



TUGAS AKHIR - RC141501

**MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR
GEDUNG HOTEL IBIS PADANG DENGAN
MENGUNAKAN BALOK PRATEGANG DAN
SISTEM SRPMK PADA DAERAH GEMPA TINGGI**

**ANITA SANTI
NRP 3114 105 011**

**Dosen Pembimbing:
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA., DEA
Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**



FINAL PROJECT - RC141501

**CONSTRUCTION PLANNING MODIFICATION
USING PRESTRESSED BEAM AND SRPMK
SYSTEM IN HIGH EARTHQUAKE FREQUENCY
AREA AT IBIS HOTEL IN PADANG**

**ANITA SANTI
NRP 3114 105 011**

**Academic Supervisor:
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA., DEA
Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D**

**CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2016**

LEMBAR PENGESAHAN

MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL IBIS PADANG DENGAN MENGGUNAKAN BALOK PRATEGANG DAN STRUKTUR SRPMK PADA DAERAH GEMPA TINGGI

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

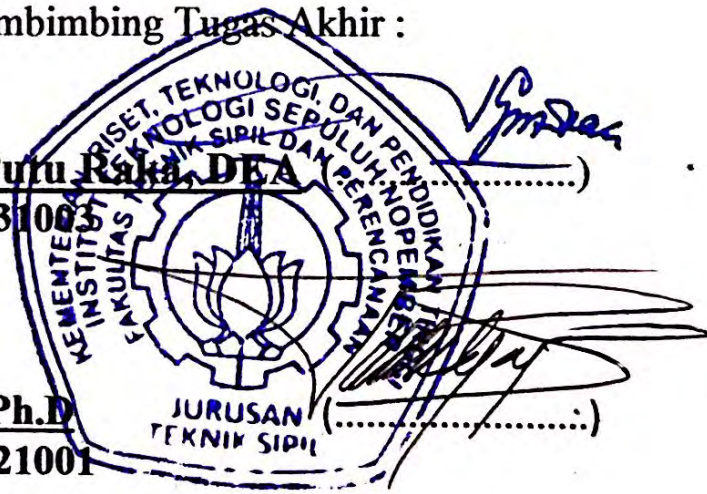
Oleh :

ANITA SANTI
NRP. 3114 105 011

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA (.....)
NIP : 1950 0403 1976 031003

Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D (.....)
NIP : 1970 0327 1997 021001



SURABAYA
JULI, 2016

MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL IBIS PADANG DENGAN MENGUNAKAN BALOK PRATEGANG DAN SISTEM SRPMK PADA DAERAH GEMPA TINGGI

Nama Mahasiswa : Anita Santi
NRP : 3114 105 011
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof.Dr.Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

ABSTRAK

Dewasa ini beton prategang merupakan salah satu teknologi struktur yang dikembangkan dan sering digunakan untuk pembangunan gedung bertingkat yang memiliki bentang yang cukup panjang tanpa ada kolom ditengah bentang. Perancangan Gedung Hotel Ibis Padang dengan menggunakan beton prategang ini merupakan salah satu aplikasi penggunaan beton prategang pada gedung bertingkat.

Terdapat beberapa modifikasi yang dilakukan dalam perancangan Gedung Hotel Ibis ini antara lain pada lantai atap dan lantai 12 dirancang menggunakan balok prategang. Balok prategang pada gedung bertingkat memiliki kendala dari sifat beton prategang yang getas. Oleh karena itu perlu perencanaan khusus dalam desain balok prategang agar dapat bersifat daktail yang cukup untuk menahan beban gempa. Cara memenuhi syarat daktilitas tersebut yaitu menggunakan balok prategang parsial dan metode perancangan struktur menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Dimana sistem ini dirancang untuk daerah rawan gempa sesuai peraturan SNI 1726:2012 dan pembebanan sesuai peraturan SNI 2847:2013. Pada struktur ini

Beban gempa dihitung dengan metode beban gempa dinamis respons spectrum, dan analisa struktur menggunakan program bantu SAP2000. Perancangan balok beton prategang pada Gedung Hotel Ibis Padang ini memiliki dimensi 50/75, bentang 14,83 meter dengan PPR 69 % yang terdiri dari 1 tendon dengan 15 strand.

Kata kunci : Balok Prategang, Modifikasi Gedung, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, Hotel Ibis Padang.

STRUCTURE PLANNING MODIFICATION USING PRESTRESSED BEAM AND SRPMK SYSTEM IN HIGH EARTHQUAKE FREQUENCY AREA AT IBIS HOTEL IN PADANG

Name : Anita Santi
NRP : 3114105011
Major : Civil Engineering FTSP-ITS
Academic Supervisor : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka., DEA
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

Abstract

Now a day, prestressed concrete becomes one of structure technology which being developed and it is often used in the construction of multi-storey building which has wide span without column in the middle of span. Construction of Hotel Ibis in Padang is the one of applications which used prestressed concrete in the multi-story building.

There were some modification that was done in the construction of Hotel Ibis such as, roof floor and twelfth floor. It was designed by using prestressed bar. But, prestressed bar in multi-story building has problem because of its brittle character. Special planning is needed due to the prestressed beam design so that it can be earthquake resistance because of its ductility. Partial prestressed bar is used to fulfil the ductility requirement beside Bearer Special Moment Frame System (SRPMK) is also used as the structure planning method. This system is designed for earthquake fragile area and it appropriates with SNI 1726:2012 regulation and imposition as in SNI 2847:2013 regulation. On this structure, the earthquake load was counted by using spectrum dynamic response earthquake load method and it used SAP 2000 to analyse its structure. The planning of prestressed bar in Padang

Ibis Hotel had 50/75 dimension, 14,83 meter of spreads with 69% PPR which consists of 1 tendon that has 15 strands.

Keywords : Prestressed Beam, Special Resisting Moment, Hotel Ibis Padang.

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb

Segala puji dan syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah serta karunia-Nya yang telah diberikan sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini tepat pada waktunya.

Pada kesempatan ini ijinlah penulis menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar besarnya atas bimbingan dan dorongan tiada henti kepada :

1. Kedua orang tua yang selalu memberikan dukungan penuh dan tak pernah lelah untuk memberi nasihat kepada penulis,
2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka., DEA dan Prof. Tavio, ST, MT, PhD sebagai dosen pembimbing yang memberikan banyak masukan dan arahan dalam penyelesaian Tugas Akhir.
3. Bapak Budi Suswanto, ST., MT., PhD selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil ITS.
4. Bapak Cahya Buana, ST., MT sebagai dosen wali yang selalu memberkan motivasi dan semangat selama menempuh pendidikan di Teknik Sipil ITS.
5. Seluruh dosen pengajar jurusan Teknik Sipil ITS yang secara tidak langsung telah memberikan bimbingan dan ilmu yang sangat bermanfaat kepada penulis.
6. Seluruh teman – teman ITS khususnya Teknik Sipil LJ ITS.
7. Rekan-rekan sekalian yang tidak dapat disebutkan satu-persatu serta semua pihak yang telah banyak membantu.

Dengan segenap kerendahan hati, penulis menyadari sepenuhnya bahwa tugas akhir ini masih jauh dari sempurna. Sehingga, besar harapan adanya koreksi maupun masukan dari semua pihak untuk kesempurnaan tugas akhir ini.

Penulis berdoa semoga apa yang telah dikerjakan dalam tugas akhir ini tidak menjadi hal yang sia-sia dan dapat bermanfaat dikemudian hari bagi siapapun yang membacanya.

Surabaya, Juni 2016

Anita Santi

DAFTAR ISI

ABSTRAK.....	i
KATAPENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	xiii
DAFTAR TABEL.....	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	13
1.2 Perumusan Masalah.....	15
1.3 Tujuan Penulisan	16
1.4 Batasan Masalah.....	17
1.5 Manfaat Penulisan	17
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	18
2.1 Tinjauan Umum.....	18
2.2 Konsep Desain Kapasitas	19
2.3 Spesifikasi Teknis.....	19
2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)	20
2.5 Faktor Daktilitas	21
2.6 Sistem Rangka Momen Khusus (SRMK).....	21
2.7 Perencanaan Dimensi Elemen Struktur	26
2.7.1 Perencanaan Dimensi Balok	26
2.7.2 Perencanaan Dimensi Plat Lantai	26
2.7.3 Perencanaan Dimensi Kolom.....	28
2.7.4 Perencanaan Tangga	28
2.7.5 Beton Prategang	29
2.8 Sistem Beton Prategang.....	29
2.8.1 Gaya Prategang	33
2.8.2 Indeks Beton Prategang Parsial dan Beton Bertulang.....	33
2.8.3 Kontrol Tegangan	35
2.8.4 Kekuatan Batas Balok Prategang.....	36
2.9 Tahap Tahap Pembebanan.....	37
2.10 Pembebanan Pada Struktur.....	39

2.10.1 Beban Mati (PPIUG Bab 2)	40
2.10.2 Beban hidup (PPIUG 1987 Bab 1 Pasal 1.2).....	40
2.10.3 Beban Gempa (SNI 1726:2012).....	41
2.11 Kombinasi Pembebanan	49
2.12 Perhitungan Struktur Sekunder.....	49
2.12.1 Penulangan pelat	49
2.12.2 Perencanaan struktur tangga	49
2.12.3 Perencanaan Balok Sekunder	50
2.13 Perhitungan Struktur Utama	50
2.13.1 Perencanaan Balok Utama	50
2.13.2 Perencanaan Kolom	51
2.13.3 Perencanaan pondasi	52
2.14 Baja Prategang.....	54
2.14.1 Bahan Pelengkap.....	55
2.14.2 Kehilangan Prategang	57
2.14.3 Kehilangan langsung.....	57
2.14.4 Kehilangan yang bergantung pada waktu (kehilangan tidak langsung).....	57
BAB III METODOLOGI.....	65
3.1 Umum.....	66
3.2 Pembahasan Metodologi	67
3.2.1 Pengumpulan Data	67
3.2.2 Penetapan Kriteria Disain	68
3.2.3 Preliminary Desain.....	68
3.2.4 Perencanaan Balok Prategang.....	69
3.2.4.1 Pemilihan Jenis Beton Prategang.....	69
3.2.4.2 Gaya Prategang	69
3.2.4.3 Penetapan Dan Tata Letak Kabel.....	69
3.2.4.4 Kontrol Tegangan	69
3.2.4.5 Kehilangan Prategang	70
3.2.4.6 Momen Batas	70
3.2.4.7 Kontrol Lendutan	70
3.2.4.8 Kontrol Retak.....	70
3.2.4.9 Kontrol Geser.....	70

3.2.4.10 Blok Angkur Ujung.....	71
3.2.4.11Indeks Beton Prategang Parsial dan Beton Bertulang.....	71
3.2.5 Pembebanan Pada Struktur	71
3.2.6 Analisis Struktur Utama.....	72
3.2.7 Perhitungan Struktur Sekunder	72
3.2.8 Perhitungan Struktur Utama	73
3.2.9 Perencanaan pondasi.....	73
3.2.10 Gambar Output AutoCad.....	73
BAB IV PRELIMINARY DESAIN	74
4.1 Data Perencanaan	74
4.2 Desain Dimensi Balok.....	75
4.3 Desain Dimensi Plat Lantai.....	77
4.4 Desain Dimensi Kolom	83
BAB V DESAIN STRUKTUR SEKUNDER.....	88
5.1 Desain Struktur Plat.....	88
5.1.1 Desain Plat Lantai 2 s/d 12 Tipe A	88
5.1.2 Desain Plat Lantai 2 s/d 12 Tipe B	96
5.2 Desain Balok Sekunder	105
5.3 Desain Struktur Tangga.....	115
5.4 Desain Balok Lift	124
5.4.1 Data Perencanaan.....	124
5.4.2 Pembebanan Balok Sangkar (30/45).....	126
5.4.3 Perhitungan Momen Balok	127
5.4.4 Perhitungan Tulangan Lentur.....	127
5.4.5 Pembebanan Balok Penumpu Depan dan Belakang.....	130
5.4.6 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Penumpu	133
BAB VI PEMBEBANAN DAN ANALISIS BEBAN GEMPA	138
6.1 Perhitungan Berat Total Bangunan	138
6.2 Analisis Beban Gempa	144
6.3 Kontrol Hasil Analisis Struktur	154

6.3.1 Kontrol Waktu Getar Alami (Periode Struktur)	154
6.3.2 Kontrol Akhir Base Reaction	155
6.3.3 Jumlah Respon Ragam (Partisipasi Massa)	157
6.3.4 Kontrol Simpangan (<i>Drift</i>)	158
6.3.5 Pembesaran Momen Torsi Tak Teduga ...	159
6.3.6 Kontrol Pengaruh P-Delta	162
BAB VII DESAIN STRUKTUR PRIMER	166
7.1 Desain Balok Primer	166
7.1.1 Data desain balok primer BI-1 As A 4-5 Lantai 2	167
7.1.2 Data desain balok primer BI-2 As 8'; A-B Lantai 2 :	181
7.2 Desain Kolom Tipe I	197
7.3 Desain Kolom Tipe II	204
7.4 Desain Kolom Tipe III	212
BABVIII DESAIN BALOK PRATEGANG	222
8.1 Umum	222
8.2 Data Perencanaan Beton Pratekan	222
8.3 Mencari Lebar Efektif	223
8.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja Beton	224
8.5 Perhitungan Pembebanan	225
8.6 Penentuan Gaya Prategang	226
8.7 Analisa Penampang Global	226
8.8 Daerah Limit Kabel	233
8.9 Penentuan Jumlah <i>Strand</i>	234
8.10 Perhitungan Kehilangan Gaya Pratekan	235
8.11 Kontrol Momen Retak	244
8.12 Kontrol Lendutan	245
8.13 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	247
8.14 Kontrol Geser	251
8.15 Kontrol Momen Nominal	252
8.16 Pengangkuran Ujung	256
BAB IX DESAIN BALOK PRATEGANG	222

9.1 Desain Sloof	260
9.2 Desain Tiang Pancang	264
9.2.1 Desain Tiang Pancang Kolom	268
9.2.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	268
9.2.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	273
9.2.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})	275
9.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang	277
9.2.1 Kontrol Tebal Poer Kolom	279
9.2.2 Desain Penulangan Poer Kolom	280
BAB X Kesimpulan dan Saran	222
10.1 Kesimpulan	260
10.2 Saran	264

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Macam-macam mekanisme keruntuhan pada portal rangka terbuka.....	19
Gambar 2.2	Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur gedung.....	19
Gambar 2.3	Sistem Rangka Pemikul Momen.....	20
Gambar 2.4	Lokasi tulangan pada slab.....	22
Gambar 2.5	Penempatan tulangan pada slab.....	23
Gambar 2.6	Geser desain untuk balok dan kolom.....	25
Gambar 2.7	Tahap pelaksanaan beton prategang dengan metode <i>Pre-Tension</i>	30
Gambar 2.8	Tahap pelaksanaan beton prategang dengan metode <i>Post-Tension</i>	30
Gambar 2.9	Tahap konstruksi pelaksanaan beton prategang.....	31
Gambar 2.10	Spektrum Respons Desain.....	43
Gambar 2.11	Peta untuk S_s	44
Gambar 2.12	Peta untuk S_1	44
Gambar 2.13	Angkur dan <i>Strand</i>	56
Gambar 2.14	<i>Coupler</i> atau Penyambung.....	56
Gambar 2.15	Skema Kehilangan Akibat Kekekangan Kolom.....	61
Gambar 3.1	Diagram Alir Metodologi Perancangan struktur gedung.....	66
Gambar 3.2	Diagram Alir Metodologi Perancangan balok pratekan.....	67
Gambar 4.1	Denah Struktur Gedung Hotel Ibis Padang 74	
Gambar 4.2	Balok Primer (BI-1).....	75
Gambar 4.3	Balok Primer (BI-2).....	76
Gambar 4.4	Balok Sekunder (BA-1).....	76
Gambar 4.5	Tinjauan Plat Lantai Tipe A.....	77
Gambar 4.6	Balok As C joint 3-3.....	78
Gambar 4.7	Balok As 4 joint B-B.....	80
Gambar 4.8	Balok As B' joint 3-3.....	81
Gambar 4.9	Daerah Pembebanan Kolom.....	84
Gambar 5.1	Dimensi plat lantai tipe A 90	

Gambar 5.2	Dimensi plat lantai tipe B	97
Gambar 5.3	Denah lokasi balok sekunder BA-1.....	106
Gambar 5.4	Denah lokasi balok sekunder BA-2.....	107
Gambar 5.3	Momen pada balok anak.....	109
Gambar 5.6	Penampang Balok Sekunder	115
Gambar 5.7	Detail desain tangga Lantai Dasar.....	116
Gambar 5.8	Pembebanan struktur tangga	118
Gambar 5.9	Gaya lintang pada tangga.....	119
Gambar 5.10	Momen struktur tangga	120
Gambar 5.11	Penampang Lift.....	125
Gambar 5.12	Penampang Balok Sekunder Lift	130
Gambar 5.13	Penampang Balok Sekunder Lift	137
Gambar 6.1	Permodelan Struktur Hotel Ibis Padang dengan program.....	138
Gambar 6.2	Grafik Respon Spektrum Desain.....	150
Gambar 6.3	Input Response Spectrum pada SAP 2000.....	150
Gambar 6.4	Pembesaran torsi tak terduga (A_x).....	160
Gambar 6.5	Displacement Akibat Beban Spektra Arah-X dan Arah-Y.....	162
Gambar 7.1	Lokasi Peninjauan Balok Primer BI-1.....	167
Gambar 7.2	Penulangan Balok Primer BI-1 As A 4-5.....	181
Gambar 7.3	Lokasi Peninjauan Balok Primer BI-2 As 8 A-B	182
Gambar 7.4	Penulangan Balok Primer BI-2 As 8' A-B.....	196
Gambar 7.5	Lokasi kolom yang dianalisis AS A-5	197
Gambar 7.6	Penampang Kolom AS A-5.....	198
Gambar 7.7	Pca-Column Diagram kolom As A-5.....	199
Gambar 7.8	Momen Nominal Kolom K1 Lantai 3	201
Gambar 7.9	Lokasi kolom yang dianalisis AS A-8	205
Gambar 7.10	Penampang Kolom AS A-8.....	206
Gambar 7.11	Pca-Column Diagram kolom As A-8.....	207
Gambar 7.12	Momen Nominal Kolom K2 Lantai 7	209
Gambar 7.13	Lokasi kolom yang dianalisis AS A-5	213
Gambar 7.14	Penampang Kolom AS A-5.....	214
Gambar 7.15	Pca-Column Diagram kolom As A-5.....	215
Gambar 7.16	Momen Nominal Kolom K3 Lantai 12.....	217

Gambar 8.1	Penampang Balok Prategang	224
Gambar 8.2	Diagram Tegangan Saat Transfer.....	230
Gambar 8.3	Diagram Tegangan Setelah kehilangan pratekan .	231
Gambar 8.4	Diagram Tegangan Saat Transfer.....	232
Gambar 8.5	Diagram Tegangan Setelah kehilangan pratekan .	233
Gambar 8.6	Daerah Limit Kabel.....	233
Gambar 8.7	Skema Kehilangan Akibat Kekekangan Kolom...	239
Gambar 8.7	Diagram Tegangan pada saat beban kerja.....	244
Gambar 9.1	Diagram Interaksi Sloof	262
Gambar 9.2	Grafik Boring Log.....	266
Gambar 9.3	Letak pondasi kolom	268
Gambar 9.4	Konfigurasi Rencana Tiang Pacang kolom AS7-B dan 7-C	274
Gambar 9.5	Mekanika beban poer kolom AS 7-B dan 7-C	282

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Subpasal dari pasal 21 yang harus dipenuhi dalam aplikasi.....	22
Tabel 2.2 Berat Sendiri Bahan Bangunan dari komponen gedung	40
Tabel 2.3 Koefisien Situs, F_a	45
Tabel 2.4 Koefisien Situs, F_v (Sumber SNI 1726:2012).....	45
Tabel 2.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung	46
Tabel 2.6 Faktor Keutamaan Gempa	47
Tabel 2.7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons	47
Tabel 2.8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons	47
Tabel 2.9 Faktor R, Cd dan Ω_0 Untuk sistem penahan gaya	48
Tabel 2.10 Sifat-sifat strand stress-relieve dengan tujuh kawat tanpa pelapisan (ASTM A-416).....	55
Tabel 2.11 Koefisien Gesek Kelengkungan dan <i>Woble</i> untuk tendon.....	59
Tabel 2.12 Koefisien Susut Pascatarik (<i>Post tension</i>)	63
Tabel 4.1 Resume Ketebalan Plat Lantai	
Tabel 5.1 Resume Penulangan Plat Lantai 2 S/D 12.....	104
Tabel 5.2 Resume Penulangan Plat Lantai Tipe B	105
Tabel 6.1 Beban Pada Lantai 1	139
Tabel 6.2 Beban Pada Lantai 2	139
Tabel 6.3 Beban Pada Lantai 3	140
Tabel 6.4 Beban Pada Lantai 4 s/d 5	140
Tabel 6.5 Beban Pada Lantai 5 s/d 9	141
Tabel 6.6 Beban Pada Lantai 9 s/d 11.....	141
Tabel 6.7 Beban Pada Lantai 12	142
Tabel 6.8 Beban Pada Lantai Atap	142
Tabel 6.9 Beban Hidup pada Tiap Lantai	143
Tabel 6.10 Beban yang Bekerja pada Tiap Lantai	144
Tabel 6.11 Menentukan Kategori Risiko Bangunan.....	145

Tabel 6.12	Menentukan Faktor Keutamaan Gempa	145
Tabel 6.13	Data N_{SPT}	146
Tabel 6.14	Penentuan Kategori Desain.....	147
Tabel 6.15	Penentuan Sistem Penahan Gaya Seismik	148
Tabel 6.16	Perhitungan Spektrum Desain	149
Tabel 6.17	Gaya gempa (F_x) dan (F_y) pada tiap lantai	153
Tabel 6.18	Kontrol perioda struktur (T)	155
Tabel 6.19	Nilai akhir <i>base reaction</i>	155
Tabel 6.20	Gaya geser dasar (V) pada masing-masing arah....	156
Tabel 6.21	Kontrol akhir <i>base reaction</i>	156
Tabel 6.22	faktor skala gaya gempa	156
Tabel 6.23	Kontrol akhir berdasarkan faktor skala.....	157
Tabel 6.24	Jumlah respon ragam (Partisipasi massa)	158
Tabel 6.25	Kontrol simpangan Arah-X dan Arah-Y terbesar..	159
Tabel 6.26	Joint displacement akibat beban spectra arah-X dan arah-Y	161
Tabel 6.27	Koefisien stabilitas tingkat	163
Tabel 6.28	Drift akibat pengaruh P-delta.....	164
Tabel 7.2	Output momen balok melintang hasil analisis program	183
Tabel 7.3	Rekapitulasi Gaya Kolom Hasil Analisis Program..	198
Tabel 7.4	Rekapitulasi Gaya Kolom Hasil Analisis Program..	206
Tabel 7.5	Rekapitulasi Gaya Kolom Hasil Analisis Program..	214
Tabel 9.1	Kolom AS 7'-B.....	264
Tabel 9.2	Rangkuman Data Tanah dari hasil SPT	265
Tabel 9.3	Data N_{SPT}	270
Tabel 9.4	Kebutuhan Jumlah Tiang Pancang Pertiap Kolom ...	271
Tabel 9.5	Jarak Tiang Pancang Kolom	276

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Beton adalah material yang kuat dalam kondisi tekan, tetapi lemah dalam kondisi tarik (kuat tariknya bervariasi dari 8 sampai 14 persen dari kuat tekannya). Karena rendahnya kapasitas tarik tersebut, maka retak lentur terjadi pada taraf pembebanan yang masih rendah (Nawy, 2001). Pada struktur dengan bentang yang panjang, struktur beton bertulang biasa tidak untuk menahan tegangan lentur sehingga terjadi keretakan di daerah yang mempunyai tegangan lentur, geser, atau puntir yang tinggi (Budiadi, 2008). Keretakan ini memungkinkan masuknya pengaruh korosif yang akan merusak tulangan dan membahayakan struktur. dengan adanya kelemahan yang terjadi pada struktur beton bertulang yang diuraikan seperti diatas, maka timbullah gagasan untuk menggunakan kombinasi bahan beton secara lain, yaitu dengan memberikan prategang pada beton melalui kabel baja (tendon) yang ditarik atau biasa disebut beton prategang.

Pemakaian struktur beton prategang di Indonesia dalam dasawarsa terakhir sudah berkembang dengan pesat dan mulai banyak diterapkan pada struktur gedung bertingkat seperti hotel, apartemen dan gedung lainnya. beton prategang ini menjadi salah satu alternatif untuk diterapkan pada struktur dengan bentang yang panjang sebagai pengganti beton bertulang. Pada Tugas Akhir ini meninjau perencanaan proyek Gedung Hotel Ibis yang terletak di Jl. Jenderal Sudirman Padang. Gedung ini memiliki 13 lantai. Karena gedung tersebut belum memiliki *Multifunction Hall* yang akan difungsikan sebagai ruang pertemuan dan gudang yang difungsikan sebagai ruang penyimpanan atau arsip. oleh karena itu diperlukan ruang yang cukup besar untuk fungsi tersebut. sehingga perlu dilakukan modifikasi ulang terhadap gedung tersebut. modifikasi akan dilakukan pada lantai 12 dan lantai atap. dimana pada lantai 12 ruangan akan difungsikan sebagai

Multifunction Hall dan pada lantai atap ruangan difungsikan sebagai tempat penyimpanan arsip dan gudang. maka pada lantai 12 dan lantai atap tidak terdapat kolom ditengah bentang. Alasan menggunakan balok beton prategang pada gedung ini karena jarak antar kolom cukup panjang sekitar 14.83 m. selain itu untuk mendapatkan dimensi balok yang tidak begitu besar dan perencanaan beton kuat terhadap tarik.

Dibandingkan dengan pemakaian alternatif balok lain seperti beton konvensional, akan menghasilkan dimensi yang lebih besar dan membutuhkan kolom ditengah bentang. Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton pratekan pada kenyataannya adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai dengan beban yang dipikul, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara bekerja secara aktif. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut.

Struktur yang akan dirancang terletak diwilayah zona gempa tinggi, sehingga perlu ditinjau dengan menggunakan analisa pengaruh beban statik ekuivalen yang diharapkan dapat memenuhi persyaratan keamanan struktur dan mampu berperilaku daktail saat terjadi gempa dengan kriteria struktur sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Maka pada tugas akhir ini direncanakan menggunakan SRPMK dimana sistem ini didesain untuk daerah rawan gempa sesuai peraturan SNI 1726:2012 dan pembebanan sesuai peraturan SNI 2847:2013.

1.2 Perumusan Masalah

Permasalahan umum yang akan diselesaikan adalah Bagaimana cara mendesain balok prategang pada daerah gempa tinggi?

Detail permasalahan untuk menunjang penyelesaian permasalahan umum adalah :

1. Bagaimana merancang struktur gedung yang sesuai dengan metode SRPMK?
2. Bagaimana cara merencanakan *preliminary design* pada struktur tersebut?
3. Bagaimana menghitung beban yang bekerja pada struktur tersebut?
4. Bagaimana menganalisa struktur bangunan yang telah dimodifikasi tersebut dengan program bantuan SAP 2000?
5. Bagaimana mengontrol elemen pada struktur tersebut?
6. Bagaimana merencanakan pondasi yang menyalurkan beban gravitasi dan gaya gempa?
7. Bagaimana mengaplikasikan hasil perhitungan kedalam gambar teknik sebagai hasil perencanaan?

1.3 Tujuan Penulisan

Tujuan umum dari penulisan tugas akhir ini adalah untuk mendesain balok prategang pada daerah gempa tinggi.

Detail permasalahan untuk menunjang penyelesaian permasalahan umum adalah :

1. Mampu merancang struktur gedung yang sesuai dengan metode SRPMK.
2. Mampu merencanakan *preliminary design* pada struktur tersebut.
3. Mampu menghitung beban yang bekerja pada struktur.
4. Mampu menganalisa struktur bangunan yang telah dimodifikasi tersebut dengan menggunakan program bantuan SAP 2000?
5. Mampu mengontrol elemen pada struktur tersebut.
6. Mampu merencanakan pondasi yang menyalurkan beban gravitasi dan gaya gempa.
7. Mampu mengaplikasikan hasil perhitungan kedalam gambar teknik sebagai hasil perencanaan.

1.4 Batasan Masalah

Dalam penyusunan tugas akhir ini permasalahan akan dibatasi sampai dengan batasan-batasan, antara lain :

1. Pada struktur awal menggunakan base isolator sebagai peredam gempa tetapi pada perancangan struktur tidak menggunakan base isolator.
2. Pada struktur hanya memodifikasi bangunan dengan menggunakan balok prategang pada lantai 12 dan lantai atap.
3. Pada perancangan struktur tidak menghitung anggaran biaya.
4. Perancangan ini tidak termasuk memperhitungkan sistem utilitas bangunan, perencanaan pembuangan saluran air bersih dan kotor, instalasi/jaringan listrik, *finishing* dsb. Sistem distribusi pembebanan dalam hal ini ditetapkan sesuai dengan peraturan yang telah ada.

1.5 Manfaat Penulisan

Adapun manfaat yang diperoleh dari penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Memahami aplikasi penggunaan beton prategang pada pembangunan gedung bertingkat.
2. Dapat merencanakan gedung bertingkat dengan menggunakan balok prategang dan sistem SRPMK yang mampu memikul beban rencana.
3. Dapat digunakan sebagai acuan untuk perhitungan desain beton pratekan kedepannya.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Pembangunan konstruksi dengan menggunakan beton bertulang merupakan jenis konstruksi yang paling banyak digunakan karena mudah dalam mendapatkan material dan pelaksanaannya. Beton bertulang efektif digunakan pada konstruksi dengan bentang balok yang tidak terlalu panjang. Sedangkan untuk konstruksi balok dengan bentang yang panjang digunakan beton prategang dengan dimensi yang relatif kecil.

Didalam perancangan suatu struktur harus selalu memperhatikan hal-hal berikut : 1). Dari segi kekuatan, struktur tersebut harus dapat diandalkan kekuatannya, 2). Dari segi estetika memenuhi syarat keindahan dan 3). Dari segi finansial struktur tersebut harus ekonomis. Apabila semua persyaratan diatas terpenuhi, maka dapat dikatakan bahwa struktur yang direncanakan memenuhi persyaratan teknis.

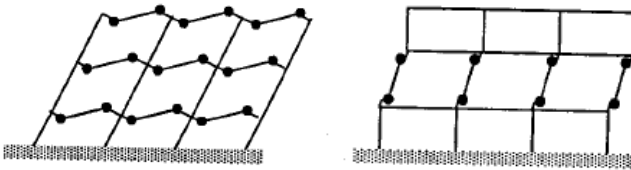
Perencanaan struktur gedung tahan gempa di Indonesia sangat penting mengingat sebagian besar wilayahnya intensitas gempa berkekuatan rendah hingga tinggi. Salah satu syarat penting struktur tahan gempa adalah daktilitas yang memadai. Sebuah struktur memiliki daktilitas yang baik bila elemen-elemen struktur penyusunnya juga memiliki daktilitas yang baik.

Untuk gedung yang menggunakan balok prategang, terdapat sebuah kendala dimana balok prategang biasanya memiliki sifat yang getas. oleh karena itu diperlukan sebuah perencanaan khusus dalam mendesain balok prategang agar mencapai daktilitas yang memadai serta andal dalam menahan beban gempa. Cara untuk memenuhi syarat daktilitas itu adalah dengan menggunakan balok prategang parsial (Pangaribuan, 2012).

2.2 Konsep Desain Kapasitas

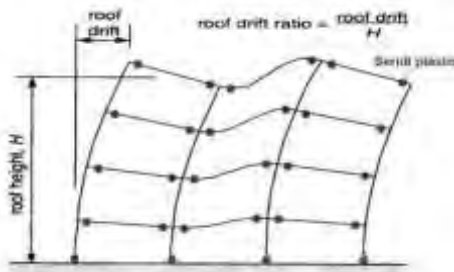
Konsep desain kapasitas adalah mengatur bagian yang satu lebih kuat dari bagian yang lain, sehingga bentuk keruntuhan dapat ditentukan lebih dahulu (Aryanti dan Aminsyah, 2004).

Gambar 2.1 berikut memberikan dua mekanisme keruntuhan yang dapat terjadi pada portal-portal rangka terbuka.



Gambar 2.1 Macam-macam mekanisme keruntuhan pada portal rangka terbuka

Pada struktur gedung dengan sistem rangka pemikul momen khusus harus didesain memenuhi syarat “*Strong Column Weak Beam*”, yang artinya ketika menerima pengaruh gempa hanya boleh terjadi sendi plastis di ujung-ujung balok dan kaki kolom. Mekanisme keruntuhan ideal dapat dilihat pada Gambar 2.2



Gambar 2.2 Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur gedung

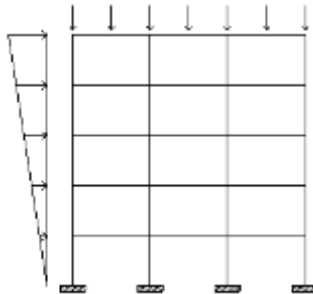
2.3 Spesifikasi Teknis

Spesifikasi yang digunakan dalam perancangan kembali struktur gedung ini dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). parameter respons spektral percepatan gempa serta faktor keutamaan dan kategori resiko gedung. Kuat

tekan beton yang digunakan dalam spesifikasi teknis adalah 35 MPa dan 45 Mpa. Tegangan leleh baja tulangan terbagi menjadi dua yaitu 420 MPa untuk tulangan utama serta 240 MPa untuk tulangan geser.

2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Menurut SNI 1726:2012 sistem rangka pemikul momen merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang yang berfungsi untuk memikul beban gravitasi secara lengkap. Sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. SRPM ini dibagi menjadi tiga jenis, yaitu : Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).



Gambar 2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen

Berdasarkan SNI 2847:2013, perencanaan pembangunan gedung bertingkat untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Struktur beton bertulang yang berada pada wilayah gempa dan resiko gempa kuat (kerusakan merupakan resiko utama), maka komponen struktur harus memenuhi syarat perencanaan dan pendetailan dari SNI 2847:2013 pasal 21.5.

Integritas struktur dalam rentang waktu perilaku in-elastik harus dipertahankan mengingat beban gempa nominal yang

ditentukan oleh SNI 1726:2012 hanya merupakan sebagian dari beban gempa rencana. Karena itu, selisih energi beban gempa itu harus mampu disebar dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam membentuk kemampuan berdeformasi secara in-elastik. Kemampuan ini yang disebut sebagai daktilitas struktur, diwujudkan dengan syarat detail yang diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 21.5.

2.5 Faktor Daktilitas

Daktilitas didefinisikan sebagai kemampuan suatu struktur untuk menahan respon inelastik yang dominan sekaligus mempertahankan sebagian besar dari kekuatan awalnya dalam memikul beban. Faktor daktilitas adalah rasio deformasi inelastis yang terjadi pada struktur selama pembebanan berlangsung, seperti beban gempa, terhadap deformasi yang terjadi pada saat struktur mengalami leleh pertama. Deformasi yang terjadi dapat berupa perpindahan translasi, perpindahan rotasi, kelengkungan, dan regangan.

Dalam perencanaan struktur beton, hanya daktilitas penampang dan daktilitas struktural yang diperhitungkan. Daktilitas penampang menggambarkan sifat inelastik penampang akibat momen lentur, sedangkan daktilitas struktural menggambarkan sifat inelastik struktur akibat beban lateral. Daktilitas penampang digambarkan dalam kurva momen–kelengkungan, sedangkan daktilitas struktural dalam kurva gaya lateral–lendutan lateral (Artiningsih, 2008).

2.6 Sistem Rangka Momen Khusus (SRMK)

Semua struktur harus ditetapkan sebagai kategori desain seismik (KDS) sesuai dengan (SNI 2847:2013 pasal 1.1.9.1).

Tabel berikut ini memperlihatkan korelasi terminologi kegempaan dalam beberapa peraturan yang ada.

Tabel 2.1 Subpasal dari pasal 21 yang harus dipenuhi dalam aplikasi tipikal

Komponen yang menahan pengaruh gempa, kecuali jika sebaliknya diberitahu	Kategori Desain Seismik			
	A (Tidak ada)	B (21.1.1.4)	C (21.1.1.5)	D, E, F (21.1.1.6)
Persyaratan analisis dan desain	Tidak ada	21.1.2	21.1.2	21.1.2, 21.1.3
Material		Tidak ada	Tidak ada	21.1.4- 21.1.7
Komponen struktur rangka		21.2	21.3	21.5, 21.6, 21.7, 21.8
Dinding struktur dan bukok kepala		Tidak ada	Tidak ada	21.9
Dinding struktur gesekan		Tidak ada	21.4	21.4, 21.10
Distribusi struktur dan rangka bidang (<i>members</i>)		Tidak ada	Tidak ada	21.11
Finisasi		Tidak ada	Tidak ada	21.12
Komponen struktur rangka tidak diproporsikan untuk menahan gaya yang ditransfer oleh pergerakan gumpal		Tidak ada	Tidak ada	21.13
Angka		Tidak ada	21.1.8	21.1.8

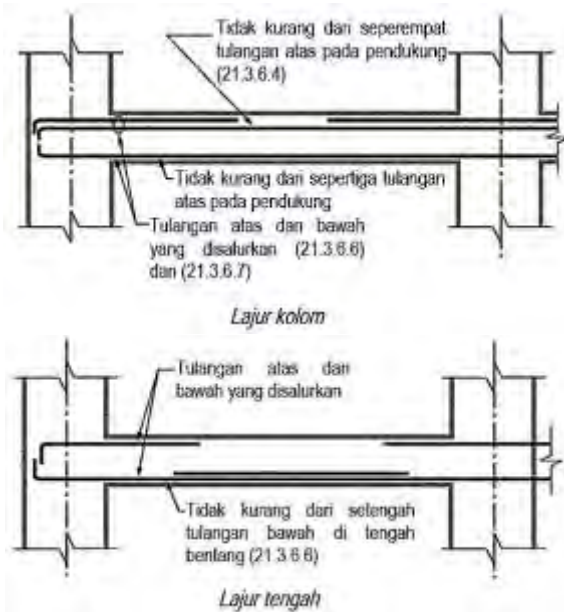
*Sebagian tambahan pada persyaratan Pasal 1 sampai 19, kecuali seperti (modifikasi) oleh Pasal 21. Sub Pasal 22.10 juga berlaku dalam KDS D, E, dan F
 †Seperti diletakkan oleh lain cara bangunan umum yang ditinjau secara legal dimana Standar yang merupakan bagannya.

