adalah 1608,496 mm² dan 804,248 mm². Untuk asumsi awal dianggap baja tulangan desak belum leleh.

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s 1,25 f_y = 0,85 f_c' a b + A_s' \varepsilon_{cu} E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right)$$

$$(0,85 f_c' b) a^2 + (A_s' \varepsilon_{cu} E_s - A_s 1,25 f_y) a - (A_s' \varepsilon_{cu} E_s \beta_1 d') = 0$$

$$A = (0,85 f_c' b) = 0,85 \cdot 30 \cdot 300 = 7650$$

$$\begin{aligned} B &= (A_s' \varepsilon_{cu} E_s) - (A_s 1,25 f_y) \\ &= (804,248 \cdot 0,003 \cdot 200000) - (1608,496 \cdot 1,25 \cdot 400) \\ &= -321699,08 \end{aligned}$$

$$C = -A_s' \varepsilon_{cu} E_s \beta_1 d' = -804,248 \cdot 0,003 \cdot 200000 \cdot 0,85 \cdot 58 = -23789655,84$$

Dari persamaan di atas, dengan rumus ABC didapatkan kedalaman beton desak (a) = 80,6235 mm

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{80,6235}{0,85} = 94,8511 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{94,8511 - 58}{94,8511} \cdot 0,003 = 0,00117 < \varepsilon_y = 0,002$$

Asumsi tepat yaitu baja tulangan desak belum leleh

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 0,00117 \cdot 200000 = 234 \text{ Mpa}$$

$$C_c = 0,85 f_c' a b = 0,85 \cdot 30 \cdot 80,6235 \cdot 300 = 616769,775 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' f_s' = 804,248 \cdot 234 = 188194,032 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_n^- &= C_c \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s (d - d') \\ &= \left[\left(616769,775 \left(521,5 - \frac{80,6235}{2} \right) \right) + (188194,032 (521,5 - 58)) \right] 10^{-6} \\ &= 384,0103 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot M_n^- = 0,8 \cdot 384,0103 = 307,2082 \text{ kNm} > M_u^- = 221,180 \text{ kNm} \quad (\text{ok})$$

2. Momen Kapasitas Positif (M^+_{kap})

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan A_s dan A_s' berturut-turut adalah 804,248 mm² dan 1608,496 mm². Untuk asumsi awal dianggap baja tulangan tarik sudah leleh.

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s 1,25 f_y = 0,85 f_c' a b + A_s' \varepsilon_{cu} E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right)$$

$$(0,85 f_c' b) a^2 + (A_s' \varepsilon_{cu} E_s - A_s 1,25 f_y) a - (A_s' \varepsilon_{cu} E_s \beta_1 d') = 0$$

$$A = (0,85 f_c' b) = 0,85 \cdot 30 \cdot 300 = 7650$$

$$\begin{aligned} B &= (A_s' \varepsilon_{cu} E_s) - (A_s 1,25 f_y) \\ &= (1608,496 \cdot 0,003 \cdot 200000) - (804,248 \cdot 1,25 \cdot 400) \\ &= 562973,4035 \end{aligned}$$

$$C = -A_s' \varepsilon_{cu} E_s \beta_1 d' = -1608,496 \cdot 0,003 \cdot 200000 \cdot 0,85 \cdot 58 = -64396114,89$$

Dari persamaan di atas, dengan rumus ABC didapatkan kedalaman beton desak (a) = 62,0563 mm

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{62,0563}{0,85} = 73,0074 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{d' - c}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{78,5 - 73,0074}{73,0074} 0,003 = 0,00023 < \varepsilon_y = 0,002$$

Ternyata asumsi berubah menjadi baja tulangan tarik belum leleh

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 0,00023 \cdot 200000 = 46 \text{ Mpa}$$

$$T_s = A_s 1,25 f_y = 804,248 \cdot 400 = 402123,8597 \text{ N}$$

$$T_s' = A_s f_s' = 1608,496 \cdot 46 = 72607,0277 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_n^+ &= T_s \left((h - d') - \frac{a}{2} \right) + T_s' \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \\ &= \left[\left(402123,8597 \left((600 - 58) - \frac{62,0563}{2} \right) \right) + \left(72607,0277 \left(78,5 - \frac{62,0563}{2} \right) \right) \right] 10^{-6} \\ &= 208,9208 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot M_n^+ = 0,8 \cdot 208,9208 = 167,1366 \text{ kNm} > M_u^+ = 110,590 \text{ kNm} \quad (\text{ok})$$

Hasil momen kapasitas balok dengan jumlah tulangan yang telah diperoleh dari perhitungan sebelumnya tiap lantai untuk masing-masing arah dapat dilihat pada Tabel 6.7 dan 6.8 di bawah ini.

Tabel 6.7 Hasil perencanaan balok terhadap momen kapasitas tiap lantai arah x

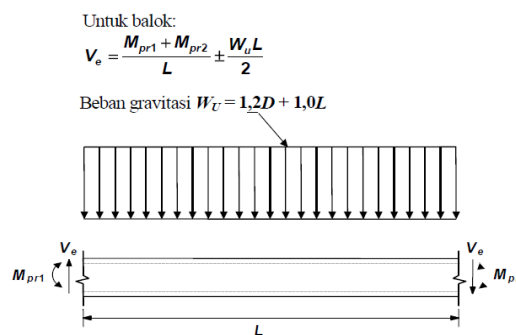
Lantai	b (mm)	h (mm)	Tulangan Atas	Tulangan Bawah	M_g^-	M_g^+	M_{kap}^-	M_{kap}^+
					(kNm)			
1	250	500	5D16	3D16	154.3169	105.4625	189.6956	127.1714
2	250	500	5D16	3D16	155.5809	105.5775	191.4667	127.6114
3	250	500	5D16	3D16	155.5809	105.5775	191.4667	127.6114
4	250	500	6D16	3D16	184.3320	105.7531	226.7453	127.7234
5	250	500	5D16	3D16	155.5809	105.5775	191.4667	127.6114
6	250	500	5D12	4D12	92.9149	82.1351	114.1455	99.3348

Tabel 6.8 Hasil perencanaan balok terhadap momen kapasitas tiap lantai arah y

Lantai	b (mm)	h (mm)	Tulangan Atas	Tulangan Bawah	M_g^-	M_g^+	M_{kap}^-	M_{kap}^+
					(kNm)			
1	300	600	8D16	4D16	310.7543	171.2049	383.6784	208.9208
2	300	600	7D16	4D16	273.7646	171.1029	338.2835	208.8691
3	250	600	6D16	4D16	234.3537	167.7779	289.7374	205.4789
4	250	600	6D16	4D16	234.3537	167.7779	289.7374	205.4789
5	250	600	6D16	4D16	234.3537	167.7779	289.7374	205.4789
6	250	600	4D16	3D16	159.6182	1129,6553	197.0963	1158,1271

6.2.4 Perencanaan Balok Terhadap Geser

Perencanaan geser untuk balok menurut SNI 03-2847-2002 dapat dilihat pada gambar 6.9 di bawah ini.

**Gambar 6.9** Perencanaan geser untuk balok (SNI 03-2847-2002)

Berdasarkan gambar di atas, nilai gaya geser yang harus ditahan oleh penampang balok dapat dihitung sesuai dengan persamaan :

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{W_u \cdot L}{2}$$

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + (1,2V_D + 1,0V_L)$$

Reaksi geser pada ujung-ujung balok akibat pembebanan struktur secara gravitasi dari perhitungan ETABS V2-2 Combo 19, yakni $(1,2V_D + 1,0V_L)$ didapatkan :

$$\frac{W_u L_n}{2} \text{ i} = 127,87 \text{ kN} \text{ dan } \frac{W_u L_n}{2} \text{ j} = -122,14 \text{ kN}$$

Sedangkan reaksi geser pada ujung-ujung balok akibat pembebanan gempa didapatkan dari rumus di bawah ini dengan M_{kap1} (M_{kap}^-) dan M_{kap2} (M_{kap}^+) diperoleh dari perhitungan sebelumnya.

$$\frac{M_{kap1} + M_{kap2}}{L_n} = \frac{383.6784 + 208.9208}{7} = 84,6570 \text{ kN}$$

Di dapat gaya geser ultimit :

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{W_u \cdot L}{2} = 84,6570 + 127,87 = 212,5270 \text{ kN}$$

Gaya geser beton jika pengaruh momen tidak dimasukkan :

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d = \left[\left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 300.521,5 \right] 10^{-3} = 142,8187 \text{ kN}$$

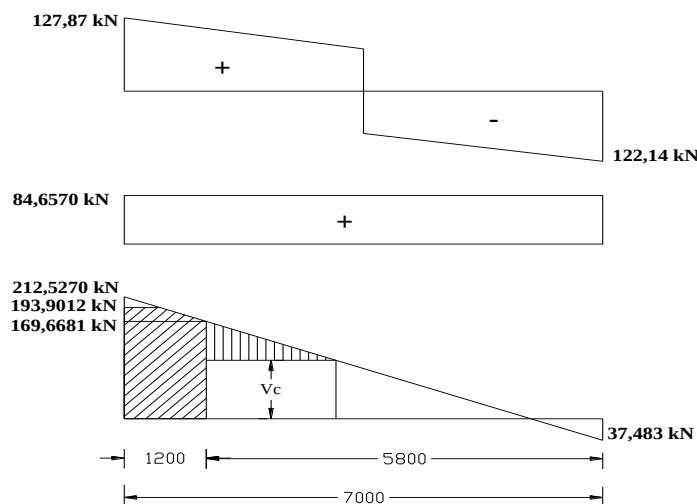
Jika pengaruh momen dimasukkan :

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1608,496}{300.521,5} = 0,01028$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{212,5270 \cdot (521,5 \cdot 10^{-3})}{221,18} = 0,4926 < 1 \quad (\text{ok})$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \frac{b_w d}{7} \leq 0,3 \sqrt{f'_c} b_w d \\
 &= \frac{1}{7} \left(\sqrt{30} + 120 \cdot 0,01028 \cdot 0,4926 \right) b_w d \leq 0,3 \sqrt{30} b_w d \\
 &= 0,8693 b_w d \leq 1,643 b_w d \\
 &= (0,8693 \cdot 300 \cdot 521,5) 10^{-3} = 136,2334 \text{ kN} \leq 257,0473 \text{ kN} \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

Ternyata momen mengurangi kemampuan beton untuk menahan geser dan dalam desain dipakai yang terkecil.



Gambar 6.10 Superposisi gaya geser balok akibat beban gravitasi dan gempa

1. Daerah Sendi Plastis (Sepanjang $2h_{balok}$ dari muka kolom)

$$V_u = -37,483 + \left[(212,5270 - (-37,483)) \left(\frac{7000 - 521,5}{7000} \right) \right] = 193,9013 \text{ kN}$$

Dalam hal ini karena gaya geser akibat gempa = 84,6570 kN < 0,5 · 193,9013 = 96,9506 kN (0,5 total geser akibat M_{pr} dan beban gravitasi) dan gaya aksial yang terjadi sangat kecil maka V_c yang digunakan adalah 136,2334 kN.

Koefisien diambil 0,75 karena V_s diperoleh dari M_{kap} balok berdasarkan SNI 03-2847-2002 (Pasal 11.3.2.3).

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{193,9013}{0,75} - 136,2334 = 122,3017 \text{ kN}$$

Kontrol kuat geser nominal tidak boleh diambil lebih besar kuat maksimum di bawah ini :

$$\begin{aligned} V_{s \text{ maks}} &= \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{f'_c} b_w d = \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 521,5 \cdot 10^{-3} \\ &= 571,2746 \text{ kN} > 122,3017 \text{ kN} \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

$$V_{s \text{ pakai}} = 122,3017 \text{ kN}$$

Tulangan geser daerah sendi plastis dihitung pada saat geser dipengaruhi oleh puntir/torsi.

2. Daerah Luar Sendi Plastis

$$V_u = -37,483 + \left[(212,5270 - (-37,483)) \left(\frac{7000-1200}{7000} \right) \right] = 169,6682 \text{ kN}$$

$$L = L_{\text{netto}} - 4h_{\text{balok}} = 7000 - (4 \cdot 600) = 4600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{169,6682}{0,75} - 142,8187 \\ &= 83,4045 \text{ kN} < V_{s \text{ maks}} = 571,2746 \text{ kN} \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

$$V_{s \text{ pakai}} = 83,4045 \text{ kN}$$

Tulangan geser daerah luar sendi plastis dihitung pada saat geser dipengaruhi oleh puntir/torsi.

6.2.5 Perencanaan Balok Terhadap Puntir/Torsi

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6.1, pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat :

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

$$T_u = 24,5200 \text{ kNm (hasil analisis struktur)}$$

$$A_{cp} = b \times h = 300 \times 600 = 180000 \text{ mm}^2$$

$$p_{cp} = 2(b + h) = 2(300 + 600) = 1800 \text{ mm}$$

$$\frac{\phi \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)}{12} = \frac{0,75 \sqrt{30} \left(\frac{180000^2}{1800} \right)}{12} 10^{-6} = 6,1619 \text{ kNm}$$

$$T_u > \frac{\phi \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)}{12} = 24,5200 \text{ kNm} > 6,1619 \text{ kNm, maka dibutuhkan tulangan}$$

torsi.

Dalam SNI 03-2847-2002 pasal 13.6.2.2, dapat terjadi pengurangan momen puntir pada komponen strukturnya yang disebabkan oleh redistribusi momen gaya-gaya dalam akibat adanya retakan, momen puntir terfaktor dapat dikurangi menjadi :

$$T_u = \frac{\phi \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)}{3} = \frac{0,75 \sqrt{30} \left(\frac{180000^2}{1800} \right)}{3} 10^{-6} = 24,6475 \text{ kNm}$$

Karena momen puntir yang didapat dari analisis struktur lebih kecil dari momen puntir dari persamaan diatas, maka tidak perlu adanya pengurangan sehingga $T_{upakai} = 24,5200 \text{ kNm}$.

Cek dimensi penampang :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{0h}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2 \sqrt{f'_c}}{3} \right)$$

$$A_{0h} = (b - 2p_b)(h - 2p_b) = (300 - 2 \cdot 20)(600 - 2 \cdot 20) = 114400 \text{ mm}^2$$

$$p_h = 2(b - 2p_b) + 2(h - 2p_b) = 2(300 - 2 \cdot 20) + 2(600 - 2 \cdot 20) = 1480 \text{ mm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{0h}^2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{193,9013 \cdot 10^3}{300 \cdot 521,5}\right)^2 + \left(\frac{24,5200 \cdot 10^6 \cdot 1480}{1,7 \cdot 114400}\right)^2} = 2,0485$$

$$\phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} \right) = 0,75 \left(\frac{257,0735}{300 \cdot 521,5} + \frac{2\sqrt{30}}{3} \right) = 3,9709$$

$$2,0485 < 3,9709 \quad (\text{ok})$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{24,5200}{0,75} = 32,6933 \text{ kNm}$$

$$A_0 = 0,85 A_{0h} = 0,85 \cdot 114400 = 97240 \text{ mm}^2$$

sehingga didapatkan kebutuhan tulangan sengkang untuk puntir dengan θ sudut retak 45° untuk elemen non prategang :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_0 f_{yv} \cot \theta} = \frac{32,6933 \cdot 10^6}{2 \cdot 97240 \cdot 300 \cdot \cot 45} = 0,3962 \text{ mm}$$

Daerah Sendi Plastis

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{122,3017 \cdot 10^3}{300 \cdot 521,5} = 0,7817 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{tot}}{s} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2 \cdot 0,3962 + 0,7817 = 1,5741 \text{ mm}$$

$$s = \frac{n^{1/4} \pi D^2}{\left(\frac{A_{tot}}{s}\right)} = \frac{4^{1/4} \pi 10^2}{1,5741} = 99,7843 \text{ mm}$$

$$s_{pakai} = 95 \text{ mm}$$

$$s \leq d/4 = 521,5/4 = 130,375 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

$$s \leq 8\phi_{pokok} = 16 \cdot 8 = 128 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

$$s \leq 24\phi_{senggang} = 24.10 = 240 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

$$s \leq p_h/8 = 1480/8 = 185 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

$$s \leq 300 \quad (\text{ok})$$

Sehingga jarak tulangan geser untuk daerah sendi plastis akibat pengaruh puntir adalah **2P10-95**.