Komponen struktur lentur rangka momen khusus didesain harus memenuhi persyaratan (SNI 2847:2013 Pasal 21.5) sebagai berikut :

1. untuk komponen struktur rangka momen khusus (SRMK) yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dan diproporsikan terutama untuk menahan lentur. Komponen struktur rangka ini juga harus memenuhi kondisi-kondisi sebagai berikut :



Gambar 2.4 Lokasi tulangan pada slab



Gambar 2.5 Penempatan tulangan pada slab

2. Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur (P_u) tidak boleh melebihi $A_g x \frac{f_c'}{10}$.
3. Bentang bersih untuk komponen struktur ln tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
4. Lebar komponen (b_w) tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari $0,3h$ dan 250 mm dan tidak boleh melebihi lebar komponen struktur penumpu (c_2) ditambah suatu jarak pada masing-masing sisi komponen struktur penumpu yang sama dengan yang lebih kecil dari :
Lebar komponen struktur penumpu, c_2 dan $0,75$ kali dimensi keseluruhan komponen struktur penumpu, c_1 .
5. Untuk Tulangan longitudinal berdasarkan pasal 21.5.2.1 untuk tulangan atas maupun bawah, jumlah tulangan tidak boleh

kurang dari yang diberikan $A_s \text{ min} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} bwx d$ tetapi

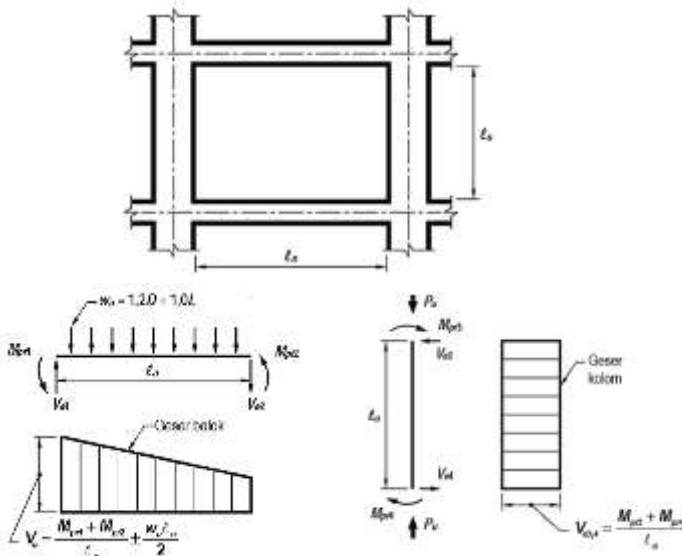
tidak kurang dari $\frac{1,4bwx d}{f_y}$ dan rasio tulangan (ρ) tidak

boleh melebihi 0,025. Paling sedikit dua batang tulangan harus disediakan menerus pada kedua sisi atas dan bawah.

6. Kekuatan momen positif pada muka joint berdasarkan pasal 21.5.2.2 harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut. Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sembarang penampang sepanjang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari joint tersebut.
7. Sambungan lewatan tulangan lentur diijinkan berdasarkan pasal 21.5.2.3 hanya jika tulangan sengkang atau spiral disediakan sepanjang panjang sambungan. Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung lewatan tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari $d/4$ dan 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan :
 - a. Dalam joint;
 - b. Dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur dari muka joint; dan
 - c. Bila analisis menunjukkan pelelehan lentur diakibatkan oleh perpindahan lateral inelastis rangka.
8. Tulangan transversal berdasarkan pasal 21.5.3.1 Sengkang harus dipasang pada daerah komponen struktur rangka sebagai berikut :
 - a. Sepanjang suatu panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur yang diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur.
 - b. Sepanjang panjang-panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur pada kedua sisi suatu penampang dimana

pelelehan lentur sepertinya terjadi dalam hubungan dengan perpindahan lateral inelastis rangka.

9. Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari :
 - a. $d/4$
 - b. enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan luar longitudinal.
 - c. 150 mm
10. Persyaratan kekuatan geser berdasarkan pasal 21.5.4.1 Gaya geser desain (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin (M_{pr}) bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.



Gambar 2.6 Geser desain untuk balok dan kolom

11. Untuk Tulangan transversal harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana terjadinya hal-hal berikut :
- Gaya geser yang ditimbulkan gempa yang dihitung sesuai gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint* mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam panjang tersebut.
 - Gaya tekan aksial terfaktor (P_u) termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g x f_c' / 20$.

2.7 Perencanaan Dimensi Elemen Struktur

2.7.1 Perencanaan Dimensi Balok

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.1 dalam menentukan dimensi awal balok dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

- Menentukan data desain yang meliputi panjang balok dan data propertis material
- Rencanakan lebar balok (b) adalah $2/3 h$.
- Bila f_y sama dengan 420 Mpa gunakan pers. 2.1, Bila f_y selain 420 Mpa gunakan pers. 2.2

$$h_{\min} = \frac{L}{16} \quad (2.1)$$

$$h_{\min} = \frac{L}{16} \left(0,4 + \left(\frac{F_y}{700} \right) \right) \quad (2.2)$$

Keterangan :

h_{\min} = Tinggi minimum balok (mm).

L = Panjang balok (mm).

F_y = Tegangan leleh baja (Mpa).

2.7.2 Perencanaan Dimensi Plat Lantai

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.2 dalam menentukan dimensi awal plat lantai dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

- Menentukan data desain yang meliputi :
 - Bentang bersih sumbu panjang dan pendek.

- Dimensi balok yang menjepitnya.
- b. Menentukan lebar sayap efektif dari balok T (be)
- c. Menghitung αm yang didapatkan dari pers. 2.3

$$\alpha m = \frac{\sum \alpha n}{n} \quad (2.3)$$

Keterangan :

αm = Nilai rata-rata α yang menjepit plat tersebut.

α = Rasio kekakuan balok terhadap plat yang ditentukan dengan pers. 2.4

$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cp} \cdot I_p} \quad (2.4)$$

$E_{cb} = E_{cp}$ = Elastisitas beton.

I_p = Momen Inersia plat (mm^4)

I_b = Momen Inersia balok (mm^4)

Bila $\alpha m \leq 0.2$, maka tebal plat adalah 125 mm, namun bila $0.2 \leq \alpha m \leq 2$. Tebal plat ditentukan dengan pers. 2.5

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha m - 0,2)} \leq 125\text{mm} \quad (2.5)$$

Keterangan :

l_n = Bentang bersih arah memanjang panel pelat (mm).

h = Tebal plat (mm).

β = Rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah memendek plat.

F_y = Tegangan leleh baja (Mpa).

Bila $\alpha m \geq 0.2$, maka tebal plat ditentukan dengan pers. 2.6

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \leq 90\text{mm} \quad (2.6)$$

Keterangan :

l_n = Bentang bersih arah memanjang panel pelat (mm).

h = Tebal plat (mm).

β = Rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah memendek plat.

F_y = Tegangan leleh baja (Mpa).

2.7.3 Perencanaan Dimensi Kolom

Dalam menentukan dimensi awal kolom dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

- a. Kolom yang akan dianalisis dipilih berdasarkan yang memikul beban terbesar lalu menentukan data desain yang meliputi :
 - Tebal plat yang menumpu kolom yang akan dianalisis.
 - Dimensi balok yang menumpu kolom yang akan dianalisis.
 - Mutu Beton yang digunakan ($f'c$).
- b. Mendefinisikan beban-beban yang akan menumpu pada kolom sesuai dengan SNI 1727:2012.
- c. Menghitung A_{perlu} dengan menggunakan pers. 2.7

$$A = \frac{1,5W}{\phi f'c} \quad (2.7)$$

Keterangan :

A = Luas kolom yang dibutuhkan (mm^2)

W = Total beban yang menumpu kolom

ϕ = Faktor reduksi = 0.65

Cek dimensi kolom dengan $h = b$ lebih besar dari 300 mm serta rasio b dan h lebih kecil dari 0.4

2.7.4 Perencanaan Tangga

Dalam menentukan dimensi awal tangga dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

- a. Menentukan data perencanaan seperti elevasi tangga dan tinggi antara lantai dengan plat bordes.
- b. Merencanakan lebar anak tangga (i) dan tinggi anak tangga (t)
- c. Menghitung jumlah tahanan dan injakan
- d. Kontrol batasan α , yaitu $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
- e. Menentukan tebal efektif plat dan bordes tangga

2.7.5 Beton Prategang

Beton prategang merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan antara beton berkekuatan tinggi dengan baja mutu tinggi dengan cara aktif. Beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi. (Lin dan Burns, 1996).

2.8 Sistem Beton Prategang

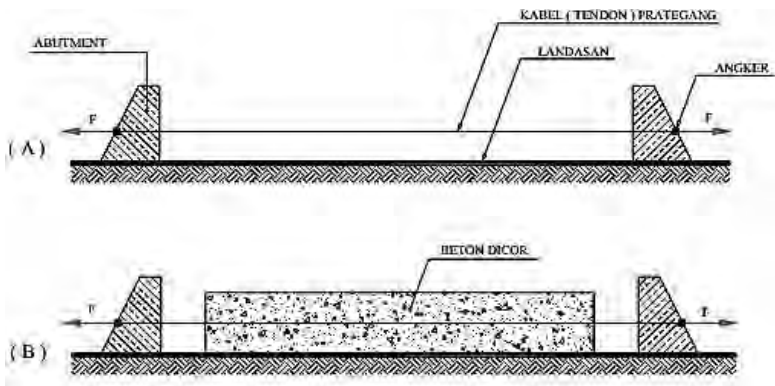
Ada beberapa macam sistem beton prategang ditinjau dari berbagai segi, yaitu :

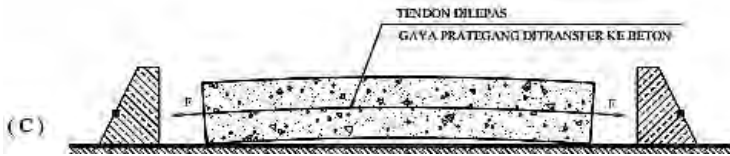
1. Ditinjau dari cara penarikan

Beton prategang pada dasarnya dibagi menjadi dua menurut cara penarikan (Nawy, 2001) yaitu:

a. Beton Prategang metode *Pre-tension* (Pratarik)

Sistem pemberian gaya prategang pada beton prategang dengan menarik baja prategang (tendon) terlebih dahulu sebelum dilakukannya pengecoran. Cara ini sering digunakan di laboratorium atau pabrik beton pracetak (*Precast Prestressed Concrete*) dimana terdapat lantai penahan tarikan yang tetap atau di lapangan dimana dinding penahan dapat dibuat secara ekonomis.

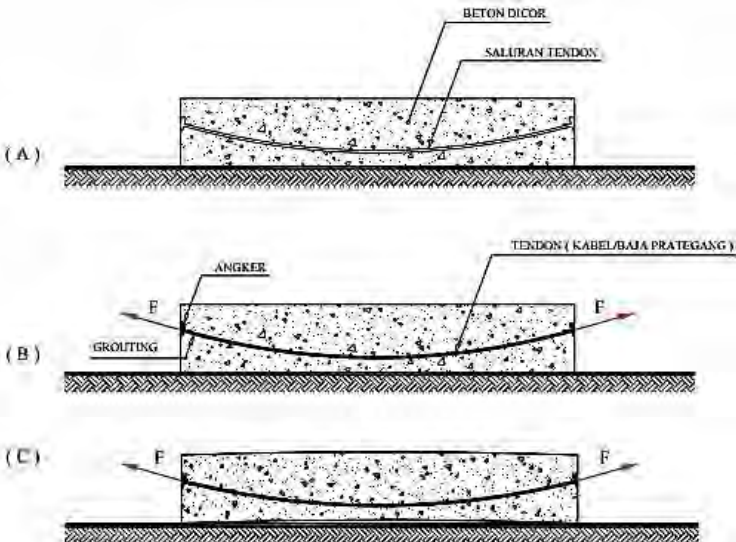




Gambar 2.7 Tahap pelaksanaan beton prategang dengan metode *Pre – tension*

b. Beton Prategang metode *Post-tension* (Pasca Tarik)

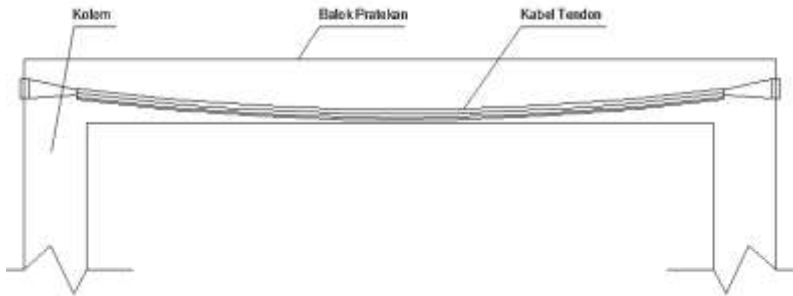
Sistem pemberian gaya prategang pada beton yang metodenya dilakukan dengan cara menarik baja prategang (tendon) setelah proses pengecoran beton (dimana beton telah mengeras mencapai sebagian kekuatannya).



Gambar 2.8 Tahap pelaksanaan beton prategang dengan metode *Post-tension*

Pada Perancangan struktur ini dipilih beton prategang metode *Post-tension* (Pasca Tarik) dengan tahap pelaksanaan sebagai berikut :

- a. Tahap 1 : Dengan cetakan (*formwork*) yang telah disediakan lengkap dengan saluran/selongsong kabel prategang (*tendon duct*) yang dipasang melengkung sesuai bidang momen balok dan kemudian beton dicor.
- b. Tahap 2 : Setelah beton cukup umur dan kuat memikul gaya prategang, tendon atau kabel prategang dimasukkan dalam selongsong (*tendon duct*), kemudian ditarik untuk mendapatkan gaya prategang. Metode pemberian gaya prategang ini, salah satu ujung kabel di angker, kemudian ujung lain ditarik (ditarik dari satu sisi). Ada pula yang ditarik dikedua sisinya dan diangker secara bersamaan. Setelah diangkur kemudian saluran di *grouting* melalui lubang yang telah disediakan.
- c. Tahap 3 : Setelah diangkur balok beton menjadi tertekan, jadi gaya prategang telah ditransfer kebeton. Karena tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan gaya merata kebalok yang arahnya keatas, akibat balok melengkung keatas.



Gambar 2.9 Tahap konstruksi pelaksanaan beton prategang

Dari gambar diatas dapat dilihat bahwa tahap konstruksi pelaksanaan beton prategang dengan menggunakan metode *post-*

tension dan pengecoran dilakukan secara monolit antara kolom dan balok. Dimana kolom dicor terlebih dahulu dengan menggunakan beton biasa, kemudian dilakukan pengecoran balok dengan menggunakan beton prategang.

1. Ditinjau dari keadaan distribusi tegangan pada beton

a. *Full prestressing*

Suatu sistem yang dibuat sedemikian rupa, sehingga tegangan yang terjadi adalah tekanan pada seluruh penampang. Hasil perhitungan tegangan dengan memakai teori kemungkinan menunjukkan bahwa pada penampang balok pratekan sistem *full prestressing* terdapat kemungkinan sebesar $\pm 50\%$ terjadi tegangan tarik pada serat terbawah, meskipun sudah didisain dengan konsep *full prestressing* (tidak ada tarik). Hal ini terjadi karena adanya variabilitas sifat-sifat baja dan beton serta beban yang bekerja, yang mengakibatkan nilai tegangan yang terjadi juga bervariasi. Dari hasil perhitungan juga didapatkan bahwa tegangan tarik yang terjadi ada kemungkinan sebesar $\pm 20\%$ akan melebihi tegangan tarik ijinnya. Tentu saja hal ini juga menunjukkan bahwa masih ada kemungkinan yang cukup besar akan terjadi retak pada balok sistem *full prestressing*. Dari hasil diatas maka disarankan bahwa meskipun balok pratekan telah didisain dengan sistem *full prestressing*, maka sebaiknya tetap diberi tulangan baja pasif pada daerah serat bawah untuk menghindari terjadinya retak (Darmawan, 2009).

b. *Partial prestressing*

Beton prategang parsial adalah beton dengan kombinasi *strand* prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya *Partial Prestressing Ratio* (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat *strand* prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat daktail sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan *strand* prategang berkarat. Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka

balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada batas PPR 40% - 70% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat daktail (Artiningsih, 2008).

2.8.1 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal sangat dipengaruhi oleh momen total. Gaya prategang ini yang kemudian disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai dengan pemilihan penampang. Gaya prategang ditentukan dengan pers. 2.8

$$F = \frac{M_T}{0,65h} \quad (2.8)$$

Keterangan :

M_T = Momen akibat beban mati tambahan, berat sendiri dan beban hidup

H = Tinggi balok

2.8.2 Indeks Beton Prategang Parsial dan Beton Bertulang

Beberapa indeks telah diusulkan untuk menggambarkan fungsi dari beton prategang pada struktur. Indeks ini berguna dalam membandingkan kinerja relatif dari elemen yang dibuat dari material yang sama, tapi dalam menggunakan indeks ini harus hati-hati untuk menentukan nilai absolut dari hal-hal seperti deformasi dan lebar retak. Dua indeks yang paling umum adalah tingkat prategang λ , dan Prategang Parsial Ratio (PPR). Penentuan Indeks ini dapat dilihat pada pers. 2.9 dan pers. 2.10

$$\lambda = \frac{M_{DEC}}{M_D + M_L} \quad (2.9)$$

keterangan :

M_{DEC} = Momen Dekompresi (momen total tepat pada serat bawah mengalami tegangan = 0);

M_D = Momen beban mati

M_L = Momen beban hidup

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} \quad (2.10)$$

Keterangan :

M_{np} = kapasitas momen nominal dari beton prategang.

M_n = Total kapasitas momen nominal.

Dalam perancangan sebelumnya, semua momen dihitung pada bagian kritis. Umumnya akan digunakan PPR untuk menggambarkan tingkat prategang pada elemen lentur. studi dan contoh-contoh yang dijelaskan dalam penelitian sebelumnya biasanya $PPR < 1$, dan elemen adalah pra-tarik kecuali dinyatakan lain.

Karakterisasi jumlah total tulangan lentur dalam elemen juga penting. Penentuan Indeks penulangan (ω) dapat dilihat pada pers. 2.11

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} + \rho_p \frac{f_{ps}}{f'_c} - \rho' \frac{f_y}{f'_c} \leq 0,3 \quad (2.11)$$

Dimana :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (2.12)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad (2.13)$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p} \quad (2.14)$$

Keterangan :

A_{ps} = luas tulangan prategang di zona penegangan (mm^2)

A_s = luas tulangan *nonprestressed* (mm^2)

A'_s = luas kompresi tulangan *nonprestressed* (mm^2)

b = lebar elemen (mm)

d = jarak dari serat tekan paling jauh ke *centroid* dari *nonprestressed* (mm)

- d_p = jarak dari serat tekan paling jauh ke *centroid* tulangan prategang (mm)
 f_c = kuat tekan beton (MPa)
 f_{ps} = tegangan nominal prategang (MPa)
 f_y = tegangan leleh tulangan *nonprestressed* (MPa)

2.8.3 Kontrol Tegangan

1. Tegangan tarik pada baja prategang, tidak boleh melampaui nilai - nilai berikut :
 - a. Tegangan ijin akibat gaya penarikan (*jacking*) baja prategang adalah $0,8f_{pu}$ atau $0,94f_{py}$ (SNI 7833:2012 Ps.6.5.1). Diambil yang lebih kecil, tetapi tidak lebih besar dari nilai maksimum yang diusulkan oleh pembuat kabel atau angkur.
 - b. Sesaat setelah penyaluran gaya prategang tegangan ijin tendon memiliki nilai $0,82f_{py}$ tetapi tidak lebih besar dari $0,74f_{pu}$ (SNI 7833:2012 Ps. 6.5.1).
 - c. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan kopel (*couplers*) sesaat setelah penyaluran gaya prategang adalah $0.70f_{pu}$ (SNI 7833:2012 Ps. 6.5.1). Namun berdasarkan Lin dan Burns persamaan di atas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.
2. Tegangan ijin beton, tidak boleh melampaui batas nilai - nilai berikut:

Kekuatan desain komponen struktur prategang terhadap beban lentur dan aksial harus didasarkan pada klasifikasi sebagai kelas U, kelas T, atau kelas C berdasarkan f_t , tegangan serat terluar dalam zona Tarik pra-tertekan yang dihitung pada tahap beban layan sebagai berikut :

- Kelas U : $f_t \leq 0,62\sqrt{f_c'}$
- Kelas T : $0,62\sqrt{f_c'} < f_t \leq 1,0\sqrt{f_c'}$
- Kelas C : $f_t \leq 1,0\sqrt{f_c'}$

- a. Setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan tergantung waktu).

- Tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :
Tekan = $0,6f'_{ci}$ (SNI 7833:2012 Ps. 6.4.1)
 - Tegangan serat-serat terluar pada ujung-ujung komponen tumpuan sederhana:
Tekan = $0,7\sqrt{f'_{ci}}$ (SNI 7833:2012 Ps. 6.4.1)
- Jika kekuatan tarik beton yang dihitung, f_t , melebihi $0,5\sqrt{f'_{ci}}$ pada ujung-ujung komponen tertumpu sederhana, atau $0,25\sqrt{f'_{ci}}$ pada lokasi lainnya, maka harus dipasang tulangan lekatan tambahan dalam zona Tarik untuk menahan gaya Tarik total dalam beton, yang dihitung berdasarkan asumsi penampang yang tidak retak.
- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang yang diijinkan, untuk komponen lentur prategang kelas U dan kelas T.
 - Tegangan serat-serat terluar dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban tetap:
Tekan = $0,45f'_c$ (SNI 7833:2012 Ps. 6.4.2)
 - Tegangan serat-serat terluar dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban total:
Tekan = $0,6\sqrt{f'_c}$ (SNI 7833:2012 Ps. 6.4.2)

2.8.4 Kekuatan Batas Balok Prategang

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal B.18.8.3 mengenai jumlah total baja tulangan prategang dan bukan prategang pada komponen struktur harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 kali beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62\lambda\sqrt{f'_c}$ sehingga didapat $\phi M_n \geq 1,2 M_{Cr}$ dengan nilai $\phi = 0,9$

Kekuatan batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut :

$$1,2 M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n \quad (2.15)$$

M_{cr} = Momen retak balok prategang

M_u = Momen ultimate balok prategang

ϕM_n = Kapasitas penampang balok prategang

Nilai momen retak dapat dihitung dengan pers. 2.16; 2.17 sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

$$-f_r = \frac{F_i}{A} + \frac{F_i \times e}{I} \times Y - \frac{M_{Cr} \times Y}{I} \quad (2.16)$$

$$M_{Cr} = \left(\frac{F_i}{A} \times \frac{I}{Y} \right) + \left(\frac{F_i \times e \times Y}{I} \times \frac{I}{Y} \right) + \left(f_r \times \frac{I}{Y} \right) \quad (2.17)$$

Keterangan :

I = Inertia balok

e = Eksentrisitas dari cgc

A = Luas penampang balok

Y = Garis netral balok

f_r = Modulus keruntuhan = $0,7\sqrt{f_c}$

2.9 Tahap Tahap Pembebanan

Pada struktur beton prategang, terdapat beberapa tahapan pembebanan di mana sebuah komponen struktur dibebani. Berikut ini adalah tahapan-tahapan pembebanannya (Sulendra dan Tatong, 2011) :

1. Tahap Awal (*Transfer*)

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini terdiri dari :

a. Sebelum diberi gaya prategang

Sebelum beton diberi gaya prategang, beton cukup lemah dalam memikul beban, oleh karena itu harus dicegah agar tidak terjadi kehancuran pada perletakan.

b. Pada saat diberi gaya prategang

Merupakan percobaan yang kritis dari kekuatan tendon. Seringkali tegangan maksimum yang mungkin dialami oleh tendon terjadi pada saat penarikan.

c. Pada saat peralihan gaya prategang

Untuk komponen-komponen pratarik, peralihan gaya prategang dilakukan sekaligus dan dalam waktu yang singkat. Untuk komponen-komponen struktur pasca-tarik, peralihan seringkali secara bertahap, gaya prategang pada tendon-tendon dialihkan ke beton satu per satu. Pada kedua keadaan tersebut tidak ada gaya eksternal pada komponen struktur kecuali berat sendirinya.

d. *Desentring* dan Penarikan Kembali

Jika sebuah komponen struktur dicor dan diberi gaya prategang di tempat, maka pada umumnya komponen tersebut akan memikul sendiri selama atau sesudah diberi gaya prategang. Jadi bekisting dapat dibongkar setelah diberi gaya prategang, dan tidak ada pembebanan baru terjadi pada struktur. Beberapa struktur beton mengalami penarikan ulang; ini adalah system prategang dalam dua tahap atau lebih. Jadi tegangan-tegangan pada berbagai macam tahap penarikan harus terjadi.

2. Tahap Akhir (*Service*)

Tahap akhir ini adalah bila beban kerja yang sesungguhnya bekerja pada struktur. Seperti konstruksi-konstruksi lain, perancang harus mempertimbangkan berbagai macam kombinasi beban hidup pada setiap bagian yang berbeda dari struktur akibat beban-beban lateral seperti angin dan gaya-gaya gempa, dan dengan beban-beban tegangan seperti yang dihasilkan oleh penurunan pada tumpuan dan pengaruh temperatur. Untuk struktur beton prategang, terutama untuk jenis-jenis yang tidak umum, seringkali perlu untuk menyelidiki retak-retak dan beban batasnya, perilakunya akibat beban yang bekerja tetap (*sustained load*) selain akibat beban kerja.

a. Beban yang Bekerja Tetap (*Sustained Load*)

Lendutan ke atas atau ke bawah dari komponen struktur prategang akibat beban tetap yang sesungguhnya (sering hanya terdiri dari beban mati) seringkali merupakan faktor penentu dalam desain, karena pengaruh dalam rangkai akibat lentur akan memperbesar nilainya. Sehingga seringkali dikehendaki untuk membatasi besar lendutan akibat beban tetap.

b. Beban Kerja

Untuk mendesain akibat beban kerja haruslah ada pemeriksaan terhadap tegangan dan regangan yang berlebihan. Tidak perlu ada suatu jaminan atas kekuatan yang cukup untuk memikul beban yang berlebihan.

c. Beban Retak

Retak pada komponen beton prategang berarti perubahan yang mendadak pada tegangan retak dan tegangan geser. Hal ini seringkali merupakan ukuran bagi kekuatan lelah.

d. Beban Batas

Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak terlalu mempunyai angka keamanan yang cukup untuk kelebihan beban. Karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum tertentu, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya (*ultimate strength*). Secara umum kekuatan batas dari sebuah struktur didefinisikan sebagai beban maksimum yang dapat dipikul secara hancur.

2.10 Pembebanan Pada Struktur

Dalam perencanaan struktur harus memperhitungkan pengaruh-pengaruh aksi sebagai akibat dari beban-beban berikut ini sesuai dengan peraturan PPIUG 1987 dan SNI 1727:2013 :

- Beban Mati (D)
- Beban Hidup (L)
- Beban Angin (W)
- Beban Gempa (E)

2.10.1 Beban Mati (PPIUG Bab 2)

Tahapan pembebanan dalam mendesain struktur gedung ini dimaksudkan untuk mendefinisikan nilai beban-beban yang akan dipikul oleh struktur berdasarkan pada SNI 1727:2013. Besarnya nilai pembebanan tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Berat Sendiri Bahan Bangunan dari komponen gedung

Bahan Bangunan	Berat Sendiri	Satuan
Beton	24	kN/m ³
Spesi	0.21	kN/m ²
Tegel	0.24	kN/m ²
Dinding	2.5	kN/m ²
Plafond	0.11	kN/m ²
Penggantung	0.07	kN/m ²
Plumbing	0.1	kN/m ²
Sanitasi	0.2	kN/m ²
Aspal	0.14	kN/m ²

(Sumber : PPIUG Bab 2)

2.10.2 Beban hidup (PPIUG 1987 Bab 1 Pasal 1.2)

Berdasarkan SNI 2847:2013 Tabel 4-1, beban hidup Gedung Apartemen (hunian) harus diambil paling sedikit sebesar 1.92 kN/m². Sedangkan untuk beban hidup pada atap harus diambil paling sedikit sebesar 0.96 kN/m².

a. Beban Hidup Reduksi Plat Lantai

Berdasarkan SNI 1727:2012 Pasal 4.8 semua beban hidup merata pada lantai dapat direduksi dengan menggunakan Pers. 2.18 kecuali untuk beban hidup merata pada atap.

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (2.18)$$

Keterangan :

L = Beban hidup rencana tereduksi per m² dari luasan yang didukung oleh komponen Struktur.

L_o = Beban hidup rencana tanpa reduksi dari luasan yang didukung oleh komponen struktur (SNI 1727:2012 Tabel 4-1)

K_{LL} = Faktor elemen beban hidup (SNI 1727:2012 Tabel 4-2)

A_T = Luas tributary (m^2)

L tidak boleh kurang dari $0,5L_o$ untuk komponen struktur yang mendukung satu lantai dan L tidak boleh kurang dari $0,4 L_o$ untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih.

b. Beban Hidup Reduksi Plat Lantai Atap

Atap biasa, dan lengkung diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup atap yang direduksi, sebagaimana ditentukan dalam Pers. 2.19

$$L_r = L_o R_1 R_2 \text{ dengan } 0.58 \leq L_r \leq 0.96 \quad (2.19)$$

Keterangan :

L_r = Beban hidup atap tereduksi per m^2 dari proyeksi horizontal dalam (kN/m^2).

Faktor reduksi R_1 dan R_2 harus ditentukan seibagai berikut:

Untuk $A_T \leq 18.58 m^2$

$$R_1 = 1.2 - 0.011A_T \text{ Untuk } 18.58 m^2 < A_T < 55.74 m^2$$

$$0.6 \text{ Untuk } A_T < 55.74 m^2$$

Keterangan :

A_T = Luas tributary dalam m^2 yang didukung oleh setiap komponen struktur 1 Untuk $F \leq 4$

$$R_2 = 1.2 - 0.05F \quad \text{Untuk } 4 < F < 12$$

$$0.6 \text{ Untuk } F \geq 12$$

Dimana, untuk atap pelana, F = Jumlah peninggian dalam *inch per foot* (dalam SI : $F = 0.12 \times \text{kemiringan (slope)}$), dengan kemiringan dinyatakan dalam persentase), dan untuk atap lengkung atau kubah, F = rasio tinggi terhadap bentang dikalikan dengan 32.

2.10.3 Beban Gempa (SNI 1726:2012)

Menentukan beban gempa dapat ditinjau dari beberapa faktor yaitu, untuk bangunan gedung yang memiliki tinggi lebih dari

40m atau 10 lantai maka termasuk kategori gedung tidak beraturan dimana Analisis beban gempa harus dilakukan berdasarkan respon dinamik terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana, yang dapat dilakukan dengan metoda analisis respon spektrum sebagaimana yang ditentukan pada SNI 1726:2012.

Langkah-langkah dalam menentukan beban gempa yang terjadi pada bangunan tersebut, antara lain sebagai berikut :

1. Menentukan data desain meliputi :
 - a. Denah struktur.
 - b. Potongan Memanjang struktur.
 - c. Potongan Melintang struktur.
2. Menentukan parameter respons spectral percepatan gempa MCE_R pada periode pendek, redaman 5% (S_s) dan parameter respons spectral percepatan gempa MCE_R pada perioda 1 detik, redaman 5% (S_1).

Setelah menghitung parameter respons spectral percepatan gempa, grafik respon spektrum dapat dibuat dengan ketentuan di bawah ini berdasarkan (SNI 1726:2012 pasal6.4) :

$$a. \text{ Untuk } T < T_0 : S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.20)$$

$$b. \text{ Untuk } T_0 < T < T_S : S_a = S_{DS} \quad (2.21)$$

$$c. \text{ Untuk } T > T_S : S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.22)$$

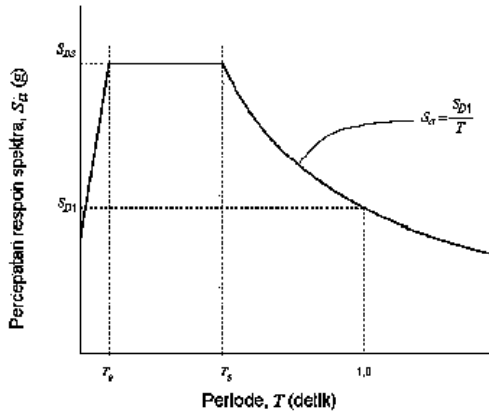
Keterangan :

T = periode getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

(2.23)

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.24)$$



Gambar 2.10 Spektrum Respon Desain
(Sumber : SNI 1726:2012 Gambar 6.4.1)

3. Menentukan Klasifikasi Situs dengan menggunakan pers. 2.1 Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 5.1 penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan menentukan tahanan penetrasi rata-rata (\bar{N}) dengan menggunakan pers. 2.25

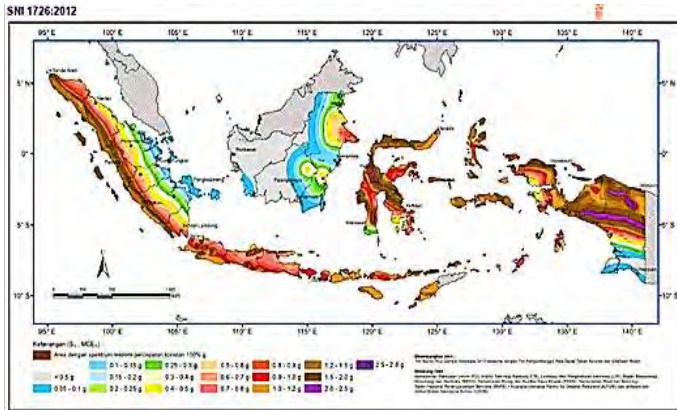
$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{N_i}} \quad (2.25)$$

Keterangan :

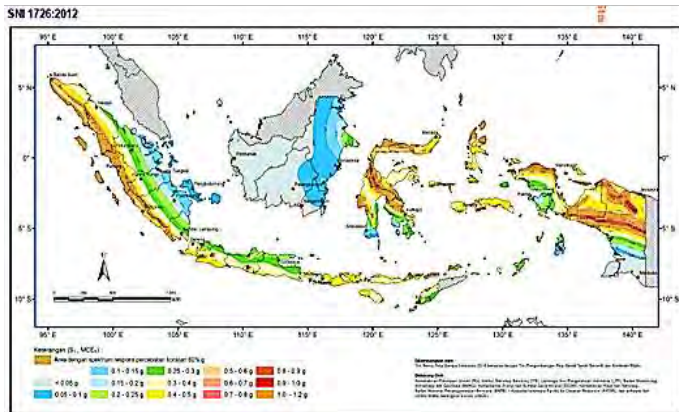
N_i = Tahanan penetrasi standar 60 persen energi (N60) yang terukur langsung dilapangan tanpa koreksi, dengan nilai tidak lebih dari 305 pukulan/m.

d_i = Ketebalan lapisan tanah non-koheusif yang terdapat pada 30 m lapisan paling atas.

4. Menentukan parameter percepatan tanah (S_s, S_1) (SNI 1726:2012 Pasal 14)



Gambar 2.11 Peta untuk S_s (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget, dengan Periode Ulang Gempa 2500 th)



Gambar 2.12 Peta untuk S_1 (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget, dengan Periode Ulang Gempa 2500 th)

5. Menentukan faktor Koefisien Situs (F_a , F_v).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.2 koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan tabel 4 dan tabel 2.3

Tabel 2.3 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,25$	$S_1 = 0,5$	$S_1 = 0,75$	$S_1 = 1,0$	$S_1 \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^a				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

*(Sumber SNI 1726:2012 Tabel 4)***Tabel 2.4** Koefisien Situs, F_v

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

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

(Sumber SNI 1726:2012 Tabel 5)

6. Menghitung S_{MS} dan S_{M1} .

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.2 untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan pers. 2.26 dan pers. 2.27

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2.26)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.27)$$

Setelah menghitung parameter spektrum respons, dapat dilakukan perhitungan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) ditentukan dengan pers. 2.28 dan pers. 2.29

Tabel 2.6 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber SNI 1726:2012 Tabel 2)

7. Memilih faktor koefisien modifikasi respons (R), Faktor pembesaran defleksi (Cd) dan Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726-2012 Pasal 7.2.2)

Tabel 2.7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

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

(Sumber SNI 1726:2012 Tabel 6)

Tabel 2.8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber SNI 1726:2012 Tabel 7)

8. Menentukan prosedur analisis gaya lateral.

Tabel 2.9 Faktor R, Cd dan Ω_0 Untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya selamik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuantal lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c					
				Kategori desain selamik					
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e	
24.Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2%	2%	2%	TB	TB	10	TB	TB	
25.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	6	2%	5	TB	TB	48	48	30	
26.Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30	
C.Sistem rangka pemikul momen									
1. Rangka baja pemikul momen khusus	6	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	TI	
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4%	3	4	TB	TB	10 ^h	TI ^h	TI ^f	
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3%	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ^f	
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	6	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI	
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI	
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	6	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI	
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5%	48	48	30	TI	TI	
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI	
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3%	3 ^a	3%	10	10	10	10	10	
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan									
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	6	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB	
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI	
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	6	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB	
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7%	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB	
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB	
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI	
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5%	3	5	TB	TB	TB	TB	TB	
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3%	TB	TB	TI	TI	TI	
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB	

9. Prosedur gaya lateral ekuivalen.

2.11 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diambil berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1 yaitu :

$$- U = 1.4D \quad (2.30)$$

$$- U = 1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ atau } R) \quad (2.31)$$

$$- U = 1.2D+1.6(Lr \text{ atau } R)+(L \text{ atau } 0.5W) \quad (2.32)$$

$$- U = 1.2D+W+L+0.5(Lr \text{ atau } R) \quad (2.33)$$

$$- U = 1.2D+E+L \quad (2.34)$$

$$- U = 0.9D+W \quad (2.35)$$

$$- U = 0.9D+E \quad (2.36)$$

2.12 Perhitungan Struktur Sekunder

Desain struktur sekunder dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur sekunder. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk desain dalam struktur sekunder. Beberapa elemen struktur sekunder yang akan di rencanakan antara lain :

2.12.1 Penulangan pelat

Dari denah perencanaan pelat lantai telah ditentukan ukuran dan jenis pelat adalah tipikal serta termasuk pelat dua arah.