Kontrol tulangan geser dan punter untuk daerah sendi plastis :

$$A_t = 0,3962 \cdot 95 = 37,6419 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 0,7817 \cdot 95 = 74,2643 \text{ mm}^2$$

$$(2A_t + A_v) = 2 \cdot 37,6419 + 74,2643 = 149,5482 \text{ mm}^2$$

$$(2A_t + A_v) \geq \frac{75\sqrt{f'_c} b_w s}{1200 f_{yv}} \text{ dan } (2A_t + A_v) \geq \frac{b_w s}{3 f_{yv}}$$

$$\frac{75\sqrt{f'_c} b_w s}{1200 f_{yv}} = \frac{75\sqrt{30} \cdot 300 \cdot 95}{1200 \cdot 300} = 32,5210 \text{ mm}^2$$

$$\frac{b_w s}{3 f_{yv}} = \frac{300 \cdot 95}{3 \cdot 300} = 31,6667 \text{ mm}^2$$

$$(2A_t + A_v) \geq \frac{75\sqrt{f'_c} b_w s}{1200 f_{yv}} = 149,5482 \text{ mm}^2 > 32,5210 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})$$

$$(2A_t + A_v) \geq \frac{b_w s}{3 f_{yv}} = 149,5482 \text{ mm}^2 > 31,6667 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})$$

Daerah Luar Sendi Plastis

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{83,4045 \cdot 10^3}{300 \cdot 521,5} = 0,5331 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{tot}}{s} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2,0,3962 + 0,5331 = 1,3255 \text{ mm}$$

$$s = \frac{n^{1/4} \pi D^2}{\left(\frac{A_{tot}}{s} \right)} = \frac{4^{1/4} \pi 10^2}{1,3255} = 118,4993 \text{ mm}$$

$$s_{pakai} = 115 \text{ mm}$$

$$s \leq d/2 = 521,5/2 = 260,75 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

$$s \leq 70 \text{ (agar agregat masih bisa masuk)} \quad (\text{ok})$$

$$s \leq p_h/8 = 1480/8 = 185 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

$$s \leq 300 \quad (\text{ok})$$

Sehingga jarak tulangan geser untuk daerah sendi plastis akibat pengaruh puntir adalah **2P10-115**.

Kontrol tulangan geser dan puntir untuk daerah luar sendi plastis :

$$A_t = 0,3962 \cdot 115 = 45,5665 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 0,5331 \cdot 115 = 61,3080 \text{ mm}^2$$

$$(2A_t + A_v) = 2 \cdot 45,5665 + 61,3080 = 152,4411 \text{ mm}^2$$

$$(2A_t + A_v) \geq \frac{75\sqrt{f'_c} b_w s}{1200 f_{yv}} \text{ dan } (2A_t + A_v) \geq \frac{b_w s}{3 f_{yv}}$$

$$\frac{75\sqrt{f'_c} b_w s}{1200 f_{yv}} = \frac{75\sqrt{30} \cdot 300 \cdot 115}{1200 \cdot 300} = 39,3675 \text{ mm}^2$$

$$\frac{b_w s}{3 f_{yv}} = \frac{300 \cdot 115}{3 \cdot 300} = 38,3333 \text{ mm}^2$$

$$(2A_t + A_v) \geq \frac{75\sqrt{f'_c} b_w s}{1200 f_{yv}} = 152,4411 \text{ mm}^2 > 39,3675 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})$$

$$(2A_t + A_v) \geq \frac{b_w s}{3 f_{yv}} = 152,4411 \text{ mm}^2 > 38,3333 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})$$

Tulangan longitudinal tambahan yang dibutuhkan untuk menahan puntir :

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \cot^2 \theta = 0,3962 \cdot 1480 \left(\frac{300}{400} \right) \cot^2 45 = 879,6315 \text{ mm}^2$$

Kontrol tulangan lentur dan puntir :

$$(A_l + A_{st}) \geq \left\{ \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{12 f_{yl}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right\}$$

$$A_l + A_{st} = 879,6315 + 1608,4954 = 2488,1270 \text{ mm}^2$$

$$\left\{ \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{12 f_{yl}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right\} = \left\{ \frac{5\sqrt{30} \cdot 180000}{12 \cdot 400} - 0,3962 \cdot 1480 \frac{300}{400} \right\} = 587,1636 \text{ mm}^2$$

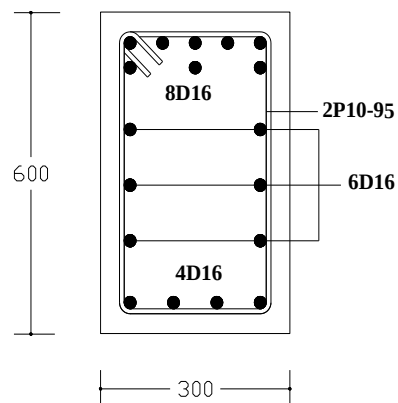
$$(A_l + A_{st}) \geq \left\{ \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{12 f_{yl}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right\} = 2488,1270 \text{ mm}^2 > 587,1636 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok})$$

Digunakan diameter torsi 16, didapatkan :

$$n = \frac{A_l}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{879,6315}{\frac{1}{4} \pi 16^2} = 4,3749 \text{ buah}$$

$$n_{pakai} = 6 \text{ buah}$$

sehingga didapatkan tulangan torsi **6D16**. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 6.11 di bawah ini.



Gambar 6.11 Tulangan lentur, tulangan geser dan tulangan puntir

Hasil perencanaan balok terhadap puntir tiap lantai untuk masing-masing arah dapat dilihat ada Tabel 6.9 dan 6.10 di bawah ini.

Tabel 6.9 Hasil perencanaan balok terhadap geser dan puntir arah x

Lantai	Torsi	Geser	
		Sendi Plastis	Luar sendi plastis
1	4D16	P13-80	P13-95
2	4D16	P13-100	P13-130
3	4D16	P13-90	P13-130
4	4D16	P13-100	P13-160
5	4D16	P13-100	P13-200
6	4D12	P10-100	P10-200

Tabel 6.10 Hasil perencanaan balok terhadap geser dan puntir arah y

Lantai	Torsi	Geser	
		Sendi Plastis	Luar sendi plastis
1	6D16	2P10-95	2P10-115
2	6D16	2P10-100	2P10-120
3	4D16	2P10-100	2P10-120
4	4D16	2P10-100	2P10-120
5	4D16	2P10-120	2P10-130
6	6D13	P10-75	P10-95

6.3 Perencanaan Kolom

Berikut ini merupakan contoh perhitungan perencanaan kolom C17 portal 4 lantai 1 berdasarkan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK) yang meliputi perencanaan kolom terhadap kombinasi momen lentur dan aksial persyaratan *strong column weak beam* dan perencanaan kolom terhadap geser. kolom K1 merupakan kolom bujur sangkar dengan ukuran 500 mm x 500 mm, kuat tekan beton rencana $f'_c = 30$ MPa, diameter tulangan pokok rencana $\phi_{tul} = 25$ mm dengan tegangan leleh $f_y = 400$ Mpa dan diameter tulangan sengkang $\phi_{tul} = 13$ mm.

6.3.1 Kontrol Syarat SRMPK

Kontrol persyaratan gaya dan geometri menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.1 untuk kolom, yaitu :

- a. Gaya aksial terfaktor maksimum harus lebih besar dari pada $(A_g \cdot f'_c)/10$

$$\frac{A_g f'_c}{10} 10^{-3} = \frac{(500 \times 500) 30}{10} 10^{-3} = 750 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor maksimum} = 2261.5190 \text{ kN} > 750 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

- b. Sisi terpendek kolom tidak kurang dari 300 mm (ok)

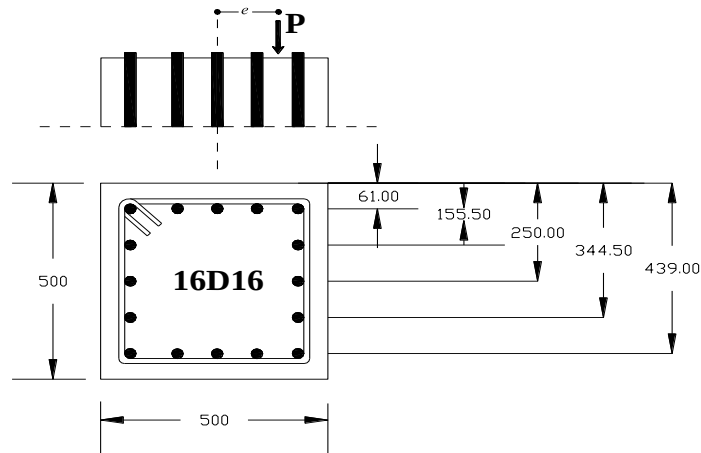
- c. Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4

$$\frac{b}{h} = \frac{500}{500} = 1 > 0,4 \quad (\text{ok})$$

6.3.2 Diagram Interaksi M – P

Kapasitas penampang kolom beton bertulang dapat dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi M – P yang menunjukkan beban aksial dan momen lentur pada kondisi batas. Setiap titik kurva menunjukkan kombinasi P dan M sebagai kapasitas penampang terhadap suatu garis netral tertentu. Digunakan tulangan 16D16 atau 1,2868 % yang telah memenuhi syarat persentase tulangan lentur

dimana harus diantara 1% - 6%. Analisis manualnya dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 6.12 Model – beban penampang kolom

a. Beban Konsentrik (Titik 1)

$$A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 16 \frac{1}{4} \pi (16)^2 = 3216,9909 \text{ mm}^2$$

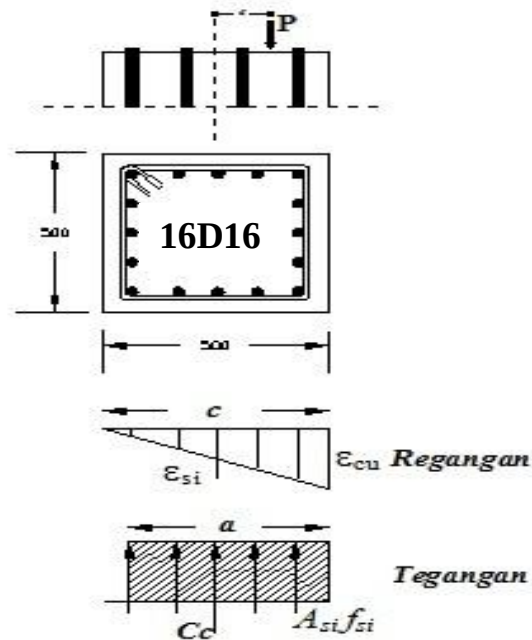
$$\begin{aligned} P_{n-0} &= 0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot (250000 - 3216,9909) + 3216,9909 \cdot 400 \\ &= 7579763,1 \text{ N} = 7579,7631 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Beban tekan maksimum yang diizinkan (Titik 2)

$$P_{n \max} = 0,8 P_{n-0} = 0,8 \cdot 7579,7631 = 6063,8105 \text{ kN}$$

$$\phi P_{n \max} = 0,65 \cdot 6063,8105 = 3941,4768 \text{ kN}$$

Selanjutnya c ditentukan dengan cara trial-and-error untuk mendapatkan M_n , dan diperoleh $c = 485,0508 \text{ mm}$, maka $a = 0,85 \cdot 485,0508 = 412,2932 \text{ mm}$.



Gambar 6.13 Penampang, regangan dan tegangan saat beban tekan maksimum

Dari gambar 6.10 di atas, maka regangan dan tegangan setiap baris tulangan dapat dicari :

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{c - y_1}{c} = 0,003 \frac{485,0508 - 61,000}{485,0508} = 0,00262 > \varepsilon_y = 0,002$$

$$f_{s1} = f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$Cs1 = A_{s1} f_{s1} = \left[\left(5 \frac{1}{4} \pi 16^2 \right) 400 \right] 10^{-3} = 402,1239 \text{ kN}$$

Regangan, tegangan dan gaya-gaya internal pada penampang kolom dapat dilihat pada Tabel 6.11 di bawah ini.

Tabel 6.11 Regangan, tegangan dan gaya-gaya internal pada penampang kolom C17 portal 4 saat beban maksimum

Baris	y_i (mm)	ε_{si}	f_{si} (MPa)	A_{si} (mm ²)	$A_{si}f_{si}$ (kN)	$F_{si} (c - y_i)$ (kNm)	Note
1	61.0000	0.00262	400.0000	1005.3096	402.1239	170.5210	Cs1
2	155.5000	0.00204	400.0000	402.1239	160.8495	53.0081	Cs2
3	250.0000	0.00145	290.7541	402.1239	116.9191	27.4819	Cs3

4	344.5000	0.00087	173.8591	402.1239	69.9129	9.8263	Cs4
5	439.0000	0.00028	56.9641	1005.3096	57.2666	2.6372	Cs5
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
						807.0720	263.4745

$$A_c = a b = 412,2932 \cdot 500 = 206146,6051 \text{ mm}^2$$

$$C_c = 0,85 f_c' A_c = 0,85 \cdot 30 \cdot 206146,6051 = 5256738,4 \text{ N} = 5256,7384 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + \sum C_s = C_c + \sum A_{si} f_{si} = 5256,7384 + 807,0720 = 6063,8105 \text{ kN}$$

Selisih 0,0000% dari $P_{n \max} < 0,09 \%$ **(ok)**

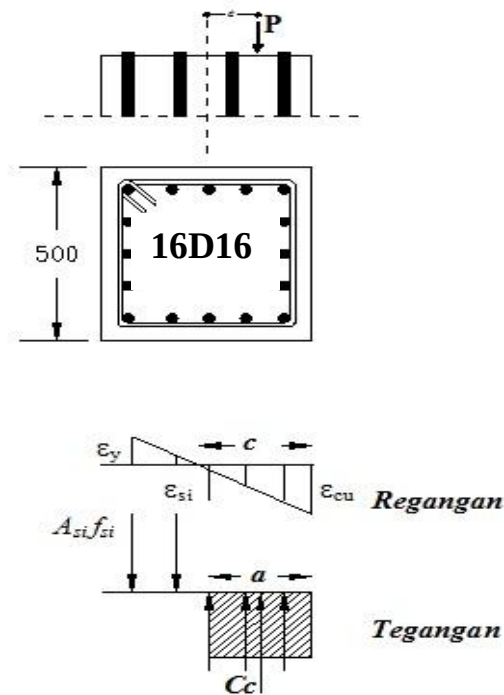
Keseimbangan momen dapat diperoleh dengan mengambil lengan gaya terhadap sumbu netral :

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} (c - y_i) + P_n \left(\frac{h}{2} - c \right) \\
 &= 5256,7384 \left[\left(485,0508 - \frac{412,2932}{2} \right) 10^{-3} \right] + 263,4745 + \\
 &\quad 6063,8105 \left[\left(\frac{500}{2} - 485,0508 \right) 10^{-3} \right] \\
 &= 304,2974 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Kondisi *balance* (Titik 11)

$$c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) d = \left(\frac{0,003}{0,003 + 0,002} \right) 439,0 = 263,400 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0,85 \cdot 263,400 = 223,890 \text{ mm}$$



Gambar 6.14 Penampang, regangan dan tegangan saat kondisi *balance*

Regangan, tegangan dan gaya-gaya internal pada penampang kolom dapat dilihat pada Tabel 6.12 di bawah ini.