Untuk penulangan pelat langkah – langkah adalah sebagai berikut:

- Diberikan data data d , $f'c$, f_y .
- Menetapkan batas-batas harga-harga perbandingan tulangan yang dipilih yaitu ρ min
- Menghitung A_s sesuai ρ yang dipakai dan memilih tulangan serta jarak tulangan.
- $A_s = \rho .b.d$; tul susut = 0,002 bd (2.37)

2.12.2 Perencanaan struktur tangga

Pada perencanaan tangga pada struktur menggunakan cor setempat dengan perletakan jepit-jepit (bebas) untuk lantai 1-10, agar struktur tangga tidak mempengaruhi struktur utama terhadap beban gempa. Perencanaan tangga dibedakan menjadi

perencanaan tangga darurat dan tangga putar. Pada perencanaan struktur tangga ini lebar injakan harus memenuhi persyaratan pada pers. 2.38

Syarat perencanaan tangga :

$$2.t + i = 64 - 67 \quad (2.38)$$

t = tinggi injakan

i = lebar injakan

2.12.3 Perencanaan Balok Sekunder

Langkah-langkah dalam menentukan balok sekunder antara lain :

1. Menentukan data desain yang meliputi :
 - Data properti material.
 - Dimensi balok.
2. Menentukan pembebanan yang akan dipikul oleh balok sekunder.
3. Menganalisis struktur secara manual sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
4. Menghitung rasio tulangan
5. Menghitung kapasitas momen nominal (M_n)
6. Hitung Kapasitas Geser
7. Kontrol Lendutan
8. Kontrol terhadap retak

2.13 Perhitungan Struktur Utama

Perencanaan awal pada struktur utama adalah sebagai berikut :

2.13.1 Perencanaan Balok Utama

Dalam merencanakan balok primer yang mampu memikul beban yang ada dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

- a. Menentukan data desain yang meliputi :
 - Data properti material.
 - Dimensi balok primer.

- Denah struktur.
- b. Menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
- c. Menghitung rasio tulangan
- d. Menghitung kapasitas momen nominal (M_n)
- e. Menghitung kapasitas geser
- f. Menghitung dan mengontrol lendutan
- g. Pengontrolan terhadap retak

2.13.2 Perencanaan Kolom

Kolom direncanakan menggunakan tulangan baja. Langkah-langkah dalam merencanakan kolom tersebut antara lain:

- a. Menentukan data perencanaan yang meliputi :
 - Data properti material
 - Dimensi Kolom
 - Potongan memanjang dan melintang struktur
- b. Menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam perencanaan.
- c. Mengontrol kelangsingan kolom untuk kolom tak bergoyang dan kolom bergoyang.
- d. Mencari rasio tulangan yang dibutuhkan pada diagram interaksi.
- e. Mengontrol rasio tulangan yang didapat dari langkah 4 terhadap rasio tulangan baja yaitu (0.001 s/d 0.008).
- f. Mengontrol kemampuan kolom dalam menahan kombinasi lentur dan biaxial.
- g. Menghitung kapasitas geser.
- h. Menentukan panjang lewatan mengacu pada SNI 2847:2013
- i. Menentukan panjang penyaluran mengacu pada SNI 2847:2013

2.13.3 Perencanaan pondasi

Desain Pondasi dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur primer dengan menggunakan program bantu analisis struktur. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk desain pondasi. Beberapa komponen yang akan direncanakan antara lain :

- Tiang Pancang
- Poer

Tahapan yang akan dilakukan untuk merencanakan pondasi dengan langkah-langkah antara lain :

1. Menentukan data desain yang meliputi :
 - Data tanah
 - Dimensi tiang pancang
 - Jarak antara tiang pancang
 - Output analisis struktur

Pada penentuan jarak antar tiang pancang terdapat beberapa ketentuan yang harus terpenuhi seperti ditunjukkan pada Pers 2.39

$$2.5D \leq S \leq 5D \quad (2.39)$$

Dimana :

D = Diameter tiang pancang (m)

S = Jarak antara tiang pancang (m)

2. Menghitung daya dukung satu tiang pancang berdasarkan data SPT dengan menggunakan Pers 2.40

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{S} \quad (2.40)$$

Dimana :

Q_{ult} = Daya dukung tiang ultimate (Ton).

A_p = Luas penampang dasar tiang (m²).

N_p = Nilai SPT didasar tiang sepanjang 4D diatas s/d 4D dibawah ujung tiang. (D = Diameter tiang pancang)

N_{av} = Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang dengan nilai $3 \leq N \leq 50$ (N = Nilai SPT).

3. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang dalam kelompok seperti pada Pers 2.41 :

$$P_i = \frac{\sum Vo}{n} \pm \frac{M_{xo} Y_{\max}}{\sum D_{yi}} \pm \frac{M_{yo} X_{\max}}{\sum D_{xi}} \quad (2.41)$$

Dimana :

P_i = Gaya aksial satu tiang pancang (Ton).

$\sum Vo$ = Jumlah beban vertikal (Ton).

n = Jumlah tiang pancang.

M_{xo} = Momen yang bekerja didasar poer dalam arah sumbu x

M_{yo} = Momen yang bekerja didasar poer dalam arah sumbu y

D_{xi} = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu x.

D_{yi} = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu y.

X_{\max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m).

Y_{\max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m).

Dari gaya aksial P_i yang maksimum dan minimum harus dikontrol terhadap daya dukungnya seperti pada Pers 2.42

$$P_{\max} \leq Qd = Qult / SF \quad (2.42)$$

Dimana :

P_{\max} = Gaya aksial P_i yang maksimum (Ton).

Qd = Daya dukung ijin (Ton).

$Qult$ = Daya dukung tiang ultimate (Ton).

SF = faktor keamanan sebesar 2.

4. Menghitung faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok dengan menggunakan Pers.2.43

$$E_k = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \quad (2.43)$$

Dimana :

E_k = Faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok.

D = Diameter tiang pancang (m).

S = Jarak tiang pancang terkecil (m).

n = Jumlah tiang pancang dalam baris.

m = Jumlah tiang pancang dalam kolom.

5. Bila daya dukung tidak memenuhi maka perlu dilakukan desain ulang terhadap dimensi tiang pancang atau perubahan terhadap jarak tiang pancang.
6. Desain poer atau pile cap dilakukan seperti pada desain plat, hal yang membedakan terdapat pada saat pengambilan momen untuk desain.

2.14 Baja Prategang

Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal atau bisa didefinisikan juga sebagai beton yang diberi tegangan terlebih dahulu untuk mengantisipasi beban yang akan bekerja. Beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara "aktif". Hal ini dicapai dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, jadi membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut.

Baja mutu tinggi merupakan bahan yang digunakan untuk menghasilkan gaya prategang dan mensuplai gaya tarik pada beton prategang. Banyak macam dari bahan baja yang dapat digunakan sebagai pemberi gaya prategang. Baja mutu tinggi untuk sistem prategang biasanya merupakan salah satu dari ketiga bentuk kawat (*wire*), untaian kawat (*strand*) dan batang (*bar*). Didalam penyelesaian gelagar beton pratekan pada proyek akhir ini kami memakai "*Uncoated Seven Wire Stress Relieved for Prestressed Concrete ASTM A-416*"

Tabel 2.10 Sifat-sifat strand stress-relieve dengan tujuh kawat tanpa pelapisan (ASTM A-416)

Diameter nominal (mm)	Kekuatan Putus (KN)	Luas Nominal Strand (mm²)	Beban Minimum pada Pemuaian 1% (KN)
		Derajat 1720 Mpa	
6,35	40,0	23,22	34,0
7,94	64,5	37,42	54,7
9,53	89,0	51,61	75,6
11,11	120,1	69,68	102,3
12,70	160,1	92,90	136,2
15,24	240,2	139,35	204,2
		Derajat 1860 Mpa	
9,53	102,3	54,84	87,0
11,11	137,9	74,19	117,2
12,70	183,7	98,71	156,1
15,24	260,7	140,00	221,5

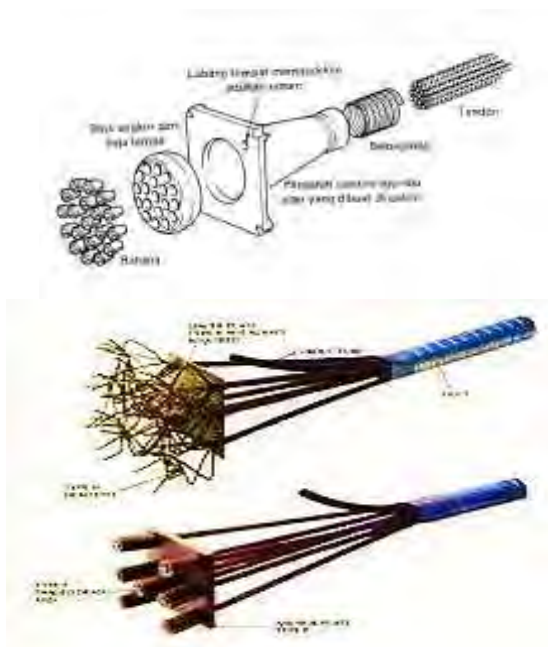
2.14.1 Bahan Pelengkap

a. Angkur

Angkur dimaksudkan untuk menahan baja prategang yang telah dilakukan stressing. Berbagai macam dan jenis angkur berada di produksi oleh beberapa perusahaan, dimana setiap jenis angkur memiliki fungsi dan karakteristik berbeda.

Beberapa type angkur diantaranya adalah :

- Angkur tipe MA
- Angkur Plat SD
- Angkur Plat SDR
- Mono angkur EV
- Bond Head Angkur ZF/ZR



Gambar 2.13 Angkur dan *Strand*

b. Coupler

Coupler atau penyambung pada beton pratekan untuk menyambungkan baja prestress sehingga didapatkan kesinambungan atau kontinuiti antara baja prestress yang akan disambung.



Gambar 2.14 *Coupler* atau Penyambung

c. Selongsong

Selongsong atau ducting atau sheating berfungsi untuk membuat rongga sehingga baja prategang dapat dimasukkan dengan mudah dan dapat dilakukan penarikan.

2.14.2 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon pada saat tertentu dibanding pada saat *stressing*. Reduksi gaya prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

2.14.3 Kehilangan langsung

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

- a. Kehilangan akibat perpendekan elastis
- b. Kehilangan akibat gesekan (*Woble efect*)
- c. Kehilangan akibat pengankuran
- d. Kehilangan akibat kekangan kolom

2.14.4 Kehilangan yang bergantung pada waktu (kehilangan tidak langsung)

Kehilangan prategang yang bergantung pada waktu disebut sebagai kehilangan prategang secara tidak langsung hal ini dikarenakan hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat *jacking*), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

- a. Kehilangan akibat rangkai
- b. Kehilangan akibat susut
- c. Kehilangan akibat relaksasi baja

Berikut ini penjelasan dari masing-masing kehilangan prategang :

1. Kehilangan Prategang Langsung:

a. Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis

Akibat gaya jacking yang terjadi oleh tendon prategang maka beton akan mengalami perpendekan elastis (karena tekanan gaya prestress yang cukup besar), struktur balok akan memendek dan kabel juga ikut mengalami perpendekan yang menyebabkan berkurangnya gaya prategang awal. Namun pada konstruksi pasca tarik dengan satu tendon saja kehilangan akibat elastisitas beton sangatlah kecil dan cenderung diabaikan, karena penarikan kabel hanya terjadi satu kali dan tidak ada tendon awal yang mengalami perpendekan dan kehilangan akibat tarikan tendon terakhir (Rifdiansyah, 2013).

untuk tendon yang lebih dari satu maka kehilangan akibat perpendekan elastis dapat dihitung dengan menggunakan pers. 2.44 dan 2.45 sebagai berikut :

$$\Delta f_{pES} = \frac{1}{n} \Sigma (\Delta f_{pES}) \quad (2.44)$$

dengan nilai f_{cir} sebagai berikut :

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_D \times e}{I_c} \quad (2.45)$$

Keterangan :

P_i = Gaya prategang awal sebelum terjadi kehilangan

E = Eksentrisitas tendon

M_D = Momen akibat berat sendiri beton

A_c = Luas penampang balok

r^2 = Kuadrat dari jari-jari girasi

I_c = Momen inersia beton

b. Kehilangan Akibat *Woble Efek*

Kehilangan prategang akibat gesekan terjadi di antara tendon dan bahan-bahan disekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari alinyemen tendon yang disebut sebagai efek kelengkungan dan deviasi lokal dalam alinyemen yang disebut efek tendon yang biasa disebut sebagai *woble effect*. Pada saat tendon ditarik dengan gaya F_0 di ujung pendongkrakan, maka

tendon tersebut akan mengalami gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak L di sepanjang bentang. Sedangkan, efek *Woble* mengakibatkan gesekan antara beton dan tendon baja yang dapat menyebabkan kehilangan oleh ketidaksempurnaan dalam alinyemen di sepanjang tendon (Rifdiansyah, 2013).

Besarnya nilai kehilangan tersebut dapat dihitung dengan pers.2.46; 2.47; 2.48 sebagai berikut :

$$F_{pF} = F_i \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))} \tag{2.46}$$

$$\Delta f_{pF} = F_i - F_{pF} \tag{2.47}$$

$$\alpha = \frac{8f}{L} \tag{2.48}$$

Keterangan:

F_{pF} = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat friksi

Δf_{pF} = Besarnya gaya kehilangan prategang akibat friksi

F_i = Gaya awal prategang

α = Sudut Kelengkungan

μ = Koefisien friksi (gesekan)

K = Koefisien *woble*

L = Panjang bersih balok

f = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs)

Tabel 2.11 Koefisien Gesek Kelengkungan dan *Woble* untuk tendon pasca-tarik

			Koefisien <i>woble</i> , K per meter	Koefisien kelengkungan, μ_p Per radian
Tendon digrosir pada metal selapis		Tendon kawat	0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
		Batang tulangan kekuatan tinggi	0,0023 - 0,0026	0,06 - 0,30
		Strand 7 kawat	0,0016 - 0,0006	0,15 - 0,25
Tendon tanpa lekatan	Dilapisi plastik (Mashed)	Tendon kawat	0,0033 - 0,0006	0,05 - 0,15
		Strand 7 kawat	0,0033 - 0,0066	0,05 - 0,15
	Diminyaki sebelumnya (Pre-greased)	Tendon kawat	0,0010 - 0,0006	0,05 - 0,15
		Strand 7 kawat	0,0010 - 0,0006	0,05 - 0,15

(Sumber : SNI 7833-2012)

c. Kehilangan Akibat Slip Angkur

Kehilangan ini terjadi pada saat tendon ditarik sampai nilai gaya prategang penuh kemudian dongkrak dilepas sehingga gaya prategang terlihan ke angkur. Pada metode pasca tarik setelah pemberian gaya prategang dan dongkrak dilepas gaya jacking dialihkan ke angkur. Perlengkapan dalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit (Rifdiansyah, 2013).

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat slip angkur dapat dihitung dengan pers. 2.49; 2.50 sebagai berikut:

$$F_{pA} = \Delta f_{pA} \times A_{ps} \quad (2.49)$$

$$\Delta f_{pA} = 2f_{st} \times \left(\frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right) \times x \quad (2.50)$$

Keterangan:

F_{pA} = Kehilangan gaya prategang akibat slip angkur

A_{ps} = Luas penampang tendon

Δf_{pA} = Jumlah hilangnya tegangan prategang akibat angkur

f_{st} = Besarnya tegangan ijin baja tendon minimum yang disyaratkan SNI 03-2847-2013

α = Sudut Kelengkungan

μ = Koefisien friksi (gesekan)

K = Koefisien *woble*

L = Panjang bersih balok

X = Koefisien slip angkur berdasarkan bentuk profil tendon dapat dihitung berdasarkan pers. 2.51 (digunakan profil tendon berbentuk parabola).

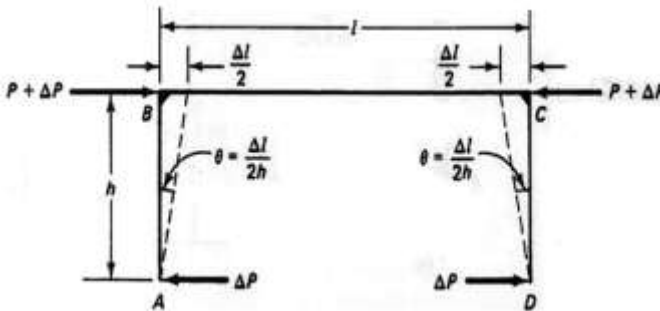
$$X = \frac{\sqrt{\frac{E_{ps} \times g}{f_{st} \left(\frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right)}}}{2} < \frac{L}{2} \quad (2.51)$$

d. Kehilangan Prategang Akibat Kekangan Kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini dapat terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang

oleh kekakuan kolom, gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang digunakan untuk mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi, demikian pula jika kolom didisain tidak kaku maka semakin kecil gaya kehilangan prategang balok akibat kekangan dan semakin kecil momen yang diterima kolom akibat gaya jacking yang terjadi (Rifdiansyah, 2013).



Gambar 2.15 Skema Kehilangan Akibat Kekakuan Kolom

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h} \quad (2.52)$$

Berdasar Gambar 2.4 besarnya gaya yang hilang akibat kekangan dapat dihitung sebagai ΔP dengan persamaan 2.52 di atas dimana M_B dan M_A adalah momen muka kolom pada titik A dan titik B akibat gaya P yang bekerja.

2. Kehilangan Prategang Tidak Langsung:

a. Kehilangan Prategang Akibat Rangkak (*Creep*)

Rangkak Merupakan deformasi lateral akibat tegangan longitudinal yang dapat menyebabkan hilangnya sebagian gaya prategang. Tegangan tersebut hanya terjadi akibat beban yang terus menerus selama riwayat pembebanan elemen beton prategang, rangkakan dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah dilakukan gaya jacking prategang. Karena pada pelaksanaannya dilakukan grouting (Rifdiansyah, 2013).

perhitungan rangkakan didasarkan pada perhitungan untuk bonded tendon (tendon terekat) dengan menggunakan pers.2.53, sebagai berikut.

$$\Delta f_{pCr} = nK_{cr} (f_{cs} - f_{csd}) \quad (2.53)$$

(Nawy, 2001 pers 3.11b)

Keterangan :

Δf_{pCr} = Tegangan yang hilang akibat rangkakan

n = Ratio modulus (perbandingan E_s dan E_c)

K_{cr} = Koefisien creep 1.6 untuk *post tension* dan 2 untuk *pretension*

f_{cs} = Tegangan beton pada daerah cgs akibat gaya prategang sesaat setelah transfer

f_{csd} = Tegangan beton di daerah cgs setelah beban mati tambahan bekerja.

b. Kehilangan Prategang Akibat Susut (*Shrinkage*)

Susut pada beton adalah regangan yang terjadi akibat penguapan air yang bergantung pada kelembapan, ukuran bentuk penampang dan waktu. Kehilangan prategang akibat susut untuk komponen struktur pasca tarik bernilai lebih kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian gaya prategang.

Rangkakan, susut dan relaksasi baja prategang akan memberikan tambahan lendutan yang terjadi akibat lendutan seketika sejalan dengan bertambahnya waktu serta akan

menyebabkan kehilangan gaya prategang. Pertambahan lendutan akibat rangkai dan susut ini akan tergantung dari besarnya koefisien rangkai dan regangan susut yang terjadi, sedangkan besarnya koefisien rangkai dan regangan susut sangat dipengaruhi oleh kelembaban relatif, perawatan beton, umur beton pada saat di bebani, rasio Antara volume-keliling penampang, slump beton, kadar agregat dan kadar udara (Sutarja, 2006).

Besarnya nilai kehilangan akibat susut dapat dilihat pada pers. 2.54 sebagai berikut :

$$\Delta f_{pSH} = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_S (1 - 0,0236 \frac{V}{S}) x (100 - RH) \quad (2.54)$$

Keterangan :

Δf_{pSH} = Tegangan yang hilang akibat susut

E_S = Modulus elastisitas batang prategang = 2×10^5

K_{SH} = Koefisien susut sebesar 1 untuk *pretension* dan sesuai Tabel 2.12 untuk *post tension*

RH = Kelembaban udara relative diambil sekitar 78%

$\frac{V}{S}$ = Ratio volume-permukaan (dalam satuan cm)

Tabel 2.12 Koefisien Susut Pascatarik (*Post tension*)

Waktu dari akhir perawatan basah hingga pemberian prategang, hari	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{SH}	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

(Sumber : *Perstressed Concrete Institut*)

Jika perawatan dilakukan sesuai dengan SNI 03-2847-2013 yaitu selama 5 hari setelah pengecoran dan penarikan dilakukan, setelah 7 hari dilakukan pengecoran maka nilai sesuai Tabel 3.1 K_{SH} diambil dari akhir perawatan hingga penarikan yaitu dari hari ke 5 hingga ke 7 maka nilai $K_{SH} = 0,8$.

c. Kehilangan Prategang Akibat Relaksasi Baja

Tendon low relaxation mengalami kehilangan pada gaya prategang sebagai akibat dari perpanjangan konstan terhadap waktu dengan kehilangan yang lebih kecil dibanding dengan tendon *strand relieved*. Besarnya pengurangan gaya prategang tidak hanya pada durasi gaya prategang yang ditahan, melainkan juga pada ratio antara prategang awal dan tegangan leleh tendon prategang $\frac{f_{ci}}{f_{py}}$ dimana f_{ci} adalah tegangan prategang awal setelah

jacking dan kehilangan langsung dengan nilai yang sesuai dengan tegangan ijin tendon, sedangkan nilai $f_{py} = 0.9 f_{pu}$ untuk tendon *low relaxation* (Nawy Edward, 2001). Jika nilai ratio tegangan antara prategang awal dengan tegangan leleh tendon prategang kurang dari 0.55 maka kehilangan akibat relaksasi baja sangat terjadi bahkan tidak terjadi kehilangan akibat relaksasi baja.

Besarnya nilai kehilangan akibat relaksasi baja dapat dihitung dengan pers. 2.55 dan 2.56 sebagai berikut:

$$\Delta f_{pRe} = f_{ci} \left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{45} \right) \left(\frac{f_{ci}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (2.55)$$

(Nawy, 2001)

$$RET_1 = \Delta f_{pRe} \times Aps \quad (2.56)$$

Keterangan :

Δf_{pRe} = Tegangan yang hilang akibat relaksasi baja

RET_1 = Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja tahap 1

Aps = Luas penampang tendon *prestress*

f_{ci} = Tegangan prategang awal setelah *jacking* dan kehilangan langsung

f_{py} = Tegangan leleh tendon prategang

t_1 = Waktu awal interval tahapan yang dihitung

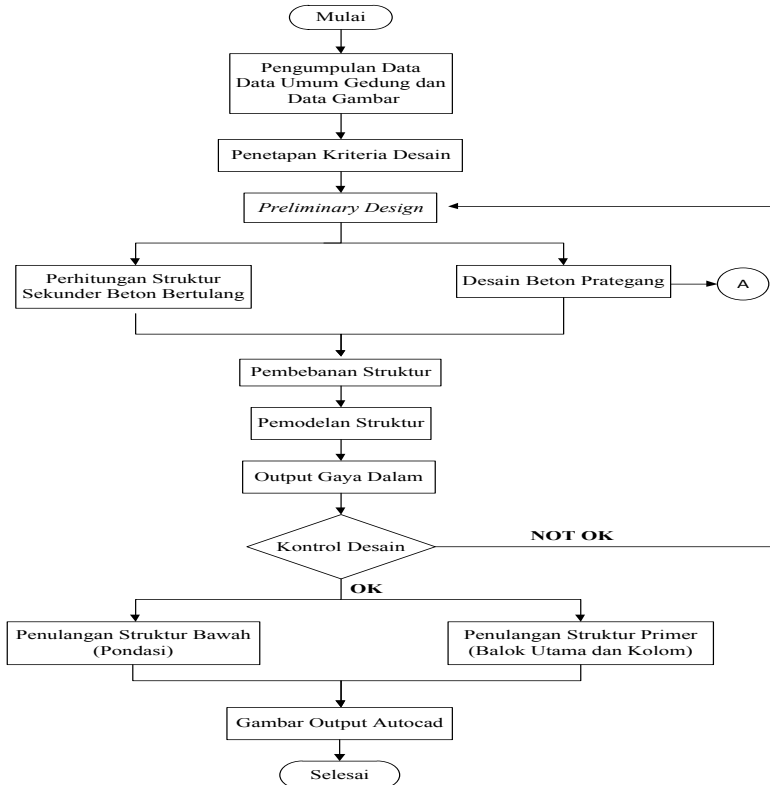
t_2 = Waktu akhir interval tahapan yang dihitung

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Metodologi ini menjelaskan urutan pelaksanaan dalam penyelesaian yang akan digunakan pada penyusunan Tugas Akhir. urutan yang digunakan pada Tugas Akhir ini dapat dilihat pada alur di bawah ini, selanjutnya akan diikuti dengan penjelasan dari alur tersebut.



Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Perancangan struktur gedung



Gambar 3.2 Diagram Alir Metodologi Perancangan balok pratekan

3.2 Pembahasan Metodologi

Diagram alir pada gambar 3.1 dan gambar 3.2 merupakan acuan untuk merencanakan struktur Gedung Hotel Ibis Padang dengan beton prategang.

3.2.1 Pengumpulan Data

Data yang diperlukan dalam perancangan modifikasi bangunan adalah sebagai berikut :

1. Gambar Struktur
2. Data tanah

Dalam perancangan modifikasi ini juga dibutuhkan data umum

bangunan sebagai berikut :

- Nama Bangunan : Gedung Hotel Ibis
- Lokasi Bangunan : Padang, Sumatera Barat
- Fungsi Bangunan : Gedung Hotel
- Jumlah Lantai : 13 Lantai
- Tinggi Bangunan : 37,35 m
 - Lantai 1 : 3,1 m
 - Lantai 2 : 3,2 m
 - Lantai 3 : 4,0 m
 - Lantai 4 – 13 m : 3,3 m
- Zona Gempa : Padang
- Struktur utama bangunan sebelum dimodifikasi : Struktur Beton Bertulang pada lantai 1- lantai atap
- Struktur utama bangunan setelah dimodifikasi : Struktur Beton Bertulang pada lantai 1- 11 dan pada lantai 12 dan lantai atap akan dimodifikasi dengan menggunakan Balok Beton Prategang.
- Struktur Pondasi : Pondasi dalam

3.2.2 Penetapan Kriteria Disain

Pemilihan kriteria disain dilakukan berdasarkan data gedung sehingga sistem struktur yang akan dianalisis telah memenuhi persyaratan yang terdapat pada SNI 1726:2012.

3.2.3 Preliminary Desain

Preliminary desain merupakan perencanaan awal untuk menentukan dimensi awal dari suatu komponen struktur yang mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013. Beberapa komponen struktur tersebut antara lain :

1. Balok
2. Kolom
3. Pelat
4. Tangga

3.2.4 Perencanaan Balok Prategang

Langkah-langkah dalam perencanaan balok prategang adalah sebagai berikut :

3.2.4.1 Pemilihan Jenis Beton Prategang

Melakukan pemilihan terhadap jenis beton prategang yang akan digunakan dalam perencanaan ini meliputi :

- a. Pada perencanaan ini dipilih beton prategang pascatarik (*post tension*) dimaksudkan agar pengecoran langsung dilapangan dan dapat dikontrol untuk *jacking*.
- b. Pada perencanaan beton prategang dipilih dengan adanya grouting, karena lebih menyatunya antara baja dan beton, dan juga mengurangi kehilangan prategang.

3.2.4.2 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal sangat dipengaruhi oleh momen total. Gaya prategang ini yang kemudian disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai dengan pemilihan penampang.

3.2.4.3 Penetapan Dan Tata Letak Kabel

Penetapan jenis dan penentuan daerah batas kabel harus sesuai dengan kriteria perencanaan agar tidak melampaui batasan yang diijinkan. Jenis kabel yang dipilih dan jumlah kabel akan mempengaruhi letak kabel, dimana terdapat batasan agar tidak melebihi syarat batas kriteria.

3.2.4.4 Kontrol Tegangan

Melakukan kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap-tahap yang kritis dalam perancangan, yaitu pada saat *jacking* dan tahap *service* (T.Y. Lin, 2000). Kontrol dilakukan untuk memenuhi apakah dimensi balok mampu menerima tegangan yang diberikan dan tegangan yang diterima telah sesuai dengan perancangan pemberian tegangan.

3.2.4.5 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang terjadi pada saat transfer tegangan dan secara menerus menurut fungsi waktu. Dilakukan perhitungan agar didapatkan nilai prategang efektif. Perhitungan kehilangan gaya prategang meliputi :

- a. Akibat perpendekan elastis beton
- b. Akibat gesekan dan *wobble effect*
- c. Akibat dudukan anker
- d. Akibat rangkai
- e. Akibat susut
- f. Akibat relaksasi baja

3.2.4.6 Momen Batas

Momen batas dihitung dengan mengetahui kekuatan batas balok prategang dalam menerima beban layan dan beban ultimate.

3.2.4.7 Kontrol Lendutan

Memperhitungkan lendutan-lendutan yang terjadi sehingga tidak melampaui batasan yang telah ditentukan. Lendutan dihitung menurut model pembebanan, dimana beban yang mempengaruhi adalah beban sendiri dan beban eksternal.

3.2.4.8 Kontrol Retak

Retak terjadi apabila beton menerima tegangan tarik yang melampaui tegangan runtuhnya. Maka dari itu, momen retak harus dihitung agar beton tidak menerima tegangan tarik melampaui tegangan runtuh.

3.2.4.9 Kontrol Geser

Perancangan tulangan geser diperhitungkan menurut standar perancangan SNI 2847:2013. Perhitungan geser dilakukan agar balok memiliki kemampuan menahan gaya geser yang diterima.

3.2.4.10 Blok Angkur Ujung

Pada balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.2.2

Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencah belah dan pecah yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.1.2

3.2.4.11 Indeks Beton Prategang Parsial dan Beton Bertulang

Beberapa indeks telah diusulkan untuk menggambarkan fungsi dari beton prategang pada struktur. Indeks ini berguna dalam membandingkan kinerja relatif dari elemen yang dibuat dari material yang sama, tapi dalam menggunakan indeks ini harus hati-hati untuk menentukan nilai absolut dari hal-hal seperti deformasi dan lebar retak. Dua indeks yang paling umum adalah tingkat prategang λ , dan Prategang Parsial Ratio (PPR).

3.2.5 Pembebanan Pada Struktur

Dalam perencanaan struktur harus memperhitungkan pengaruh-pengaruh aksi sebagai akibat dari beban-beban berikut ini sesuai dengan peraturan PPIUG 1987 dan SNI 1727-2013:

1. Beban Mati (PPIUG Bab 2)

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

2. Beban hidup (PPIUG 1987 Bab 1 Pasal 1.2)

Beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan didalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang

tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Khusus pada atap ke dalam beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh (*energy kinetic*) butiran air.

3. Beban Angin (W)

Beban angin ialah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.

4. Beban Gempa (E)

Perhitungan beban gempa dilakukan dengan analisa respons spectrum. Respons spectrum adalah suatu diagram hubungan antara percepatan respons maksimum suatu system satu derajat kebebasan (SDK) akibat gempa tertentu, sebagai fungsi dari faktor redaman dan waktu getar alami.

3.2.6 Analisis Struktur Utama

Pada tahap ini, analisis struktur utama menggunakan SAP2000. Karena struktur gedung ini termasuk kategori struktur bangunan tidak beraturan maka dalam analisisnya menggunakan pembebanan gempa *respons spectrum* yang diambil berdasarkan parameter *respons spectral* percepatan gempa kota Padang.

3.2.7 Perhitungan Struktur Sekunder

Desain struktur sekunder dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur sekunder. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk desain dalam struktur sekunder. Beberapa elemen struktur sekunder yang akan di rencanakan antara lain :

1. Penulangan Plat Lantai
2. Perencanaan Balok Sekunder
3. Perencanaan Struktur Tangga

3.2.8 Perhitungan Struktur Utama

Bila sudah melakukan analisa gaya dengan menggunakan program analisis struktur dilakukan perhitungan pendetailan dan kontrol desain. Pada kontrol desain dilakukan agar analisa hasil pendetailan struktur bangunan dapat memenuhi syarat keamanan dan sesuai batas-batas tertentu menurut peraturan. Kontrol Desain yang dilakukan adalah berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kuat lentur, momen nominal, beban layan (*servicibility*) dan beban *ultimate*. Bila telah memenuhi, maka dapat diteruskan ke tahap penggambaran. Bila tidak memenuhi harus dilakukan *re-design*.

1. Perencanaan Balok Utama
2. Perencanaan Kolom

3.2.9 Perencanaan pondasi

Desain Pondasi dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur primer dengan menggunakan program bantu analisis struktur. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk desain pondasi.

3.2.10 Gambar Output AutoCad

Apabila analisa dan kontrol desain baik pada beton bertulang biasa maupun pada balok prategang sudah selesai, maka untuk mengetahui hasil akhir perhitungan perlu dibuat gambar teknik yang *representative* dari hasil analisa dan perhitungan dengan menggunakan alat bantu AutoCad.

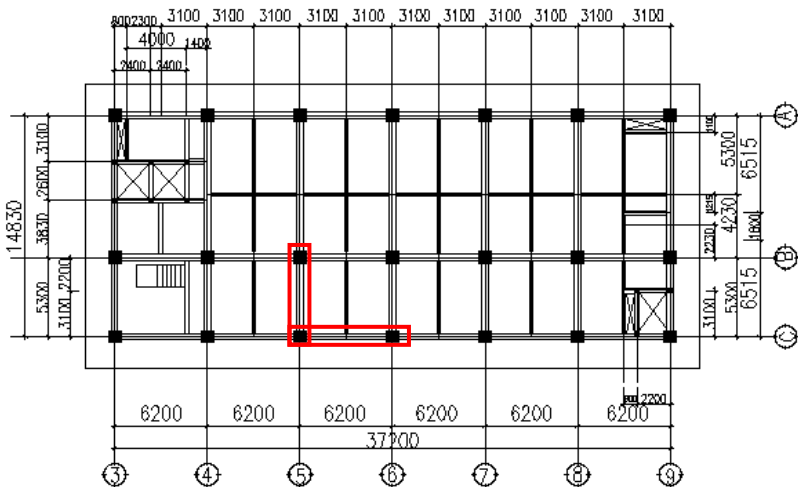
BAB IV PRELIMINARY DESAIN

4.1 Data Perencanaan

Material yang digunakan untuk struktur gedung ini adalah beton bertulang dengan data-data sebagai berikut :

Tipe bangunan	: Gedung Hotel
Tinggi Bangunan	: 37,35 m (13 Lantai)
Luas Bangunan	: 37,2 m x 14,83 m
Mutu Beton (f_c') kolom	: 35 Mpa
Mutu Beton (f_c') balok dan plat	: 35 Mpa
Mutu Baja (f_y) kolom	: 420 Mpa
Mutu Baja (f_y) balok dan plat	: 240 Mpa

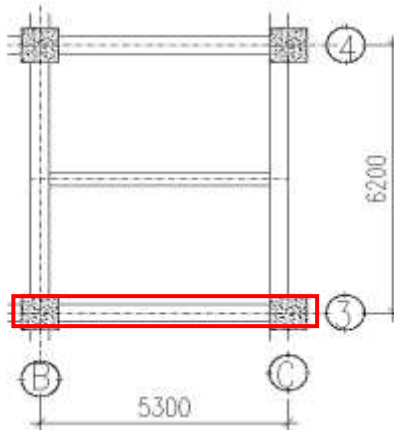
Denah struktur gedung Hotel Ibis Padang dapat dilihat pada gambar 4.1



Gambar 4.1 Denah Struktur Gedung Hotel Ibis Padang

4.2 Desain Dimensi Balok

Balok adalah komponen struktur yang berfungsi menahan lentur. Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1, desain dimensi balok (tinggi minimum balok) dengan bentang seperti pada gambar 4.2 adalah sbb :



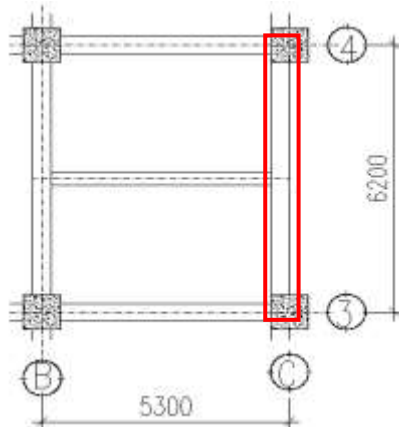
Gambar 4.2 Balok Primer (BI-1)

- Dimensi balok primer (BI-1), Panjang bentang (L) = 5,3 m.