Tabel 6.12 Regangan, tegangan dan gaya-gaya internal pada penampang kolom C17 portal 4 saat kondisi *balance*

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	f_{si} (MPa)	A_{si} (mm ²)	$A_{si}f_{si}$ (kN)	$F_{si} (c - y_i)$ (kNm)	Note
1	61.0000	0.00231	400.0000	1005.3096	402.1239	81.3899	Cs1
2	155.5000	0.00123	245.7859	402.1239	98.8364	10.6644	Cs2
3	250.0000	0.00015	30.5239	402.1239	12.2744	0.1645	Cs3
4	344.5000	-0.00092	-184.7380	402.1239	-74.2876	6.0247	Ts4
5	439.0000	-0.00200	-400.0000	1005.3096	-402.1239	70.6129	Ts5
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
					36.8232	168.8565	

$$A_c = a_b b = 223,890.500 = 111945,000 \text{ mm}^2$$

$$C_c = 0,85 f_c' A_c = 0,85.30. 111945,000 = 2854597,5 \text{ N} = 2854,5975 \text{ kN}$$

$$P_{nb} = C_c + \sum C_s = C_c + \sum A_{si} f_{si} = 2854,5975 + 36,8283 = 2891,4207 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = 0,65. 2891,4207 = 1879,4234 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} (c - y_i) + P_n \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$= 2854,5975 \left[\left(263,400 - \frac{223,890}{2} \right) 10^{-3} \right] + 168,8565 +$$

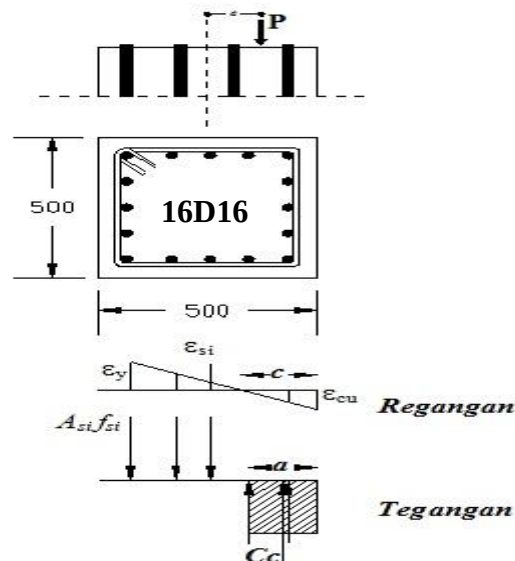
$$1879,4234 \left[\left(\frac{500}{2} - 263,400 \right) 10^{-3} \right]$$

$$= 562,4545 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,65. 562,4545 = 365,5954 \text{ kNm}$$

d. Beban lentur pada kondisi beban aksial sama dengan nol (Titik 17)

Selanjutnya c ditentukan dengan cara trial-and-error untuk mendapatkan M_n , dan diperoleh $c = 72,6838 \text{ mm}$, maka $a = 0,85. 72,6838 = 61,7813 \text{ mm}$.



Gambar 6.15 Penampang, regangan dan tegangan saat kondisi beban aksial sama dengan nol

Regangan, tegangan dan gaya-gaya internal pada penampang kolom dapat dilihat pada Tabel 6.13 di bawah ini.

Tabel 6.13 Regangan, tegangan dan gaya-gaya internal pada penampang kolom C17 portal 4 saat kondisi beban aksial sama dengan nol

Baris	y_i (mm)	ε_{si}	f_{si} (MPa)	A_{si} (mm ²)	$A_{si}f_{si}$ (kN)	$F_{si} (c - y_i)$ (kNm)	Note
1	61.0000	0.0005	96.4493	1005.3096	96.9614	1.1329	Cs1
2	155.5000	-0.0034	-400.0000	402.1239	-160.8495	13.3209	Ts2
3	250.0000	-0.0073	-400.0000	402.1239	-160.8495	28.5212	Ts3
4	344.5000	-0.0112	-400.0000	402.1239	-160.8495	43.7215	Ts4
5	439.0000	-0.0151	-400.0000	1005.3096	-402.1239	147.3045	Ts5
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
					-787.7111	234.0010	

$$A_c = a b = 61,7813.500 = 30890,6316 \text{ mm}^2$$

$$C_c = 0,85 f'_c A_c = 0.85.30. 30890,6316 = 787711,1 \text{ N} = 787,7111 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} (c - y_i) \\
 &= 787,7111 \left[\left(72,6863 - \frac{61,7813}{2} \right) 10^{-3} \right] + 234,0010 \\
 &= 266,9220 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,65. 266,9220 = 173,4993 \text{ kNm}$$

e. Beban aksial tarik maksimum (Titik 19)

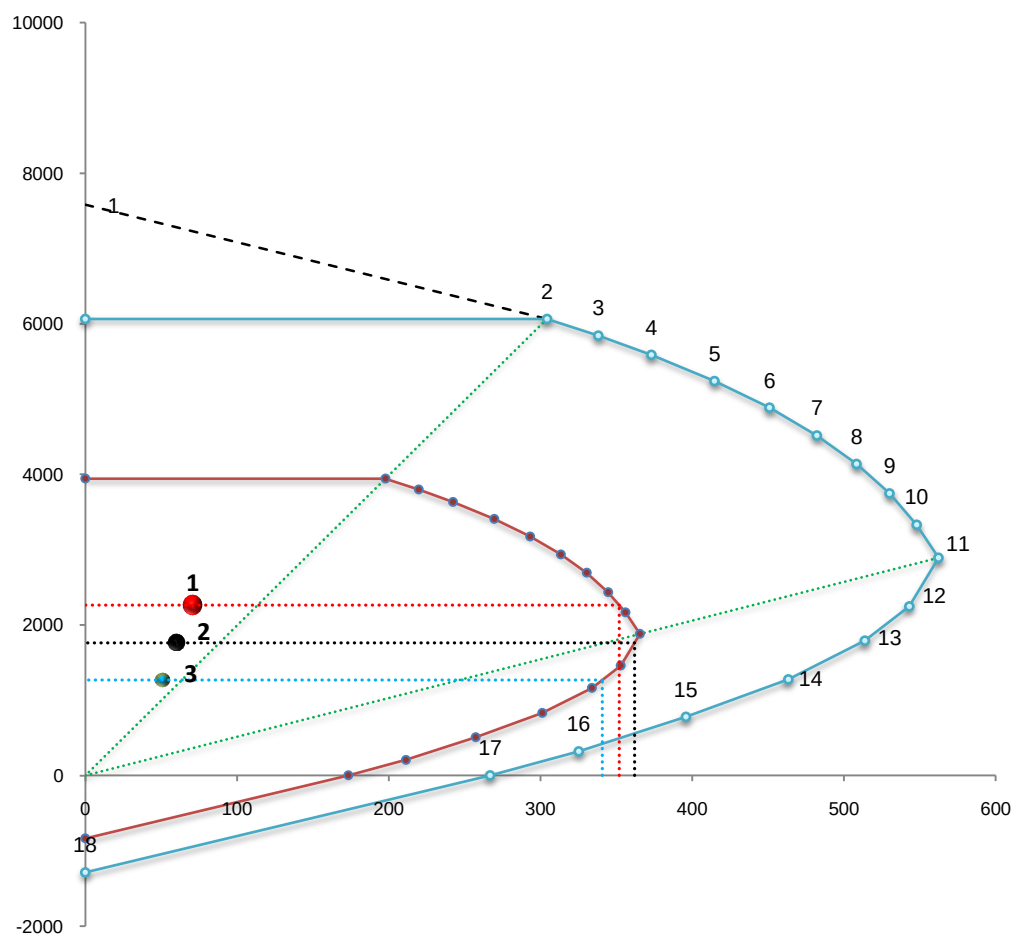
$$P_{n-T} = - \sum A_{st} f_y = - (3216,9909.400) = - 1286796,4 \text{ N} = - 1286,7964 \text{ kN}$$

f. Titik tambahan (Titik 3 – 10 & 12 - 16)

Untuk titik di daerah keruntuhan desak, detail perhitungannya hampir sama dengan kondisi balance hanya nilai c yang dipakai yaitu $c > c_b$ dan sebaliknya untuk titik didaerah tarik nilai c yang dipakai yaitu $c < c_b$. Untuk titik di daerah desak faktor pengali yang digunakan agar menghasilkan $c > c_b$ adalah 1,775, 1,7, 1,6, 1,5, 1,4, 1,3, 1,2, 1,1 dan 1,075. Sedangkan untuk titik di daerah tarik faktor pengali yang digunakan agar menghasilkan $c < c_b$ adalah 0,825, 0,7, 0,575, 0,45 dan 0,35.

g. Diagram interaksi $M - P$

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 6.16 di bawah ini.



Gambar 6.16 Diagram interaksi $M - P$ untuk kolom K1 pada lantai 1, 2 dan 3

6.3.3 Momen Rencana dan Gaya Aksial Kolom

M_u dan P_u dapat diambil dari output pada kombinasi beban terfaktor hasil analisis struktur dengan menggunakan piranti lunak ETANBS 9.0.7. Hasil gaya-gaya internal termasuk M_u dan P_u yang diambil dari analisis struktur untuk kolom C17 lantai 1-6 dan C11 yang tinggi bangunan hanya sampai 3 lantai dapat dilihat pada tabel 6.14 dan 6.15 di bawah ini.

Tabel 6.14 Momen rencana dan gaya aksial kolom C17 portal 4 lantai 1-6

Lantai	P (kN)	V2 (kN)	M3 (kNm)
1	-2261.5190	36.6321	70.7861
2	-1759.6940	42.9195	60.6931
3	-1268.9680	47.1202	51.1800
4	-854.4695	-132.2223	-98.7194
5	-480.0000	61.9026	-131.7915
6	-480.0000	-72.2236	-73.6583

Tabel 6.15 Momen rencana dan gaya aksial kolom C11 portal 2 lantai 1-3

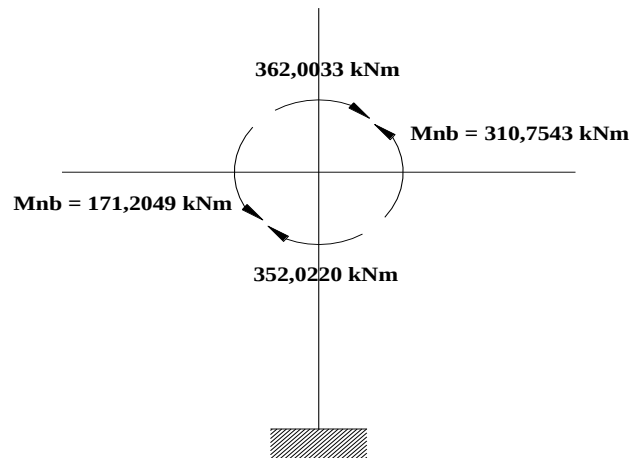
Lantai	P (kN)	V2 (kN)	M3 (kNm)
1	-2065.7330	-34.2471	-68.3876
2	-1428.7960	30.5677	43.0517
3	-806.5916	-57.5132	-46.2991

M_u dan P_u yang telah didapat diplotkan ke ordinat diagram $M - P$ untuk mendapatkan titik 1, 2, dan 3. Momen lentur (M_e) diambil dari dua titik yang saling berpengaruh (antar lantai) kemudian ditarik garis horizontal ke diagram $\phi M_n - P_n$. Lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 6.12. setelah dicari didapatkan $M_{e1} = 352,0220$ kNm dan $M_{e2} = 362,0033$ kNm.

6.3.4 Persyaratan “*Strong Columns Weak Beams*”

SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.2 mensyaratkan $\sum M_e > \phi \frac{6}{5} \sum M_g$.

Contoh perhitungannya untuk kolom C17 portal 4 lantai 1 dan 2 dapat dilihat di bawah ini.



$$\sum M_e = 362,0033 + 352,0220 = 798,3844 \text{ kNm}$$

$$\sum M_g = 310,7543 + 171,20488 = 481,9592 \text{ kNm}$$

Jadi :

$$\sum M_e > \phi \frac{6}{5} \sum M_g = 798,3844 \text{ kN} > 0,8 \frac{6}{5} 481,9592 = 462,6808 \text{ kNm (ok)}$$

Jumlah tulangan **16D16**

Hasil perencanaan kolom C17 dan C11 terhadap kombinasi momen lentur dan aksial untuk setiap lantai dengan masing-masing arah dapat dilihat pada Tabel 6.16 sampai 6.19 di bawah ini.

Tabel 6.16 Hasil perencanaan kolom C17 portal 4 terhadap kombinasi momen lentur dan aksial untuk setiap lantai arah x

Lantai	Dimensi	Tulangan	ΣM_e	ΣM_g	$(6/5)\phi_b \Sigma M_g$
6	400x400	12D19	704.5760	175.0500	168.0480
5	400x400	12D19	535.2329	261.1584	250.7121
4	400x400	12D19	389.1492	290.0851	278.4817
3	500x500	16D16	546.9441	261.1584	250.7121
2	500x500	16D16	702.7432	261.1584	250.7121
1	500x500	16D16	714.0254	259.7794	249.3882

Tabel 6.17 Hasil perencanaan kolom C17 portal 4 terhadap kombinasi momen lentur dan aksial untuk setiap lantai arah y

Lantai	Dimensi	Tulangan	ΣM_e	ΣM_g	$(6/5)\phi_b \Sigma M_g$
6	400x400	12D19	704.5760	289.2735	277.7025
5	400x400	12D19	535.2329	402.1315	386.0463
4	400x400	12D19	389.1492	402.1315	386.0463
3	500x500	16D16	546.9441	402.1315	386.0463
2	500x500	16D16	702.7432	444.8675	427.0728
1	500x500	16D16	714.0254	481.9592	462.6808

Tabel 6.18 Hasil perencanaan kolom C11 portal 2 terhadap kombinasi momen lentur dan aksial untuk setiap lantai arah x

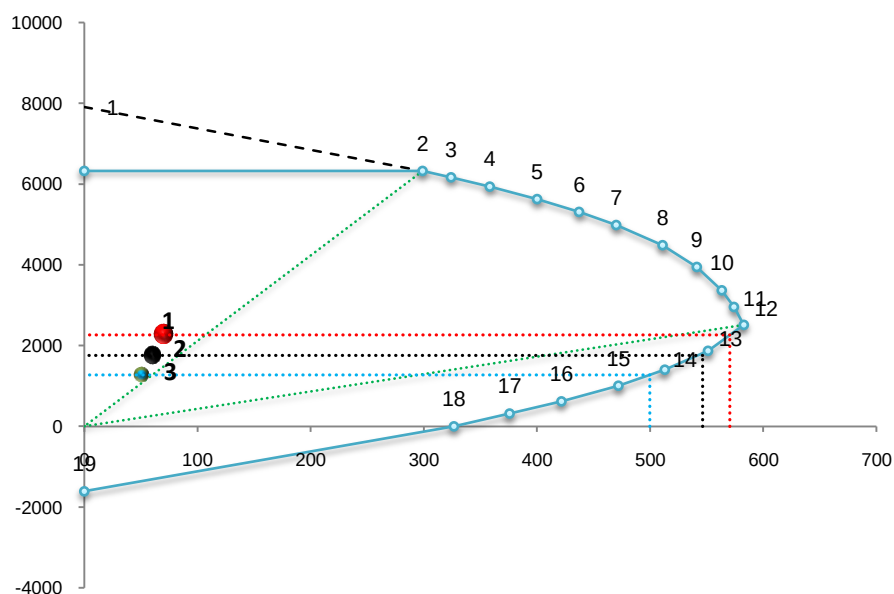
Lantai	Dimensi	Tulangan	ΣM_e	ΣM_g	$(6/5)\phi_b \Sigma M_g$
4	450X450	16D16	460.1063	290.0851	278.4817
3	450X450	16D16	478.2696	261.1584	250.7121
2	450X450	16D16	527.4328	261.1584	250.7121
1	450X450	16D16	538.3895	259.7794	249.3882

Tabel 6.19 Hasil perencanaan kolom C11 portal 2 terhadap kombinasi momen lentur dan aksial untuk setiap lantai arah y

Lantai	Dimensi	Tulangan	ΣM_e	ΣM_g	$(6/5)\phi_b \Sigma M_g$
4	450X450	16D16	460.1063	402.1315	386.0462
3	450X450	16D16	478.2696	402.1315	386.0463
2	450X450	16D16	527.4328	444.8675	427.0728
1	450X450	16D16	538.3895	481.9592	462.6808

6.3.5 Perencanaan Kolom terhadap Geser

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.5.1 untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom, gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari kuat momen maksimum, M_{pr} dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu di hubungan balok-kolom. M_{pr} ditentukan berdasarkan rentang beban aksial terfaktor yang bekerja. M_{pr} ini diambil sama dengan momen yang dihasilkan dari plot $M - P$ ke dalam diagram interaksi dari kolom yang telah dihitung sebelumnya namun memakai $f_s = 1,25f_y$. Diagram interaksi K1 portal 4 lantai 1,2 dan 3 dengan $f_s = 1,25f_y$ dapat dilihat pada Gambar 6.17 di bawah ini.



Gambar 6.17 Diagram interaksi $M - P$ untuk kolom C17 portal 4 pada lantai 1, 2 dan 3 dengan $f_s = 1,25$ dan $\phi = 1,0$

Dari gambar diatas dapat diperoleh M_{pr} lantai 1 = 570,5200 kNm, maka

$$V_e = \frac{2 M_{pr}}{H_{netto}} = \frac{2.570,5200}{3,2-0,5} = 322,6074 \text{ kN}$$

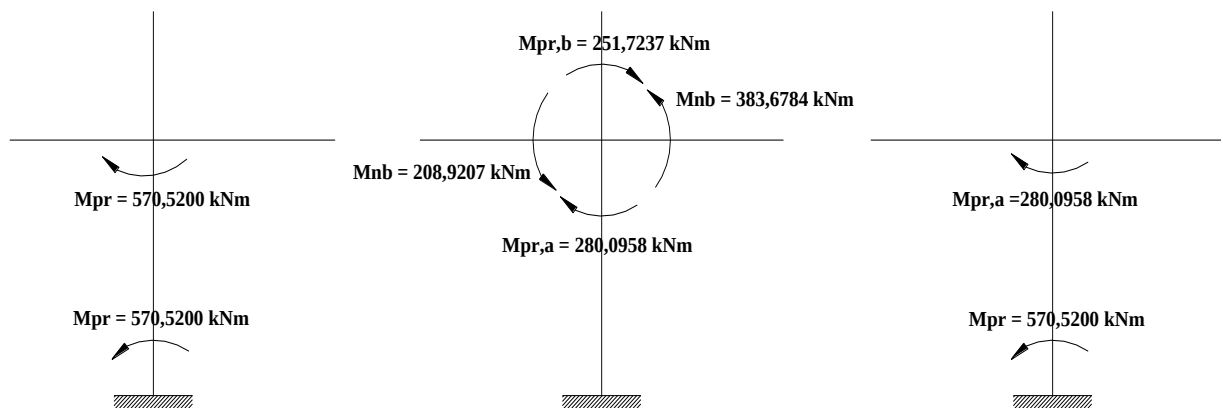
Selanjutnya gaya-gaya pada hubungan balok-kolom yang ditentukan berdasarkan kuat momen maksimum M_{pr} dari komponen balok yang merangkap pada hubungan balok-kolom tersebut dapat diperoleh dengan cara sebagai berikut :

$$\alpha_a = \frac{\frac{EI_a}{H_a}}{\frac{EI_a}{H_a} + \frac{EI_b}{H_b}} = \frac{\frac{1\left(\frac{1}{12} 500.500^3\right)}{2800}}{\frac{1\left(\frac{1}{12} 500.500^3\right)}{2800} + \frac{1\left(\frac{1}{12} 500.500^3\right)}{3200}} = 0,5333$$

$$\alpha_b = \frac{\frac{EI_b}{H_b}}{\frac{EI_a}{H_a} + \frac{EI_b}{H_b}} = \frac{\frac{1\left(\frac{1}{12} 500.500^3\right)}{3200}}{\frac{1\left(\frac{1}{12} 500.500^3\right)}{2800} + \frac{1\left(\frac{1}{12} 500.500^3\right)}{3200}} = 0,4667$$

$$\begin{aligned} M_{pr a} &= \frac{H'_a}{H_a} \alpha_a \left[\left(\frac{L_a}{L'_a} M_{kap,a} \right) + \left(\frac{L_i}{L'_i} M_{kap,i} \right) \right] \\ &= \frac{2,3}{2,8} 0,5333 \left[\left(\frac{7,5}{6,9} 383,6784 \right) + \left(\frac{5,9}{5,3} 208,9207 \right) \right] = 280,0958 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr b} &= \frac{H'_b}{H_b} \alpha_b \left[\left(\frac{L_a}{L'_a} M_{kap,a} \right) + \left(\frac{L_i}{L'_i} M_{kap,i} \right) \right] \\ &= \frac{2,7}{3,2} 0,4667 \left[\left(\frac{7,5}{6,9} 383,6784 \right) + \left(\frac{5,9}{5,3} 208,9207 \right) \right] = 251,7237 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Gambar 6.18 Perilaku momen balok dan kolom akibat beban gempa

Daerah t0

$$V_u = \frac{M_{pr} + M_{pr a}}{H_{netto}} = \frac{570,5200 + 280,0958}{2,7} = 351,0429 \text{ kN}$$

Gaya geser akibat beban gravitasi hasil analisis struktur (V_u) = 36,6321 kN (lihat Tabel 6.14) < V_u = 351,0429 kN

$$V_{max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b d = \frac{2}{3} \sqrt{30} \cdot 500 \cdot 521,5 \cdot 10^{-3} = 952,1244 \text{ kN} > V_u = 351,0429 \text{ kN}$$

$$V_{pakai} = 351,0429 \text{ kN}$$

Mengingat gaya tekan aksial terfaktor yang terjadi sebesar 2261,5190 kN (lihat Tabel 6.16) telah melampaui $\frac{A_g f'_c}{20} = \left[\frac{500 \times 500 \cdot 30}{20} \right] 10^{-3} = 375,000 \text{ kN}$, maka gaya geser yang disumbangkan oleh beton V_c diperhitungkan.

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d \\ &= \left[\left(1 + \frac{2261,5190 \cdot 10^3}{14 \cdot 500 \times 500} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 500 \cdot 521,5 \right] 10^{-3} = 391,8345 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s = V_u - V_c = 351,0429 - 391,8345 = -76,7915 \text{ kN}$$

Tanda negatif menunjukkan bahwa gaya geser yang bekerja pada kolom seluruhnya sudah ditahan oleh gaya geser yang disumbangkan oleh beton, maka dipakai tulangan geser kolom dengan jarak minimum yaitu :

$$s \leq \frac{1}{4} h = 0,25 \cdot 500 = 125 \text{ mm}$$

$$\leq 6 \phi = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$

$$\leq s_x = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - \left[\frac{500 - 2(40 + 0,5 \cdot 16)}{4 - 1} \right]}{3} \right) = 144,88 \text{ mm}$$

Nilai s tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm, maka dipakai tulangan geser kolom **2D16-100** ($A_v = 402,1238 \text{ mm}^2$).

Dipakai P16, $A_\phi = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 16^2 = 201,0619 \text{ mm}^2$

Dipakai sengkang 2 kaki, $f_y = 400 \text{ MPa}$

Untuk memenuhi SNI 03-2847-2002 pasal 28.4.4.4, ujung-ujung kolom sepanjang ℓ_o harus dikekang dengan spasi sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.4.2 oleh tulangan transversal (A_{sh}).

$$\begin{aligned} \ell_o &\geq h = 500 \text{ mm} \\ &\geq \frac{1}{6} H_{netto} = \frac{1}{6} 2700 = 450 \text{ mm} \\ &\geq = 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil tersebut maka dipakai panjang ℓ_o sebesar 500 mm dengan s memenuhi ketentuan berikut :

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.4.2, luas total penampang tulangan geser tertutup persegi tidak boleh kurang dari persamaan di bawah ini :

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \left(\frac{s h_c f'_c}{f_{yh}} \right) \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ &= 0,3 \left(\frac{100 (500 - 2(40 + (0,5 \cdot 16))) 30}{400} \right) \left[\left(\frac{500 \times 500}{(500 - 2 \cdot 40)(500 - 2 \cdot 40)} \right) - 1 \right] \\ &= 379,2653 \text{ mm}^2 < 402,1238 \text{ mm}^2 \quad (\mathbf{ok}) \\ A_{sh} &= 0,09 \left(\frac{s h_c f'_c}{f_{yh}} \right) \\ &= 0,09 \left(\frac{100 (500 - 2(40 + (0,5 \cdot 16))) 30}{400} \right) = 272,700 \text{ mm}^2 < 402,1238 \text{ mm}^2 \quad (\mathbf{ok}) \end{aligned}$$

Daerah $2\ell_o$

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d$$

$$= \left[\left(1 + \frac{2261,5190 \cdot 10^3}{14.500 \times 500} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 500.521,5 \right] 10^{-3} = 391,8345 \text{ kN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 351,0429 - 391,8345 = -76,7915 \text{ kN}$$

Sama dengan kondisi di daerah ℓ_0 diatas, maka dipakai tulangan geser dengan jarak masimum.

$$\text{syarat } s \leq 6 d_\phi = 6.25 = 150 \text{ mm}$$

$$s \leq 150 \text{ mm}$$

dipakai **2P16-150**

Hasil perencanaan kolom C17 dan C11 terhadap tulangan geser pada lantai-lantai diatasnya dapat dilihat pada Tabel 6.20 dan 6.21 di bawah ini.

Tabel 6.20 Hasil perencanaan kolom C17 portal 4 terhadap geser tiap lantai arah x dan arah y

Lantai	Daerah ℓ_0	Daerah antara $2\ell_0$		
	Panjang (mm)	Tulangan Geser (mm)	Panjang (mm)	Tulangan Geser (mm)
6	500	2D16-100	1000	2D16-150
5	516.667	2D16-100	2466.667	2D16-150
4	600	2D16-100	2800	2D16-150
3	666.667	2D16-100	3166.667	2D16-150
2	500	2D16-100	1800	2D16-150
1	500	2D16-100	2200	2D16-150

Tabel 6.21 Hasil perencanaan kolom C11 portal 2 terhadap geser tiap lantai arah x dan arah y

Lantai	Daerah ℓ_0	Daerah antara $2\ell_0$		
	Panjang (mm)	Tulangan Geser (mm)	Panjang (mm)	Tulangan Geser (mm)
4	591.667	2D16-100	2816.66667	2D16-150
3	591.667	2D16-100	2816.667	2D16-150
2	500	2D16-100	1800	2D16-150
1	500	2D16-100	2200	2D16-150

6.3.6 Perencanaan Hubungan Balok-Kolom (HBK)

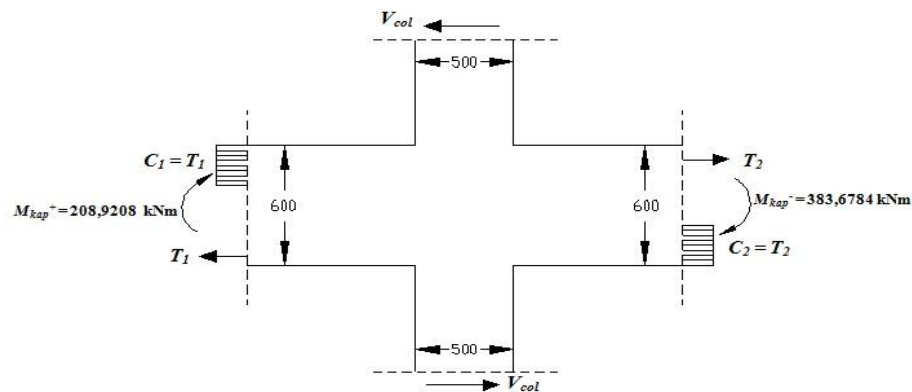
Berikut ini merupakan contoh perencanaan hubungan balok-kolom K1 portal 4 lantai 1 berdasarkan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Dikarenakan balok-balok yang merangkap pada hubungan balok-kolom memiliki lebar yang tidak melebihi $\frac{3}{4}$ lebar kolom, maka menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.5.2.1 tulangan transversal dalam daerah hubungan balok-kolom tersebut dikekang sesuai dengan transversal pada daerah ℓ_0 pada kolom yaitu 4D13-100 (lihat Tabel 6.20) atau dengan kata lain ada 5 buah tulangan transversal pada hubungan balok-kolom tersebut. Kemudian gaya geser yang mungkin terjadi pada hubungan balok-kolom yaitu $T_1 + T_2 - V_{col}$. T_1 dan T_2 diperoleh dari tulangan tarik balok-balok yang menyatu di hubungan dihubungan balok-kolom.

$$T_1 = A_{s1} 1,25f_y = 1608,4954 \cdot 1,25 \cdot 400 = 804247,7 \text{ N} = 804,2477 \text{ kN}$$

$$T_2 = A'_{s2} 1,25f_y = 804,2477 \cdot 1,25 \cdot 400 = 402123,85 \text{ N} = 402,1239 \text{ kN}$$

$$V_{col} = \frac{\left(\frac{L_a}{L_a} M_{kap,a}\right) + \left(\frac{L_i}{L_i} M_{kap,i}\right)}{\frac{1}{2}(H_a + H_b)} = \frac{\left(\frac{7,5}{6,9} 383,6784\right) + \left(\frac{5,9}{5,3} 208,9208\right)}{\frac{1}{2}(2,8 + 3,2)} = 213,1164 \text{ kN}$$

$$V_{jh} = T_1 + T_2 - V_c = 804,2477 + 402,1239 - 213,1164 = 993,2552 \text{ kN}$$



Gambar 6.19 Gaya-gaya yang bekerja pada hubungan balok-kolom

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.5.3, untuk hubungan balok-kolom yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal :

$$\phi V_{ch} = \phi 1,7 A_j \sqrt{f'_c} = 0,75 \cdot 1,7 \cdot 500 \cdot 500 \cdot \sqrt{30} = 1745865,652 \text{ N}$$

$$= 1745,8657 \text{ kN} > V_{jh} = 993,2552 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

Dengan demikian joint mempunyai kuat geser yang memadai. Hasil perencanaan hubungan balok-kolom untuk C17 portal 4 dan C11 portal 2 pada lantai-lantai di atasnya dapat dilihat pada Tabel 6.22 dan 6.23 di bawah ini.