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L = \frac{5300}{16} = 331,25 \approx 330 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 330 = 220 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok primer memanjang (BI-1) adalah **220/330 cm**



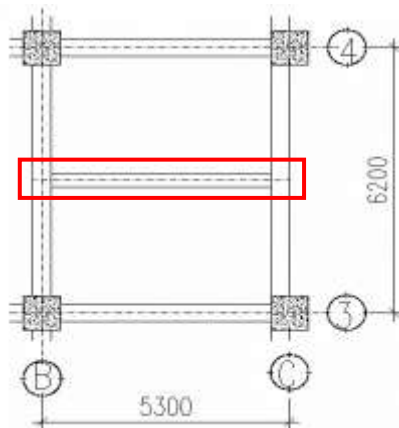
Gambar 4.3 Balok Primer (BI-2)

- Dimensi balok primer (BI-2), Panjang bentang (L) = 6,2 m.

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L = \frac{6200}{16} = 387,5 \approx 70 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 45 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok primer melintang (BI-2) adalah **45/70 cm**



Gambar 4.4 Balok Sekunder (BA-1)

- Dimensi balok sekunder (BA-1), Panjang bentang (L) = 5,3m.

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L = \frac{530}{16} = 33,13 \approx 40 \text{ cm}$$

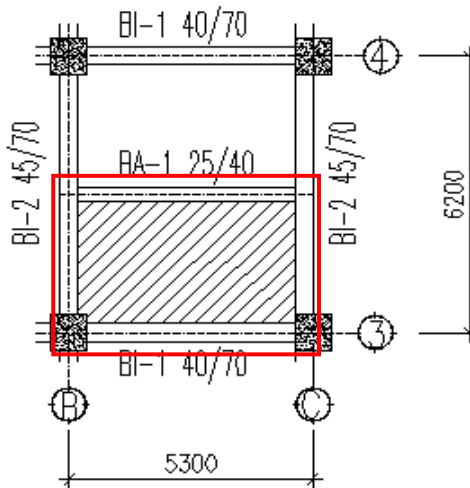
$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 40 = 26,5 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok sekunder memanjang (BA-1) adalah **25/40 cm**.

4.3 Desain Dimensi Plat Lantai

Desain tebal plat lantai 1 s/d 13.

Perhitungan tipe plat A dengan dimensi seperti pada gambar 4.5.



Gambar 4.5 Tinjauan Plat Lantai Tipe A

$$L_x = 310 \text{ cm}$$

$$L_y = 530 \text{ cm}$$

$$L_n = 530 - \left(\frac{45}{2} + \frac{45}{2} \right) = 485 \text{ cm}$$

$$S_n = 310 - \left(\frac{40}{2} + \frac{25}{2} \right) = 277,5 \text{ cm}$$

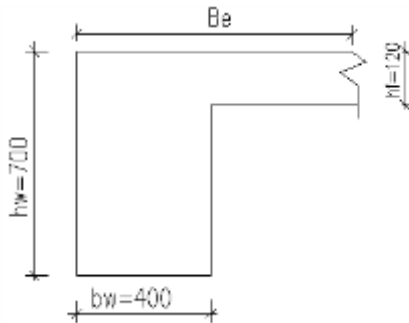
$$\beta = \frac{Ln}{S_n} = \frac{485}{277,5} = 1,75 < 2 \text{ (Plat 2 arah)}$$

Direncanakan dengan tebal plat, $t = 12 \text{ cm}$

$f_c' = 25 \text{ Mpa}$; $f_y = 240 \text{ Mpa}$

- Balok As C Joint 3-3

Dimensi potongan balok As C joint 3-3 seperti pada gambar 4.6.



Gambar 4.6 Balok As C joint 3-3

Menentukan lebar efektif flens (SNI 2847:2013 pasal 13.2.4)

$$\checkmark \text{ be} = b_w + 2h_w < b_w + 8h_f$$

- $\text{be} = b_w + 2h_w$

$$\text{be} = 40 + 2(70 - 12) = 111 \text{ cm}$$

- $\text{be} = b_w + 8h_f$

$$\text{be} = 40 + 8(12) = 131 \text{ cm}$$

Diambil be terkecil = 111 cm.

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{111}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right) \left[4 - 6\left(\frac{12}{70}\right) + 4\left(\frac{12}{70}\right)^2 + \left(\frac{111}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{111}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)}$$

$$k = 0.91$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 0.91 \frac{40 \times 70^3}{12} = 331770,8 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

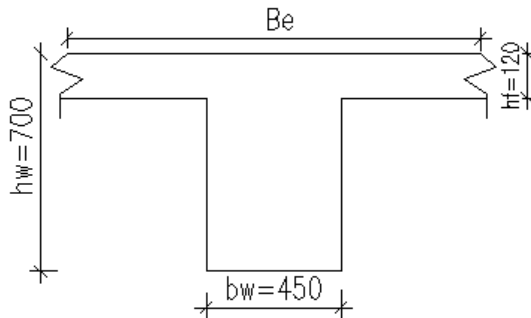
$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{580 \times 12^3}{12} = 28800 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{331770,8}{28800} = 11,52$$

- Balok As 4 Joint B-B

Dimensi potongan balok As 4 joint B-B seperti pada gambar 4.7



Gambar 4.7 Balok As 4 joint B-B

Menentukan lebar efektif flens (SNI 2847:2013 pasal 13.2.4)

$$\checkmark be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

- $be = bw + 2hw$

$$be = 45 + 2(70-12) = 136 \text{ cm}$$

- $be = bw + 8hf$

$$be = 45 + 8(12) = 136 \text{ cm}$$

Diambil be terkecil = 136 cm.

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{136}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right) \left[4 - 6\left(\frac{12}{70}\right) + 4\left(\frac{12}{70}\right)^2 + \left(\frac{136}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{136}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)}$$

$$k = 0,86$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 0,86 \frac{45 \times 70^3}{12} = 619200 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

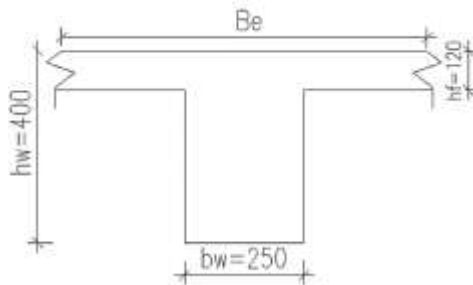
$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{580 \times 12^3}{12} = 44640 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{619200}{44640} = 13,87$$

- Balok As B' Joint 3-3

Dimensi potongan balok As B' joint 3-3 seperti pada gambar 4.8



Gambar 4.8 Balok As B' joint 3-3

Menentukan lebar efektif flens (SNI 2847:2013 pasal 13.2.4)

✓ $be = bw + 2hw < bw + 8hf$

- $be = bw + 2hw$

$$be = 25 + 2(40-12) = 81 \text{ cm}$$

- $be = bw + 8hf$

$$be = 25 + 8(12) = 121 \text{ cm}$$

Diambil be terkecil = 81 cm.

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{81}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right) \left[4 - 6\left(\frac{12}{40}\right) + 4\left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{81}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{81}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)}$$

$$k = 1,07$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,07 \frac{40 \times 60^3}{12} = 770400 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{620 \times 12^3}{12} = 44640 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{770400}{44640} = 17,25$$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai α_m sebagai berikut :

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{n} (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \dots + \alpha_n)$$

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{3} (11,52 + 13,87 + 17,25) = 14,21$$

Karena $\alpha_{fm} > 2$ dipakai persamaan (2.6), SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{4900\left(0,8 + \frac{240}{1400}\right)}{36 + (9 \times 1,75)} = 100 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

- ➔ digunakan tebal plat lantai 1 s/d 12 tipe A adalah 120 mm.
- ➔ dengan cara yang sama didapatkan resume ketebalan plat dari masing – masing tipe plat seperti pada tabel 4.1

Tabel 4.1 Resume Ketebalan Plat Lantai

Tipe	Lantai	Dimensi		Tebal	Ket
		Lx	Ly		
A	1 s/d 12	310	530	120	2 arah
B	1 s/d 12	310	423	120	2 arah
C	Atap	310	530	120	2 arah
D	Atap	310	423	120	2 arah

4.4 Desain Dimensi Kolom

Berdasarkan denah struktur pada gambar 4.1, desain kolom yang memikul beban terbesar adalah kolom yang memikul plat lantai dengan bentang terbesar yaitu pada kolom As B-5 sebagaimana diperlihatkan pada gambar 4.9.

Menurut SNI 2847:2013 pasal 10.8. Kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Direncanakan :

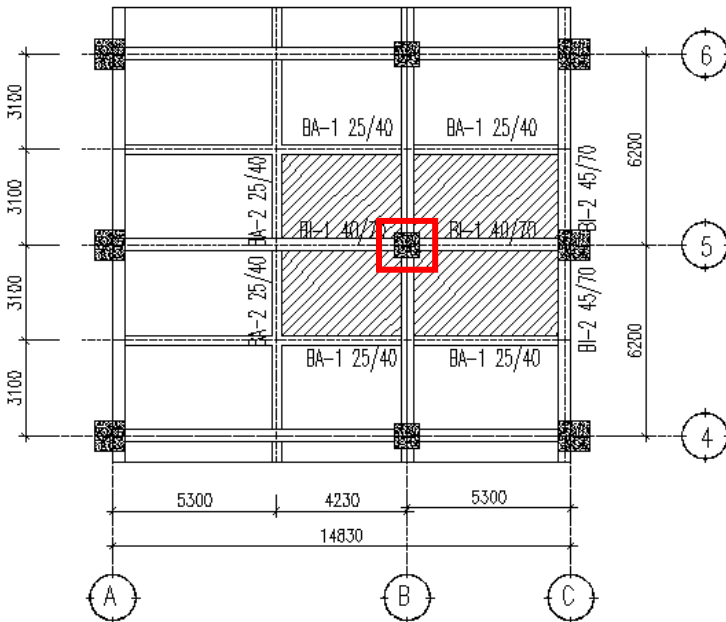
Tebal plat : 120 mm

Tinggi Lantai 1 : 3,1 m

Tinggi Lantai 2 : 3,2 m

Tinggi Lantai 3 : 4,0 m

- Tinggi Lantai 4 – 13 m : 3,3 m
 Dimensi plat : 620 x 953 cm
 Beban hidup (L_o) : 1,92 KN/m²
 (Berdasarkan SNI 1727:2013 Tabel 4.1)
 Luas Tributari (A_T) : 6,2 x 9,53 = 59,1 m²
 K_{LL} : 4 (Berdasarkan ilustrasi pada gambar
 C4 SNI 1727:2013 Tabel 4.2)



Gambar 4.9 Daerah Pembebanan Kolom

Beban Mati Lantai 1 s/d 12

Pelat lantai	=	6.2	x	9.53	x	0.12	x	24	x	12	=	2042	KN
Penggantung	=	6.2	x	9.53	x		x	0.07	x	12	=	49.632	KN
Plafond	=	6.2	x	9.53	x		x	0.11	x	12	=	77.994	KN
Balok B1	=	0.35	x	0.5	x	14.83	x	7	x	12	=	218	KN
Balok B2	=	0.4	x	0.6	x	12.4	x	9	x	12	=	321.41	KN
Balok B3	=	0.25	x	0.4	x	14.83	x	12	x	12	=	213.55	KN
Spesi t=2cm	=	6.2	x	9.53	x		x	0.21	x	12	=	148.9	KN
Tegel t=1cm	=	6.2	x	9.53	x		x	0.24	x	12	=	170.17	KN
Mekanikal	=	6.2	x	9.53	x		x	0.4	x	12	=	283.61	KN
Total Beban Mati											=	3525	KN

Beban Mati Lantai Atap

Pelat lantai	=	6.2	x	9.53	x	0.12	x	24	x	1	=	141.81	KN
Penggantung	=	6.2	x	9.53	x		x	0.07	x	1	=	4.136	KN
Plafond	=	6.2	x	9.53	x		x	0.11	x	1	=	6.4995	KN
Balok B1	=	0.35	x	0.5	x	14.83	x	7	x	1	=	18.167	KN
Balok B2	=	0.4	x	0.6	x	12.4	x	9	x	1	=	26.784	KN
Balok B3	=	0.25	x	0.4	x	14.83	x	12	x	1	=	17.796	KN
Mekanikal	=	6.2	x	9.53	x		x	0.4	x	1	=	23.634	KN
Total Beban Mati											=	238.8	KN

Total Keseluruhan beban mati = **3764,12 KN**

Menurut SNI 1727:2013 pasal 4.8 komponen struktur yang memiliki nilai $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$ diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi sebagai mana ditunjukkan pada persamaan 3.35.

$$A_T = 6,2 \times 9,53 = 59,1 \text{ m}^2$$

$$K_{LL}A_T = 4 \times 59,1 = 236,4 \text{ m}^2$$

Maka, $236,4 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2$ (beban hidup boleh direduksi)

1. Reduksi beban hidup plat lantai 1 s/d 12

$$L = L_o \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \geq 0,4L_o$$

$$L = 1,92 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{236,4}} \right) \geq 0,4 \times 1,92$$

$$L = 1,05 \text{ KN/m}^2 \geq 0,77 \text{ KN/m}^2$$

Jadi total beban hidup plat lantai 1 s/d 12

$$\text{Lt. 1-12} = 1,05 \times 6,2 \times 9,53 \times 12 = 744,5 \text{ KN}$$

2. Reduksi beban hidup plat lantai atap

Reduksi beban hidup plat lantai atap (L_r) ditentukan sesuai dengan persamaan 2.7 karena $A_T = 59,1 \text{ m}^2$, maka :

$$R_1 = 1,2 - 0,011 \times 59,1 = 0,78$$

$$R_2 = 1 \text{ (} F < 4 \text{)}$$

$$L_r = L_o R_1 R_2 = 0,96 \times 0,78 \times 1 = 0,78 \text{ KN/m}^2$$

$$0,58 \leq L_r \leq 0,96, \text{ maka } L_r = 0,78 \text{ KN/m}^2$$

Jadi, total beban hidup plat lantai atap :

$$\text{Lt. Atap} = 0,78 \times 6,2 \times 9,53 = 46,1 \text{ KN}$$

- Kombinasi beban

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 3764,12 = 5269,77 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$= 1,2(3764,12) + 1,6(744,5) + 0,5(46,1)$$

$$= 5731,2 \text{ KN}$$

Diambil kondisi yang paling menentukan

$$Q_u = 5731,2 \text{ KN}$$

Mutu beton = 35 Mpa

$$\text{Dimensi : } A = \frac{P}{0,3x f'c} = \frac{5731200}{0,3 \times 35} = 545828,57 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi : } h = b, \text{ jadi } A = b \times b = b^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{545828,57} = 738 \text{ mm} \approx \mathbf{800 \text{ mm}}$$

Jadi, dipakai dimensi kolom pada Gedung Hotel Ibis Padang adalah sebagai berikut :

- Pada kolom Lantai 1 - 4 : 80 x 80 cm
- Pada kolom Lantai 5 - 8 : 75 x 75 cm
- Pada kolom Lantai 9 -12 : 70 x 70 cm

BAB V

DESAIN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Desain Struktur Plat

Desain struktur plat lantai di desain menggunakan program bantu SAP 2000 dengan menggunakan element Shell. Beban yang bekerja pada plat lantai dimasukkan pada Area Uniform Loads.

Pendefinisian plat satu arah dan dua arah dapat dilihat dari rasio panjang terpanjang dengan panjang pendek pada suatu pelat (berdasarkan buku wang salmon jilid 2 edisi ke-4 bab 16).

Jika lebih besar dari 2 maka pelat itu bisa dikatakan pelat satu arah dan perhitungan dilakukan sama seperti perhitungan balok. Jika rasionya lebih kecil dari 2 maka pelat itu bisa dikatakan pelat dua arah.

Beban-beban yang bekerja pada plat disesuaikan berdasarkan SNI 1727:2013 pembebanan plat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2.(1) yaitu :

- $Q_u = 1,4 DL$
- $Q_u = 1,2 DL + 1,6 LL$

5.1.1 Desain Plat Lantai 1 s/d 11 Tipe A

Data Desain

Data – data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan lantai adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f_c')	= 35 Mpa $\rightarrow \beta_1 = 0,81$ (Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.(1))
Tebal Pelat Lantai 2-12 (t)	= 120 mm
Selimut Beton	= 20 mm
Modulus Elastisitas (E_c)	= $4700 \sqrt{f_c'}$ \rightarrow 27805,6 Mpa
Kuat Tarik (f_y)	= 240 Mpa

1. Pembebanan Pelat lantai 2 s/d 12 Tipe A

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

Beban Mati (DL)

Berat sendiri	=	0.12	x	24	=	2.88	KN/m ²
Plafond	=			0.11	=	0.11	KN/m ²
Penggantung	=			0.07	=	0.07	KN/m ²
Tegel t=1cm	=	0.01	x	24	=	0.24	KN/m ²
Spesi t=2cm	=	0.02	x	21	=	0.42	KN/m ²
Ducting AC	=			0.15	=	0.15	KN/m ²
Plumbing	=			0.1	=	0.1	KN/m ²
Total Beban Mati					=	3.97	KN/m²

2. Beban Hidup (LL) Plat Lantai 2 s/d 12 Tipe A

Beban hidup (Lo) = 1.92 kN/m² (SNI 1727:2013 Tabel 4.1)

Luas tributary (A_T) = 5,3 x 3,1 = 16,43 m²

K_{LL} = 1 (SNI 1727-2013 Tabel 4:2)

K_{LL} A_T = 1 x 16,43 = 16,43 m²

16,43 m² ≤ 37,16 m² (beban hidup tidak boleh direduksi)

Maka, beban hidup lantai 2 s/d 12 1,92 kN/m²

3. Kombinasi Pembebanan

Qu = 1,4 DL

= 1,4 × 3,97

= 5,56 KN/m²

Qu = 1,2 DL + 1,6 LL

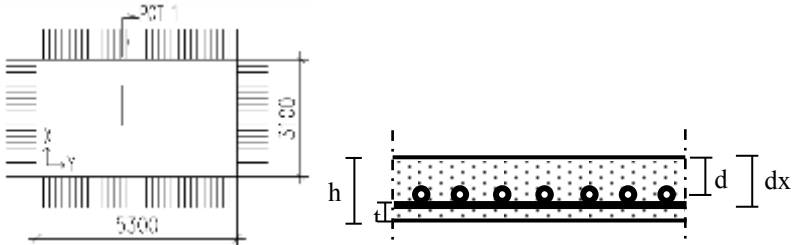
= (1,2 × 3,97) + (1,6 × 1,92)

= 7,84 KN/m²

• Maka, digunakan Qu = 7,84 KN/m²

Penulangan Plat Lantai Tipe A

Dimensi plat lantai tipe A seperti ditunjukkan pada gambar 5.1



Gambar 5.1 Dimensi plat lantai tipe A

Dari perhitungan *preliminary desain* sebelumnya didapat nilai μ sebesar $= 14,21 > 2$, sehingga perletakan yang digunakan adalah Jepit Penuh. Perhitungan nilai gaya dalam pada pelat berdasarkan peraturan pembebanan Indonesia 1983 adalah sebagai berikut :

- $L_y/L_x = 5300/3100 = 1.7 < 2$ (Plat 2 arah)
- $M_{tx} = M_{lx} = -0.001 \times Q_u \times L_x^2 \times X_x$
 $= -0.001 \times 7,84 \times 3,1^2 \times 81$
 $= -6,10 \text{ kNm}$
- $M_{ty} = M_{ly} = -0.001 \times Q_u \times L_y^2 \times X_y$
 $= -0.001 \times 7,84 \times 5,3^2 \times 57$
 $= -12,55 \text{ kNm}$
- $dx = t_{\text{plat}} - \text{deking} - \frac{1}{2} \phi$
 $= 120 - 20 - (0,5 \times 10)$
 $= 95 \text{ mm}$
- $dy = t_{\text{plat}} - \text{deking} - \phi - \frac{1}{2} \phi$
 $= 120 - 20 - 10 - (0,5 \times 10)$
 $= 85 \text{ mm}$
- ρ_{\min} untuk pelat $= 0,002$

sehingga nilai ρ perlu dapat dihitung sebagai berikut :

- ✓ Penulangan Arah x (lapangan = tumpuan)
- Direncanakan menggunakan $\phi 10 - 200 \text{ mm}$
 $M_u = 6,1 \text{ KNm} = 6100000 \text{ Nmm}$

$$m = \frac{f_y}{0,81 \times f'_c} = \frac{240}{0,85 \times 35} = 8,16$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{6100000}{0,9 \times 1000 \times 95^2} = 0,751 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{8,16} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,16 \times 0,751}{240}} \right) \\ &= 0,00317 > \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{perlu}}) \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00317 \times 1000 \times 95 \\ &= 301,166 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{301,166 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 4,05 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4,05}{0,81} = 4,99 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{95}{4,99} - 1 \right) = 0,054$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\text{tul}}}}} = \frac{1000}{\frac{301,166}{78,54}} = 260,78 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan **Ø 10 - 200 mm**

$$\text{Sehingga } A_{S_{\text{pakai}}} = \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 392,7 \text{ mm}^2.$$

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{max} \leq 2h$$

$$200 \leq 2 \times 120 = 240 \text{ (Ok, Memenuhi)}$$

- ✓ Penulangan Arah y (lapangan = tumpuan)

- Direncanakan menggunakan $\emptyset 10 - 100$

$$M_u = 12,55 \text{ KNm} = 12550000 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{240}{0,85 \times 35} = 8,16$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{12550000}{0,9 \times 1000 \times 85^2} = 1,93 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{8,16} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,16 \times 1,93}{240}} \right) \\ &= 0,0083 > \rho_{min} \dots \dots \text{(digunakan } \rho_{perlu} \text{)} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho_{perlu} \times b \times d \\ &= 0,0083 \times 1000 \times 85 = 707,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{707,57}{78,54}} = 110,99 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan $\emptyset 10-100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } A_{s_{pakai}} &= \frac{1000}{100} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 \\ &= 785,4 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{785,4 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 10,56 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10,56}{0,81} = 13,04 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{85}{13,04} - 1 \right) = 0,0165$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ε_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{max} \leq 2h = 100 \leq 2 \times 120 = 240 \text{ (Ok, Memenuhi)}$$

Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 2847:2013 bila ketebalan plat yang digunakan melebihi batas minimum ketebalan plat, maka kontrol lendutan tidak perlu dilakukan. Kontrol lendutan ini dimaksudkan agar perencana mengetahui perilaku dari plat lantai ini.

$$M_{tx} = M_{lx} = -0,001 \times q \times L_x^2 \times X_x$$

$$M_{tx} = -0,001 \times 1,92 \times 3,1^2 \times 81 = 1,49 \text{ KNm (MLL)}$$

$$M_{tx} = -0,001 \times 3,97 \times 3,1^2 \times 81 = 3,10 \text{ KNm (MDL)}$$

$$M_a = M_{ltxHidup} + M_{ltxMati} = 1,49 + 3,10 = 4,59 \text{ KNm}$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1000 \times 120^3}{12} = 14,4 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 0,62 \sqrt{35} = 3,67 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = \frac{2 f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,67 \times 14,4 \times 10^7}{120} = 8,8 \text{ KNm}$$

- Karena $M_a < M_{cr}$, maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang efektif (I_e).

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{35} = 2,78 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7,55$$

$$A_s = 785,4 \text{ mm}^2$$

- Lebar Garis Netral

$$1000 Y \times \frac{1}{2} Y = 8,94 \times 785,4 \text{ (95-Y)}$$

$$Y = 30,17 \text{ mm}$$

- Momen Inersia Penampang Retak (I_{cr})

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{1}{3} \times bY^3 + n \times A_s (d - Y)^2 \\ &= \frac{1}{3} \times 1000 \times 30,2^3 + 8,94 \times 785,4 \times (95 - 30,2)^2 \\ &= 34,08 \times 10^6 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Inersia Penampang Efektif (I_e)

$$\begin{aligned} I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_{cr} \\ &= \left(\frac{7,44}{4,59} \right)^3 \times 14,4 \times 10^7 + \left(1 - \frac{7,44}{4,59} \right)^3 \times 38,66 \times 10^6 \\ &= 47,23 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$(\Delta i)_{DL+LL} = \frac{5m_a l^2}{48E_c I_e} = \frac{5 \times 4,59 \times 10^6 \times 3100^2}{48 \times 2,78 \times 10^4 \times 47,23 \times 10^6} = 3,495 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{3,1}{3,1 + 1,49} \times 3,495 = 2,4 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{LL} = \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{1,49}{3,10 + 1,49} \times 3,495 = 1,1 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.2.5 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan $\lambda = 2$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan Rumus 2.31 :

$$\begin{aligned} \Delta_{LT} &= (\Delta i)_{LL} + \lambda [(\Delta i)_{DL} + 1,65(\Delta i)_{LL}] \\ &= 1,1 + (2 \times 2,4) + (1,65 \times 1,1) \\ &= 7,73 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 batasan lendutan untuk plat lantai

adalah : $\frac{l}{240}$.

$$\frac{l}{240} = \frac{3100}{240} = 12,92 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LT} \leq \frac{l}{240} = 7,73 \leq 12,92 \text{ mm (Ok, Lendutan memenuhi)}$$

Dari perhitungan SAP 2000 didapatkan nilai lendutan (Δ_{LT}) sebagai berikut :

1. pada frame no. 1426, Lendutan arah X (Δ_1) = 9,943
2. pada frame no. 1425, Lendutan arah X (Δ_2) = 11,146

$$\Delta_{LT} = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} = \frac{9,943 + 11,146}{2} = 10,544 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 batasan lendutan untuk plat lantai adalah : $\frac{l}{240}$.

$$\frac{l}{240} = \frac{3100}{240} = 12,92 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_{LT} \leq \frac{l}{240} = 10,544 \leq 12,92 \text{ mm (Ok, Lendutan memenuhi)}$$

Kontrol Retak

perhitungan lebar retak dapat dilakukan dengan:

$$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{dc \times A} \quad (\text{Berdasarkan SNI 2847:2002})$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang di dalam ruang dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari:

$$S = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \times Cc \quad (\text{Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.6.4})$$

$$\text{Dan tidak boleh lebih besar dari : } S = 300 \times \frac{280}{f_s}$$

f_s : tegangan dalam ruangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil 2/3 dari f_y .

dc : tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan, $Cc + \frac{1}{2} \text{Øtulangan}$

A : luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut, dibagi jumlah batang tulangan.

Cc: 20 mm

Fy: 240 MPa

fs : $\frac{2}{3} f_y = 160$ Mpa

Øtulangan : 10 mm

dc : $20 + \frac{1}{2} 10 = 25$ mm

$$A : \frac{2 \times 20 \times 1000}{4} = 10000 \text{ mm}^2$$

$$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$$

$$W = 11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 160 \times \sqrt[3]{25 \times 10000} = 0,094 \text{ mm}$$

< 0,4 mm (**Ok**)

Spasi max dipermukaan tarik :

$$S = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \times C_c$$

$$S = 380 \times \frac{280}{160} - 2,5 \times 20 = 615 \text{ mm} > S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm} \text{ (**Ok**)}$$

$$S = 300 \times \frac{280}{f_s}$$

$$S = 300 \times \frac{280}{160} = 525 \text{ mm} > S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm} \text{ (**Ok**)}$$

5.1.2 Desain Plat Lantai 1 s/d 11 Tipe B

Data Desain

Data – data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan plat adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f_c') = 45 Mpa $\rightarrow \beta_1 = 0,74$
(Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.(1))

Tebal Pelat Lt. Atap (t) = 120 mm

Selimut Beton = 20 mm

Modulus Elastisitas(E_c) = $4700 \sqrt{f_c'}$ $\rightarrow 31528,5$ Mpa

Kuat Tarik (f_y) = 240 Mpa

Pembebanan Pelat lantai Atap Tipe B

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

1. Beban Mati (D)

Berat sendiri	=	0.12	x	24	=	2.88	KN/m ²
Plafond	=			0.11	=	0.11	KN/m ²
Penggantung	=			0.07	=	0.07	KN/m ²
Ducting AC	=			0.15	=	0.15	KN/m ²
Plumbing	=			0.1	=	0.1	KN/m ²
Total Beban Mati					=	2.83	KN/m²

2. Beban Hidup (LL) Plat Lantai Atap Tipe C

Reduksi beban hidup plat lantai atap (L_r) ditentukan sesuai dengan Persamaan 2.

$$\text{Luas tributary } (A_T) = 5,3 \times 3,1 = 16,43 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 1$$

$$R_2 = 1 \quad (F < 4)$$

$$L_r = L_o R_1 R_2 = 0,96 \times 1 \times 1 = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{maka } L_r = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup plat lantai atap} = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

3. Kombinasi Pembebanan

$$Q_u = 1,4 \text{ DL}$$

$$= 1,4 \times 2,83$$

$$= 3,96 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

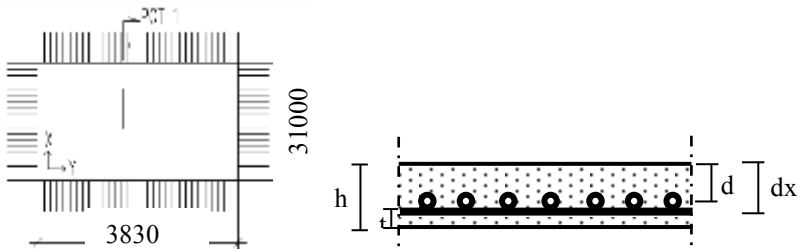
$$= (1,2 \times 2,83) + (1,6 \times 0,96)$$

$$= 4,93 \text{ KN/m}^2$$

- Maka, digunakan $Q_u = 4,93 \text{ KN/m}^2$

Penulangan Plat Lantai Tipe B

Dimensi plat lantai tipe B seperti ditunjukkan pada gambar 5.2



Gambar 5.2 Dimensi plat lantai tipe B

Dari perhitungan preliminary desain sebelumnya didapat nilai α_m sebesar $= 14,21 > 2$, sehingga perletakan yang digunakan adalah Jepit Penuh. Perhitungan nilai gaya dalam pada pelat adalah sebagai berikut :

- $L_y/L_x = 3830/3100 = 1.2 < 2$ (Plat 2 arah)
- $M_{lx} = M_{ly} = -0.001 \times Q_u \times L_x^2 \times X_x$
 $= -0.001 \times 4,93 \times 3,1^2 \times 81$
 $= -3,84 \text{ KNm}$
- $M_{ly} = M_{lx} = -0.001 \times Q_u \times L_y^2 \times X_y$
 $= -0.001 \times 4,93 \times 3,83^2 \times 57$
 $= -7,89 \text{ KNm}$
- $dx = t \text{ plat} - \text{deking} - \frac{1}{2} \phi$
 $= 120 - 20 - (0,5 \times 10)$
 $= 95 \text{ mm}$
- $dy = t \text{ plat} - \text{deking} - \phi - \frac{1}{2} \phi$
 $= 120 - 20 - 10 - (0,5 \times 10)$
 $= 85 \text{ mm}$
- ρ_{\min} untuk pelat $= 0,002$

Sehingga nilai ρ perlu dapat dihitung sebagai berikut :

✓ Penulangan Arah x (lapangan = tumpuan)

- Direncanakan menggunakan $\emptyset 10 - 150$

$$Mu = 3,84 \text{ KNm} = 3840000 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{240}{0,85 \times 45} = 6,27$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3840000}{0,9 \times 1000 \times 95^2} = 0,437 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{6,27} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6,27 \times 0,437}{240}} \right) \\ &= 0,00198 < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\text{min}}) \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 95 \\ &= 188 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\text{tul}}}}} = \frac{1000}{\frac{188}{78,54}} = 417,8 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan $\emptyset 10 - 200 \text{ mm}$

$$\text{Sehingga } A_{S_{\text{pakai}}} = \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 392,7 \text{ mm}^2.$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{392,7 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 5,28 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,28}{0,81} = 6,52 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{95}{6,52} - 1 \right) = 0,041$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{\max} \leq 2h$$

$$200 \leq 2 \times 120 = 240 \text{ (Ok, Memenuhi)}$$

✓ Penulangan Arah y (lapangan = tumpuan)

- Direncanakan menggunakan \emptyset 10 – 100

$$M_u = 7,89 \text{ KNm} = 7890000 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{240}{0,85 \times 45} = 6,27$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{7890000}{0,9 \times 1000 \times 85^2} = 1,213 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{6,27} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6,27 \times 1,2}{240}} \right) \\ &= 0,0051 > \rho_{\min} \dots \dots \text{(digunakan } \rho_{\text{perlu}} \text{)} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0051 \times 1000 \times 85 = 431,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\text{tul}}}}} = \frac{1000}{\frac{431,88}{78,54}} = 181,86 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan \emptyset 10-100 mm

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } A_{S_{\text{pakai}}} &= \frac{1000}{100} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 \\ &= 785,4 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{785,4 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 10,56 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10,56}{0,81} = 13,04 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{85}{13,04} - 1 \right) = 0,0165$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{max} \leq 2h = 100 \leq 2 \times 120 = 240 \text{ (Ok, Memenuhi)}$$

Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 2847:2013 bila ketebalan plat yang digunakan melebihi batas minimum ketebalan plat, maka kontrol lendutan tidak perlu dilakukan. Kontrol lendutan ini dimaksudkan agar perencana mengetahui perilaku dari plat lantai ini.

$$M_{tx} = M_{lx} = -0,001 \times q \times L_x^2 \times X_x$$

$$M_{tx} = -0,001 \times 0,96 \times 3,1^2 \times 81 = 0,75 \text{ KNm (MLL)}$$

$$M_{tx} = -0,001 \times 2,83 \times 3,1^2 \times 81 = 2,2 \text{ KNm (MDL)}$$

$$M_a = M_{lx} + M_{tx} = 0,75 + 2,2 = 2,95 \text{ KNm}$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1000 \times 100^3}{12} = 8,33 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{45} = 4,16 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = \frac{2 f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 4,16 \times 8,33 \times 10^7}{100} = 6,93 \text{ KNm}$$

- Karena $M_a < M_{cr}$, maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang kotor (I_g).

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{45} = 3,153 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 6,7$$

$$A_s = 654,5 \text{ mm}^2$$

- Lebar Garis Netral

$$1000 Y \times \frac{1}{2} Y = 6,7 \times 654,5 (75-Y)$$

$$Y = 21,6$$

- Momen Inersia Penampang Retak (I_{cr})

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \times bY^3 + n \times A_s (d - Y)^2$$

$$= \frac{1}{3} \times 1000 \times 21,6^3 + 6,7 \times 654,5 \times (75 - 21,6)^2$$

$$= 15,86 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- Momen Inersia Penampang Efektif (I_e)

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_{cr}$$

$$= \left(\frac{6,93}{2,95} \right)^3 \times 83,33 \times 10^6 + \left(1 - \frac{6,93}{2,95} \right)^3 \times 15,86 \times 10^6$$

$$= 37,69 \times 10^6$$

$$(\Delta i)_{DL+LL} = \frac{5m_a l^2}{48E_c I_g} = \frac{5 \times 2,59 \times 10^6 \times 3100^2}{48 \times 3,153 \times 10^4 \times 37,69 \times 10^6} = 2,48 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{2,2}{2,2 + 0,75} \times 2,48 = 1,85 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{LL} = \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{0,75}{2,2 + 0,75} \times 2,48 = 0,63 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.2.5 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan $\lambda = 2$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan Rumus 2.31 :

$$\begin{aligned} \Delta_{LT} &= (\Delta i)_{LL} + \lambda [(\Delta i)_{DL} + 1,65(\Delta i)_{LL}] \\ &= 0,63 + (2 \times 1,85) + (1,65 \times 0,63) \\ &= 5,37 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 batasan lendutan untuk plat lantai

adalah : $\frac{l}{240}$.

$$\frac{l}{240} = \frac{3100}{240} = 12,92 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LT} \leq \frac{l}{240} = 5,37 \leq 12,92 \text{ mm (Ok, Lendutan memenuhi)}$$

Dari perhitungan SAP 2000 didapatkan nilai lendutan (Δ_{LT}) sebagai berikut :

3. pada frame no. 1426, Lendutan arah X ($\Delta 1$) = 9,943

4. pada frame no. 1425, Lendutan arah X ($\Delta 2$) = 11,146

$$\Delta_{LT} = \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} = \frac{9,943 + 11,146}{2} = 10,544 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 batasan lendutan untuk plat lantai adalah : $\frac{l}{240}$.

$$\frac{l}{240} = \frac{3100}{240} = 12,92 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_{LT} \leq \frac{l}{240} = 10,544 \leq 12,92 \text{ mm (Ok, Lendutan memenuhi)}$$

Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 2847:2013 bila ketebalan plat yang digunakan melebihi batas minimum ketebalan plat, maka kontrol lendutan tidak perlu dilakukan. Kontrol lendutan ini dimaksudkan agar perencana mengetahui perilaku dari plat lantai ini.