Tabel 6.22 Hasil perencanaan hubungan balok-kolom C17 portal 4 tiap lantai arah x dan y

Lantai	Panjang (mm)	Tulangan Geser Hubungan Balok-Kolom (mm)
6	400	2D16-100
5	400	2D16-100
4	400	2D16-100
3	500	2D16-100
2	500	2D16-100
1	500	2D16-100

Tabel 6.23 Hasil perencanaan hubungan balok-kolom C11 portal 2 tiap lantai arah x dan y

Lantai	Panjang (mm)	Tulangan Geser Hubungan Balok-Kolom (mm)
4	450	2D16-100
3	450	2D16-100
2	450	2D16-100
1	450	2D16-100

6.4 Perencanaan Tangga

Berikut ini adalah contoh perhitungan tangga tipe 1 untuk lantai 1. Dari perhitungan pada Bab V diperoleh beban sebagai berikut :

$$q_{D \text{ tangga}} = 6,59 \text{ kN/m}$$

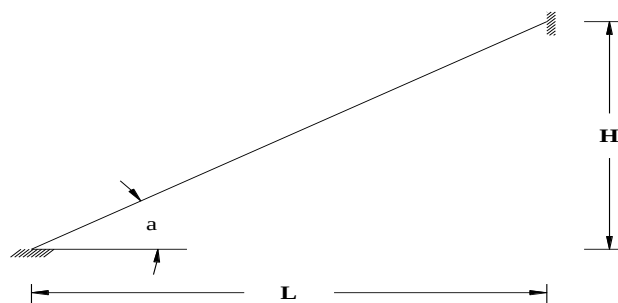
$$q_{L \text{ tangga}} = 3 \text{ kN/m}$$

$$q_{D \text{ bordes}} = 4,91 \text{ kN/m}$$

$$q_{D \text{ bordes}} = 3 \text{ kN/m}$$

6.4.1 Penulangan Tangga

Bentuk tangga untuk tipe 1 lantai 1 dapat dilihat pada Gambar 6.20 dibawah ini



Gambar 6.20 bentuk tangga tipe 1 lantai 1

Dari program ETABS 9.0.7 didapatkan :

$$\text{Momen lapangan } (M_u^+) = 36,2804 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen Tumpuan } (M_u^-) = 18,7802 \text{ kN}$$

a. Perhitungan Tulangan Lapangan Pelat Tangga

$$M_u^+ = 36,2804 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{36,2804}{0,8} = 45,3505 \text{ kNm}$$

Digunakan tulangan P13 dan tebal pelat tangga 150 mm

$$d_s = pb + 0,5D\phi = 20 + 0,5(16) = 26,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 150 - 26,5 = 123,5 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$45,3505 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot a \left(123,5 - \frac{a}{2} \right)$$

Didapat $a = 15,3549 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15,3549}{0,85} = 18,0645 \text{ mm}$$

kontrol regangan baja tulangan tarik :

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{123,5 - 18,0645}{18,0645} 0,003 = 0,0175 > \varepsilon_y = 0,002$$

baja tulangan tarik sudah leleh.

$$C_c = 0,85 f'_c b a = 0,85 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot 15,3549 = 391551,0951 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{T_s}{f_y} = \frac{C_c}{f_y} = \frac{391551,0951}{300} = 1305,1703 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{300} 1000.123,5 = 576,3333 \text{ mm}^2$$

Ternyata $A_s > A_{s \min}$, maka dipakai $A_s = 1305,1703 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{A_{\emptyset} 1000}{A_s} = \frac{132,7323.1000}{1305,1703} = 101,6972 \text{ mm}$$

$s_{pakai} = 100 \text{ mm}$, jadi dipakai tulangan **P13-100**

syarat : $s_{pakai} = 100 < 2h = 2.150 = 300$ (ok)

$$A_{s \text{ tersedia}} = \frac{A_{\emptyset} 1000}{s_{pakai}} = \frac{132,7323.1000}{100} = 1327,323 \text{ mm}^2$$

$$a_{\text{tersedia}} = \frac{A_{s \text{ tersedia}} f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1327,323.300}{0,85.30.1000} = 15,6155 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85.30.1000.15,6155 \left(123,5 - \frac{15,6155}{2} \right) 10^{-6} = 46,0681 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi.M_n^+ = 0,85. 46,0681 = 39,1578 \text{ kNm} > M_u^+ = 36,5048 \text{ kNm} \quad (\text{ok})$$

b. Perhitungan Tulangan Tumpuan Pelat Tangga

$$M_u^+ = 18,7802 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{18,7802}{0,8} = 23,4752 \text{ kNm}$$

Digunakan tulangan P13 dan tebal pelat tangga 150 mm

$$d_s = pb + 0,5D_{\emptyset} = 20 + 0,5(16) = 26,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 150 - 26,5 = 123,5 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$23,4752.10^6 = 0,85.30.1000. a \left(123,5 - \frac{a}{2} \right)$$

Didapat $a = 7,6939 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,6939}{0,85} = 9,0516 \text{ mm}$$

kontrol regangan baja tulangan tarik :

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} \varepsilon_{cu} = \frac{123,5 - 9,0516}{9,0516} 0,003 = 0,0379 > \varepsilon_y = 0,002$$

baja tulangan tarik sudah leleh.

$$C_c = 0,85 f'_c b a = 0,85 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot 7,6939 = 196194,4341 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{T_s}{f_y} = \frac{C_c}{f_y} = \frac{196194,4341}{300} = 653,9814 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{300} 1000 \cdot 123,5 = 576,3333 \text{ mm}^2$$

Ternyata $A_s > A_{s \min}$, maka dipakai $A_s = 653,9814 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{A_\emptyset 1000}{A_s} = \frac{132,7323 \cdot 1000}{653,9814} = 202,9603 \text{ mm}$$

$s_{pakai} = 100 \text{ mm}$ (disamakan dengan tulangan lapangan), jadi dipakai tulangan

P13-100

syarat : $s_{pakai} = 100 < 2h = 2 \cdot 150 = 300$ **(ok)**

$$A_{s \text{ tersedia}} = \frac{A_\emptyset 1000}{s_{pakai}} = \frac{132,7323 \cdot 1000}{100} = 1327,323 \text{ mm}^2$$

$$a_{\text{tersedia}} = \frac{A_{s \text{ tersedia}} f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1327,323 \cdot 300}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 15,6155 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot 15,6155 \left(123,5 - \frac{15,6155}{2} \right) 10^{-6} = 46,0681 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi.M_n^+ = 0,85 \cdot 46,0681 = 39,1578 \text{ kNm} > M_u^+ = 24,9332 \text{ kNm} \quad (\text{ok})$$

c. Perhitungan Tulangan Susut Pelat Tangga

$$A_{sst} = 0,0020 b h_{pelat} = 0,0020 \cdot 1000 \cdot 150 = 300 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan susut P8

$$s = \frac{A_{\emptyset 1000}}{A_{sst}} = \frac{50,2655 \cdot 1000}{300} = 167,5516 \text{ mm}$$

$s_{pakai} = 160 \text{ mm}$, jadi dipakai tulangan susut **P8-160**

Untuk perhitungan tangga tipe 2 dengan bordes perhitungannya sama dengan perhitungan tangga tipe 2. Perbedaannya momen lentur (M_u) didapat dari hasil analisis struktur menggunakan piranti lunak ETABS 9.0.7, sehingga dapat dilihat hasil tulangan pelat tangga tipe 1 dan tipe 2 pada Tabel 6.24 di bawah ini.

Tabel 6.24 Hasil perencanaan tulangan pelat tangga setiap lantai dengan masing-masing tipe

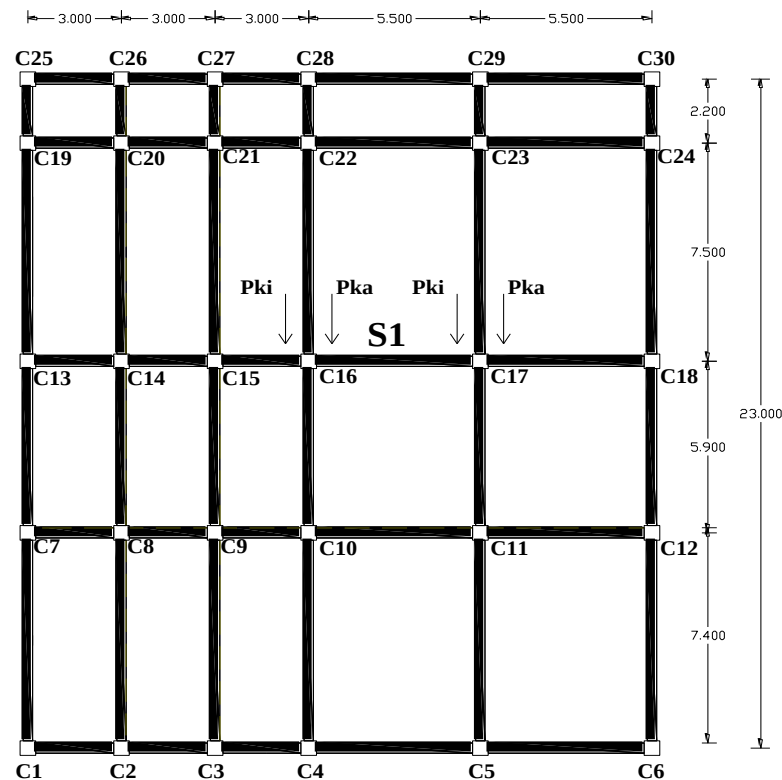
Tipe	Lantai	Tulangan Tumpuan	Tulangan Lapangan	Tulangan Susut
1	1	P13-100	P13-100	P8-160
	2	P13-130	P13-130	P8-160
	1	P13-100	P13-100	P8-160
	2	P13-230	P13-230	P8-160
	1	P13-100	P13-100	P8-160
	2	P13-130	P13-130	P8-160
	1	P13-100	P13-100	P8-160
	2	P13-100	P13-100	P8-160
	3	P13-100	P13-100	P8-160
2	3	P13-70	P13-70	P8-160
	4	P13-100	P13-100	P8-160
	5	P13-100	P13-100	P8-160

6.5 Perencanaan Sloof

Sloof berfungsi untuk meratakan beban yang akan bekerja pada pondasi agar tidak terjadi penurunan yang tidak merata atau setempat serta menahan terjadinya momen pada pondasi. Dengan kata lain, sloof lah yang memastikan pondasi hanya menahan gaya vertikal yang rata.

6.5.1 Pembebanan Sloof

Diambil contoh perhitungan sloof jenis S_1 . Sloof S_1 direncanakan untuk mengikat kolom-kolom yang berada diantara sloof S_1 . Posisi sloof dapat dilihat pada gambar 6.21 di bawah ini.



Gambar 6.21 Posisi Sloof S_1

Diketahui sloof S_1 berada diantara kolom C16 dan C17 yang memiliki dimensi kolom 500 x 500 mm. Beban yang diterima sloof (beban maksimum) dari kolom-kolom tersebut adalah P_{16} arah kanan dan P_{17} arah kiri dengan bentang 5,5 m. Berikut perhitungan pembebanan yang akan diterima sloof S_1 .

Data analisis struktur didapatkan dari hasil analisis struktur ETABS v9.0.7.

$$P_{u16} = 1929,794 \text{ kNm, C16 dari combo 2 (1,2D + 1,6L)}$$

$$P_{u17} = 2261,51 \text{ kNm, C17 dari combo 2 (1,2D + 1,6L)}$$

$$L_{sloof} = 5,5 \text{ mm}$$

$$\Sigma L_{16} = 3 + 5,5 + 7,5 + 5,9 = 21,9 \text{ m}$$

$$\Sigma L_{17} = 5,5 + 5,5 + 7,5 + 5,9 = 24,4 \text{ m}$$

$$P_{ka} = \frac{L_{sloof}}{\Sigma L_{16}} P_{u16} = \frac{5,5}{21,9} \times 1929,794 = 484,6515 \text{ kN}$$

$$P_{ki} = \frac{L_{sloof}}{\Sigma L_{17}} P_{u17} = \frac{5,5}{24,4} \times 2261,51 = 509,7686 \text{ kN}$$

Sehingga didapatkan beban merata yang membebani sloof S_1 adalah sebagai berikut.

$$q_u = \frac{P_{ka} + P_{ki}}{L_{sloof}} = \frac{484,6515 + 509,7686}{5,5} = 180,8036 \text{ kNm}$$

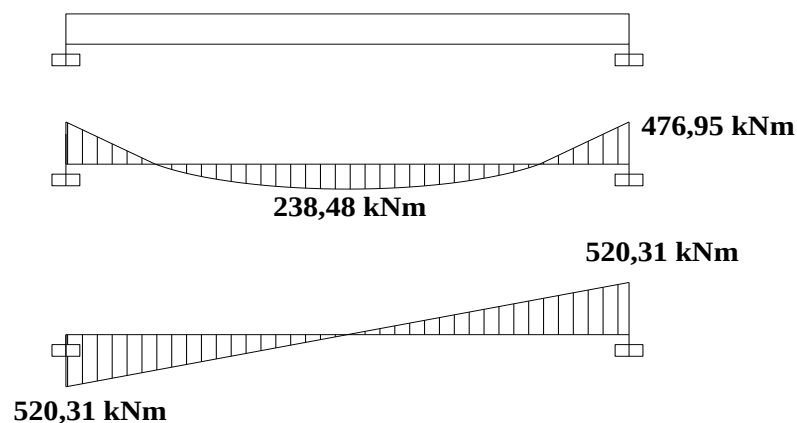
dengan memasukkan nilai q_u ke dalam SAP 2000 v9, maka didapatkan momen dan gaya geser seperti pada Gambar 6.22 di bawah ini.

$$M_u^- = 476,95 \text{ kNm}$$

$$M_u^+ = 238,48 \text{ kNm}$$

$$V_{u ki} = 520,31 \text{ kNm}$$

$$V_{u ka} = 520,31 \text{ kNm}$$



Gambar 6.22 Nilai analisis struktur sloof S_1

6.5.2 Perhitungan Tulangan Sloof

Misal digunakan dimensi sloof 500/700 mm

Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa

Mutu baja tulangan pokok (f_y) = 400 Mpa

Mutu baja tulangan geser (f_y) = 300 Mpa

Diameter rencana tulangan pokok $\varnothing_{tul}$ = 22 mm

Diameter rencana tulangan sengkang $\varnothing_s$ = 16 mm

Penutup beton = 40 mm

$f'_c = 30$ Mpa, maka $\beta_1 = 0,85$

Pusat berat baja tulangan tarik, d_s = $40 + 16 + 22 + (0,5 \cdot 22) = 90,5$ mm

Pusat berat baja tulangan desak, d_s = $40 + 19 + (0,5 \cdot 22) = 67$ mm

Tinggi efektif, d = $h - d_s = 700 - 90,5 = 609,5$ mm

Perhitungan sloof dianggap seperti balok akan tetapi letak tulangan tumpuan dan lapangan adalah kebalikan dari tulangan pada balok, yaitu tulangan tumpuan berada diatas dan tulangan lapangan berada di atas. Sehingga didapat komposisi tulangan sloof seperti pada Tabel 6.25 dibawah ini.

Tabel 6.25 Hasil perencanaan tulangan sloof

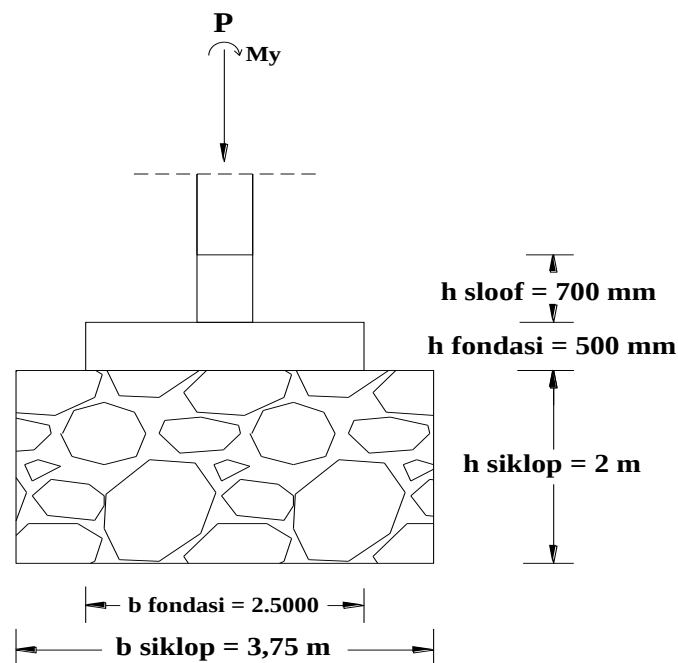
Sloof	Dimensi	Tumpuan		Tulangan Lapangan	Geser	
		Tulangan Atas	Tulangan Bawah		Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
S ₁	500/700	5D22	7D22	5D22	2P16-120	2P16-200
S ₂	450/700	6D22	8D22	5D22	2P16-100	2P16-150

6.6 Perencanaan Fondasi

Fondasi yang digunakan pada perencanaan ini adalah fondasi *footplate*. Adapun untuk perhitungan fondasi F₃ dapat dilihat pada sub bab diibawah ini.

6.6.1 Perencanaan Fondasi *footplate*

Berdasarkan dari hasil laporan penyelidikan tanah untuk fondasi bangunan Pabrik PT.Sari Husada ini didapatkan $\bar{\sigma}$ nilai ijin tanah untuk kedalaman 3,0 – 4,0 m sebesar 360 kN/m^2 serta γ_{tanah} sebesar $17,83 \text{ kN/m}^3$. Untuk perencanaan struktur bawah ini digunakan kedalaman 3,2 m dari elevasi atas sloof. Ketinggian sloof berdasarkan perhitungan sebelumnya didapatkan sebesar 700 mm. Gambar potongan fondasi dapat dilihat pada Gambar 6.23 dibawah ini.



Gambar 6.23 Fondasi F₃

Diketahui :

$$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{siklop}} = 22 \text{ kN/m}^3$$

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

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

diameter tulangan pokok rencana $\emptyset = 19 \text{ mm}$

diameter tulangan pokok susut $\emptyset_s = 12 \text{ mm}$

Penutup beton (p_b) = 75 mm

$$\beta_1 = 0,85$$

$$d' = 75 + (0,5 \cdot 19) = 84,5 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 84,5 = 415,5 \text{ mm}$$

misal digunakan siklop dengan ketinggian 2000 mm, maka :

$$\text{beban akibat berat } footplate (q_{fondasi}) = 0,5 \times 24 = 12 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{beban akibat berat siklop } (q_{siklop}) = 2 \times 22 = 44 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{tegangan ijin tanag netto } (\bar{\sigma}_n) = 360 - 12 - 44 = 304 \text{ kN/m}^2$$

missal digunakan fondasi berdimensi 2500 x 2250 mm dan dimensi siklop sebesar 3750 x 2000 mm.

6.6.2 Kontrol Tegangan

Fondasi F₃ direncanakan untuk mendukung kolom-kolom yang berdimensi 450x450 mm. Adapun data yang diketahui adalah sebagai berikut :

Gaya aksial dan momen akibat beban gravitasi combo 2 hasil ETABS v9.0.7 (1,2D +1,6L),

$$P_u = 2065,733 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 1,2213 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 20,6463 \text{ kNm}$$

Gaya aksial dan momen akibat beban gempa El Centro NS 1940 combo 10 hasil ETABS v9.0.7 (1,2D + 0,5L – 0,3centro1 history – centro2 history),

$$P_u = 1681,178 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 47,1115 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 103,5759 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi akibat beban gravitasi di dasar siklop,

$$\begin{aligned} \sigma_{maksl} &= \frac{\sum P}{A} + \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} + \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} \\ &= \frac{2065,733}{3,75 \times 2,00} + \frac{6 \times 1,2213}{2,00^2 \times 3,75} + \frac{6 \times 20,6463}{3,75^2 \times 2,00} \\ &= 283,9501 \text{ kN/m}^2 > \bar{\sigma}_n = 304 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

$$\sigma_{min1} = \frac{\sum P}{A} - \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} - \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{2065,733}{3,75 \times 2,00} - \frac{6 \times 1,2213}{2,00^2 \times 3,75} - \frac{6 \times 20,6463}{3,75^2 \times 2,00} \\
&= 266,9119 \text{ kN/m}^2 > 0 \quad (\text{ok})
\end{aligned}$$

tegangan yang terjadi akibat beban gravitasi di dasar fondasi,

$$\begin{aligned}
\sigma_{maks2} &= \frac{\sum P}{A} + \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} + \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} \\
&= \frac{2065,733}{2,50 \times 2,25} + \frac{6 \times 1,2213}{2,25^2 \times 2,50} + \frac{6 \times 20,6463}{2,50^2 \times 2,25} \\
&= 376,6295 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{min1} &= \frac{\sum P}{A} - \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} - \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} \\
&= \frac{2065,733}{2,50 \times 2,25} - \frac{6 \times 1,2213}{2,25^2 \times 2,50} - \frac{6 \times 20,6463}{2,50^2 \times 2,25} \\
&= 365,7567 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

Pada saat tegangan akibat kombinasi beban gempa terjadi, maka tegangan ijin yang digunakan dikalikan dengan SF = 1 – 2 (Nawy, 2005).

Tegangan tanah yang terjadi akibat beban gempa di bawah siklop,

$$\begin{aligned}
\sigma_{maks1} &= \frac{\sum P}{A} + \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} + \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} \\
&= \frac{1681,178}{3,75 \times 2,00} + \frac{6 \times 47,1115}{2,00^2 \times 3,75} + \frac{6 \times 103,5759}{3,75^2 \times 2,00} \\
&= 275,6378 \text{ kN/m}^2 > \bar{\sigma}_n = 1,5 \cdot 304 = 456 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ok})
\end{aligned}$$

$$\sigma_{min1} = \frac{\sum P}{A} - \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} - \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1681,178}{3,75 \times 2,00} - \frac{6 \times 47,1115}{2,00^2 \times 3,75} - \frac{6 \times 103,5759}{3,75^2 \times 2,00} \\
&= 172,6765 \text{ kN/m}^2 > 0 \quad (\text{ok})
\end{aligned}$$

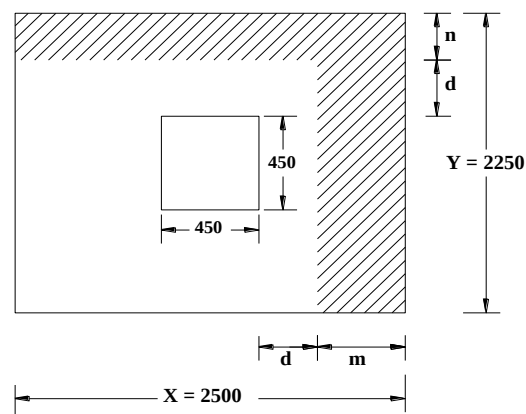
tegangan yang terjadi akibat beban gempa di dasar fondasi,

$$\begin{aligned}
\sigma_{maks2} &= \frac{\sum P}{A} + \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} + \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} \\
&= \frac{1681,178}{2,50 \times 2,25} + \frac{6 \times 47,1115}{2,25^2 \times 2,50} + \frac{6 \times 103,5759}{2,50^2 \times 2,25} \\
&= 365,4028 \text{ kN/m}^2 \\
\sigma_{min1} &= \frac{\sum P}{A} - \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} - \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} \\
&= \frac{1681,178}{2,50 \times 2,25} - \frac{6 \times 47,1115}{2,25^2 \times 2,50} - \frac{6 \times 103,5759}{2,50^2 \times 2,25} \\
&= 232,34935 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

6.6.3 Kontrol Geser

1. Kontrol Geser 1 Arah

Bidang geser satu arah pada fondasi dapat dilihat pada Gambar 6.24 di bawah ini.



Gambar 6.24 Bidang geser satu arah pada fondasi

Berdasarkan gambar diatas, maka geser satu arah fondasi dikerjakan sebagai berikut,

$$m = \frac{X - b_k - 2d}{2} = \frac{2500 - 450 - 2.415,5}{2} = 609,5 \text{ mm}$$

$$n = \frac{Y - h_k - 2d}{2} = \frac{2250 - 450 - 2.415,5}{2} = 484,5 \text{ mm}$$

Gaya aksial dan momen ultimit pakai adalah gaya aksial dan momen ultimit akibat beban gravitasi atau kombinasi beban gempa yang menghasilkan nilai beban merata (q_u) maksimum. Pada perhitungan ini digunakan gaya aksial dan momen ultimit maksimum hasil kombinasi gempa dan karena momen yang dipakai arah y , maka perhitungan geser satu arah ditinjau pada bidang geser m .

$$P_u = 1681,178 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 103,5759 \text{ kNm}$$

$$q_{u \text{ maks}} = \frac{\sum P}{A} + \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} = \frac{1681,178}{2,50 \times 2,25} + \frac{6 \times 103,5759}{2,50^2 \times 2,25} = 318,9770 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{u \text{ min}} = \frac{\sum P}{A} - \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} = \frac{1681,178}{2,50 \times 2,25} - \frac{6 \times 103,5759}{2,50^2 \times 2,25} = 278,7752 \text{ kN/m}^2$$

Beban merata yang terjadi pada bidang m ,

$$\begin{aligned} q_{u \text{ m}} &= \frac{(q_{u \text{ maks}} - q_{u \text{ min}})(X - m)}{X} + q_{u \text{ maks}} \\ &= \frac{(318,9770 - 278,7754)(2500 - 609,5)}{2500} + 318,9770 = 349,3776 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_m = \frac{(q_{u \text{ maks}} - q_{u \text{ min}})}{2} = \frac{(318,9770 - 278,7754)}{2} = 298,8761 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{u \text{ m pakai}} = 349,3776 \text{ kN/m}^2$$

Gaya geser yang terjadi,

$$V_u = q_{u \text{ m}} \times m \times Y = 349,3776 \times 0,6095 \times 2,25 = 479,1277 \text{ kN}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{479,1277}{0,75} = 638,8370 \text{ kN}$$

Gaya geser yang disumbangkan oleh beton,

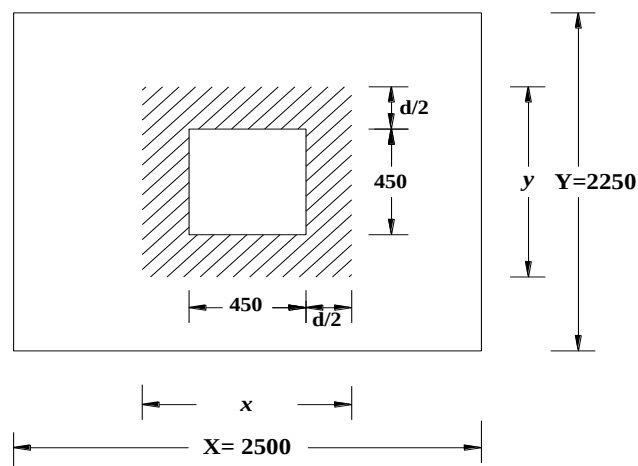
$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} Y d = V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 2250 \cdot 415,5 \cdot 10^{-3} = 853,4202 \text{ kN}$$

Jadi, kuat geser satu arah pada fondasi dengan hanya memperhitungkan kuat geser beton minimum saja adalah :

$$\phi V_n = \phi V_c = 0,75 \times 853,4202 = 640,0651 \text{ kN} > V_u = 479,1277 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

2. Kontrol Geser 2 Arah

Bidang geser dua arah pada fondasi dapat dilihat pada Gambar 6.25 di bawah ini.



Gambar 6.25 Bidang geser dua arah pada fondasi

Berdasarkan gambar diatas, maka geser dua arah fondasi dikerjakan sebagai berikut,

$$x = h_{kolom} + d = 0,45 + 0,415 = 0,865 \text{ m}$$

$$y = b_{kolom} + d = 0,45 + 0,415 = 0,865 \text{ m}$$

$$\beta_c = \frac{\text{sisi panjang}}{\text{sisi pendek}} = \frac{2500}{2250} = 1,11$$

$$b_o = 2 (x + y) = 2 (0,865 + 0,865) = 3,462 \text{ m}$$

tegangan yang terjadi,

$$\begin{aligned}
 q_{u maks} &= \frac{\sum P}{A} + \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} + \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} \\
 &= \frac{1681,178}{2,50 \times 2,25} + \frac{6 \times 47,1115}{2,25^2 \times 2,50} + \frac{6 \times 103,5759}{2,50^2 \times 2,25} \\
 &= 365,4028 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{u min} &= \frac{\sum P}{A} - \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} - \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} \\
 &= \frac{1681,178}{2,50 \times 2,25} - \frac{6 \times 47,1115}{2,25^2 \times 2,50} - \frac{6 \times 103,5759}{2,50^2 \times 2,25} \\
 &= 232,34935 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$q_{u pakai} = \frac{(q_{u maks} + q_{u min})}{2} = \frac{(365,4028 + 232,34935)}{2} = 298,8761 \text{ kN/m}^2$$

Gaya geser dua arah yang terjadi,

$$\begin{aligned}
 V_u &= q_{u pakai} [(X Y) - (x y)] \\
 &= 298,8761 [(2,50 \cdot 2,25) - (0,865 \cdot 0,865)] = 1457,2928 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{1457,2928}{0,75} = 1943,0571 \text{ kN}$$

Gaya geser yang disumbangkan oleh beton,

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_0 d}{6} = \left(1 + \frac{2}{1,11}\right) \frac{\sqrt{30} \cdot 3462 \cdot 415,5}{6} \times 10^{-3} = 3676,7618 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c2} &= \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_0 d}{12} \\
 &= \left(\frac{40 \cdot 415,5}{3462} + 2\right) \frac{\sqrt{30} \cdot 3462 \cdot 415,5}{12} \times 10^{-3} = 4465,0945 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{c3} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_0 d = \frac{1}{3} \sqrt{30} \cdot 3462 \cdot 415,5 = 2626,2585 \text{ kN}$$

$$V_{c \text{ pakai}} = V_{c \text{ min}} = 2626,2585 \text{ kN}$$

Jadi, kuat geser dua arah pada fondasi dengan hanya memperhitungkan kuat geser beton minimum saja adalah :

$$\phi V_n = \phi V_c = 0,75 \times 2626,2585 = 1969,6938 \text{ kN} > V_u = 1457,2928 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

6.6.4 Perhitungan Tulangan Lentur

Penampang fondasi yang digunakan berbentuk persegi, sehingga tulangan lentur arah x dan tulangan lentur arah y direncanakan secara terpisah.