Dari perhitungan SAP 2000 didapatkan nilai lendutan (Δ_{LT}) sebagai berikut :

5. pada frame no. 1425, Lendutan arah X ($\Delta 1$) = 11,145

6. pada frame no. 1411, Lendutan arah X ($\Delta 2$) = 2,93

$$\Delta_{LT} = \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} = \frac{11,145 + 2,93}{2} = 7,04 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2012 batasan lendutan untuk plat lantai adalah : $\frac{l}{240}$.

$$\frac{l}{240} = \frac{3100}{240} = 12,92 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LT} \leq \frac{l}{240} = 7,04 \leq 12,92 \text{ mm (Ok, Lendutan memenuhi)}$$

Kontrol Retak

perhitungan lebar retak dapat dilakukan dengan:

$$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang di dalam ruang dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari:

$$S = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \times C_c \quad (\text{Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.6.4})$$

$$\text{Dan tidak boleh lebih besar dari : } S = 300 \times \frac{280}{f_s}$$

f_s : tegangan dalam ruangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil 2/3 dari f_y

d_c : tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan, $C_c + \frac{1}{2} \text{Øtulangan}$

A : luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut, dibagi jumlah batang tulangan.

C_c : 20 mm

F_y : 240 MPa

f_s : 2/3 $f_y = 160$ Mpa

Øtulangan : 10 mm

d_c : $20 + \frac{1}{2} 10 = 25$ mm

$$A : \frac{2 \times 20 \times 1000}{4} = 10000 \text{ mm}^2$$

$$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$$

$$W = 11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 160 \times \sqrt[3]{25 \times 10000} = 0,094 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm (Ok)}$$

Spasi max dipermukaan tarik :

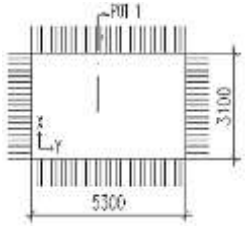
$$S = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \times C_c$$

$$S = 380 \times \frac{280}{160} - 2,5 \times 20 = 615 \text{ mm} > S_{pakai} = 200 \text{ mm (Ok)}$$

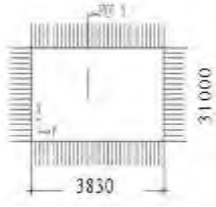
$$S = 300 \times \frac{280}{f_s}$$

$$S = 300 \times \frac{280}{160} = 525 \text{ mm} > S_{pakai} = 200 \text{ mm (Ok)}$$

Tabel 5.1 Resume Penulangan Plat Lantai 2 S/D 12

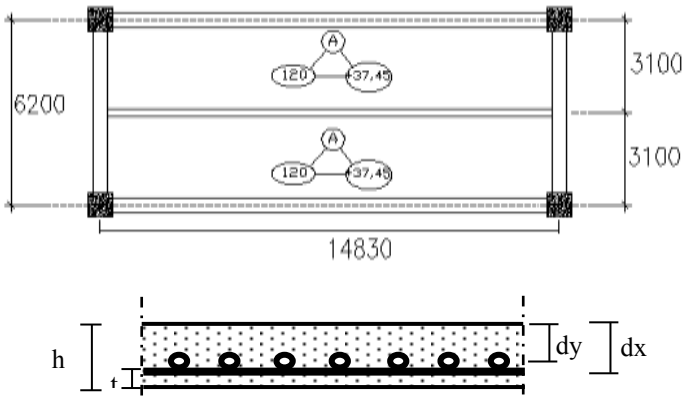
GAMBAR	PENULANGAN ARAH-X	PENULANGAN ARAH-Y
Plat Type A  $L_y / L_x = 1.7$	$L_x = 310 \text{ cm}$ $d_x = 95 \text{ mm}$ $M_{tx} = M_{lx} = 610.0 \text{ Kg.m}$ $= 6100000 \text{ N.mm}$ $m = 8.16 \text{ N.mm}$ $R_n = 0.75 \text{ Mpa}$ $\rho \text{ perlu} = 0.00317$ $A_s \text{ perlu} = 301.17 \text{ mm}^2$ dipasang = $\text{Ø } 10 - 200 \text{ mm}$ $A_s \text{ pasang} = 392.7 \text{ mm}^2$	$L_y = 530 \text{ cm}$ $d_y = 85 \text{ mm}$ $M_{ty} = M_{ly} = 1255.0 \text{ Kg.m}$ $= 12550000 \text{ N.mm}$ $m = 8.16 \text{ N.mm}$ $R_n = 1.93 \text{ Mpa}$ $\rho \text{ perlu} = 0.0083$ $A_s \text{ perlu} = 707.57 \text{ mm}^2$ dipasang = $\text{Ø } 10 - 100 \text{ mm}$ $A_s \text{ pasang} = 785.4 \text{ mm}^2$
(Plat 2 Arah)	Lendutan = 10.544 mm < 12.92 mm OK	
	Crack = 0,094 mm < 0,4 mm OK	

Tabel 5.2 Resume Penulangan Plat Lantai Tipe B

GAMBAR	PENULANGAN ARAH-X	PENULANGAN ARAH-Y
Plat Type B  $L_y / L_x = 1.24$ (Plat 2 Arah)	$L_x = 310 \text{ cm}$ $d_x = 95 \text{ mm}^2$ $M_{tx} = M_{lx} = 384.0 \text{ Kg.m}$ $= 3840000 \text{ N.mm}$ $m = 6.27 \text{ N.mm}$ $R_n = 0.473 \text{ Mpa}$ $\rho \text{ perlu} = 0.00198$ $A_s \text{ perlu} = 188.00 \text{ mm}^2$ $dipasang = \text{Ø } 10 - 200 \text{ mm}$ $A_s \text{ pasang} = 392.7 \text{ mm}^2$	$L_y = 383 \text{ cm}$ $d_y = 85 \text{ mm}$ $M_{ty} = M_{ly} = 789.0 \text{ Kg.m}$ $= 7890000 \text{ N.mm}$ $m = 6.27 \text{ N.mm}$ $R_n = 1.21 \text{ Mpa}$ $\rho \text{ perlu} = 0.0051$ $A_s \text{ perlu} = 431.88 \text{ mm}^2$ $dipasang = \text{Ø } 10 - 100 \text{ mm}$ $A_s \text{ pasang} = 785.4 \text{ mm}^2$
	$Lendutan = 7,04 \text{ mm} < 12,92 \text{ mm} \text{ OK}$ $Crack = 0,094 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm} \text{ OK}$	

Penulangan Plat Lantai Pratekan

Dimensi plat lantai pratekan seperti ditunjukkan pada gambar dibawah ini :



Gambar Dimensi plat lantai 12 dan lantai atap

Dari perhitungan preliminary desain sebelumnya didapat nilai α_m sebesar $= 14,21 > 2$, sehingga perletakan yang digunakan adalah Jepit Penuh.

$$L_x = 310 - (50/2 + 25/2) = 272,5 \text{ cm}$$

$$L_y = 1483 - (45/2 + 45/2) = 1438 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{1438}{272,5} = 5,23 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Data – data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan lantai adalah sebagai berikut :

$$\text{Mutu beton (} f_c' \text{)} = 45 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0,84$$

(Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.(1))

$$\text{Tebal Pelat Lantai 12-13 (} t \text{)} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut Beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus Elastisitas (} E_c \text{)} = 4700 \sqrt{f_c'} \rightarrow 27805,6 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat Tarik (} f_y \text{)} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\emptyset \text{ tulangan} = 12 \text{ mm (} A_s = 113,097 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif dx} &= t \text{ plat} - \text{deking} - \frac{1}{2} \emptyset \\ &= 120 - 20 - (0,5 \times 12) = 94 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= -0,001 \times Q_u \times L_y^2 \times X_y \\ &= -0,001 \times 4,93 \times 14,83^2 \times 57 \\ &= -6180,2 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$M_u = 61\ 802\ 000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\emptyset = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{61802000}{0,75 \times 1000 \times 94^2} = 6,71$$

$\rho_{\min} = 0,002$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 (a)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 45} = 10,46$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{10,46} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,46 \times 6,71}{400}} \right) = 0,0186$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0186 > \rho_{\text{min}} = 0,002$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0186 \times 1000 \times 94 = 1746,57 \text{ mm}^2$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{1746,57 \times 400}{(0,85 \times 45 \times 1000)} = 18,26 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(45 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{18,26}{0,84} = 21,74$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (94 - 21,74)}{21,74} = 0,001 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_s \emptyset 12}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 113,097}{1746,57} = 104,75 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 2 \times \text{tebal pelat} = 2 \times 120 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D12-100 mm

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{94}{21,74} - 1 \right) = 0,001$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵt lebih kecil daripada 0,002 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tekan dengan nilai ϕ sebesar 0,75.**

- Tulangan bagi

Dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan suhu dan susut)

$$\text{Untuk } f_y = 400 \rightarrow A_s = \frac{0,18 b h}{100}$$

Tulangan pembagi di lapangan

$$A_s = \frac{0,18 \times 1000 \times 120}{100} = 216 \text{ mm}^2$$

Diperlukan tulangan D8-200 = 251,33 mm² > 216 mm²

→ **(OK, Memenuhi)**

Kontrol Lendutan untuk Plat Lantai

Berdasarkan SNI 2847:2013 bila ketebalan plat yang digunakan melebihi batas minimum ketebalan plat, maka kontrol lendutan tidak perlu dilakukan. Kontrol lendutan ini dimaksudkan agar perencana mengetahui perilaku dari plat lantai ini.

$$M_{tx} = M_{lx} = -0,001 \times q \times L_x^2 \times X_x$$

$$M_{tx} = -0,001 \times 0,96 \times 14,83^2 \times 57 = 12,034 \text{ KNm (MLL)}$$

$$M_{tx} = -0,001 \times 2,83 \times 14,83^2 \times 57 = 35,477 \text{ KNm (MDL)}$$

$$M_a = M_{ltxHidup} + M_{ltxMati} = 47,51 \text{ KNm}$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1000 \times 120^3}{12} = 14,4 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 0,62 \sqrt{45} = 4,16 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = \frac{2 f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 4,16 \times 14,4 \times 10^7}{120} = 9,984 \text{ KNm}$$

- Karena $M_a > M_{cr}$, maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang kotor (I_g).

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{45} = 3,153 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 6,7$$

$$A_s = 1746,57 \text{ mm}^2$$

- Lebar Garis Netral

$$1000 Y \times \frac{1}{2} Y = 6,7 \times 1746,57 \times (94 - Y)$$

$$Y = 31,6$$

- Momen Inersia Penampang Retak (I_{cr})

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \times bY^3 + n \times A_s (d - Y)^2$$

$$= \frac{1}{3} \times 1000 \times 31,6^2 + 6,7 \times 1746,57 \times (94 - 31,6)^2$$

$$= 45,89 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- Momen Inersia Penampang Efektif (I_e)

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_{cr}$$

$$= \left(\frac{9,98}{47,51} \right)^3 \times 14,4 \times 10^6 + \left(1 - \frac{9,98}{47,51} \right)^3 \times 45,89 \times 10^6$$

$$= 22,75 \times 10^6$$

$$(\Delta i)_{DL+LL} = \frac{5m_a l^2}{48E_c I_g} = \frac{5 \times 47,51 \times 10^6 \times 14830^2}{48 \times 3,153 \times 10^4 \times 14,4 \times 10^6} = 6,39 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{35,477}{35,477 + 12,034} \times 6,39$$

$$= 5,02 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{LL} = \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{12,034}{35,477 + 12,034} \times 6,39$$

$$= 3,36 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2.5 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan $\lambda = 2$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan Rumus 2.31 :

$$\Delta_{LT} = (\Delta i)_{LL} + \lambda [(\Delta i)_{DL} + 1,65(\Delta i)_{LL}]$$

$$= 3,36 + (2 \times 5,02) + (1,65 \times 3,36)$$

$$= 18,944 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 batasan lendutan untuk plat lantai adalah : $\frac{l}{240}$.

$$\frac{l}{240} = \frac{14830}{240} = 61,79 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_{LT} \leq \frac{l}{240} = 18,944 \leq 61,79 \text{ mm (Ok, Lendutan memenuhi)}$$

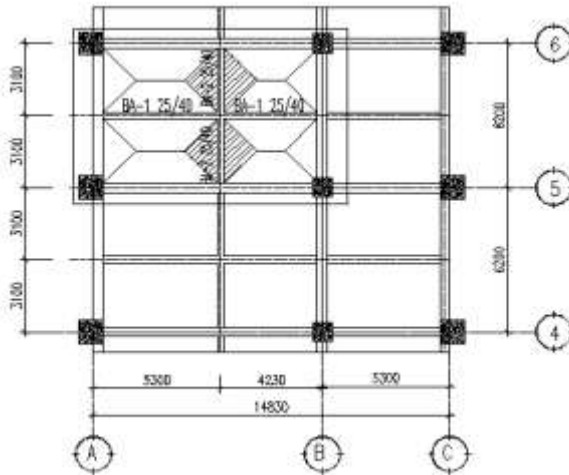
5.2 Desain Balok Sekunder

Data desain balok sekunder

- Dimensi Balok BA-1 = 25 - 40 mm
- Bentang Balok = 3100 mm
- Mutu Beton ($f'c$) = 35 Mpa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama (D) = 19 mm
 - Mutu baja (f_y) = 420 Mpa
- Diameter Tul. Sengkang (\emptyset) = 10 mm
 - Mutu baja (f_y) = 240 Mpa

Pembebanan Balok Sekunder BA-1

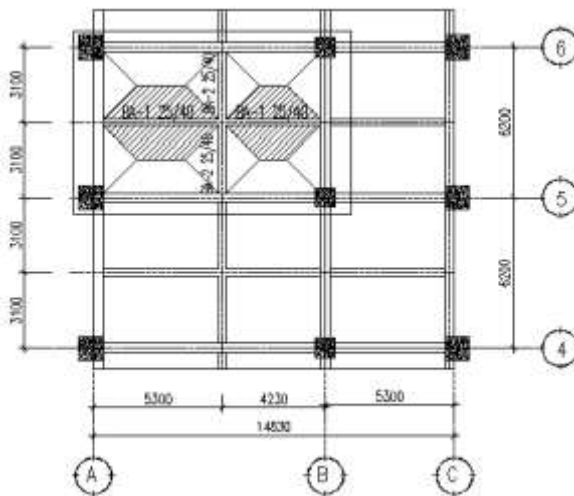
Denah lokasi balok sekunder BA-1 As A' dan As 5-6 ditunjukkan pada Gambar 5.3.



Gambar 5.3 Denah lokasi balok sekunder BA-1

Pembebanan Balok Sekunder BA-2

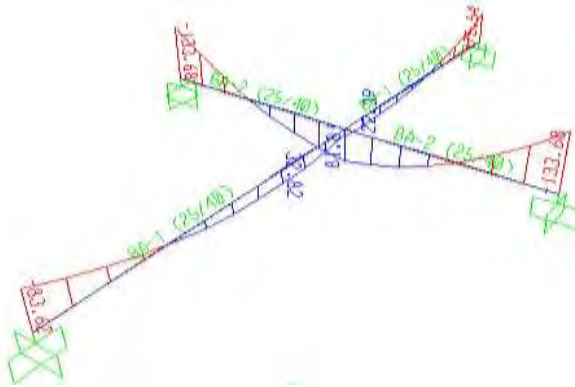
Denah lokasi balok sekunder BA-2 As 5' dan As A-B ditunjukkan pada Gambar 5.4.



Gambar 5.4 Denah lokasi balok sekunder BA-2

Analisis Gaya Dalam Balok Sekunder BA-1 dan BA-2

Analisa gaya dalam balok sekunder menggunakan program SAP 2000 dengan kombinasi 1,2D + 1,6L. Berikut gaya-gaya dalam yang bekerja pada balok sekunder BA-1 dan BA-2.



Gambar 5.5 Momen pada balok anak.

Berikut gaya-gaya dalam yang bekerja pada balok sekunder BA-1 dan BA-2.

Balok anak BA-1 (25/40)

- Momen
 - Mu_{tump} = 83,62 KNm
 - Mu_{lap} = 32,82 KNm
- Gaya Geser
 - Vu_{tump} = 62,11 KN
 - Vu_{lap} = 25,62 KN

Balok anak BA-2 (25/40)

- Momen
 - Mu_{tump} = 133,7 KNm
 - Mu_{lap} = 81,81 KNm
- Gaya Geser
 - Vu_{tump} = 119,7 KN
 - Vu_{lap} = 19,32 KN

Desain Tulangan Lentur Balok BA-2

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$
 $= 400 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 340,5 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$
 $= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 58 \text{ mm}$

Rasio Tulangan.

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,118$$

• Perhitungan Daerah Lapangan

$$M_u = 81810000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{81810000 \text{ Nmm}}{0,9} = 90,9 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{90900000 \text{ kgmm}}{250 \text{ mm} \times (340,5 \text{ mm})^2} = 3,136$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 3,136}{420 \text{ Mpa}}} \right) = 0,00791$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$, maka ;

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}} = 0,00791$$

$$A_{\text{Starik}} = \rho \times b \times d = 0,00791 \times 250 \times 340,5 = 673,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan yang dibutuhkan } (n) = \frac{673,2 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (19 \text{ mm})^2}$$

$$= 2,38 \sim \mathbf{3 \text{ buah}}$$

Dipasang tulangan **3D19 mm** ($A_{\text{Spasang}} = 850,6 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{850,6 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 11,43 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11,43}{0,81} = 14,12 \text{ mm}$$

$$\epsilon t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{340,5}{14,12} - 1 \right) = 0,069$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵt lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

$$A_{S_{tekan}} = 0,5 \times A_{S_{tarik}} = 0,5 \times 850,6 \text{ mm}^2 = 425,08 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **2D19** mm ($A_{S_{pasang}} = 566,77 \text{ mm}^2$)

Kontrol jarak tulangan :

$$S = \frac{bw - (2 \times decking) - (2 \times \phi_{sengkan}) - (n \times D_{tul.lentur})}{n - 1}$$

$$S = \frac{250\text{mm} - (2 \times 40\text{mm}) - (2 \times 10\text{mm}) - (3 \times 19 \text{ mm})}{3 - 1}$$

$$S = 46,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{(Jarak tulangan memenuhi)}$$

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan tunggal (akibat tulangan tarik) :

$$a = \frac{As_{pasang} \times fy}{0,85 \times f'c \times bw} = \frac{850,6 \times 420}{0,85 \times 35 \times 250} = 48 \text{ mm}$$

$$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 850,6 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ Mpa} \times \left(340,5 \text{ mm} - \frac{48 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$Mn = 113 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Jadi $Mn_{kapasitas} \geq Mn_{yang\ terjadi}$

$$113 \times 10^6 \text{ Nmm} > 90,9 \times 10^6 \text{ Nmm} \dots \dots \text{(Memenuhi)}$$

• Perhitungan Daerah Tumpuan

$$M_u = 133,7 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{133,7 \times 10^6 \text{ Nmm}}{0,9} = 148,5 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{148,5 \times 10^6 \text{ kgmm}}{250 \text{ mm} \times (340,5 \text{ mm})^2} = 4,9$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 4,9}{420 \text{ Mpa}}} \right) = 0,0128$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$, maka ;

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}} = 0,0128$$

$$A_{S_{\text{tarik}}} = \rho \times b \times d = 0,0128 \times 250 \times 340,5 = 1092,01 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan yang dibutuhkan (n)} = \frac{1092,01 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (19 \text{ mm})^2}$$

$$= 3,85 \sim \mathbf{4 \text{ buah}}$$

Dipasang tulangan **4D19** mm ($A_{S_{\text{pasang}}} = 1133,54 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1133,54 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 15,24 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15,24}{0,81} = 18,81 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{340,5}{18,81} - 1 \right) = 0,0513$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

$$A_{S_{\text{tekan}}} = 0,5 \times A_{S_{\text{tarik}}} = 0,5 \times 1133,54 \text{ mm}^2 = 566,77 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **2D19** mm ($A_{S_{\text{pasang}}} = 566,77 \text{ mm}^2$)

Kontrol jarak tulangan :

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi_{\text{senggang}}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}})}{n - 1}$$

$$S = \frac{250\text{mm} - (2 \times 40\text{mm}) - (2 \times 10\text{mm}) - (4 \times 19\text{mm})}{4 - 1}$$

$$S = 25\text{ mm} < 25\text{ mm} \dots(\text{Jarak tulangan memenuhi})$$

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan tunggal (akibat tulangan tarik) :

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times bw} = \frac{1133,54 \times 420}{0,85 \times 35 \times 250} = 64\text{ mm}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 1133,54\text{ mm}^2 \times 420\text{ Mpa} \times \left(340,5\text{ mm} - \frac{64\text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_n = 156,9 \times 10^6\text{ Nmm}$$

Jadi $M_n \text{ kapasitas} \geq M_n \text{ yang terjadi}$

$$156,9 \times 10^6\text{ Nmm} > 148,5 \times 10^6\text{ Nmm} \dots\dots(\text{Memenuhi})$$

Desain Tulangan Geser

- Direncanakan Tulangan geser 2 kaki ϕ 10 ($A_s = 157,1\text{ mm}^2$)

$$V_u = 119,7\text{ KN}$$

Sumbangan kekuatan geser beton :

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{35} \times 250 \times 340,5 = 72356,25\text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 72356,25\text{ N} = 54267,2\text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 54267,2\text{ N} = 27133,6\text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 250 \times 340,5 = 28375\text{ N}$$

$$\phi \frac{1}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f_c'} = 0,75 \times \frac{1}{3} \times 250 \times 340,5 \times \sqrt{25} = 106406,25\text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_{s_{min}}) = 0,75 \times (72356,25 + 28375) = 100731,25 \text{ N}$$

Cek Kondisi Perencanaan geser

(SNI 2847:2013 Psl 11.1)

$$1. V_u \leq 0,5 \phi V_c$$

$$119.700 \text{ N} > 27.133,6 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{Memenuhi})$$

$$2. 0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

$$27.133,6 \text{ N} < 119.700 \text{ N} > 54.267,2 \text{ N} \dots(\text{Tidak memenuhi})$$

$$3. \phi V_c \leq V_u \leq (\phi V_c + \phi V_s \text{ min})$$

$$54.267,2 \text{ N} < 119.700 \text{ N} > 100.731,25 \text{ N} \dots(\text{tulangan geser minimum})$$

$$\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$$

$$= 119700 \text{ N} - 54267,2 \text{ N} = 65432,8 \text{ N}$$

Dipasang sengkang 2 kaki,

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157,1 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\phi \times A_v \times f_y \times d}{\phi V_s} = \frac{0,75 \times 157,1 \times 240 \times 340,5}{65432,8} = 147,2 \text{ mm}$$

Syarat S maks < d/2 = 340,5 / 2 = 170,25 mm dan

Smaks < 600 mm

Bila dipasang sengkang **Ø10- 120 mm**, maka luas penampang

Gaya Geser Perlawanan Sengkang

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{157,1 \times 240 \times 340,5}{120} = 106985,1 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 106985,1 = 80238,8 \text{ N}$$

$$\phi V_s + \phi V_c = 80238,8 \text{ N} + 54267,2 \text{ N}$$

$$= 134.506 \text{ N} > V_u = 119.700 \text{ N} \dots\dots(\text{OK})$$

Dipasang sengkang daerah tumpuan **Ø10 – 120 mm** sepanjang 2h

= 2 x 400 = 800 mm dari muka balok, dimana tulangan geser pertama dipasang 50 mm dari muka balok.

Daerah lapangan :

Pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis (>2h = 800 mm)

$$V_{u \text{ Lap}} = 19320 \text{ N}$$

Karena $V_u \leq \phi \cdot V_c$, dalam SNI 2847:2013 diberi tulangan geser minimum atau praktis

$$s < d/2 = 340,5/2 = 170,25 \text{ mm}$$

Dipakai **2 Ø10 – 250**

Kontrol Lentutan Untuk Balok Anak Pada Lantai 12 dan Atap

Beban yang digunakan pada kontrol lentutan merupakan beban tanpa faktor. Lentutan dikontrol pada tengah bentang dengan momen yang didapatkan dari hasil analisis struktur sebagai berikut :

$$MDL = 23,29 \text{ kNm}$$

$$MLL = 4,11 \text{ kNm}$$

$$Ma = MDL + MLL = 27,4 \text{ kNm}$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{250 \times 400^3}{12} = 1,33 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62\sqrt{f_c'} = 0,62\sqrt{35} = 3,67 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,67 \times 1,33 \times 10^9}{400} = 244,055 \text{ kNm}$$

- Karena $Ma < M_{cr}$, maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang efektif (I_e).

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 2,78 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7,55$$

$$c = \frac{A_g \cdot y_c + A' \cdot s \cdot y_s}{A_{gc} + A_s}$$

$$A_{gc} = b \cdot c$$

$$y_s = d$$

$$y_c = \frac{C}{2}$$

Dari persamaan tersebut diperoleh persamaan kuadrat :

$$bc^2 + 2nA_s c - 2nA_s d = 0$$

$$(250c^2) + (2 \times 7,55 \times 850,6 \times c) - (2 \times 7,55 \times 850,6 \times 637) = 0$$

$$c = 178,3 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = I_c + Agc \cdot yc^2 + n A_s \cdot ys^2$$

$$= 1,33 \times 10^9 + ((250 \times 178,3) \times 89,15^2) + (7,55 \times 850,6 \times 637^2)$$

$$= 0,43 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}$$

$$= \left(\frac{244,055}{27,4} \right)^3 0,00013 + \left[1 - \left(\frac{244,055}{27,4} \right)^3 \right] 0,0043$$

$$= 0,00192 \text{ m}^4 = 1,92 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$(\Delta i)_{DL+LL} = \frac{5M_{cr} l^2}{48E_c I_e} = \frac{5 \times 244,055 \times 10^6 \times 14830^2}{48 \times 2,78 \times 10^4 \times 1,92 \times 10^9} = 53,03 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{23,29}{23,29 + 4,11} \times 53,03$$

$$= 35,07 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{LL} = \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{4,11}{23,29 + 4,11} \times 53,03$$

$$= 7,95 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan $\xi = 2$

$$\lambda = 0,6 \xi = 0,6 \times 2 = 1,2$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan Rumus 2.31 :

$$\Delta_{LT} = (\Delta i)_{LL} + \lambda [(\Delta i)_{DL} + 0,2(\Delta i)_{LL}]$$

$$= 7,95 + 1,2 (35,07 + 0,2 \times 7,95)$$

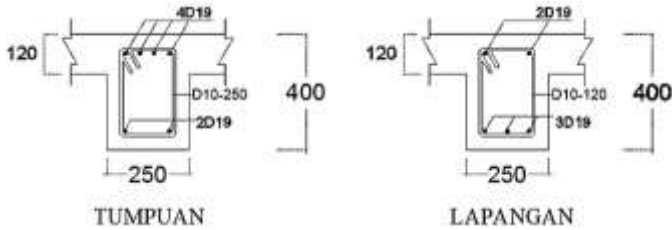
$$= 51,942 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 batasan lendutan untuk balok adalah

$$\frac{l}{240} = \frac{14830}{240} = 61,79 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_{LT} \leq \frac{l}{240}$$

→ 51,942 mm < 61,79 mm (Oke, Lendutan memenuhi)



Gambar 5.6 Penampang Balok Sekunder

5.3 Desain Struktur Tangga

Perencanaan tangga pada Gedung Hotel Ibis Padang ini terdapat pada samping lift gedung. Struktur tangga dimodelkan sebagai frame statis tertentu dengan kondisi perletakan berupa sendi dan rol (rol diletakkan pada ujung bordes)

Desain Tangga Lantai Dasar

Data Desain :

- Tinggi antar lantai = 330 cm
- Lebar injakan (i) = 28 cm
- Tinggi injakan (t) = 16,5 cm
- Tebal pelat tangga = 13 cm
- Tebal pelat bordes = 13 cm
- Lebar bordes = 255 cm
- Lebar tangga = 110 cm
- Jumlah tanjakan (nt) dan injakan (ni)

$$nt = \frac{165}{16,5} = 10 \text{ buah}$$

$$ni = 10 - 1 = 9 \text{ buah}$$

Syarat desain tangga :

$$60 < 2t + i \leq 65 \rightarrow 60 < (2 \times 16,5 + 28) \leq 65$$

60 < 65 cm (OK)

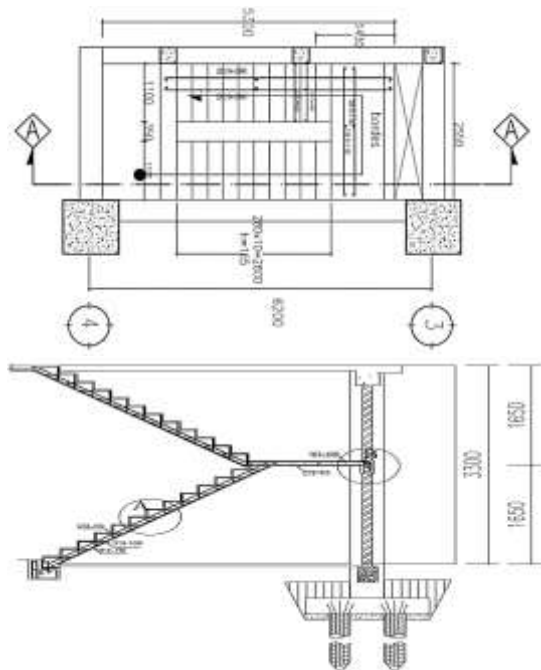
- Syarat kemiringan = $\tan^{-1} \left(\frac{165}{280} \right) = 30,51^\circ$

- Tebal Pelat Rata-rata :

$$T = \left(\frac{i}{2} \right) \times \sin \alpha = \left(\frac{28}{2} \right) \times \sin 30,51 = 7,1 \text{ cm}$$

$$T = 13 + 7,1 = 20,1 \text{ cm}$$

Denah desain tangga lantai dasar dapat dilihat pada Gambar 5.7



Gambar 5.7 Detail desain tangga Lantai Dasar

Pembebanan Tangga

- **Pembebanan Anak Tangga**

1. **Beban Mati (DL)**

Berat sendiri	=	0.2	x	24	=	5.6	kN/m ²
		cos 30,51					
Railing	=			0.2	=	0.2	kN/m ²
Tegel	=			0.24	=	0.24	kN/m ²
Spesi	=			0.42	=	0.42	kN/m ²
Total					=	6.46	kN/m²

2. **Beban hidup (L_o)** = 1,92 kN/m²
 Jadi beban ultimate (q_{ult}) = 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL}
 = 1,2 (6,46) + 1,6 (1,92)
 = 10,824 kN/m²

- **Pembebanan Bordes**

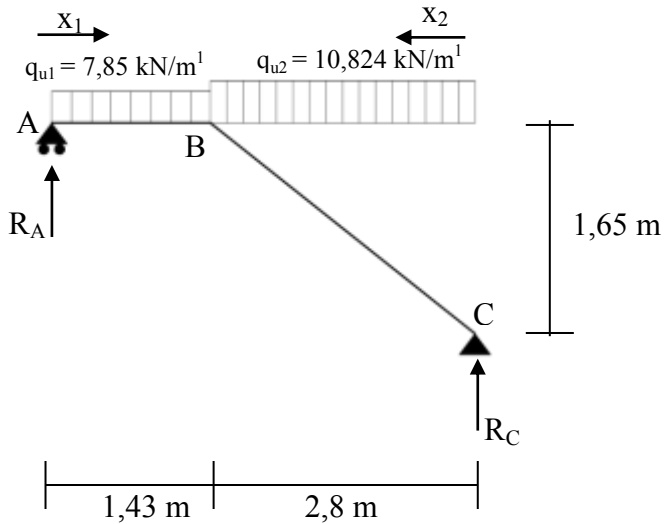
1. **Beban Mati (DL)**

Berat sendiri	=	0.13	x	24	=	3.12	kN/m ²
Railing	=			0.2	=	0.2	kN/m ²
Tegel	=			0.24	=	0.24	kN/m ²
Spesi	=			0.42	=	0.42	kN/m ²
Total					=	3.98	kN/m²

2. **Beban hidup (L_o)** = 1,92 kN/m²
 Jadi beban ultimate (q_{ult}) = 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL}
 = 1,2 (3,98) + 1,6 (1,92)
 = 7,85 kN/m²

Analisis Struktur Tangga

Pada proses Analisis struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tertentu dengan perletakan berupa sendi-rol, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.8.



Gambar 5.8 Pembebanan struktur tangga

Analisis Gaya Dalam Tangga

- Reaksi Perletakan

$$\sum MA = 0$$

$$= -R_C \times 4,23 + \left[10,824 \times 2,8 \left(\frac{3,3}{2} + 1,43 \right) \right] + \frac{7,85 \times 1,43^2}{2} = 0$$

$$R_C = \frac{94,346 + 8,026}{4,23} = 23,62 \text{ kNm } (\uparrow)$$

$$\sum V = 0$$

$$= R_A + 20,88 - 10,824 \times 2,8 - 7,85 \times 1,43 = 0$$

$$R_A = 20,65 \text{ kNm } (\uparrow)$$

- Perhitungan Gaya Lintang

Potongan X1

$$D_{X1} = R_A - q_1 \times X_1 = 20,65 - 7,85 \times X_1$$

$$\checkmark X_1 = 0 \text{ m} \rightarrow D_A = 20,65 \text{ KN}$$

$$\checkmark X_1 = 1,43 \text{ m} \rightarrow D_B = 12,8 \text{ KN}$$

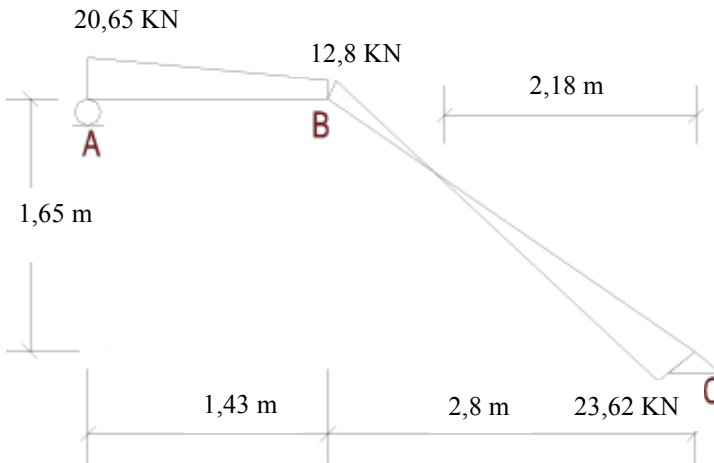
Potongan X2

$$D_{X1} = R_C - q_2 \times X_2 = 23,62 - 10,824 \times X_2$$

$$\checkmark X_2 = 0 \text{ m} \rightarrow D_C = 23,62 \text{ KN}$$

$$\checkmark X_2 = 2,8 \text{ m} \rightarrow D_B = -12,8 \text{ KN}$$

Gambar gaya lintang pada tangga ditunjukkan pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Gaya lintang pada tangga

- Perhitungan Momen

Potongan X1

$$M_{X1} = R_A \times X_1 - \left(\frac{q_1 X_1^2}{2} \right) = 20,65 \times X_1 - \left(\frac{7,85 \times X_1^2}{2} \right)$$

$$\checkmark X_1 = 0 \text{ m} \rightarrow M_A = 0 \text{ KNm}$$

$$\checkmark X_1 = 1,43 \text{ m} \rightarrow M_B = 23,706 \text{ KNm}$$

Potongan X2

$$M_{X_2} = R_C \times X_2 - \left(\frac{q_2 X_2^2}{2} \right) = 23,62 \times X_1 - \left(\frac{10,824 \times X_1^2}{2} \right)$$

$$\checkmark X_2 = 0 \text{ m} \rightarrow M_C = 0 \text{ KNm}$$

$$\checkmark X_2 = 2,8 \text{ m} \rightarrow M_B = 23,706 \text{ KNm}$$

- Momen Maximum pada Tangga

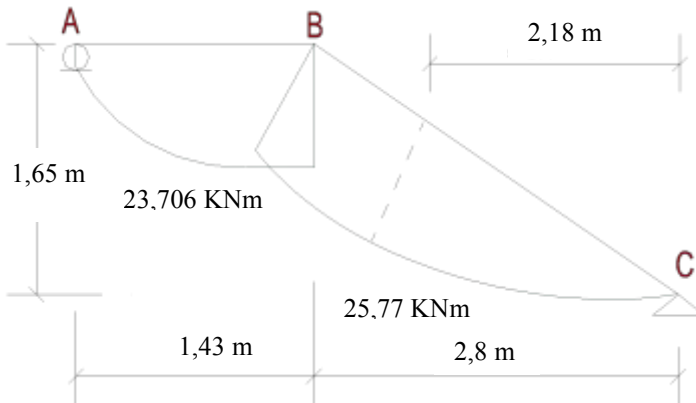
$$R_C + (q_2 X_2) = 0 \rightarrow D_{x_2} = 0 \rightarrow 23,62 + (10,824 \times X_2) = 0$$

$$X_2 = \frac{23,62}{10,824} = 2,18 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX}} = R_C \times X_2 - \left(\frac{q_2 X_2^2}{2} \right)$$

$$M_{\text{MAX}} = 23,62 \times 2,18 - \left(\frac{10,824 \times 2,18^2}{2} \right) = 25,77 \text{ KNm}$$

Gambar momen pada tangga ditunjukkan pada Gambar 5.10,



Gambar 5.10 Momen struktur tangga

Penulangan Lentur Pelat Tangga

Data Desain :

- Mutu beton ($f'c$) = 35 Mpa $\rightarrow \beta_1 = 0,81$
- Tebal Pelat (t) = 130 mm
- Selimut Beton = 20 mm
- Diameter Tulangan = 1 mm
- Kuat Tarik (f_y) = 240 Mpa
- ρ_{\min} untuk pelat = 0,002

Sehingga nilai ρ perlu dapat dihitung sebagai berikut :

Direncanakan menggunakan tulangan D13 – 100

- $M_u = 25,77 \text{ KNm} = 25\,770\,000 \text{ Nmm}$

$$m = \frac{f_y}{0.81 \times f'_c} = \frac{240}{0.81 \times 35} = 8,46$$

Untuk mendapatkan nilai variasi ϕ dapat dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 (b), dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\epsilon_t = \frac{f_y}{E_s} = \frac{240}{200000} = 0,0012$$

Maka dari grafik berdasarkan nilai regangan tarik didapat nilai :

$$\phi = 0,9$$

- $d = t \text{ plat} - \text{deking} - \frac{1}{2} \phi$
 $= 130 - 20 - (0,5 \times 13) = 103,5 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{25770000}{0,9 \times 1000 \times 103,5^2} = 2,673 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{8,46} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,46 \times 2,673}{240}} \right) \\ &= 0,0117 > \rho_{\min} \dots \dots \dots \text{ (digunakan } \rho_{\text{perlu}} \text{)} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho_{perlu} \times b \times d \\ &= 0,0117 \times 1000 \times 103,5 \\ &= 1211,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}}} = \frac{1000}{\frac{1211,4}{132,73}} = 109,6 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan $\text{Ø } 13\text{-}100 \text{ mm}$

$$\text{Sehingga } A_{s_{pakai}} = \frac{1000}{100} \times 0,25 \times \pi \times 13^2 = 1327,32 \text{ mm}^2.$$

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{max} \leq 2h$$

$$100 \leq 2 \times 130 = 260 \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

Penulangan Lentur Pelat Bordes (arah x = arah y)

Data Desain :

- Mutu beton (f_c') = 35 Mpa $\rightarrow \beta_1 = 0,81$
- Tebal Pelat (t) = 130 mm
- Selimut Beton = 20 mm
- Diameter Tulangan = 10 mm
- Kuat Tarik (f_y) = 240 Mpa
- ρ_{min} untuk pelat = 0,002

Direncanakan menggunakan tulangan D13 – 120

- $M_u = 23,706 \text{ KNm} = 23\,706\,000 \text{ Nmm}$

$$m = \frac{f_y}{0,81 \times f_c'} = \frac{240}{0,81 \times 35} = 8,47$$

- $d = t \text{ plat} - \text{deking} - \frac{1}{2} \text{Ø}$
 $= 130 - 20 - (0,5 \times 13) = 103,5 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{23706000}{0,9 \times 1000 \times 103,5^2} = 2,458 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{8,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,4 \times 2,458}{240}} \right) \\ &= 0,0106 > \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots \text{ (digunakan } \rho_{\text{perlu}} \text{)}\end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned}A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0106 \times 1000 \times 103,5 \\ &= 1100,84 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\text{tul}}}}} = \frac{1000}{\frac{1100,84}{132,73}} = 120,57 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan \emptyset 13 -120 mm

$$\text{Sehingga } A_{S_{\text{pakai}}} = \frac{1000}{120} \times 0,25 \times \pi \times 13^2 = 1061,86 \text{ mm}^2.$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1061,86 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 14,277 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14,27}{0,81} = 17,626 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{103,5}{17,626} - 1 \right) = 0,015$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{\text{max}} \leq 2h$$

$$120 \leq 2 \times 130 = 260 \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

5.4 Desain Balok Lift

5.4.1 Data Perencanaan

Perencanaan lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan lift didesain menggunakan lift penunjang yang diproduksi oleh HYUNDAI Elevator dengan spesifikasi sebagai berikut :

Kapasitas : 15 orang (1000 kg)

Kecepatan : 1,75 m/s

Lebar Pintu (OP) : 900

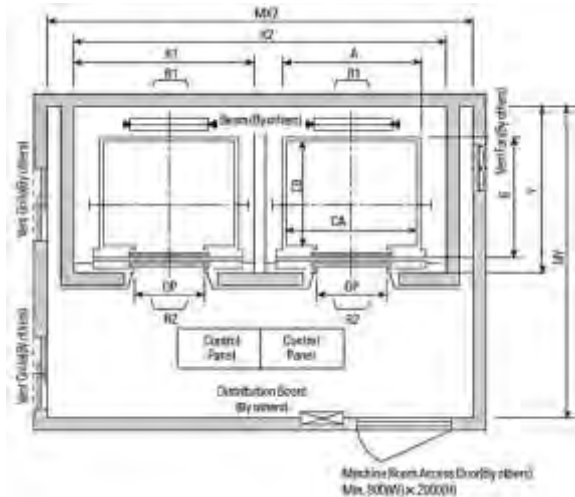
Dimensi sangkar (car size)

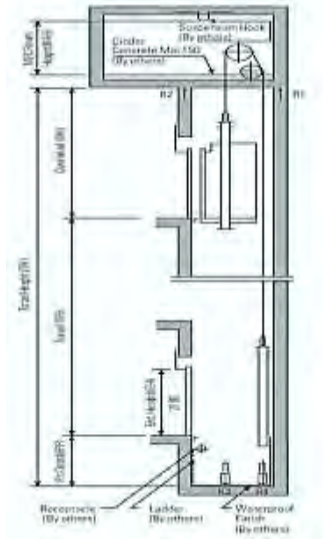
- Outside : 1660 x 1655
- Inside : 1600 x 1500

Hoistway : 2050 x 2130

Beban Ruang Mesin

- R1 : 5450 kg
- R2 : 4300 kg





Gambar 5.11 Penampang Lift

Perencanaan dimensi balok lift :

1. Balok penumpu depan dan belakang

$$L = 480 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L = \frac{480}{16} = 30 \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 45 = 30 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok penumpu depan dan belakang adalah **30/45cm**

2. Balok penggantung

$$L = 260 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L = \frac{260}{16} = 16,25 \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 45 = 30 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok Balok penggantung adalah **30/45 cm**.