1. Perhitungan tulangan lentur arah x

$$L_x = \frac{X - b_k}{2} = \frac{2500 - 450}{2} = 1025 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} q_u &= \frac{\sum P}{A} + \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} + \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} \\ &= \frac{1681,178}{2,50 \times 2,25} + \frac{6 \times 47,1115}{2,25^2 \times 2,50} + \frac{6 \times 103,5759}{2,50^2 \times 2,25} \\ &= 365,4028 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$M_u = \frac{1}{2} q_u L_x^2 = \frac{1}{2} \cdot 365,4028 \cdot 1,025 = 191,9506 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{191,9506}{0,8} = 239,9383 \text{ kNm}$$

Misal dipakai tulangan lentur D19

$$A_{l\emptyset} = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 19^2 = 283,5287 \text{ mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,6863$$

rasio tulangan,

$$\rho_b = \frac{0,86 f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,86 \cdot 30 \cdot 0,85}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0325$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0325 = 0,0243$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

tinggi balok beton desak,

$$M_n = Cc \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0,85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$239,9383 \times 10^6 = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 1000 \left(415,5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$239,9383 \times 10^6 = 10595250 a - 12750 a^2$$

$$12750 a^2 - 10595250 a + 239,9383 \times 10^6 = 0$$

$$a = 23,2991$$

luas tulangan perlu,

$$C_c = T_s$$

$$0,85 f'_c a b = A_{s \text{ perlu}} f_y$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{0,85 f'_c a b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 23,2991 \cdot 1000}{400} = 1485,3168 \text{ mm}^2$$

Rasio tulangan perlu,

$$\rho_{perlu} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{b d} = \frac{1485,3168}{1000 \cdot 415,5} = 0,00357 > \rho_{min} = 0,0035$$

$$\rho_{pakai} = 0,00357$$

$$A_{s \text{ pakai}} = \rho_{pakai} b d = 0,00357 \cdot 1000 \cdot 415,5 = 1485,3164 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$s = \frac{A_{1\phi} b}{A_{s \text{ pakai}}} = \frac{283,5287 \cdot 1000}{1485,3164} = 190,8877 \text{ mm}$$

$$s_{pakai} = 190 \text{ mm} < s = 190,8877 \text{ mm} \\ < 2d = 831 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulanga **D19-190 mm**

Kontrol tulangan lentur,

$$A_{s\ ada} = \frac{A_{1\phi} b}{s} = \frac{283,5287 \cdot 1000}{190} = 1492,2565 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{perlu} = \frac{A_{ada}}{b d} = \frac{1492,2565}{1000 \cdot 415,5} = 0,0036$$

$$a = \frac{A_{s\ ada} f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1492,2565 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 23,4079 \text{ mm}$$

$$M_{n\ ada} = A_{s\ ada} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1492,2562 \cdot 400 \left(415,5 - \frac{23,4079}{2} \right) = 241,0269 \text{ kNm}$$

$$M_{u\ ada} = \phi M_n = 0,8 \cdot 241,0269 = 192,8215 \text{ kNm} > M_u = 191,9506 \text{ kNm} \quad (\text{ok})$$

2. Perhitungan tulangan lentur arah y

$$L_y = \frac{Y - h_k}{2} = \frac{2250 - 450}{2} = 900 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} q_u &= \frac{\sum P}{A} + \frac{6 \sum M_x}{Y^2 X} + \frac{6 \sum M_y}{X^2 Y} \\ &= \frac{1681,178}{2,50 \times 2,25} + \frac{6 \times 47,1115}{2,25^2 \times 2,50} + \frac{6 \times 103,5759}{2,50^2 \times 2,25} \\ &= 365,4028 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$M_u = \frac{1}{2} q_u L_y^2 = \frac{1}{2} \cdot 365,4028 \cdot 0,9 = 147,9881 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{147,9881}{0,8} = 184,9851 \text{ kNm}$$

Misal dipakai tulangan lentur D19

$$A_{1\phi} = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 19^2 = 283,5287 \text{ mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,6863$$

rasio tulangan,

$$\rho_b = \frac{0,86 f'_c \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} = \frac{0,86 \cdot 30 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,0325$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0325 = 0,0243$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

tinggi efektif penampang,

$$d = 500 - 75 - 19 - (0,5 \cdot 19) = 396,5 \text{ mm}$$

tinggi balok beton desak,

$$M_n = Cc \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0,85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$184,9851 \times 10^6 = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 1000 \left(396,5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$184,9851 \times 10^6 = 10110750 a - 12750 a^2$$

$$12750 a^2 - 10110750 a + 239,9383 \times 10^6 = 0$$

$$a = 18,7387 \text{ mm}$$

luas tulangan perlu,

$$C_c = T_s$$

$$0,85 f'_c a b = A_{s \text{ perlu}} f_y$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{0,85 f'_c a b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 18,7387 \cdot 1000}{400} = 1194,5941 \text{ mm}^2$$

Rasio tulangan perlu,

$$\rho_{perlu} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{b d} = \frac{1194,5941}{1000 \cdot 396,5} = 0,00287 < \rho_{min} = 0,0035$$

$$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,0035$$

$$A_{s \text{ pakai}} = \rho_{min} b d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 396,5 = 1485,3164 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$s = \frac{A_{1\phi} b}{A_{s \text{ pakai}}} = \frac{283,5287 \cdot 1000}{1485,3164} = 204,30822 \text{ mm}$$

$$s_{pakai} = 200 \text{ mm} < s = 204,30822 \text{ mm} \\ < 2d = 793 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulanga **D19-200** mm

Kontrol tulangan lentur,

$$A_{s\text{ ada}} = \frac{A_{l\phi} b}{s} = \frac{283,5287 \cdot 1000}{200} = 1417,6437 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{perlu} = \frac{A_{ada}}{b d} = \frac{1417,6437}{1000 \cdot 396,5} = 0,00357$$

$$a = \frac{A_{s\text{ ada}} f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1417,6437 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 22,2375 \text{ mm}$$

$$M_{n\text{ ada}} = A_{s\text{ ada}} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1417,6437 \cdot 400 \left(396,5 - \frac{22,2375}{2} \right) = 218,533 \text{ kNm}$$

$$M_{u\text{ ada}} = \phi M_n = 0,8 \cdot 218,533 = 174,8264 \text{ kNm} > M_u = 147,9881 \text{ kNm} \quad (\text{ok})$$

3. Perhitungan tulangan susut

Dalam perancangan ini digunakan diameter tulangan susut rencana ($\emptyset_{tul\text{ st}}$) 12 mm.

$$A_{sst} = 0,0020 \cdot b \cdot h_{fondasi} = 0,0020 \cdot 1000 \cdot 500 = 1000 \text{ mm}^2$$

$$A_{\emptyset\text{ st}} = \frac{1}{4} \pi \emptyset_{tul\text{ st}}^2 = \frac{1}{4} \pi (12)^2 = 113,0973 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{\emptyset\text{ st}} 1000}{A_{sst}} = \frac{113,0973 \cdot 1000}{1000} = 113,0973 \text{ mm}$$

$$s_{pakai} = 110 \text{ mm}$$

maka dipakai tulangan susut **P12-110** mm

6.6.5 Kontrol Kuat Tumpuan Fondasi

Luas penampang kolom,

$$A_1 = 450 \times 450 = 202500 \text{ mm}^2$$

Luas penampang fondasi,

$$A_2 = 2500 \times 2550 = 5625000 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{5625000}{202500}} = 5,270 > 2, \text{ maka } \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \text{ pakai } = 2$$

Kuat tumpu fondasi,

$$\phi P_n = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 202500 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 6712,875 \text{ kN}$$

Kuat tumpu kolom,

$$\phi P_n = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 202500 \cdot 10^{-3} = 3356,4375 \text{ kN}$$

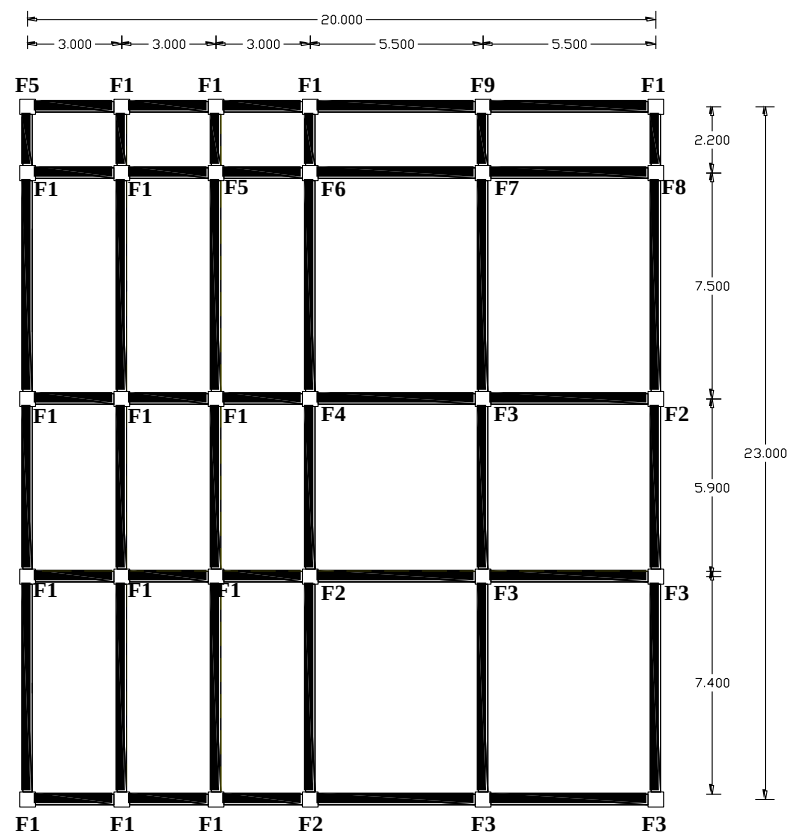
Kontrol kuat tumpu,

$$\phi P_{fondasi} = 6712,875 \text{ kN} > \phi P_{kolom} = 3356,4375 \text{ kN (ok)}$$

Hasil perencanaan tulangan untuk setiap fondasi dapat dilihat pada Tabel 6.26 di bawah ini serta posisi fondasi dapat dilihat pada Gambar 6.26.

Tabel 6.26 Hasil perencanaan dimensi dan tulangan fondasi

Fondasi	Dimensi Fondasi (mm)		Dimensi Siklop (mm)		Tinggi Siklop (mm)	Tinggi Fondasi (mm)	Tulangan Arah x	Tulangan Arah y	Tulangan Susut
	x	y	x	y					
F ₁	1750	1500	2000	2000	2000	500	D19-190	D19-200	P12-110
F ₂	2500	2250	2750	2750	2000	500	D19-190	D19-200	P12-110
F ₃	2500	2250	3750	3750	2000	500	D19-190	D19-200	P12-110
F ₄	2500	2250	3400	3400	2000	500	D19-190	D19-200	P12-110
F ₅	1750	1500	2000	2000	2000	500	D19-160	D19-200	P12-110
F ₆	1750	1500	2700	2700	2000	500	D19-110	D19-170	P12-110
F ₇	1750	1500	2900	2900	2000	500	D19-100	D19-150	P12-110
F ₈	1750	1500	3000	2000	2000	500	D19-190	D19-200	P12-110
F ₉	1750	1500	2000	2000	2000	500	D19-170	D19-200	P12-110



Gambar 6.26 Posisi fondasi

6.7 Perencanaan Anggaran Biaya

Rencana anggaran biaya dihitung dengan bantuan Ms. Excel dan rekapitulasi dari biaya struktur dapat dilihat pada Tabel 6.27 di bawah ini, sedangkan untuk rinciannya dapat dilihat di dalam lampiran.

Tabel 6.27 Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya Struktur

NO	URAIAN KEGIATAN	TOTAL HARGA
1	2	3
A	Pekerjaan Persiapan	Rp 50,500,000.00
B	Pekerjaan Elevasi 0,000	Rp 1,115,406,949.78
C	Pekerjaan Elevasi 3,200	Rp 412,044,900.93
D	Pekerjaan Elevasi 6,000	Rp 449,252,351.22

E	Pekerjaan Elevasi 10,500	Rp	265,435,093.75
F	Pekerjaan Elevasi 14,500	Rp	207,646,473.94
G	Pekerjaan Elevasi 18,000	Rp	84,659,490.54
H	Pekerjaan Elevasi 20,000	Rp	52,410,401.50
Total		Rp	2,637,355,661.65
Dibulatkan		Rp	2,640,000,000.00

6.8 Pembahasan

Pabrik PT Sari Husada yang terletak di Klaten Jawa Tengah adalah salah satu gedung yang dimiliki oleh Sari Husada. Gedung ini dibangun pada tahun 2007 dengan bentuk bangunan tidak beraturan yang terdiri dari 6 lantai dan memiliki beberapa ruangan. Gedung ini direncanakan ulang pada bagian strukturnya sedangkan bagian arsitektural dan mekanika elektrikalnya tidak ikut direncanakan. Gedung ini juga direncanakan dengan system rangka pemikul momen khusus berdasarkan SNI 03-2847-2002 dan wilayah gempa 3 (*time history*) berdasarkan SNI 03-1746-2002.

Gedung yang sudah ada telah direncanakan dengan menggunakan struktur baja untuk seluruh struktur bangunannya. Pada tugas akhir ini, gedung direncanakan ulang dengan menggunakan beton konvensional berdasarkan SNI 03-2847-2002 dan SNI 03-1746-2002.

6.8.1 Pelat

Pelat yang digunakan pada perencanaan ulang gedung pabrik PT. Sari Husada ini terdiri dari 8 tipe pelat dengan jenis pelat dua arah. Pelat dua arah direncanakan menggunakan pelat dua arah dengan empat sisis terjepit penuh. Hasil desain tulangan dapat dilihat pada Tabel 6.28 dan Tabel 6.29 di bawah ini.

Tabel 6.28 Hasil Perancangan Pelat Lantai

Tipe Pelat	Kebutuhan Tulangan				
	Tumpuan		Lapangan		Susut
	Arah – x	Arah - y	Arah - x	Arah - y	
1	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
2	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
3	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
4	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
5	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
6	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
7	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200
8	P10 – 170	P10 - 170	P10 - 170	P10 - 190	P8 - 200

Tabel 6.29 Hasil Perancangan Pelat Atap

Tipe Pelat	Kebutuhan Tulangan				
	Tumpuan		Lapangan		Susut
	Arah – x	Arah - y	Arah - x	Arah - y	
1	P10-190	P10-190	P10-190	P10-190	P8-250
2	P10-190	P10-190	P10-190	P10-190	P8-250
3	P10-190	P10-190	P10-190	P10-190	P8-250
5	P10-190	P10-190	P10-190	P10-190	P8-250
7	P10-190	P10-190	P10-190	P10-190	P8-250

6.8.2 Balok

Balok yang direncanakan pada perencanaan ulang gedung pabrik PT. Sari Husada ini terdiri dari 2 tipe balok, yaitu balok B1 (balok arah x) dan B2 (balok arah y) dengan bentang yang berbeda. Setiap balok menghasilkan tulangan yang berbeda setiap lantainya. Momen ultimit yang didapat dihasilkan dari analisis struktur pada ETABS v9.0.7 dengan mengambil beban gempa *time history* dari El

Centro NS 1940. Hasil desain tulangan untuk balok B1 dan B2 dapat dilihat pada Tabel 6.30 dan 6.31 di bawah ini.

Tabel 6.30 Rekapitulasi desain tulangan balok B1 arah x

Lantai	b (mm)	h (mm)	Tulangan Tumpuan		Tulangan Lapangan	Tulangan Puntir	Tulangan Geser	
			Atas	Bawah			Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
1	250	500	5D16	3D16	5D16	4D16	P13-80	P13-95
2	250	500	5D16	3D16	5D16	4D16	P13-100	P13-130
3	250	500	5D16	3D16	5D16	4D16	P13-90	P13-130
4	250	500	6D16	3D16	5D16	4D16	P13-100	P13-160
5	250	500	5D16	3D16	5D16	4D16	P13-100	P13-200
6	250	500	5D12	4D12	4D12	4D12	P10-100	P10-190

Tabel 6.31 Rekapitulasi desain tulangan balok B2 arah y

Lantai	b (mm)	h (mm)	Tulangan Tumpuan		Tulangan Lapangan	Tulangan Puntir	Tulangan Geser	
			Atas	Bawah			Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
1	300	600	8D16	4D16	8D16	6D16	2P10-95	2P10-115
2	300	600	7D16	4D16	8D16	6D16	2P10-100	2P10-120
3	250	600	6D16	4D16	6D16	4D16	2P10-100	2P10-120
4	250	600	6D16	4D16	5D16	4D16	2P10-100	2P10-120
5	250	600	6D16	4D16	5D16	4D16	2P10-120	2P10-130
6	250	600	4D16	3D16	6D16	4D16	P10-75	P10-95

6.8.3 Kolom

Gedung pabrik PT. Sari Husada yang diketahui berdasarkan gambar merupakan gendung tidak beraturan. Kolom untuk lantai dasar memiliki 2 tipe K1(lantai 1, 2 dan 3) dan K2 (1, 2, 3 dan 4) sedangkan kolom diatas K1 lantai 3 terdapat kolom tipe K3 (4, 5 dan 6). Hasil desain tulangan untuk balok K1, K2 dan K3 dapat dilihat pada Tabel 6.32 dan 6.33 di bawah ini.

Tabel 6.32 Rekapitulasi desain tulangan kolom K2

Lantai	Dimensi (mm)	Tulangan	Tulangan Geser		Tulangan HBK
			Daerah Plastis (ℓ _o)	Daerah Luar Plastis (antara 2ℓ _o)	
4	450X450	16D16	2D16-100	2D16-150	2D16-100
3	450X450	16D16	2D16-100	2D16-150	2D16-100
2	450X450	16D16	2D16-100	2D16-150	2D16-100
1	450X450	16D16	2D16-100	2D16-150	2D16-100

Tabel 6.33 Rekapitulasi desain tulangan balok K1 dan K3

Lantai	Dimensi (mm)	Tulangan	Tulangan Geser		Tulangan HBK
			Daerah Plastis (ℓ _o)	Daerah Luar Plastis (antara 2ℓ _o)	
6	400x400	12D19	2D16-100	2D16-150	2D13-100
5	400x400	12D19	2D16-100	2D16-150	2D13-100
4	400x400	12D19	2D16-100	2D16-150	2D13-100
3	500x500	16D16	2D16-100	2D16-150	2D13-100
2	500x500	16D16	2D16-100	2D16-150	2D13-100
1	500x500	16D16	2D16-100	2D16-150	2D13-100

6.8.4 Tangga

Gedung yang direncanakan ulang memiliki 2 jenis tipe tangga. Tipe pertama tangga tidak memiliki bordes sedangkan tipe 2 tangga memiliki pelat bordes. Hasil penulangan pelat tangga dapat dilihat pada tabel 6.34 di bawah ini.

Tabel 6.34 Hasil perencanaan tulangan pelat tangga setiap lantai dengan masing-masing tipe

Tipe	Lantai	Tulangan Tumpuan	Tulangan Lapangan	Tulangan Susut
1	1	P13-100	P13-100	P8-160
	2	P13-130	P13-130	P8-160
	1	P13-100	P13-100	P8-160
	2	P13-230	P13-230	P8-160

	1	P13-100	P13-100	P8-160
	2	P13-130	P13-130	P8-160
	1	P13-100	P13-100	P8-160
	2	P13-100	P13-100	P8-160
	3	P13-100	P13-100	P8-160
2	3	P13-70	P13-70	P8-160
	4	P13-100	P13-100	P8-160
	5	P13-100	P13-100	P8-160

6.8.5 Sloof

Gedung yang direncanakan ulang memiliki 2 jenis sloof yang dimensi serta komposisi tulangnya berbeda. Sloof ini mengikat kolom yang menggunakan fondasi setempat ke kolom yang juga menggunakan fondasi setempat.

Perhitungan momen sloof dianalisis dengan mencari terlebih dahulu beban merata yang terjadi. Beban merata tersebut didapat dari perbandingan antara penjumlahan gaya aksial kolom-kolom yang diikat oleh sloof terhadap bentangan sloof. Beban merata tersebut dianalisis hitungan strukturnya dengan menganggap kolom sebagai tumpuan jepit dan beban merata tersebut dianggap beban merata dari bawah sloof, sehingga akan dihasilkan bidang momen yang terletak momen negatif dan positifnya terbalik dari balok pada umumnya. Jadi, tulangan negatif berada dibawah sedangkan tulangan positif berada diatasnya. Perencanaan sloof dapat dilihat pada table 6.35 di bawah ini.

Tabel 6.35 Rekapitulasi perencanaan tulangan sloof

Sloof	Dimensi	Tulangan Tumpuan		Tulangan Lapangan	Geser	
		Atas	Bawah		Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
S ₁	500/700	5D22	7D22	5D22	2P16-120	2P16-200
S ₂	450/700	6D22	8D22	5D22	2P16-100	2P16-150

6.8.6 Fondasi

Gedung Pabrik PT. Sari Husada yang direncanakan ulang menggunakan fondasi *foot plate* dengan jenis fondasi setempat. Hal ini dikarenakan bangunan terletak pada tanah yang agak keras. Fondasi yang direncanakan memiliki 9 jenis fondasi beserta siklop. Rekapitulasi dimensi dan tulangan fondasi dapat dilihat pada tabel 6.36 di bawah ini.

Tabel 6.36 Rekapitulasi perencanaan dimensi dan tulangan fondasi

Fondasi	Dimensi Fondasi (mm)		Dimensi Siklop (mm)		Tinggi Siklop (mm)	Tinggi Fondasi (mm)	Tulangan Arah x	Tulangan Arah y	Tulangan Susut
	x	y	x	y					
F ₁	1750	1500	2000	2000	2000	500	D19-190	D19-200	P12-110
F ₂	2500	2250	2750	2750	2000	500	D19-190	D19-200	P12-110
F ₃	2500	2250	3750	3750	2000	500	D19-190	D19-200	P12-110
F ₄	2500	2250	3400	3400	2000	500	D19-190	D19-200	P12-110
F ₅	1750	1500	2000	2000	2000	500	D19-160	D19-200	P12-110
F ₆	1750	1500	2700	2700	2000	500	D19-110	D19-170	P12-110
F ₇	1750	1500	2900	2900	2000	500	D19-100	D19-150	P12-110
F ₈	1750	1500	3000	2000	2000	500	D19-190	D19-200	P12-110
F ₉	1750	1500	2000	2000	2000	500	D19-170	D19-200	P12-110

*pada gambar penulangan arah x dan arah y digunakan jarak yang sama dengan mengambil jarak terkecil untuk memudahkan pengerjaan dilapangan.

6.8.7 Rencana Anggaran Biaya (RAB)

Perencanaan biaya sangat diperlukan dalam perencanaan bangunan. Bangunan harus didesain aman, nyaman dan juga ekonomis. Salah satu hal yang paling mendasar pada tugas akhir ini adalah perbandingan rencana anggaran biaya pada bangunan yang sudah ada terhadap bangunan yang sedang direncanakan ulang. Seperti kita ketahui, bangunan yang sudah ada terbuat dari struktur baja dan cenderung membutuhkan rencana anggaran yang cukup besar. Rencana anggaran biaya bangunan yang sudah ada didapat dari konsultan perencana, akan tetapi data dan gambar struktur yang didapat kurang lengkap. Perbandingan perencanaan biaya untuk bangunan yang sudah ada maupun yang pada bangunan

yang sedang direncanakan ulang dapat dilihat pada tabel 6.37 dibawah ini dan anggaran secara rincinya dapat dilihat pada lampiran.

Tabel 6.37 Perbandingan Rencana Anggaran Biaya struktur bangunan yang sedang direncanakan ulang terhadap bangunan yang sudah ada

NO	URAIAN KEGIATAN	TOTAL HARGA BANGUNAN YANG DIRENCANAKAN MENGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	TOTAL HARGA BANGUNAN YANG SUDAH ADA MENGGUNAKAN BAJA
1	2	3	4
A	Pekerjaan Persiapan	Rp 50,500,000.00	Rp 50,500,000.00
B	Pekerjaan Elevasi 0,000	Rp 1,115,406,949.78	Rp 1,356,337,590.83
C	Pekerjaan Elevasi 3,200	Rp 412,044,900.93	Rp 489,659,041.42
D	Pekerjaan Elevasi 6,000	Rp 449,252,351.22	Rp 911,891,482.91
E	Pekerjaan Elevasi 10,500	Rp 473,081,567.69	Rp 463,177,936.70
F	Pekerjaan Elevasi 18,000	Rp 137,069,892.03	Rp 318,675,681.18
Total		Rp 2,637,355,661.65	Rp 3,590,241,733.04
Dibulatkan		Rp 2,637,356,000.00	Rp 3,590,242,000.00

Berdasarkan tabel 6.39 bangunan direncanakan ulang memiliki anggaran biaya sebesar Rp. 2.637.356.00,00, nilai ini lebih murah 26,541% dibandingkan dengan anggaran biaya yang sudah ada sebesar Rp. 3.590.242.000. Ternyata gedung yang direncanakan ulang menggunakan beton konvensional memiliki harga yang jauh relative lebih murah dibandingkan dengan struktur baja yang sudah ada pada gedung tersebut.

BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

7.1 Kesimpulan

Dari hasil desain ulang untuk bangunan gedung pabrik PT.Sari Husada yang terletak di Klaten Jawa Tengah maka diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Karena bentuk gedung yang tidak beraturan, dimensi kolom dalam 1 lantai berbeda-beda.
2. Karena memiliki bentang yang berbeda-beda, analisis pelat menjadi bervariasi dan memiliki banyak tipe.
3. Akibat gedung yang tidak beraturan menyebabkan terjadinya momen puntir yang diakibatkan beban gempa, sehingga perlu diperhitungkan tulangan puntir dan pengaruh geser akibat adanya momen puntir.
4. Karena bentuk gedung yang tidak beraturan, dimensi fondasi bervariasi. Fondasi yang digunakan pada bangunan ini adalah fondasi *foot plate* dengan jenis fondasi setempat.
5. Dengan menggunakan struktur beton bertulang ternyata menghasilkan rencana anggaran biaya yang relative lebih murah sebesar 26,541% dibandingkan dengan struktur baja, sehingga penggunaan struktur beton bertulang lebih tepat.

7.2 Saran

Dengan memperhatikan hasil kesimpulan diatas, maka dapat diberikan beberapa saran antara lain :

1. Untuk merencanakan gedung baru, sebaiknya dibuat struktur yang beraturan sehingga memudahkan analisis.

2. Pada dasarnya penggunaan struktur beton memberikan hasil dengan anggaran yang lebih murah dibandingkan struktur baja, untuk itu sebaiknya untuk daerah Yogyakarta bangunan didesain menggunakan beton bertulang saja.

DAFTAR PUSTAKA

- Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan, 1987, *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*, Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan, Bandung.
- Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan, 2002, *Tata Cara Perencanaan Srtuktur Beton Untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2002*, Badan Standarisasi Nasional, Bandung.
- Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan, 2002, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002*, Badan Standarisasi Nasional, Bandung.
- _____, 2007, *Analisis Harga Satuan Beton SNI DT-91-008-2007*, Badan Standarisasi Nasional.
- _____, 1995, *Manual Of Steel Construction Load Ang Resistance Factor Design*, America Institute Of Steel Constructioning.
- Widodo, 2005, *Struktur Beton Bertulang II*, Bahan Kuliah Jurusan Teknik Sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Aboe, A. Kadir, 2005, *Struktur Beton Bertulang I*, Bahan Kuliah Jurusan Teknik Sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Widodo, 2005, *Pengantar Seismologi dan Teknik Kegempaan*, Bahan Kuliah Jurusan Teknik Sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Widodo, 2001, *Respon Dinamik Struktur Elastik*, Biro Penerbit Universitas Islam Indonesia Press, Yogyakarta.
- Tavio dan Benny Kusuma, 2009, *Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa dilengkapi Pemodelan dan Analisis dengan Program ETABS v9.0.7*, Biro Penerbit ITS Press, Surabaya.
- Ali Asroni, 2010, *Balok dan Pelat Beton Bertulang*, Graha Ilmu, Yogyakarta.
- Hary Christady Hardiyatmo, 2009, *Analisis dan Perancangan Fondasi*, Biro Penerbit UGM Press, Yogyakarta

Sahala Bachrul Jamil. S, *Efek Gempa Statik Ekuivalen dan Dinamik Riwayat Waktu Terhadap Respons Struktur Bangunan Gedung Walled Frame Bertingkat Banyak Tak Beraturan*, Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Bambang Raka Siwi, 2008, *Re Desain Striktur Beton Bertulang Pada Asrama Kaltim Ruhui Rahayu*, Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Silvia F Herina, 2007, *Kajian Aplikasi Standar Tatan Cara Perencanaan Struktur Beton Bangunan Gedung Dalam Pelaksanaan Bangunan Di Indonesia*, Jurnal Standarisasi.

<http://syaifulsipil96.blogspot.com/>, *Analysis and Design Of Strong Column and Weak Beam SNI 03-2847-2002*.

<http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>