5.4.2 Pembebanan Balok Sangkar (30/45)

Analisa struktur didasarkan pada beban-beban yang bekerja pada lift yang meliputi beban mati dan beban hidup. Beban mati terpusat lift diperoleh dari berat terpusat balok penumpu depan (R2) dan balok penumpu belakang (R1).

Beban merata pada balok dimodelkan sebagai beban trapesium dan beban segitiga untuk memperoleh momen yang lebih aktual pada balok lift.

Pehitungan pembebanan balok lift.

Tebal pelat = 12 cm

- Beban mati pelat (q) = $0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup pelat ruang mesin (q) = 400 kg/m^2
(PPIUG 1983)

Beban Mati Merata

- Berat sendiri balok lift = $0,30 \times 0,45 \times 2400 \times 4,8$
= $1555,2 \text{ kg/m}$
- Beban mati pelat = $2 \times 1/3 \times q \times lx = 2 \times 1/3 \times 288 \times 2,05$
= $\underline{393,6 \text{ kg/m} +}$
 $Q_d = 1948,8 \text{ kg/m}$

Beban Hidup Merata

Beban hidup merata yang bekerja sama besarnya dengan beban hidup pelat. Untuk bangunan gedung yang berfungsi sebagai hotel, beban hidup pelat ruang mesin dapat diambil sebesar 400 kg/m^2 .

Beban hidup pelat (Q_L)

$$2 \times 1/3 \times q \times lx = 2 \times 1/3 \times 400 \times 2,05 = 546,67 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} = (1,2 \times 1948,8) + (1,6 \times 546,67)$$

$$= 3213,232 \text{ kg/m}$$

5.4.3 Perhitungan Momen Balok

Perhitungan Momen balok berdasarkan PBI 1971 pasal 13.2 didapat :

$$\begin{aligned} M_{tump} &= 1/10 \times (3213,232) \times 2,05^2 = 1350,36 \text{ kgm} \\ M_{lap} &= 1/10 \times (3213,232) \times 2,05^2 = 1350,36 \text{ kgm} \\ V &= 1/2 \times (3213,232) \times 2,05 = 3293,56 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.4.4 Perhitungan Tulangan Lentur

Desain Tulangan Lentur Balok Lift

- Direncanakan menggunakan tulangan 3D16

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$
 $= 450 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 16 \text{ mm}) = 392 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$
 $= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 16 \text{ mm}) = 58 \text{ mm}$

Rasio Tulangan.

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$m = \frac{f_y}{0,81 \times f'_c} = \frac{240}{0,81 \times 35} = 14,118$$

- Perhitungan Daerah Tumpuan

$$M_u = 13\,500\,000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{13\,500\,000 \text{ Nmm}}{0,9} = 15\,000\,000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{15\,000\,000 \text{ kg.mm}}{300 \text{ mm} \times (392 \text{ mm})^2} = 0,325$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,325}{420 \text{ Mpa}}} \right) = 0,00078$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} \dots \dots \dots$ (**digunakan ρ_{min}**)

$$A_{S_{\text{tarik}}} = \rho_{\text{min}} \times b \times d = 0,00333 \times 300 \times 392 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan yang dibutuhkan (n)} &= \frac{450 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (16 \text{ mm})^2} \\ &= 2,24 \sim 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan **3D16 mm** ($A_{S_{\text{pasang}}} = 602,88 \text{ mm}^2$)

$$A_{S_{\text{tekan}}} = 0,5 \times A_{S_{\text{tarik}}} = 0,5 \times 602,88 \text{ mm}^2 = 301,44 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **2D16 mm** ($A_{S_{\text{pasang}}} = 401,92 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{401,92 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 5,404 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,404}{0,81} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{392}{6,67} - 1 \right) = 0,173$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

Kontrol jarak tulangan ;

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi_{\text{senggang}}) - (n \times D_{\text{tul.tentur}})}{n - 1}$$

$$S = \frac{300 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm}) - (2 \times 10 \text{ mm}) - (3 \text{ tul} \times 16 \text{ mm})}{3 \text{ tul} - 1}$$

$$S = 76 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{(Jarak tulangan memenuhi)}$$

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan tunggal (akibat tulangan tarik) :

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b_w} = \frac{602,88 \times 420}{0,85 \times 35 \times 300} = 28,4 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 602,88 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ Mpa} \times \left(392 \text{ mm} - \frac{28,4 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_n = 9,567 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

Jadi M_n kapasitas $\geq M_n$ yang terjadi

$$9,567 \times 10^7 \text{ Nmm} > 15\,000\,000 \text{ Nmm} \dots\dots(\text{OK, Memenuhi})$$

Desain Tulangan Geser

- Direncanakan Tulangan geser 2 kaki ϕ 10 ($A_s = 157,1 \text{ mm}^2$)

$$V_u = 32,93 \text{ KN} = 32930 \text{ N}$$

Sumbangan kekuatan geser beton :

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{35} \times 300 \times 392 = 118\,274,27 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 118\,274,27 \text{ N} = 88\,705,7 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 88\,705,7 \text{ N} = 44\,352,85 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 300 \times 392 = 39200 \text{ N}$$

$$\phi \frac{1}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f_c'} = 0,75 \times \frac{1}{3} \times 300 \times 392 \times \sqrt{35} = 231910,3 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) = 0,75 \times (118\,274,27 + 39200) = 118\,105,7 \text{ N}$$

Cek Kondisi Perencanaan geser

(SNI 2847-2013 Psl 11.1)

$$1. V_u \leq 0,5 \phi V_c$$

$$32930 \text{ N} > 44\,352,85 \text{ N} \dots\dots(\text{tidak memenuhi})$$

$$2. 0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

$$44\,352,85 \text{ N} > 32930 \text{ N} < 88\,705,7 \text{ N} \dots(\text{tidak memenuhi})$$

$$3. \phi V_c \leq V_u \leq (\phi V_c + \phi V_{s \text{ min}})$$

$88\,705,7\text{ N} > 32\,930\text{ N} < 118\,105,7\text{ N} \dots$ (tulangan geser minimum)

$$\begin{aligned}\phi V_s \text{ perlu} &= V_u - \phi V_c \\ &= 88\,705,7\text{ N} - 32\,930\text{ N} = 55\,775,7\text{ N}\end{aligned}$$

Dipasang sengkang 2 kaki,

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157,1\text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\phi \times A_v \times f_y \times d}{\phi V_s} = \frac{0,75 \times 157,1 \times 240 \times 392}{55\,775,7} = 347,58\text{ mm}$$

Syarat $S_{\text{maks}} < d/2 = 392 / 2 = 196\text{ mm}$ dan $S_{\text{maks}} < 600\text{ mm}$
Bila dipasang sengkang **Ø10-200 mm**, maka luas penampang sengkang diperlukan :

$$A_{v_{\text{min}}} = \frac{b_w \times s}{3 \times f_y} = \frac{300 \times 200}{3 \times 240} = 83,33\text{ mm}^2$$

dipasang sengkang 2 kaki : $A_v = 157,1\text{ mm}^2 \geq 83,33\text{ mm}^2 \dots$ (OK)

Gaya Geser Perlawanan Sengkang

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{157,1 \times 240 \times 392}{200} = 73\,852,8\text{ N}$$

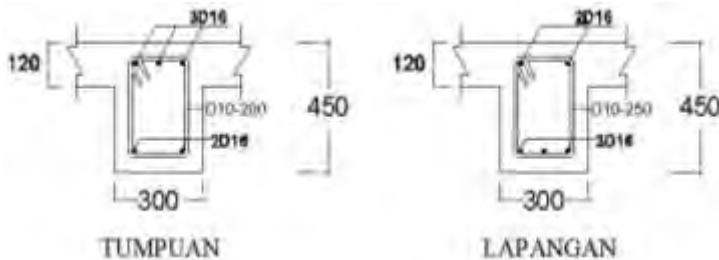
$$\phi V_s = 0,75 \times 73\,852,8\text{ N} = 55\,389,6\text{ N}$$

$$\phi V_s + \phi V_c = 55\,389,6\text{ N} + 88\,705,7\text{ N} = 144\,095,3\text{ N}$$

$$\phi V_s + \phi V_c > V_u = 144\,095,3\text{ N} > 32\,930\text{ N} \dots$$
(OK)

Dipasang sengkang daerah tumpuan **Ø10 – 200 mm**

Dipasang sengkang daerah Lapangan **Ø10 – 250 mm**



Gambar 5.12 Penampang Balok Sekunder Lift

5.4.5 Pembebanan Balok Penumpu Depan dan Belakang

Pembebanan Balok (30/45)

- Beban mati pelat (q) = $0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup pe;at ruang mesin (q) = 400 kg/m^2

Berat Mati Merata :

- Berat sendiri : $0,30 \times 0,45 \times 2400 \times 4,8 = 1555,2 \text{ kg/m}$

Beban mati pelat

$$\frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2}\right)$$

$$\frac{1}{2} \times 288 \times 2,6 \times \left(1 - \frac{2,6^2}{3 \times 4,8^2}\right) = 337,683 \text{ kg/m}$$

Beban mati pelat

$$\frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2}\right)$$

$$\frac{1}{2} \times 288 \times 2,05 \times \left(1 - \frac{2,05^2}{3 \times 2,05^2}\right) = 196,8 \text{ kg/m}$$

$$Q_d = 2089,683 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup Merata

Beban hidup merata memiliki nilai sebesar beban hidup pelat. Untuk gedung yang berfungsi sebagai hotel beban hidup pelat ruang mesin diambil sebesar 400 kg/m^2 .

Beban hidup pelat

$$\frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2}\right)$$

$$\frac{1}{2} \times 400 \times 2,6 \times \left(1 - \frac{2,6^2}{3 \times 4,8^2}\right) = 469,144 \text{ kg/m}$$

Beban hidup pelat

$$\frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2}\right)$$

$$\frac{1}{2} \times 400 \times 2,05 \times \left(1 - \frac{2,05^2}{3 \times 2,05^2}\right) = 273,333 \text{ kg/m}$$

Beban Ultimate

$$Q_u = 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} = (1,2 \times 2089,683) + (1,6 \times 742,477) = 3695,583 \text{ kg/m}$$

Berat Hidup Terpusat :

Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Menurut PPIUG 1983 pasal 4.10 halaman 18 menyatakan bahwa keran yang mengalami struktur terdiri dari berat sendiri keran ditambah dengan berat muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan kemudian dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus sbb :

$$\begin{aligned} \Psi &= (1 + k_1 \times k_2 \times V) \geq 1,15 \\ &= (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \geq 1,15 \\ &= 1,78 \geq 1,15 \end{aligned}$$

Dimana :

Ψ = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

V = Kecepatan angkat maksimum dalam m/dt pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1 m/dt

k_1 = Koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran induk, untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0,6.

k_2 = Koefisien yang tergantung pada sifat-sifat mesin dari keran angkatnya dan dapat diambil sebesar 1,3.

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} PUI &= R1 \times \Psi \\ &= 5450 \times 1,78 = 9701 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.4.7 Perhitungan Momen Balok

$$\Sigma MB = 0$$

$$RA \times 4,8 - 3695,583 \times 4,8 \times 2,4 + 9701 \times 3,6 + 3293,56 \times 2,4 + 9701 \times 1,2 = 0$$

$$RA = 20217,18 \text{ kg}$$

$$\Sigma D = 0$$

$$20217,18 - 9701 \times 2 - 3695,583 \times 4,8 - 3293,56 + RB = 0$$

$$RB = 20217,18 \text{ kg}$$

Karena beban simetris, maka letak momen maksimum pada $x = 2,4 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (20217,18 \times 2,4) - (\frac{1}{2} \times 20217,18 \times 2,4^2) - (9701 \times 1,2) \\ &= 21345,45 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Berdasarkan PBI 1971 pasal 13.2 didapat :

$$M_{\text{tump}} = \frac{1}{3} \times M_o = \frac{1}{3} \times 21345,45 = 7115,15 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lap}} = \frac{4}{5} \times M_o = \frac{4}{5} \times 21345,45 = 17076,36 \text{ kgm}$$

5.4.6 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Penumpu

Desain Tulangan Lentur Balok Lift

- Direncanakan menggunakan tulangan 3D16

Tinggi Manfaat Rencana :

$$\begin{aligned} \bullet \text{ d} &= h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \text{Ø}_{\text{lentur}}) \\ &= 450 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 16 \text{ mm}) = 392 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{ d}' &= \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \text{Ø}_{\text{lentur}}) \\ &= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 16 \text{ mm}) = 58 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rasio Tulangan.

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$m = \frac{f_y}{0,81 \times f'_c} = \frac{240}{0,81 \times 35} = 14,118$$

• Perhitungan Daerah Lapangan

$$M_u = 170\,760\,000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{170760000 \text{ Nmm}}{0,9} = 189\,733\,333,3 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{189733333,3 \text{ kg.mm}}{300 \text{ mm} \times (392 \text{ mm})^2} = 4,116$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 4,116}{420 \text{ Mpa}}} \right) = 0,0106$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}} \dots \dots \text{ (digunakan } \rho_{\text{perlu}} \text{)}$$

$$A_{S_{\text{tarik}}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0106 \times 300 \times 392 = 1246,56 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan yang dibutuhkan (n)} = \frac{1246,56 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (16 \text{ mm})^2}$$

$$= 6,2 \sim 7 \text{ buah}$$

Dipasang tulangan **7D16 mm** ($A_{S_{\text{pasang}}} = 1407,43 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1407,43 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 18,92 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18,92}{0,81} = 23,36 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{392}{23,36} - 1 \right) = 0,054$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

$$A_{S_{\text{tekan}}} = 0,5 \times A_{S_{\text{tarik}}} = 0,5 \times 1407,43 \text{ mm}^2 = 703,72 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **4D16 mm** ($A_{S_{\text{pasang}}} = 803,84 \text{ mm}^2$)

Kontrol jarak tulangan ;

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi_{\text{sengkang}}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}})}{n - 1}$$

$$S = \frac{300\text{mm} - (2 \times 40\text{mm}) - (2 \times 10\text{mm}) - (5\text{tul} \times 16\text{mm})}{5\text{tul} - 1}$$

$$S = 30\text{ mm} > 25\text{ mm} \dots(\text{Jarak tulangan memenuhi})$$

Dipasang tulangan tekan 2 lapis, lapis pertama dipasang 6D16 dan lapis kedua dipasang 2D16

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan tunggal (akibat tulangan tarik) :

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times bw} = \frac{1407,43 \times 420}{0,85 \times 35 \times 300} = 66,23\text{ mm}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 1607,68\text{mm}^2 \times 420\text{Mpa} \times \left(392\text{ mm} - \frac{66,23\text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_n = 242,32 \times 10^6\text{Nmm}$$

Jadi M_n kapasitas \geq M_n yang terjadi

$$242,32 \times 10^6\text{Nmm} > 189,73 \times 10^6\text{ Nmm} \dots(\text{OK, Memenuhi})$$

• Perhitungan Daerah Tumpuan

$$M_u = 71\ 150\ 000\ \text{Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{71150000\text{Nmm}}{0,9} = 79055\ 555,6\ \text{Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{79055\ 555,6\ \text{kg.mm}}{300\ \text{mm} \times (392\ \text{mm})^2} = 1,715$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 1,715}{420 \text{ Mpa}}} \right) = 0,0042$$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}} \dots \dots$ (**digunakan ρ_{perlu}**)

$$A_{S_{\text{tarik}}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0042 \times 300 \times 392 = 494,9 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan yang dibutuhkan (n)} &= \frac{494,9 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (16 \text{ mm})^2} \\ &= 2,46 \sim \mathbf{3 \text{ buah}} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan **3D16 mm** ($A_{S_{\text{pasang}}} = 602,88 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'c b} = \frac{602,88 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 8,12 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,12}{0,81} = 10,007 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{95}{10,007} - 1 \right) = 0,0255$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

$$A_{S_{\text{tekan}}} = 0,5 \times A_{S_{\text{tarik}}} = 0,5 \times 602,88 \text{ mm}^2 = 803,84 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan **2D16 mm** ($A_{S_{\text{pasang}}} = 401,92 \text{ mm}^2$)

Kontrol jarak tulangan ;

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi_{\text{sengkang}}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}})}{n - 1}$$

$$S = \frac{300 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm}) - (2 \times 10 \text{ mm}) - (3 \text{ tul} \times 16 \text{ mm})}{3 \text{ tul} - 1}$$

$$S = 76 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots (\mathbf{\text{Jarak tulangan memenuhi}})$$

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan tunggal (akibat tulangan tarik) :

Dipasang tulangan tekan 2 lapis, lapis pertama dipasang 6D16 dan lapis kedua dipasang 2D16

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan tunggal (akibat tulangan tarik) :

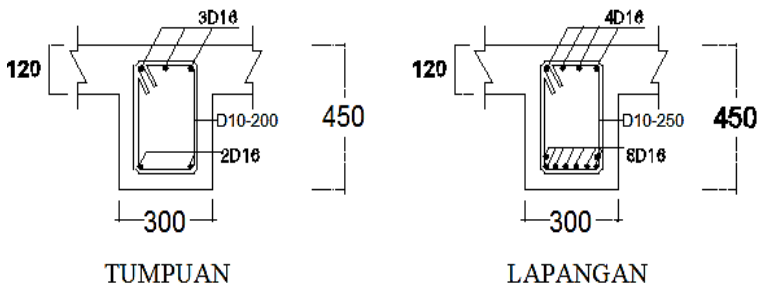
$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b_w} = \frac{602,88 \times 420}{0,85 \times 35 \times 300} = 28,4 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 602,88 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ Mpa} \times \left(392 \text{ mm} - \frac{28,4 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_n = 10,52 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

Jadi M_n kapasitas $\geq M_n$ yang terjadi



$10,52 \times 10^7 \text{ Nmm} > 7,905 \times 10^7 \text{ Nmm} \dots\dots(\text{OK, Memenuhi})$

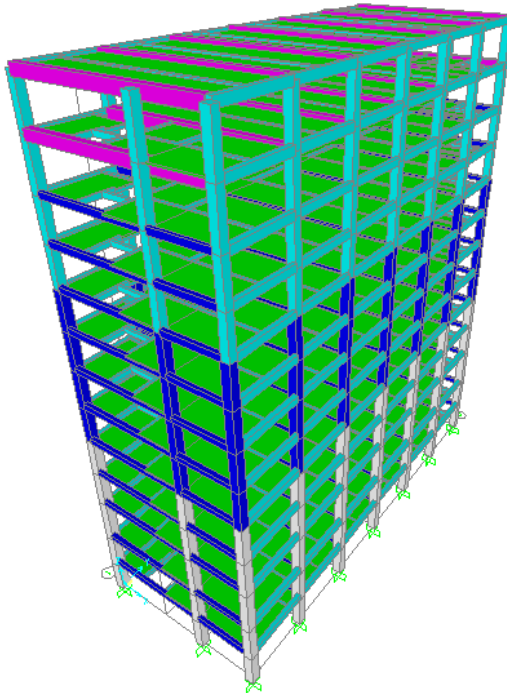
Gambar 5.13 Penampang Balok Sekunder Lift

BAB VI

PEMBEBANAN DAN ANALISIS BEBAN GEMPA

6.1 Perhitungan Berat Total Bangunan

Sebelum melakukan analisis struktur dengan program bantu analisis struktur berbasis elemen hingga seperti SAP2000, ETABS, dll, perlu dilakukan perhitungan beban yang hasilnya akan digunakan sebagai data input ke program tersebut. Beban-beban yang diinput tersebut meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa.



Gambar 6.1 Permodelan Struktur Hotel Ibis Padang dengan program bantu SAP 2000

Keseluruhan beban akibat masing - masing komponen yang membebani struktur Gedung Hotel ibis padang dapat dilihat pada Tabel 6.1 s/d 6.8.

Tabel 6.1 Beban Pada Lantai 1

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	Void (m ²)	Bj (kN/m ²)	Beban (kN)
Pelat lantai	37.2	14.83	0.12	27.36	24	1510.03008
Penggantung	37.2	14.83		27.36	0.07	36.70212
Plafond	37.2	14.83		27.36	0.11	57.67476
Balok BI1	94.1	0.35	0.5		24	395.22
Balok BI2	102.6	0.4	0.6		24	590.976
Balok BA1	115.68	0.25	0.4		24	277.632
Spesi t=2cm	37.2	14.83		27.36	0.21	110.10636
Tegel t=1cm	37.2	14.83		27.36	0.24	125.83584
Dinding	68.86		3		2.5	516.45
Ducting	37.2	14.83		27.36	0.15	78.6474
Plumbing	37.2	14.83		27.36	0.1	52.4316
Kolom (n = 21)	3	0.8	0.8		24	967.68
TOTAL						4719.386

Tabel 6.2 Beban Pada Lantai 2

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	Void (m ²)	Bj (kN/m ²)	Beban (kN)
Pelat lantai	37.2	14.83	0.12	27.36	24	1510.03008
Penggantung	37.2	14.83		27.36	0.07	36.70212
Plafond	37.2	14.83		27.36	0.11	57.67476
Balok BI1	94.1	0.35	0.5		24	395.22
Balok BI2	102.6	0.4	0.6		24	590.976
Balok BA1	115.68	0.25	0.4		24	277.632
Spesi t=2cm	37.2	14.83		27.36	0.21	110.10636
Tegel t=1cm	37.2	14.83		27.36	0.24	125.83584
Dinding	68.86		3.2		2.5	550.88
Ducting	37.2	14.83		27.36	0.15	78.6474
Plumbing	37.2	14.83		27.36	0.1	52.4316
Kolom (n = 21)	3.2	0.8	0.8		24	1032.192
TOTAL						4818.3282

Tabel 6.3 Beban Pada Lantai 3

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	Void (m ²)	B _j (kN/m ²)	Beban (kN)
Pelat lantai	37.2	14.83	0.12	27.36	24	1510.03008
Penggantung	37.2	14.83		27.36	0.07	36.70212
Plafond	37.2	14.83		27.36	0.11	57.67476
Balok B11	94.1	0.35	0.5		24	395.22
Balok B12	102.6	0.4	0.6		24	590.976
Balok BA1	115.68	0.25	0.4		24	277.632
Spesi t=2cm	37.2	14.83		27.36	0.21	110.10636
Tegel t=1cm	37.2	14.83		27.36	0.24	125.83584
Dinding	68.86		4		2.5	688.6
Ducting	37.2	14.83		27.36	0.15	78.6474
Plumbing	37.2	14.83		27.36	0.1	52.4316
Kolom (n = 21)	4	0.8	0.8		24	1290.24
TOTAL						5214.0962

Tabel 6.4 Beban Pada Lantai 4 s/d 5

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	Void (m ²)	B _j (kN/m ²)	Beban (kN)
Pelat lantai	37.2	14.83	0.12	27.36	24	1510.03008
Penggantung	37.2	14.83		27.36	0.07	36.70212
Plafond	37.2	14.83		27.36	0.11	57.67476
Balok B11	94.1	0.35	0.5		24	395.22
Balok B12	102.6	0.4	0.6		24	590.976
Balok BA1	115.68	0.25	0.4		24	277.632
Spesi t=2cm	37.2	14.83		27.36	0.21	110.10636
Tegel t=1cm	37.2	14.83		27.36	0.24	125.83584
Dinding	68.86		3.3		2.5	568.095
Ducting	37.2	14.83		27.36	0.15	78.6474
Plumbing	37.2	14.83		27.36	0.1	52.4316
Kolom (n = 21)	3.3	0.8	0.8		24	1064.448
TOTAL						4867.7992

Tabel 6.5 Beban Pada Lantai 5 s/d 9

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	Void (m ²)	Bj (kN/m ²)	Beban (kN)
Pelat lantai	37.2	14.83	0.12	27.36	24	1510.03008
Penggantung	37.2	14.83		27.36	0.07	36.70212
Plafond	37.2	14.83		27.36	0.11	57.67476
Balok BI1	94.1	0.35	0.5		24	395.22
Balok BI2	102.6	0.4	0.6		24	590.976
Balok BA1	115.68	0.25	0.4		24	277.632
Spesi t=2cm	37.2	14.83		27.36	0.21	110.10636
Tegel t=1cm	37.2	14.83		27.36	0.24	125.83584
Dinding	68.86		3.3		2.5	568.095
Ducting	37.2	14.83		27.36	0.15	78.6474
Plumbing	37.2	14.83		27.36	0.1	52.4316
Kolom (n = 21)	3.3	0.75	0.75		24	935.55
TOTAL						4738.9012

Tabel 6.6 Beban Pada Lantai 9 s/d 11

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	Void (m ²)	Bj (kN/m ²)	Beban (kN)
Pelat lantai	37.2	14.83	0.12	27.36	24	1510.03008
Penggantung	37.2	14.83		27.36	0.07	36.70212
Plafond	37.2	14.83		27.36	0.11	57.67476
Balok BI1	94.1	0.35	0.5		24	395.22
Balok BI2	102.6	0.4	0.6		24	590.976
Balok BA1	115.68	0.25	0.4		24	277.632
Spesi t=2cm	37.2	14.83		27.36	0.21	110.10636
Tegel t=1cm	37.2	14.83		27.36	0.24	125.83584
Dinding	68.86		3.3		2.5	568.095
Ducting	37.2	14.83		27.36	0.15	78.6474
Plumbing	37.2	14.83		27.36	0.1	52.4316
Kolom (n = 21)	3.3	0.7	0.7		24	814.968
TOTAL						4618.3192

Tabel 6.7 Beban Pada Lantai 12

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	Void (m ²)	Bj (kN/m ²)	Beban (kN)
Pelat lantai	37.2	14.83	0.12	27.36	24	1510.03008
Penggantung	37.2	14.83		27.36	0.07	36.70212
Plafond	37.2	14.83		27.36	0.11	57.67476
Balok BI1	94.1	0.35	0.5		24	395.22
Balok BI2	102.6	0.4	0.6		24	590.976
Balok BA1	115.68	0.25	0.4		24	277.632
Spesi t=2cm	37.2	14.83		27.36	0.21	110.10636
Tegel t=1cm	37.2	14.83		27.36	0.24	125.83584
Dinding	68.86		3.8		2.5	654.17
Ducting	37.2	14.83		27.36	0.15	78.6474
Plumbing	37.2	14.83		27.36	0.1	52.4316
Kolom (n = 21)	3.8	0.7	0.7		24	938.448
TOTAL						4827.8742

Tabel 6.8 Beban Pada Lantai Atap

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	Void (m ²)	Bj (kN/m ²)	Beban (kN)
Pelat lantai	37.2	14.83	0.12	27.36	24	1258.3584
Penggantung	37.2	14.83		27.36	0.07	36.70212
Plafond	37.2	14.83		27.36	0.11	57.67476
Balok BI1	94.1	0.35	0.5		24	395.22
Balok BI2	102.6	0.4	0.6		24	590.976
Balok BA1	115.68	0.25	0.4		24	277.632
Ducting	37.2	14.83		27.36	0.15	78.6474
Plumbing	37.2	14.83		27.36	0.1	52.4316
TOTAL						2747.6423

Berdasarkan SNI 1727:2013 Tabel 4-1 beban hidup apartemen/hotel pada plat lantai digunakan sebesar 1,92 KN/m². Sedangkan untuk lantai atap digunakan sebesar 0,96 kN/m².

Berdasarkan SNI 1727:2013 Ps C.4.1 reduksi beban hidup dalam peninjauan gempa diperbolehkan untuk direduksi sebesar

0,7 sehingga total beban hidup untuk masing-masing lantai diperlihatkan pada Tabel 6.9.

Tabel 6.9 Beban Hidup pada Tiap Lantai

Elevasi	Lantai	Luas (m ²)	Beban Hidup (kN/m ²)	Beban Hidup 70% (kN)
37.35	Atap	551.676	0.96	370.73
33.55	Lantai 12	551.676	1.92	741.45
30.25	Lantai 11	551.676	1.92	741.45
26.95	Lantai 10	551.676	1.92	741.45
23.65	Lantai 9	551.676	1.92	741.45
20.35	Lantai 8	551.676	1.92	741.45
17.05	Lantai 7	551.676	1.92	741.45
13.75	Lantai 6	551.676	1.92	741.45
10.45	Lantai 5	551.676	1.92	741.45
7.15	Lantai 4	551.676	1.92	741.45
3.15	Lantai 3	551.676	1.92	741.45
-0.05	Lantai 2	551.676	1.92	741.45
-3.05	Lantai 1	551.676	1.92	741.45

Sehingga didapatkan total beban yang bekerja pada setiap lantainya, seperti diperlihatkan pada Tabel 6.10

Tabel 6.10 Beban yang Bekerja pada Tiap Lantai

Elevasi	Lantai	Beban Hidup 70% (kN)	Beban Mati (kN)	Total (kN)
37.35	Atap	370.73	2747.6423	3118.37
33.55	Lantai 12	741.45	4827.8742	5569.33
30.25	Lantai 11	741.45	4618.3192	5359.77
26.95	Lantai 10	741.45	4618.3192	5359.77
23.65	Lantai 9	741.45	4738.9012	5480.35
20.35	Lantai 8	741.45	4738.9012	5480.35
17.05	Lantai 7	741.45	4738.9012	5480.35
13.75	Lantai 6	741.45	4738.9012	5480.35
10.45	Lantai 5	741.45	4867.7992	5609.25
7.15	Lantai 4	741.45	4867.7992	5609.25
3.15	Lantai 3	741.45	5214.0962	5955.55
-0.05	Lantai 2	741.45	4818.3282	5559.78
-3.05	Lantai 1	741.45	4719.386	5460.84
TOTAL		9268.16	60255.17	69523.33

Berdasarkan Tabel 6.8 didapatkan berat total bangunan sebesar $W = 69\,523,33$ KN

6.2 Analisis Beban Gempa

Desain beban gempa mengacu peraturan gempa terbaru yaitu SNI 1726:2012. Berdasarkan konfigurasi struktur Gedung Hotel Ibis Padang, analisis gempa akan menggunakan gempa dinamik. Oleh karena itu diperlukan tahapan awal dalam menentukan beban gempa dinamik diantaranya sebagai berikut :

1. Menentukan kategori risiko bangunan

Penentuan kategori risiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri, dalam kasus ini fungsi bangunan adalah hotel sehingga didapatkan kategori risiko seperti yang ditunjukkan pada Tabel 6.11.

Tabel 6.11 Menentukan Kategori Risiko Bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

2. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Faktor keutamaan gempa didapatkan berdasarkan kategori risiko yang telah didapatkan pada langkah 1. Sehingga didapatkan faktor keutamaan gempa seperti pada Tabel 6.12.

Tabel 6.12 Menentukan Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

3. Menentukan Parameter Percepatan Tanah (S_s, S_1)

Menentukan parameter percepatan respons spectral MCE pada perioda pendek, redaman 5 persen (S_s) dan parameter percepatan respons spectral MCE pada perioda 1 detik, redaman 5 persen (S_1) Berdasarkan peta gempa pada SNI 1726:2012 dengan lokasi gedung yang terdapat pada wilayah Padang maka didapat nilai $S_s = 1,5 g$ dan $S_1 = 0,6 g$.

4. Menentukan Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 5.1 penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan menentukan tahanan penetrasi rata-rata

(N) dengan menggunakan Rumus 3.1 seperti yang ditunjukkan pada Tabel 6.13.

Tabel 6.13 Data N_{SPT}

NSPT	Depth (m)	di/Ni
0	0	0
6	1.95	0.325
29	3.2	0.110
40	4.2	0.105
20	6.2	0.310
7	7.6	1.086
24	9.3	0.388
10	10.7	1.070
12	12.3	1.025
37	13.75	0.372
60	15	0.250
Total	84.2	5.040

Dengan menggunakan Rumus 3.1 maka tahanan penetrasi rata-rata (N) adalah : $N = \frac{Depth}{di / Ni} = \frac{84,2}{5,04} = 16,71$, berdasarkan

SNI 1726:2012 tabel 3, maka tanah termasuk dalam klasifikasi situs tanah sedang (SD).

5. Menentukan Koefisien Lokasi F_a dan F_v

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.2 koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan tabel 4 dan 5 pada SNI 1726:2012.

- Menentukan F_a

Berdasarkan tabel 4 pada SNI 1726:2012 serta dengan menggunakan parameter S_s yang terdapat pada langkah 3 dengan klasifikasi situs tanah sedang (SD) didapatkan F_a sebesar 1.

- Menentukan F_v

Berdasarkan tabel 5 pada SNI 1726:2012 serta dengan menggunakan parameter S_1 yang terdapat pada langkah dengan klasifikasi situs tanah sedang (SD) didapatkan F_v sebesar 1,5.

6. Menghitung nilai S_{MS} dan S_{M1}

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.2 untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan Rumus 3.2

Dengan menggunakan parameter F_a dan F_v pada langkah 5 serta S_s dan S_1 pada Tabel 6.11. Maka didapatkan,

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1 \times 1,5 = 1,5$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1,5 \times 0,6 = 0,9$$

7. Menentukan Parameter Percepatan Spektrum Desain (S_{DS} dan S_{D1}).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1,5 = 1$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,9 = 0,6$$

8. Menentukan Kategori Desain Seismik

Berdasarkan tabel 6 dan tabel 7 pada SNI 1726:2012 serta menggunakan parameter yang telah ditentukan pada langkah sebelumnya maka, Gedung Hotel Ibis Padang termasuk pada kategori desain seismik D. Pemilihan kategori desain tersebut diperlihatkan pada Tabel 6.14.

Tabel 6.14 Penentuan Kategori Desain

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

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

9. Menentukan Sistem Penahan Gempa

Berdasarkan tabel 9 pada SNI 1726:2012 sistem struktur Gedung Hotel Ibis Padang akan menggunakan sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

Pemilihan sistem penahan gempa tersebut diperlihatkan pada Tabel 6.15.

Tabel 6.15 Penentuan Sistem Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan gaya seismik	Kondisi modifikasi respon, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_o^g	Faktor perembanan defleksi, C_d^b	Batasan entitas struktur dan batasan tinggi struktur, h_s (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^e
4. Rangka-besi pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TB ^f	TB ^f	TB ^f
5. Rangka-besi bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

Berdasarkan Tabel 6.15 didapatkan pula data tambahan untuk desain struktur yaitu :

$R^a = 8,0$ (Koefisien Modifikasi Respon)

$\Omega_o^g = 3,0$ (Faktor Kuat Lebih Sistem)

$C_d^b = 5,5$ (Faktor Rembesan Defleksi)

10. Merencanakan Respon Spektrum

Kurva Respon Spektrum harus mengikuti ketentuan SNI 1726:2012 Pasal 6.4 dibawah ini :

$$T_0 = \frac{0,2S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \times 0,6}{1} = 0,12 \text{ detik}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,6}{1} = 0,6 \text{ detik}$$

Untuk perioda yang lebih kecil T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a), harus didesain dengan persamaan:

Untuk, $T = 0 \rightarrow T < T_0$, maka :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) = 1 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,12} \right) = 0,4$$

Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , spectrum respon percepatan desain (S_a) sama dengan S_{DS} .

Untuk, $T=0,6 \rightarrow T_0 \leq T \leq T_S$, maka :

$$S_a = S_{DS} = 1$$

Untuk periode lebih besar dari T_S , spectrum respon percepatan desain (S_a) diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,6}{T}$$

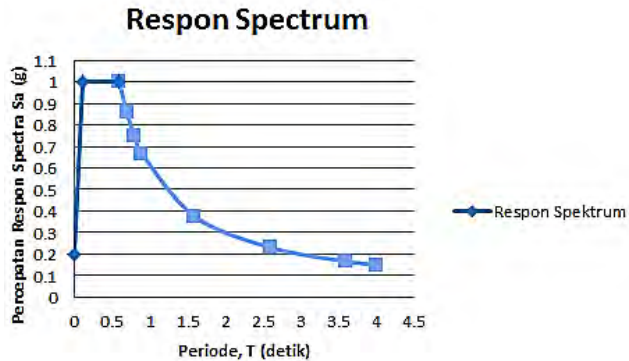
Saat $T = 0,7 \rightarrow S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,6}{0,7} = 0,8571g$ dan seterusnya.

Perhitungan tersebut juga diperlihatkan pada Tabel 6.16 dengan interval data sebesar 1 detik.

Tabel 6.16 Perhitungan Spektrum Desain

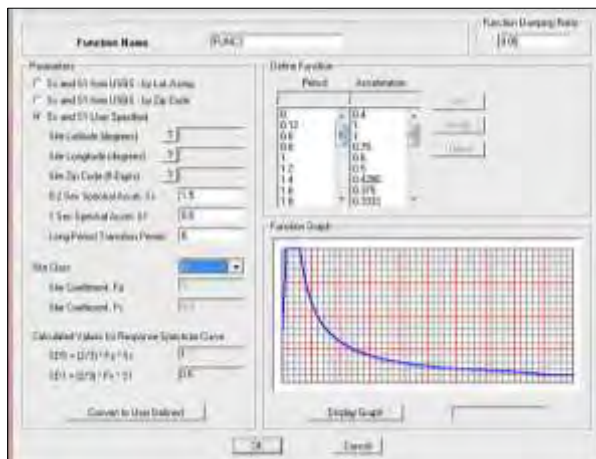
Periode		Sa
(T)		
	0	0.2
T0	0.12	1
TS	0.6	1
TS+0.1	0.7	0.857
TS+0.2	0.8	0.75
TS+0.3	0.9	0.667
TS+1.0	1.6	0.375
TS+2.0	2.6	0.231
TS+3.0	3.6	0.167
TS+3.4	4	0.15

Dengan menggunakan interval perioda sebesar 0.1 detik didapatkan grafik respon spektrum desain seperti pada Gambar 6.2.



Gambar 6.2 Grafik Respon Spektrum Desain

Berikut adalah data-data yang telah diinputkan untuk desain respon spektrum pada SAP 2000 seperti yang terlihat pada gambar 6.3.



Gambar 6.3 Input Response Spectrum pada SAP 2000

11. Menentukan Perkiraan Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726:2012 Ps. 7.8.2 penentuan periode alami fundamental (T_a) harus ditentukan dari persamaan 32 pada SNI 1726:2012. Dengan parameter C_t dan x diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012, serta h_n merupakan total tinggi bangunan. Untuk SRPMK beton didapat nilai $C_t = 0,0466$ dan $x = 0,9$.

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0466 \times 37,35^{0,9} = 1,2118 \text{ detik}$$

Periode struktur yang didapatkan dari hasil analisis gempa tidak boleh melebihi batasan atas dari periode fundamental yang ditentukan dengan perumusan berikut.

$$T = C_u T_a \rightarrow C_u \text{ (Tabel 14 SNI 1726:2012)}$$

$$C_u = 1,4$$

$$\text{Maka, } T = 1,4 \times 1,212 = 1,6966 \text{ detik.}$$

b. Menentukan koefisien respons seismik (V)

Data desain :

$$S_{DS} = 1$$

$$S_{D1} = 0,6$$

Faktor reduksi gempa, $R = 8$

Faktor keutamaan gempa, $I_e = 1$

Menentukan koefisien Respon Seismik (C_s) ditentukan dengan perumusan berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e} = \frac{1}{8/1} = 0,125$$

Dan C_s tidak lebih dari :

$$C_{smax} = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} = \frac{1}{1,6966 \left(\frac{8}{1} \right)} = 0,07367$$

Dan C_s tidak kurang dari :

$$C_{smin} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_{smin} = 0,044 \times 1 \times 1 \geq 0,01$$

$$C_{smin} = 0,044 \geq 0,01$$

Maka, nilai C_s diambil 0,07367

Berdasarkan SNI 1726:2012 Ps. 7.8.1 penentuan gaya dasar seismic (V) dihitung berdasarkan persamaan 27 pada SNI 1726:2012. Sebagaimana ditunjukkan pula pada rumus dibawah ini:

$$V = C_s W = 0,07367 \times 69\,523,33 = 5121,783 \text{ KN}$$

c. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral yang timbul pada semua tingkat harus ditentukan berdasarkan persamaan 36 pada SNI 1726:2012. Sebagaimana ditunjukkan pula pada rumus dibawah ini :

$$F_x = C_{vx} V$$

Dimana :

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Untuk $T < 0,5$ s; maka nilai $k = 1$

$T > 2,5$ s; maka nilai $k = 2$

$0,5 \text{ s} < T < 2,5 \text{ s}$; maka nilai k diperoleh dengan cara interpolasi dari kedua nilai k di atas.

$T = 1,6966$ detik, maka nilai k adalah :

$$k = 1 + \left(\frac{1,6966 - 0,5}{2,5 - 0,5} (2 - 1) \right) = 1,598$$

Maka, besarnya distribusi beban geser akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 6.17.

Tabel 6.17 Gaya gempa (F_x) dan (F_y) pada tiap lantai

Lantai	hi	wi	$w_x h_x^k$	C_{vx}	F_x
Atap	40.4	3118.37	1150601.308	0.123	629.22
Lantai 12	36.6	5569.33	1754872.1	0.187	959.68
Lantai 11	33.3	5359.77	1452152.332	0.155	794.13
Lantai 10	30	5359.77	1229096.711	0.131	672.15
Lantai 9	26.7	5480.35	1043214.427	0.111	570.50
Lantai 8	23.4	5480.35	844919.8807	0.090	462.06
Lantai 7	20.1	5480.35	662698.3491	0.071	362.41
Lantai 6	16.8	5480.35	497568.4345	0.053	272.10
Lantai 5	13.5	5609.25	359069.3129	0.038	196.36
Lantai 4	10.2	5609.25	229428.8367	0.024	125.47
Lantai 3	6.2	5955.55	109942.017	0.012	60.12
Lantai 2	3	5559.78	32173.43471	0.003	17.59
Lantai 1	0	5460.84	0	0.000	0.00
TOTAL		69523.3	9365737.1	1.000	5121.783

Setelah dilakukan pemilihan kriteria desain, didapatkan data gedung yang telah dimodifikasi, yaitu :

- Tipe Bangunan : Gedung Hotel.
- Klasifikasi Sifat : Tanah Sedang (SD).
- Kategori Desain Seismik : D
- Faktor Keutamaan Gedung, I_e : 1
- Koefisien Modifikasi Respon, R_a : 8
- Faktor Kuat Lebih Sistem, $\Omega_0 g$: 3,0
- Faktor Rembesan Defleksi, C_{db} : 5,5
- Tinggi Bangunan : 37,35 m.
- Jumlah Lantai : 13 Lantai
- Sistem Struktur : Sistem SRPMK
- Struktur Pondasi : Pondasi dalam

6.3 Kontrol Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2012, hasil analisis struktur harus dikontrol melalui suatu batasan tertentu. Hal tersebut dilakukan untuk meninjau kelayakan struktur dalam memikul beban – beban yang bekerja. Kontrol – kontrol tersebut antara lain :

- Periode Struktur
- Kontrol Akhir Base Reaction
- Jumlah Respon Ragam
- Kontrol Simpangan
- Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga
- Kontrol Pengaruh P – Delta

6.3.1 Kontrol Waktu Getar Alami (Periode Struktur)

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 periode struktur fundamental, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji, untuk saat ini hal tersebut baru dapat didekati dengan menggunakan hasil analisis komputer. Periode yang didapat dari hasil analisis komputer (T_c) sebagaimana yang ditunjukkan pada Tabel 6.18 , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan, T_a

$$T_c < T = T_a C_u$$

Dimana :

T_a = Periode Fundamental pendekatan

C_u = Koefisien untuk batas atas

Pada perhitungan sebelumnya (Bab 6.2 point 11) didapatkan periode batasan atas sebesar $T=1,6966$ detik.

Tabel 6.18 Kontrol perioda struktur (T)

Mode	Tc (detik)	T (detik)	Kontrol Periode
1	1.5921	1.6966	Oke
2	1.3444	1.6966	Oke
3	1.2969	1.6966	Oke
4	0.5316	1.6966	Oke
5	0.4541	1.6966	Oke
6	0.4391	1.6966	Oke
7	0.3054	1.6966	Oke
8	0.2690	1.6966	Oke
9	0.2520	1.6966	Oke
10	0.2046	1.6966	Oke
11	0.2040	1.6966	Oke
12	0.1936	1.6966	Oke

6.3.2 Kontrol Akhir Base Reaction

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir $V_{dinamik}$ harus lebih besar sama dengan 85% V_{statik} . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sbb:

$$V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$$

Maka nilai akhir *base reaction respon spectrum* hasil analisis menggunakan program bantu analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 6.19.

Tabel 6.19 Nilai akhir *base reaction*

	Fx (KN)	Fy (KN)
RSPX	2310.176	
RSPY		2714.187

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, gaya dasar (V) yang ditentukan dengan menggunakan persamaan 21 pada SNI 1726:2012 harus dihitung dalam masing-masing dua arah horisontal orthogonal dengan menggunakan perioda fundamental

struktur dari hasil analisis struktur menggunakan komputer (Tc) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 6.20.

Tabel 6.20 Gaya geser dasar (V) pada masing-masing arah

	Tc (detik)	V (KN)	0,85 V (KN)
Sumbu X	1.5921	5121.783	4353.51585
Sumbu Y	1.5921	5121.783	4353.51585

Maka didapatkan kontrol akhir *base reaction* terhadap $0.85V_{statik}$ seperti diperlihatkan pada Tabel 6.21.

Tabel 6.21 Kontrol akhir *base reaction*

	Fx	Fy	Kontrol akhir	
			Fx	Fy
V dinamik	2297.361		Tidak Oke	
0.85 V statik	4353.5158			
V dinamik		2707.501		Tidak Oke
0.85 V statik		4353.5158		

Sebagaimana yang diperlihatkan pada Tabel 6.21 karena kontrol akhir tidak memenuhi persyaratan $V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$. maka spektra respon desain pada analisis struktur harus dikalikan faktor skala yang ditentukan dengan $0.85 V_{statik} / V_{dinamik}$ pada masing-masing arah, sehingga persyaratan $V_{dinamik} \geq 0.85 V_{statik}$ terpenuhi. Besarnya faktor skala tersebut diperlihatkan pada Tabel 6.22.

Tabel 6.22 faktor skala gaya gempa

	Fx	Fy	Faktor Skala	
			Fx	Fy
V dinamik	2310.176		1.8845	
0.85 V statik	4353.5158			
V dinamik		2714.187		1.6040
0.85 V statik		4353.5158		

Setelah diperoleh faktor skala masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis ulang dengan mangalikan faktor skala yang diperoleh diatas pada *scale factor respons spectra*. Kemudian diperoleh hasil yang diperlihatkan pada Tabel 6.23.

Tabel 6.23 Kontrol akhir berdasarkan faktor skala

	Fx	Fy	Kontrol akhir	
			Fx	Fy
V dinamik	4353.623		Oke	
0.85 V statik	4353.5158			
V dinamik		4353.556		Oke
0.85 V statik		4353.5158		

Berdasarkan Tabel 6.23 setelah dilakukan analisis ulang maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada SNI 1726:2012 Ps. 7.9.4.

6.3.3 Jumlah Respon Ragam (Partisipasi Massa)

Berdasarkan SNI 1726-2012 Ps. 7.9.1 bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil jumlah respon ragam yang diperlihatkan pada Tabel 6.24.

Tabel 6.24 Jumlah respon ragam (Partisipasi massa)

Mode	sum UX	sum UY
1	0.77	0.00
2	0.77	0.23
3	0.77	0.79
4	0.87	0.79
5	0.87	0.85
6	0.87	0.88
7	0.91	0.88
8	0.91	0.91
9	0.91	0.91
10	0.91	0.91
11	0.93	0.91
12	0.93	0.91

Berdasarkan Tabel 6.24 diatas menunjukkan bahwa pada mode shape 9, syarat partisipasi massa telah terpenuhi.

6.3.4 Kontrol Simpangan (*Drift*)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 kontrol drift dan syarat drift harus ditentukan berdasarkan perumusan 34 pada SNI 1726-2012 Pasal 7.8.6 yaitu sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

δ_x = Defleksi pada lantai ke-x

C_d = Faktor pembesaran defleksi (5,0)

I = Faktor keutamaan gempa

Sedangkan untuk syarat $\Delta s = 0,02hsx$ dengan Δs merupakan selisih antara defleksi yang ditunjukkan pada analisis struktur, (δ_{xe}) dengan defleksi akibat pembesaran, (δ_x).

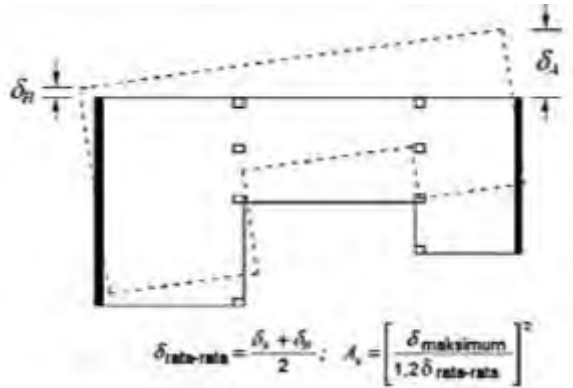
Hasil dari kontrol simpangan pada analisis struktur Gedung Hotel Ibis Padang akibat gempa dinamik pada masing-masing arah diperlihatkan pada Tabel 6.25 untuk arah X dan arah Y.

Tabel 6.25 Kontrol simpangan Arah-X dan Arah-Y terbesar

Lantai	h	δx_e	δx	Drift (Δs)	Syarat (Δs)	Ket
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	40.4	85.328	426.64	18.03	76	Oke
Lantai 12	36.6	81.722	408.61	25.45	66	Oke
Lantai 11	33.3	76.633	383.165	25.33	66	Oke
Lantai 10	30	71.568	357.84	28.98	66	Oke
Lantai 9	26.7	65.772	328.86	31.53	66	Oke
Lantai 8	23.4	59.467	297.335	34.60	66	Oke
Lantai 7	20.1	52.548	262.74	37.36	66	Oke
Lantai 6	16.8	45.077	225.385	39.86	66	Oke
Lantai 5	13.5	37.105	185.525	40.86	66	Oke
Lantai 4	10.2	28.934	144.67	42.76	80	Oke
Lantai 3	6.2	20.381	101.9065	53.40	64	Oke
Lantai 2	3	9.702	48.5085	33.61	60	Oke
Lantai 1	0	2.979	14.895	14.90	0	Oke

6.3.5 Pembesaran Momen Torsi Tak Teduga

Berdasarkan SNI 1726:2012 Ps. 7.8.4.3 menyebutkan struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F, dimana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b terjadi seperti didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 1726-2012 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan. Karena struktur Gedung Hotel Ibis Padang yang termasuk dalam kategori desain seismik D maka diperlukan kontrol terlebih dahulu terhadap ketidakberaturan torsi 1a atau 1b seperti seperti yang didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 1726:2012. Ilustrasi dari uraian diatas diperlihatkan pada Gambar 6.4.



Gambar 6.4 Pembesaran torsi tak terduga (A_x)

Dimana :

δA atau δ_{max} dan δB dihitung berdasarkan simpangan akibat beban spektra.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 10 struktur dikategorikan ketidakberaturan torsi 1a dan 1b bila ketentuan dibawah ini terpenuhi :

$\delta_{max} < 1.2\delta_{avg}$ → Tanpa Ketidakberaturan Torsi

$1.2\delta_{avg} \leq \delta_{max} \leq 1.4\delta_{avg}$ → Ketidak beraturan Torsi 1a

$\delta_{max} > 1.4\delta_{avg}$ → Ketidakberaturan Torsi 1b

Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil *point displacement* yang diperlihatkan pada Tabel 6.24 untuk arah X dan Tabel 6.26 untuk arah Y

Tabel 6.26 Joint displacement akibat beban spectra arah-X dan arah-Y

Point Object	Joint Displacement (mm)	
	X	Y
2	43.5521	30.8258
3	43.5617	30.8131
4	43.6620	30.8227
5	43.5520	30.9558
6	43.5073	30.8109
7	43.5036	30.8266
8	43.6635	30.8223
9	43.7615	30.9599
10	43.7628	30.8208
11	43.3641	30.8271
12	43.7624	30.8292
13	43.3732	30.8105
14	43.6659	30.9860
15	43.5514	31.4973
16	46.2828	30.9538
17	46.2900	30.7963
18	46.2814	31.1498
19	46.3789	31.1499
20	46.2861	30.8409
21	46.1131	30.9558
δ_{avg}	44.3938	30.9227

Point displacement tersebut didapatkan akibat beban spektra arah-X dan arah-Y sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 6.26.

✓ Arah - X

Berdasarkan Tabel 6.26 didapatkan analisis sebagai berikut:

$$1.2\delta_{avg} = 1,2 \times 44,394 = 53,273 \text{ mm}$$

$$\therefore 1.2\delta_{avg} \geq \delta_{max} \leq 1.4\delta_{avg}$$

Point Displacement tersebut diperlihatkan pada Gambar 6.5.

$$\text{Maka, } A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{avg}} \right)^2 = \left(\frac{43,763}{53,273} \right)^2 = 0,675$$

✓ Arah – Y

Berdasarkan Tabel 6.24 didapatkan analisis sebagai berikut:

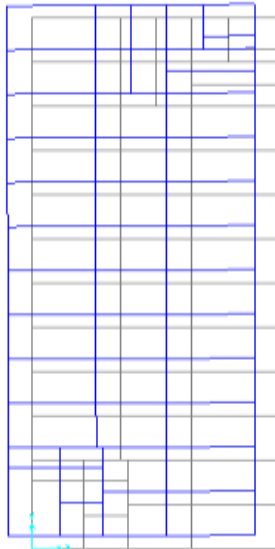
$$1.2\delta_{avg} = 1,2 \times 30,923 = 37,108 \text{ mm}$$

$$\therefore 1.2\delta_{avg} \geq \delta_{max} \leq 1.4\delta_{avg}$$

Point Displacement tersebut diperlihatkan pada Gambar 6.5.

$$\text{Maka, } A_y = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{avg}} \right)^2 = \left(\frac{31,497}{37,108} \right)^2 = 0,720$$

Faktor pembesaran torsi (A_y) tersebut dikalikan dengan M_{ta} di masing-masing tingkat.



Gambar 6.5 Displacement Akibat Beban Spektra Arah-X dan Arah-Y

6.3.6 Kontrol Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726-2012 Ps 7.8.7 pengaruh P-delta harus diperhitungkan dengan menggunakan persamaan 35 pada SNI 1726-2012, yaitu sebagai berikut :

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x H_{sx} C_d}$$

Dimana :

P_x = Beban vertikal total pada dan diatas tingkat-x, tanpa faktor beban (kN)

Δ = Simpangan antar lantai tingkat yang terjadi secara serentak dengan V_x (mm)

I_e = Faktor keutamaan gempa

V_x = Gaya geser seismik yang bekerja antar tingkat x dan x-1 (kN)

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x, (mm)

C_d = Faktor pembesaran defleksi

Tabel 6.27 Koefisien stabilitas tingkat

Lantai	h	P	Δ	I_e	V	θ
	(m)	(kN)	(mm)		(kN)	
Lantai Atap	3.8	3118.369	18.03	1	629.22	0.0047
Lantai 12	3.3	5569.327	25.45	1	959.68	0.0089
Lantai 11	3.3	5359.772	25.33	1	794.13	0.0104
Lantai 10	3.3	5359.772	28.98	1	672.15	0.0140
Lantai 9	3.3	5480.354	31.53	1	570.50	0.0184
Lantai 8	3.3	5480.354	34.60	1	462.06	0.0249
Lantai 7	3.3	5480.354	37.36	1	362.41	0.0342
Lantai 6	3.3	5480.354	39.86	1	272.10	0.0456
Lantai 5	3.3	5609.252	40.86	1	196.36	0.0690
Lantai 4	3.3	5609.252	42.76	1	125.47	0.1159
Lantai 3	4	5955.549	53.40	1	60.12	0.2118
Lantai 2	3.2	5559.781	33.61	1	17.59	0.6639
Lantai 1	0	5460.839	14.90	1	0.00	0.0000

Struktur Gedung Hotel Ibis Padang yang termasuk dalam kategori desain seismik D memiliki gaya geser seismik (V_x) yang nilainya lebih kecil dari beban vertikal (P_x) sehingga

menghasilkan koefisien stabilitas (θ) yang besar. Koefisien stabilitas kurang dari 0,1 pengaruh P-Delta dapat diabaikan.

Drift akibat pengaruh P-delta dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\Delta_f = \frac{\Delta o}{1 - \frac{P\Delta o}{Vh}} = \frac{\Delta o}{1 - \theta}$$

Tabel 6.28 Drift akibat pengaruh P-delta

Lantai	h	θ	Δo	Δf	Syarat (Δs)	Ket
	(m)		(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai Atap	3.8	0.0047	18.03	18.115	76	Oke
Lantai 12	3.3	0.0089	25.45	25.675	66	Oke
Lantai 11	3.3	0.0104	25.33	25.590	66	Oke
Lantai 10	3.3	0.0140	28.98	29.392	66	Oke
Lantai 9	3.3	0.0184	31.53	32.114	66	Oke
Lantai 8	3.3	0.0249	34.60	35.477	66	Oke
Lantai 7	3.3	0.0342	37.36	38.679	66	Oke
Lantai 6	3.3	0.0456	39.86	41.764	66	Oke
Lantai 5	3.3	0.0690	40.86	43.883	66	Oke
Lantai 4	3.3	0.1159	42.76	48.368	80	Oke
Lantai 3	4	0.2118	53.40	67.747	64	Oke
Lantai 2	3.2	0.6639	33.61	99.998	60	Oke
Lantai 1	0	0.0000	14.90	14.90	0	Oke

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII

DESAIN STRUKTUR PRIMER

Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral yang berupa beban gempa. Komponen struktur utama ini terdiri dari balok dan kolom. Perencanaan struktur primer Gedung Hotel Ibis Padang ini menggunakan Sistem SRPMK. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pendetailan Semua struktur Primer untuk kategori desain gempa D harus memenuhi ketentuan–ketentuan yang ada pada Pasal 21.5-21.8.

7.1 Desain Balok Primer

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Untuk penulangan balok didesain tipikal untuk lantai 1-13. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendesainan seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

Perencanaan penulangan balok induk dapat dilakukan setelah mendapat gaya-gaya dalam yang terjadi pada analisa struktur utama dari hasil analisa menggunakan program SAP2000.

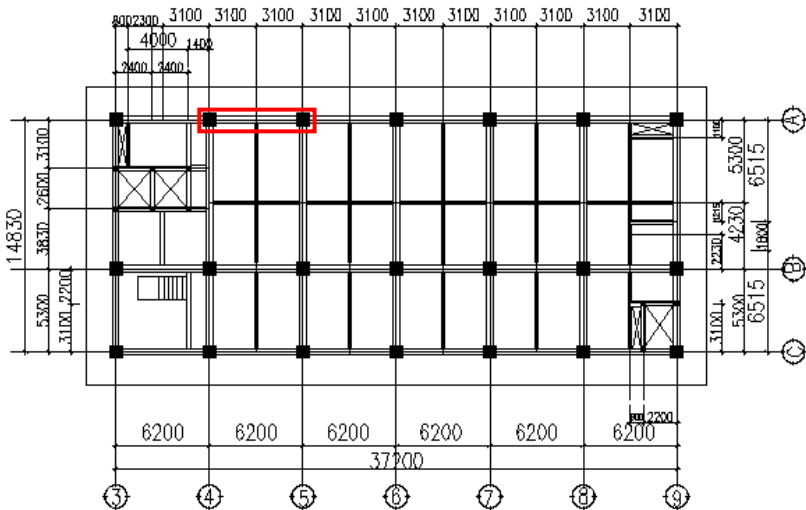
Dalam struktur bangunan ini terdapat dua macam balok induk, yaitu balok BI-1 40/70 dan balok BI2 45/70. Selanjutnya, perhitungan penulangan balok akan disajikan dalam bentuk tabel dan beberapa disajikan pada lampiran.

7.1.1 Data desain balok primer BI-1 As A 4-5 Lantai 2 :

- Dimensi Balok = 400/700 mm
- Bentang Balok = 6200 mm
- Mutu Beton ($f'c$) = 35 Mpa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama (D) = 22 mm
- Mutu baja (f_y) Tul. Utama D 22 = 420 Mpa
- Diameter Tul. Senggang (\emptyset) = 12 mm
- Mutu baja (f_y) Tul. Senggang $\emptyset 12$ = 240 Mpa

Pembebanan Balok Primer BI-1 As A 4-5

Denah lokasi balok primer BI-1 As A 4-5 ditunjukkan pada Gambar 7.1



Gambar 7.1 Lokasi Peninjauan Balok Primer BI-1As A 4-5

Data output momen didapat dari program bantu analisis struktur (SAP 2000) dapat dilihat pada Tabel 7.1.

Tabel 7.1 Output Momen Balok Melintang Hasil Analisis Program

No	Beban	Lokasi	Momen (kNm)	Geser (kN)
1	1,4DL	Tumpuan Kiri	-155.874	-129.755
		Lapangan	90.722	-12.176
		Tumpuan Kanan	-148.051	127.982
2	1,2DL + 1,6LL	Tumpuan Kiri	-157.008	-146.994
		Lapangan	91.676	-13.074
		Tumpuan Kanan	-147.176	154.357
3	1.2DL + LL ± RSPx	Tumpuan Kiri	-246.131	-154.380
		Lapangan	84.544	43.399
		Tumpuan Kanan	-237.228	-87.974
4	1.2DL + LL ± RSPy	Tumpuan Kiri	-479.244	-129.319
		Lapangan	85.700	114.731
		Tumpuan Kanan	-466.206	-13.0408
5	0,9DL ± RSPx	Tumpuan Kiri	-198.104	-115.572
		Lapangan	56.162	38.282
		Tumpuan Kanan	-192.942	-50.281
6	0,9DL ± RSPy	Tumpuan Kiri	-425.961	-149.599
		Lapangan	57.382	109.817
		Tumpuan Kanan	-422.696	-24.558

Dilakukan kontrol syarat – syarat komponen beton bertulang yang merupakan bagian dari SRPMK tersebut di SNI 2847:2013 Pasal 21.5. Untuk komponen balok berlaku SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4 berikut:

Desain Tulangan Lentur (Balok I-1 40/70)

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \text{Ø}_{\text{lentur}})$
 $= 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 22 \text{ mm})$
 $= 637 \text{ mm}$

- $d' = \text{decking} + \text{Senggang} + (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$
 $= 40 \text{ mm} + 12 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 22 \text{ mm}) = 63 \text{ mm}$

Rasio Tulangan.

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,118$$

A. Penulangan Tumpuan

Untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja, maka penulangan kedua ujung sebuah balok didesain sama. $M_u = 479244000 \text{ Nmm}$ (dari hasil OutPut SAP 2000). Adapun langkah-langkah perencanaan tulangan rangkap sebagai berikut:

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{479244000 \text{ Nmm}}{0,9} = 532,493 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 420} \times 637 = 374,706 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 X_b$$

$$= 0,75 \times 374,706 = 281,03 \text{ mm}$$

Direncanakan $x = 80 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \beta_1 f'_c b x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,81 \times 35 \times 400 \times 80}{420} = 1836 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right)$$

$$= 1836 \times 420 \times \left(637 - \frac{0,81 \times 80}{2} \right) = 466,22 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Karena } M_{nc} > \frac{M_u}{\phi} = 466,22 \times 10^6 \text{ Nmm} > 532,493 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

... (maka tidak perlu tulangan rangkap)

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \cdot 600 = \left(1 - \frac{63}{80}\right) \cdot 600 = 127,5 \text{ Mpa}$$

karena $f_s' = 127,5 < f_y = 420 \text{ Mpa} \rightarrow$ tul. tidak leleh, pakai f_s'
Tulangan tumpuan atas :

$$A_s = A_{sc} \\ = 1836 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{pasang } \mathbf{7 \text{ D } 22} \text{ (2659,58 mm}^2\text{)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'c b} = \frac{2659,58 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 35,76 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35,76}{0,81} = 44,146 \text{ mm}$$

$$\epsilon t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1\right) = 0,003 \left(\frac{637}{44,146} - 1\right) = 0,0402$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵt lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi :
terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Menurut SNI 2847:2013 ps 21.3.4(1) bahwa kuat momen positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat momen negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 0,5 A_s \\ = 0,5 \times 2659,58 \\ = 1329,79 \text{ mm}^2$$

\rightarrow pasang **4 D 22** (1519,76 mm²) $\geq 0,5 A_{s \text{ aktual}}$

Kontrol kekuatan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{2659,58 \times 420}{0,85 \times 35 \times 400} = 93,87 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2659,58 \times 420 \left(637 - \frac{93,87}{2} \right)$$

$$= 659,118 \times 10^6 \text{ Nmm} > 638,992 \times 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow \text{Ok}$$

Kontrol Spasi Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{Øsengkang} - n \cdot \text{Øtulutama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 5 \times 22}{5 - 1} = 46,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Karena jarak tulangan tidak memenuhi, maka Tulangan dipasang dua lapis, lapis pertama dipasang 5 tulangan, dan lapis kedua dipadang 2 tulangan.

B. Penulangan Lapangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.3.4(1) menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari 20% nilai momen maksimum pada kedua muka tumpuan.

Untuk output SAP2000 diperoleh nilai momen maksimum pada lapangan :

$$M_u = 91\,676\,000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{91676000 \text{ Nmm}}{0,9} = 101,862 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 420} \times 637 = 374,706 \text{ mm}$$

$$X_{max} = 0,75 X_b$$

$$= 0,75 \times 374,706 = 281,03 \text{ mm}$$

Direncanakan $x = 75 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0.85\beta_1 f'_c b x}{f_y} = \frac{0.85 \times 0,81 \times 35 \times 400 \times 75}{420} = 1721,25 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right)$$

$$= 1721,25 \times 420 \times \left(637 - \frac{0,81 \times 75}{2} \right) = 438,54 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{nc} > \frac{Mu}{\phi} = 438,54 \times 10^6 \text{ Nmm} > 101,862 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

... (*tidak perlu tulangan rangkap*)

Maka untuk menghitung jumlah tulangan digunakan Syarat tulangan tekan minimum

Tulangan lapangan bawah :

$$(n) = \frac{A_{sc}}{0,25 \times 3,14 \times D^2} = \frac{1721,25 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (22 \text{ mm})^2}$$

$$= 4,53 \sim 5 \text{ buah}$$

Dipasang tulangan **5 D 22 mm** ($A_{s_{pasang}} = 1900,66 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1900,66 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 25,55 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25,55}{0,81} = 31,55 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{637}{31,55} - 1 \right) = 0,058$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

Tulangan lapangan atas :

$$A_s' = 0,5 A_s = 0,5 \times 1900,66 = 950,33 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \text{pasang } \mathbf{3 \ D \ 22} \ (1140,398 \text{ mm}^2) \geq 0,5 A_{s \text{ aktual}}$$

Kontrol kekuatan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1900,66 \times 420}{0,85 \times 35 \times 400} = 67,1 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1900,66 \times 420 \left(637 - \frac{67,1}{2} \right)$$

$$= 481,72 \times 10^6 \text{ Nmm} > 122,235 \times 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow \mathbf{Ok}$$

Kontrol Spasi Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{Øsengkang} - n \cdot \text{Øtul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 5 \times 22}{5 - 1} = 46,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Desain Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.3.4(2) :

$$s < d/4 = 637/4 = 159,25 \text{ mm} \text{ (menentukan)}$$

$$s < 8\text{Ø tulangan memanjang} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$s < 24\text{Ø tulangan sengkang} = 24 \times 12 = 288 \text{ mm}$$

$$s < 300 \text{ mm}$$

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.3.4(2) :

$$s < d/2 = 637/2 = 318,5 \text{ mm} \text{ (menentukan)}$$

Penulangan Geser Tumpuan Balok

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.3.3.1 bahwa gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada

bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka tumpuan, dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. Momen-momen ujung M_{pr} didasarkan pada tegangan tarik sebesar $1,25f_y$.

M_{pr} adalah kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum $1,25f_y$.

$$V_{ul} = \frac{Mn^- + Mn^+}{L_n} + \frac{W_u \cdot L_n}{2}$$

$$L_n = 6,2 - 0,80 = 5,4 \text{ m}$$

Momen tumpuan positif

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{2659,58 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 35 \times 400} = 117,334 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2659,58 \times 1,25 \times 420 \left(637 - \frac{117,334}{2} \right) \\ &= 576 \, 795 \, 875 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen tumpuan negatif

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1140,398 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 35 \times 400} = 50,312 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1140,398 \times 1,25 \times 420 \left(637 - \frac{50,312}{2} \right) \end{aligned}$$

$$= 488\,184\,722 \text{ Nmm}$$

Gaya geser total pada muka tumpuan (muka kolom s/d 2h) :

$$W_{u,L/2} = 154380 \text{ N (Hasil Output SAP 2000)}$$

$$V_{e,A} = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{\ln} + W_{u,L/2}$$

$$= 351\,598,63 \text{ N (menentukan)}$$

$$V_{e,B} = - \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{\ln} + W_{u,L/2}$$

$$= - 351\,598,63 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{f_c}b_w d = 0,17\sqrt{35} \times 400 \times 637 = 256260,9 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{351\,598,63}{0,75} - 256260,9 = 212\,537,26 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 12 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 226,08 \text{ mm}^2 ; f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{aktual}}{V_s} = \frac{226,08 \times 240 \times 637}{212537,26} = 162,62 \text{ mm}$$

∴ Dipasang **2 Ø12-150** mm sepanjang $2h = 2 \times 700 = 1400$ mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom.

Penulangan Geser Lapangan Balok

Pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis ($>2h$)

$$V_{u,2h} = 114,371 \text{ N (Hasil Output SAP2000)}$$

Untuk daerah di daerah luar sendi plastis ini, kuat geser beton diperhitungkan sebesar :

$$V_c = 0,17\sqrt{f_c}b_w d = 0,17\sqrt{35} \times 400 \times 637 = 256\,260,912 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

$$V_s = \frac{V_{u,2h}}{\phi} - V_c = \frac{114371}{0,75} - 256260,912 = 103\,286,25 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 12 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 226,08 \text{ mm}^2 ; f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{226,08 \times 240 \times 637}{103\,286,25} = 334,634 \text{ mm}$$

∴ Dipasang **2Ø12 – 250 mm** pada daerah luar sendi plastis

Penulangan Torsi

- Perlu tidak tulangan torsi

$$A_{cp} = b_w \times h_{Ac_p} \\ = 400 \times 700 = 280000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b_w + h) \\ = 2 \times (400 \text{ mm} + 700 \text{ mm}) = 2200 \text{ mm}$$

Dari program SAP 2000 didapat nilai torsi yang terjadi yaitu,

$$T_u = 66\,041\,000 \text{ Nmm}$$

Karena adanya pengaruh pembesaran torsi akibat ketidakberaturan torsi lb maka T_u dikalikan dengan factor pembesaran torsi (A_x) sebesar 1,15, sehingga :

$$T_u = 1,15 \times 66\,041\,000 = 75\,947\,150 \text{ Nmm}$$

Pengaruh puntir / torsi dapat diabaikan apabila momen puntir yang terjadi tidak melebihi persamaan dibawah :

$$T_u = \frac{\phi \times \sqrt{f_c'} }{12} \times \left(\frac{A_{CP}^2}{P_{CP}} \right) \\ = \frac{0,75 \times \sqrt{35 \text{ Mpa}}}{12} \times \left(\frac{(280000 \text{ mm}^2)^2}{2200 \text{ mm}} \right) \\ = 13\,176\,723,15 \text{ Nmm}$$

Kontrol :

$$75\,947\,150 \text{ Nmm} > 13\,176\,723,15 \text{ Nmm} (\text{Torsi diperhitungkan})$$

Kebutuhan Tulangan Torsi

$$T_n \text{ perlu} = \frac{T_u}{\phi} = \frac{75\,947\,150}{0,75} = 101\,262\,867 \text{ Nmm}$$

$$A_{oh} = (400 - 2(40+6)) \times (700 - 2(40+6)) = 187\,264 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85. A_{oh} = 0,85 \times 187\,264 = 159\,174,4 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_{yv} \times \cot \theta} = \frac{101\,262\,867}{2 \times 159\,174,4 \times 240 \times 1}$$

$$= 1,325 \text{ mm}^2/\text{mm}/\text{satu kaki}$$

$$p_h = 2 \left((400 - 2(40+6)) + (700 - 2(40+6)) \right) = 1832 \text{ mm}$$

$$A_\lambda = \frac{A_t}{s} P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \cos^2 \theta$$

$$= 1,325 \times 1832 \times \frac{240}{420} \times 1 = 2428,07 \text{ mm}^2$$

Pasang Tulangan Torsi Longitudinal

Gunakan $A_\lambda = 2546,48 \text{ mm}^2$. Untuk mendistribusikan A_λ secara sama di semua empat muka balok tersebut, gunakan $\frac{1}{4}A_\lambda$ di dua sudut teratas dan $\frac{1}{4}A_\lambda$ di dua sudut terbawah.

$$\frac{A_\lambda}{4} = \frac{2428,07}{4} = 607,12 \text{ mm}^2$$

Gunakan batang **4 Ø 16 mm = 804,25 mm²** di setiap sisi samping kiri kanan balok baik di sepanjang tumpuan maupun lapangan bentang.

Kontrol Lendutan

Beban yang digunakan pada kontrol lendutan merupakan beban tanpa faktor. Lendutan dikontrol pada tengah bentang dengan momen yang didapatkan dari hasil analisis struktur sebagai berikut :

$$MDL = 111,338 \text{ kN/m}$$

$$MLL = 14,626 \text{ kN/m}$$

$$Ma = MDL + MLL = 125,964 \text{ kN/m}$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{400 \times 700^3}{12} = 11,4 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 0,62 \sqrt{35} = 3,67 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,67 \times 11,4 \times 10^9}{700} = 119,54 \text{ kNm}$$

• Karena $M_a < M_{cr}$, maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang efektif (I_e).

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 2,78 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7,55$$

$$c = \frac{A_{gc} \cdot y_c + A' s \cdot y_s}{A_{gc} + A_s}$$

$$A_{gc} = b \cdot c$$

$$y_s = d$$

$$y_c = \frac{C}{2}$$

Dari persamaan tersebut diperoleh persamaan kuadrat :

$$bc^2 + 2nA_s c - 2nA_s d = 0$$

$$(400c^2) + (2 \times 7,55 \times 2659,58 \times c) - (2 \times 7,55 \times 2659,58 \times 637) = 0$$

$$c = 178,3 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{cr} &= I_c + A_{gc} \cdot y_c^2 + n A_s \cdot y_s^2 \\ &= 11,4 \times 10^9 + ((400 \times 178,3) \times 89,15^2) + (7,55 \times 2659,58 \times 637^2) \\ &= 1,76 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \\ &= \left(\frac{119,54}{125,964} \right)^3 0,0114 + \left[1 - \left(\frac{119,54}{125,964} \right)^3 \right] 0,0176 \\ &= 0,00105 \text{ m}^4 = 1,05 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$(\Delta i)_{DL+LL} = \frac{5m_{cr} l^2}{48E_c I_e} = \frac{5 \times 119,54 \times 10^6 \times 6200^2}{48 \times 2,78 \times 10^4 \times 1,05 \times 10^9} = 16,4 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{111,34}{111,34 + 14,626} \times 16,4$$

$$\begin{aligned}
 &= 14,5 \text{ mm} \\
 (\Delta i)_{LL} &= \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{14,626}{111,34 + 14,626} \times 16,4 \\
 &= 2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan $\xi = 2$

$$\lambda = 0,6 \quad \xi = 0,6 \times 2 = 1,2$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan Rumus 2.31 :

$$\begin{aligned}
 \Delta_{LT} &= (\Delta i)_{LL} + \lambda [(\Delta i)_{DL} + 0,2(\Delta i)_{LL}] \\
 &= 2 + 1,2 (14,5 + 0,2 \times 2) \\
 &= 19,88 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 batasan lendutan untuk balok adalah

$$\frac{l}{240} = \frac{6200}{240} = 25,8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_{LT} \leq \frac{l}{240}$$

$$\rightarrow 19,88 \text{ mm} < 25,8 \text{ mm} \text{ (Oke, Lendutan memenuhi)}$$

Kontrol Retak

perhitungan lebar retak dapat dilakukan dengan:

$$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{dc \times A} \quad (\text{Berdasarkan SNI 2847:2002})$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang di dalam ruang dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari:

$$S = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \times C_c$$

(Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.6.4)

$$\text{Dan tidak boleh lebih besar dari : } S = 300 \times \frac{280}{f_s}$$

f_s : tegangan dalam ruangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil 2/3 dari f_y

dc : tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar kepusat

batang tulangan, $Cc + \frac{1}{2} \text{Øtulangan}$

A : luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut, dibagi jumlah batang tulangan.

$$Cc : 20 \text{ mm}$$

$$f_y : 420 \text{ MPa}$$

$$f_s : \frac{2}{3} f_y = 160 \text{ Mpa}$$

$$\text{Øtulangan} : 10 \text{ mm}$$

$$d_c : 20 + \frac{1}{2} 10 = 25 \text{ mm}$$

$$A : \frac{2 \times 20 \times 1000}{4} = 10000 \text{ mm}^2$$

$$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$$

$$W = 11 \times 10^{-6} \times 0,81 \times 160 \times \sqrt[3]{25 \times 10000} = 0,0898 \text{ mm}$$

$$W = 0,0898 \text{ m} < 0,4 \text{ mm} \text{ (OK).}$$

Spasi max dipermukaan tarik :

$$S = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \times Cc$$

$$S = 380 \frac{280}{160} - 2,5 \times 20 = 615 \text{ mm} > S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm (OK)}$$

$$S = 300 \times \frac{280}{f_s}$$

$$S = 380 \frac{280}{160} = 525 \text{ mm} > S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm (OK)}$$

Panjang Penyaluran

Perhitungan panjang penyaluran tulangan D22 berdasarkan SNI 2847:2013 Ps.12.2.1 adalah sebagai berikut:

- Panjang penyaluran tulangan tarik:

Diketahui $d_b = 22 \text{ mm}$; $\Psi_e = 1,0$; $\psi_t = 1,3$; $\lambda = 1,0$

$$l_d = d_b \times \frac{f_y \times \Psi_t \times \psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f'_c}}$$

$$= 22 \times \frac{420 \times 1,3 \times 1}{2,1 \times 1 \times \sqrt{35}} = 966,86 \text{ mm}$$

$$l_d = 966,86 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan tarik **1000 mm \approx 1 m**

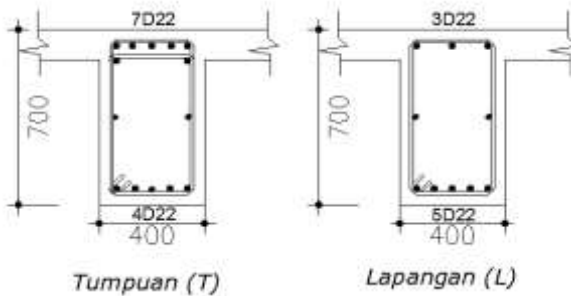
- Panjang penyaluran tulangan tekan:

$$l_d = d_b \times \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}}$$

$$= 22 \times \frac{0,24 \times 420}{1 \sqrt{35}} = 390,46 \text{ mm}$$

$$l_d = 390,46 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan tekan **400 mm \approx 0,4 m**



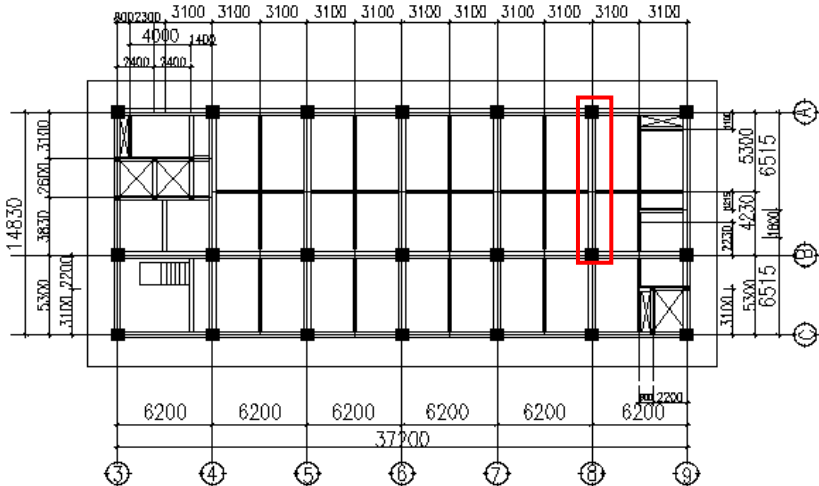
Gambar 7.2 Penulangan Balok Primer BI-1 As A 4-5

7.1.2 Data desain balok primer BI-2 As 8'; A-B Lantai 2 :

- Dimensi Balok = 450/700 mm
- Bentang Balok = 9530 mm
- Mutu Beton (f'_c) = 35 Mpa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama (D) = 25 mm
- Mutu baja (f_y) Tul. Utama D 22 = 420 Mpa
- Diameter Tul. Sengkang (\emptyset) = 12 mm
- Mutu baja (f_y) Tul. Sengkang $\emptyset 12$ = 240 Mpa

Pembebanan Balok Primer BI-2 As 8 A-B

Denah lokasi balok primer BI-2 As 8 A-B ditunjukkan pada Gambar 7.3



Gambar 7.3 Lokasi Peninjauan Balok Primer BI-2 As 8 A-B

Data output momen didapat dari program bantu analisis struktur (SAP 2000) dapat dilihat pada Tabel 7.2.

Tabel 7.2 Output momen balok melintang hasil analisis program

No	Beban	Lokasi	Momen (kNm)	Geser (kN)
1	1,4DL	Tumpuan Kiri	-514.014	-279.86
		Lapangan	315.810	-173.329
		Tumpuan Kanan	-529.1	292.280
2	1,2DL + 1,6LL	Tumpuan Kiri	-545.8	-296.3
		Lapangan	332.1	-182.488
		Tumpuan Kanan	-557.89	306.5
3	1.2DL + LL ± RSPx	Tumpuan Kiri	-669.29	-310.5
		Lapangan	314.720	202.648
		Tumpuan Kanan	-677.6	-323.3
4	1.2DL + LL ± RSPy	Tumpuan Kiri	-565.75	-288.04
		Lapangan	311.340	181.757
		Tumpuan Kanan	-576.7	-299.28
5	0,9DL ± RSPx	Tumpuan Kiri	-493.4	-215.2
		Lapangan	208.7	144.306
		Tumpuan Kanan	-498.99	-225.65
6	0,9DL ± RSPy	Tumpuan Kiri	-389.84	-192.8
		Lapangan	205.300	123.415
		Tumpuan Kanan	-398.08	-201.66

Dilakukan kontrol syarat – syarat komponen beton bertulang yang merupakan bagian dari SRPMK tersebut di SNI 2847:2013 Pasal 21.5. Untuk komponen balok berlaku SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4 berikut:

Desain Tulangan Lentur (Balok I-2 45/70)

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \varnothing_{\text{lentur}})$
 $= 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm})$
 $= 635,5 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \varnothing_{\text{lentur}})$
 $= 40 \text{ mm} + 12 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm}) = 64,5 \text{ mm}$

Rasio Tulangan.

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,118$$

C. Penulangan Tumpuan

Untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja, maka penulangan kedua ujung sebuah balok didesain sama. $M_u = 669290000 \text{ Nmm}$ (dari hasil OutPut SAP 2000). Adapun langkah-langkah perencanaan tulangan rangkap sebagai berikut:

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{669290000 \text{ Nmm}}{0,9} = 782,37 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 420} \times 635,5 = 373,824 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 X_b \\ = 0,75 \times 373,824 = 280,368 \text{ mm}$$

Direncanakan $x = 75 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \beta_1 f'_c b x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,81 \times 35 \times 450 \times 75}{420} = 1936,41 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) \\ = 1936,41 \times 420 \times \left(635,5 - \frac{0,81 \times 75}{2} \right) = 492,14 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Karena } M_{nc} < \frac{M_u}{\phi} = 492,14 \times 10^6 \text{ Nmm} < 782,37 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

... (maka perlu tulangan rangkap)

$$C_s' = \frac{M_n - M_{nc}}{(d - d')} = \frac{892,4 \times 106 - 492,14 \times 106}{(635,5 - 64,5)} = 700953 \text{ N}$$

$$A_{ss} = \frac{C_s'}{f_y} = \frac{700953}{420} = 1668,936 \text{ mm}^2$$

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \cdot 600 = \left(1 - \frac{64,5}{75}\right) \cdot 600 = 84 \text{ Mpa}$$

karena $f_s' = 84 < f_y = 420 \text{ Mpa} \rightarrow$ tul. tidak leleh, pakai f_s'

$$A_s' = \frac{C_s'}{f_s' - 0,85 \cdot f_c} = \frac{700953}{84 - 0,85 \times 35} = 12920,79 \text{ mm}^2$$

Tulangan tumpuan atas :

$$\begin{aligned} A_s &= A_{sc} + A_{ss} \\ &= 1936,406 \text{ mm}^2 + 1668,936 \text{ mm}^2 = 3605,342 \text{ mm}^2 \\ &\rightarrow \text{pasang } \mathbf{8D 25} \text{ (3925 mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{3605,342 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 48,475 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{48,475}{0,81} = 59,46 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1\right) = 0,003 \left(\frac{635,5}{59,46} - 1\right) = 0,029$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

Menurut SNI 2847:2013 ps 21.3.4(1) bahwa kuat momen positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat momen negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 0,5 A_s$$

$$= 0,5 \times 3605,342$$

$$= 1962,5 \text{ mm}^2$$

→ pasang **5D 25** ($2453,125 \text{ mm}^2$) $\geq 0,5 A_{s \text{ aktual}}$

Kontrol kekuatan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{3925 \times 420}{0,85 \times 35 \times 450} = 123,137 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3925 \times 420 \left(635,5 - \frac{123,137}{2} \right)$$

$$= 946,126 \times 10^6 \text{ Nmm} > 892,387 \times 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow \text{Ok}$$

Kontrol Spasi Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{420 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 8 \times 25}{8 - 1} = 20,86 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

....(**Jarak tulangan tidak memenuhi**)

Karena tidak memenuhi maka tulangan dipasang 2 lapis, maka :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{420 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 6 \times 25}{6 - 1} = 33,2 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

S = 32 mm > 25 mm(**Jarak tulangan memenuhi**)

D. Penulangan Lapangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.3.4(1) menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari 20% nilai momen maksimum pada kedua muka tumpuan.

Untuk output SAP2000 diperoleh nilai momen maksimum pada lapangan :

$$M_u = 332\,100\,000 \text{ Nmm} > 565,75 \times 10^6 \times 20\% = 113150000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{332\,100\,000 \text{ Nmm}}{0,9} = 366,62 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 420} \times 635,5 = 373,824 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 X_b \\ = 0,75 \times 373,824 = 280,368 \text{ mm}$$

Direncanakan $x = 70 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \beta_1 f_c' b x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,81 \times 35 \times 450 \times 70}{420} = 1807,31 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) \\ = 1807,31 \times 420 \times \left(635,5 - \frac{0,81 \times 70}{2} \right) = 460,87 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{nc} > \frac{M_u}{\phi} = 460,87 \times 10^6 \text{ Nmm} > 366,62 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

... (tidak perlu tulangan rangkap)

Maka untuk menghitung jumlah tulangan digunakan Syarat tulangan tekan minimum

Tulangan lapangan bawah :

$$(n) = \frac{A_{sc}}{0,25 \times 3,14 \times D^2} = \frac{1807,31 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (25 \text{ mm})^2} \\ = 4,76 \sim 5 \text{ buah}$$

Dipasang tulangan **5 D 22 mm** ($A_{s_{\text{pasang}}} = 1900,66 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{1900,66 \cdot 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 25,55 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25,55}{0,81} = 31,55 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{635,5}{31,55} - 1 \right) = 0,0574$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi : **terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.**

Tulangan lapangan atas :

$$A_s' = 0,5 A_s = 0,5 \times 1900,66 = 950,33 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \text{pasang } \mathbf{3 \text{ D } 22} \text{ (} 1140,398 \text{ mm}^2 \text{)} \geq 0,5 A_{s \text{ aktual}}$$

Kontrol kekuatan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1900,66 \times 420}{0,85 \times 35 \times 450} = 59,6 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1900,66 \times 420 \left(635,5 - \frac{59,6}{2} \right)$$

$$= 483,273 \times 10^6 \text{ Nmm} > 366,62 \times 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow \mathbf{Ok}$$

Kontrol Spasi Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{\O} \text{sengkang} - n \cdot \text{\O} \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{450 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 5 \times 22}{5 - 1} = 59 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Desain Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.3.4(2) :

$$s < d/4 = 635,5/4 = 158,875 \text{ mm} \text{ (menentukan)}$$

$$s < 8\emptyset \text{ tulangan memanjang} = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$s < 24\emptyset \text{ tulangan sengkang} = 24 \times 12 = 288 \text{ mm}$$

$$s < 300 \text{ mm}$$

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.3.4(2) :

$$s < d/2 = 635,5/2 = 317,75 \text{ mm (menentukan)}$$

Penulangan Geser Tumpuan Balok

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.3.3.1 bahwa gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka tumpuan, dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. Momen-momen ujung M_{pr} didasarkan pada tegangan tarik sebesar $1,25f_y$.

M_{pr} adalah kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum $1,25f_y$.

$$V_{ul} = \frac{Mn^- + Mn^+}{Ln} + \frac{Wu \cdot Ln}{2}$$

$$L_n = 9,53 - 0,80 = 8,73 \text{ m}$$

Momen tumpuan positif

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3925 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 35 \times 450} = 153,922 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 3925 \times 1,25 \times 420 \left(635,5 - \frac{153,92}{2} \right)$$

$$= 557\,054\,898 \text{ Nmm}$$

Momen tumpuan negatif

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1140,398 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 35 \times 450} = 44,7 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1140,398 \times 1,25 \times 420 \left(635,5 - \frac{44,7}{2} \right) \\ &= 789\,670\,894 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Gaya geser total pada muka tumpuan (muka kolom s/d 2h) :

$$W_u \cdot L/2 = 288040 \text{ N (Hasil Output SAP 2000)}$$

$$\begin{aligned} V_{e,A} &= \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n} + W_u \cdot L/2 \\ &= \frac{557\,054\,898 + 789\,670\,894}{8730} + 288040 \\ &= 442\,304,12 \text{ N (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e,B} &= -\frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n} + W_u \cdot L/2 \\ &= -\frac{557\,054\,898 + 789\,670\,894}{8730} + 288040 \\ &= -442\,304,12 \text{ N (menentukan)} \end{aligned}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_c'} b_w d = 0,17 \sqrt{35} \times 450 \times 635,5 = 287\,614,66 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3})$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{442\,304,12}{0,75} - 287\,614,66 = 302\,124,17 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 12 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 226,08 \text{ mm}^2 ; f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{226,08 \times 240 \times 635,5}{302124,17} = 114,131 \text{ mm}$$

∴ Dipasang **2 Ø12-100** mm sepanjang $2h = 2 \times 700 = 1400$ mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom.

Penulangan Geser Lapangan Balok

Pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis ($>2h$)

$$V_{u,2h} = 202\,648 \text{ N} \quad (\text{Hasil Output SAP2000})$$

Untuk daerah di daerah luar sendi plastis ini, kuat geser beton diperhitungkan sebesar :

$$V_c = 0,17\sqrt{f_c'}b_w d = 0,17\sqrt{35} \times 450 \times 635,5 = 287\,614,66 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3})$$

$$V_s = \frac{V_{u,2h}}{\phi} - V_c = \frac{202\,648}{0,75} - 287\,614,66 = 17417,32 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 12 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 226,08 \text{ mm}^2 ; f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{226,08 \times 240 \times 635,5}{17417,32} = 1979,7 \text{ mm}$$

∴ Dipasang **2Ø12 – 300** mm pada daerah luar sendi plastis.

Penulangan Torsi

- Perlu tidak tulangan torsi

$$A_{cp} = bw \times h_{Acp} \\ = 450 \times 700 = 315000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (bw + h) \\ = 2 \times (450 \text{ mm} + 700 \text{ mm}) = 2300 \text{ mm}$$

Dari program SAP 2000 didapat nilai torsi yang terjadi yaitu,

$$T_u = 29\,203\,800 \text{ Nmm}$$

Karena adanya pengaruh pembesaran torsi akibat ketidakberaturan torsi 1b maka T_u dikalikan dengan factor pembesaran torsi (A_x) sebesar 1,15, sehingga :

$$T_u = 1,15 \times 29\,203\,800 = 33\,584\,370 \text{ Nmm}$$

Pengaruh puntir / torsi dapat diabaikan apabila momen puntir yang terjadi tidak melebihi persamaan dibawah :

$$\begin{aligned} Tu &= \frac{\varphi \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{A_{CP}^2}{P_{CP}} \right) \\ &= \frac{0,75 \times \sqrt{35 \text{ Mpa}}}{12} \times \left(\frac{(315000 \text{ mm}^2)^2}{2300 \text{ mm}} \right) \\ &= 15\,951\,712 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kontrol :

35 584 370 Nmm > 15 951 712 Nmm (**Torsi diperhitungkan**)

Kebutuhan Tulangan Torsi

$$T_n \text{ perlu} = \frac{Tu}{\varphi} = \frac{15\,951\,712}{0,75} = 44\,779\,160 \text{ Nmm}$$

$$A_{oh} = (450 - 2(40+6)) \times (700 - 2(40+6)) = 217\,664 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85. A_{oh} = 0,85 \times 217\,664 = 185\,014,4 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_{yv} \times \cot \theta} = \frac{44\,779\,160}{2 \times 185\,014,4 \times 240 \times 1} \\ &= 0,504 \text{ mm}^2/\text{mm}/\text{satu kaki} \end{aligned}$$

$$p_h = 2 ((450 - 2(40+6)) + (700 - 2(40+6))) = 1932 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_\lambda &= \frac{A_t}{s} P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \cos^2 \theta \\ &= 0,504 \times 1932 \times \frac{240}{420} \times 1 = 974,173 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pasang Tulangan Torsi Longitudinal

Gunakan $A_\lambda = 974,173 \text{ mm}^2$. Untuk mendistribusikan A_λ secara sama di semua empat muka balok tersebut, gunakan $\frac{1}{4}A_\lambda$ di dua sudut teratas dan $\frac{1}{4}A_\lambda$ di dua sudut terbawah.

$$\frac{A_{\lambda}}{4} = \frac{974,173}{4} = 243,543 \text{ mm}^2$$

Gunakan batang **2 Ø 13 mm = 265,465 mm²** di setiap sisi samping kiri kanan balok baik di sepanjang tumpuan maupun lapangan bentang

Kontrol Lentutan

Beban yang digunakan pada kontrol lentutan merupakan beban tanpa faktor. Lentutan dikontrol pada tengah bentang dengan momen yang didapatkan dari hasil analisis struktur sebagai berikut :

$$MDL = 225,58 \text{ kN/m}$$

$$MLL = 38,38 \text{ kN/m}$$

$$Ma = MDL + MLL = 225,58 + 38,38 = 263,96 \text{ kNm}$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{450 \times 700^3}{12} = 12,86 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 0,62 \sqrt{35} = 3,67 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{2 f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,67 \times 12,86 \times 10^9}{700} = 134,85 \text{ kNm}$$

- Karena $Ma < M_{cr}$, maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang efektif (I_e).

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{35} = 2,78 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7,55$$

$$c = \frac{A_g \cdot y_c + A' \cdot s \cdot y_s}{A_g c + A' s}$$

$$A_{gc} = b \cdot c$$

$$y_s = d$$

$$y_c = \frac{C}{2}$$

Dari persamaan tersebut diperoleh persamaan kuadrat :

$$bc^2 + 2nA_s c - 2nA_s d = 0$$

$$(450c^2) + (2 \times 7,55 \times 3925 \times c) - (2 \times 7,55 \times 3925 \times 635,5) = 0$$

$$c = 230,85 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = I_c + Agc \cdot yc^2 + n A_s \cdot ys^2$$

$$= 12,86 \times 10^9 + ((450 \times 230,85) \times 115,43^2) + (7,55 \times 3925 \times 635,5^2)$$

$$= 2,62 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}$$

$$= \left(\frac{134,85}{263,96} \right)^3 0,0129 + \left[1 - \left(\frac{134,85}{263,96} \right)^3 \right] 0,0262$$

$$= 0,0244 \text{ m}^4 = 24,4 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$(\Delta i)_{DL+LL} = \frac{5m_{cr}l^2}{48E_c I_e} = \frac{5 \times 134,85 \times 10^6 \times 9530^2}{48 \times 2,78 \times 10^4 \times 24,4 \times 10^9} = 18,81 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{225,58}{225,58 + 38,38} \times 18,81$$

$$= 16,08 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{LL} = \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{38,38}{225,58 + 38,38} \times 18,81$$

$$= 2,73 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan $\xi = 2$

$$\lambda = 0,6 \xi = 0,6 \times 2 = 1,2$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan Rumus 2.31 :

$$\Delta_{LT} = (\Delta i)_{LL} + \lambda [(\Delta i)_{DL} + 0,2(\Delta i)_{LL}]$$

$$= 2,73 + 1,2 (16,08 + 0,2 \times 2,73) = 22,68 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 batasan lendutan untuk balok adalah

$$\frac{l}{240} = \frac{9530}{240} = 39,71 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_{LT} \leq \frac{l}{240}$$

→ 22,68 mm < 39,71 mm (Oke, Lendutan memenuhi)

Kontrol Retak

perhitungan lebar retak dapat dilakukan dengan:

$$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A} \quad (\text{Berdasarkan SNI 2847:2002})$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang di dalam ruang dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari:

$$S = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \times C_c$$

(Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.6.4)

$$\text{Dan tidak boleh lebih besar dari : } S = 300 \times \frac{280}{f_s}$$

f_s : tegangan dalam ruangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil 2/3 dari f_y

d_c : tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan, $C_c + \frac{1}{2} \varnothing$ tulangan

A : luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut, dibagi jumlah batang tulangan.

C_c : 20 mm

f_y : 420 MPa

f_s : $\frac{2}{3} f_y = 160$ Mpa

\varnothing tulangan : 10 mm

d_c : $20 + \frac{1}{2} 10 = 25$ mm

$$A : \frac{2 \times 20 \times 1000}{4} = 10000 \text{ mm}^2$$

$$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$$

$$W = 11 \times 10^{-6} \times 0,81 \times 160 \times \sqrt[3]{25 \times 10000} = 0,0898 \text{ mm}$$

$W = 0,0898 \text{ m} < 0,4 \text{ mm}$ (OK).

Spasi max dipermukaan tarik :

$$S = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \times C_c$$

$$S = 380 \frac{280}{160} - 2,5 \times 20 = 615 \text{ mm} > S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm (OK)}$$

$$S = 300 \times \frac{280}{f_s}$$

$$S = 380 \frac{280}{160} = 525 \text{ mm} > S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm (OK)}$$

Panjang Penyaluran

Perhitungan panjang penyaluran tulangan D25 berdasarkan SNI 2847:2013 Ps.12.2.1 adalah sebagai berikut:

- Panjang penyaluran tulangan tarik:

Diketahui $d_b = 25 \text{ mm}$; $\Psi_e = 1,0$; $\psi_t = 1,3$; $\lambda = 1,0$

$$l_d = d_b \times \frac{f_y \times \Psi_t \times \psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f'_c}}$$

$$= 25 \times \frac{420 \times 1,3 \times 1}{2,1 \times 1 \times \sqrt{35}} = 1098,7 \text{ mm}$$

$$l_d = 1098,7 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan tarik **1000 mm \approx 1 m**

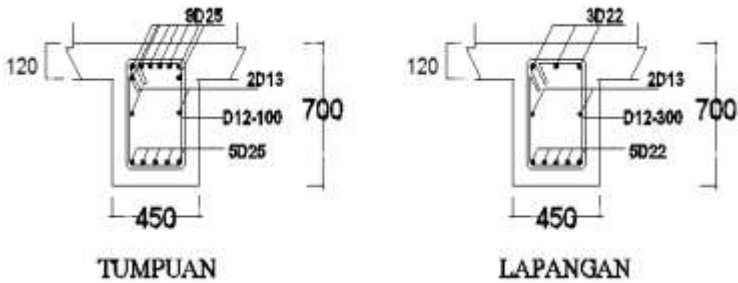
- Panjang penyaluran tulangan tekan:

$$l_d = d_b \times \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}}$$

$$= 25 \times \frac{0,24 \times 420}{1 \sqrt{35}} = 425,96 \text{ mm}$$

$$l_d = 425,96 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

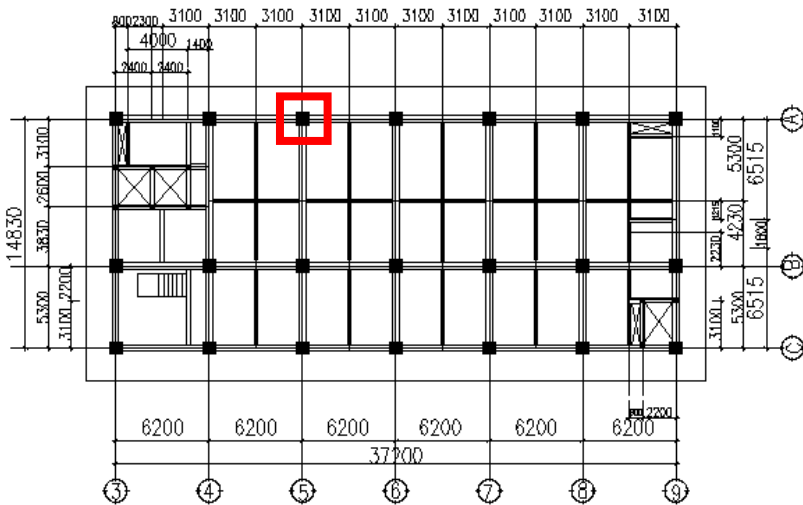
dipakai panjang penyaluran tulangan tekan **400 mm \approx 0,4 m**



Gambar 7.4 Penulangan Balok Primer BI-2 As 8' A-B

7.2 Desain Kolom Tipe I

Pada struktur bangunan Gedung Hotel Ibis Padang terdapat tiga macam jenis kolom dengan ukuran 80/80 ; 75/75 dan 70/70 cm. untuk desain kolom tipe I (80/80) sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom yang terletak pada As A-5 seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.5.



Gambar 7.5 Lokasi kolom yang dianalisis AS A-5

Desain Kolom Lantai 3

Data – Data Desain :

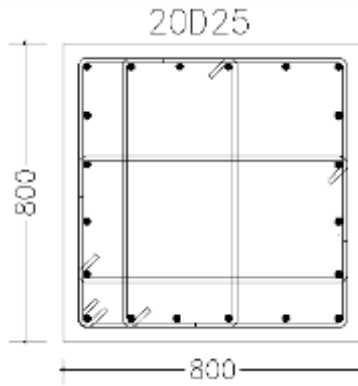
Tinggi kolom	= 4 m
Dimensi kolom	= 800 x 800 mm
Mutu Beton, (f_c')	= 35 MPa
Mutu Baja, (f_y)	= 420 MPa
Mutu Baja Sengkang	= 240 MPa
D tul. Memanjang	= D 25 mm
Ø tul. Sengkang	= D 12 mm

Rekap gaya dalam kolom yang terdapat pada Tabel 7.3 akan menjadi data beban yang dimasukkan pada program bantu analisis kolom.

Tabel 7.3 Rekapitulasi Gaya Kolom Hasil Analisis Program

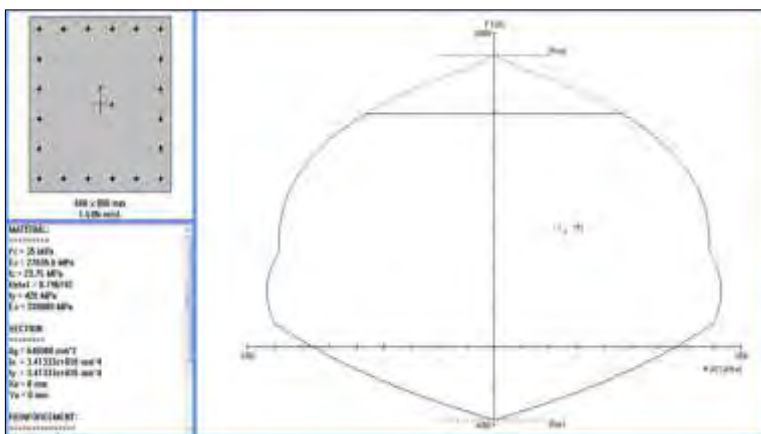
NO	KOMBINASI	Aksial	Momen (kNm)		Geser (kN)	
		(kN)	sb-X	sb-Y	sb-X	sb-Y
1	1.4D	6118.792	-307.874	278.433	146.577	146.577
2	1.2D + 1.6L + 0.5Lr	6261.393	-330.076	302.462	158.134	158.134
3	1.2D + L ± RSPX	6165.908	-455.043	401.975	-213.721	-213.72
4	1.2D + L ± RSPY	5969.522	-352.314	339.711	-167.26	-167.26
5	0.9D±RSPX	4219.292	-347.705	155.552	-162	-162
6	0.9D ± RSPY	4022.905	-244.975	140.168	-115.54	-115.54

Kolom AS A-5 direncanakan menggunakan tulangan baja sebesar 20-D25 seperti terlihat pada Gambar 7.6.



Gambar 7.6 Penampang Kolom AS A-5

Hasil yang telah dilakukan dari program analisis kolom diperlihatkan pada Pca-Column diagram seperti terlihat pada Gambar 7.7.



Gambar 7.7 Pca-Column Diagram kolom As A-5

Sebagaimana yang telah diperlihatkan pada Gambar 7.7, dengan rasio tulangan sebesar 1,53% yaitu 20-D25 penampang telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumpunya. Hal tersebut diperlihatkan dengan kordinat yang berasal dari kombinasi beban yang dipikul oleh kolom As A-5 sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 7.3.

Menurut SNI 2847:2002 Pasal 12.3.5.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned}\phi P_n \max &= 0,8 \times \phi \times \left[0,85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times \left[0,85 \times 35 \times (640000 - 98125) + 420 \times 98125 \right] \\ &= 11892050,63 \text{ N} = 11892,05 \text{ kN} > 6165,908 \text{ kN} \dots \text{(OK)}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 10.9.1 batasan rasio tulangan komponen struktur tekan tidak diijinkan kurang dari 1% dan tidak diijinkan melebihi 8 %, oleh karena itu penampang yang memiliki rasio tulangan sebesar 1,53% telah memenuhi ketentuan.

Desain Penulangan Geser Kolom AS A-5

Data Perencanaan :

Tinggi kolom	= 4000 mm
Dimensi kolom	= 800 x 800 mm
Mutu Beton, ($f'c$)	= 35 MPa
Mutu Baja, (f_y)	= 420 MPa
Mutu Baja Sengkang (f_{yv})	= 240 MPa
D tul. Memanjang	= 25 mm
Ø tul. Sengkang	= 12 mm

Menentukan beban geser rencana kolom

Gaya geser pada kolom, Pada Gedung Hotel Ibis Padang ditunjukkan sebagai berikut :

$$Vu = -213,721 \text{ kN} \text{ (Kombinasi : } 1.2DL+LL+RSPX)$$

Desain penulangan geser kolom As A-5

- Direncanakan menggunakan tulangan sengkang 2 kaki Ø12 ($A_{sv} = 226,2 \text{ mm}^2$) Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.3, Gaya geser rencana (V_e) pada komponen struktur tidak boleh kurang dari:
- Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

Dari gambar diagram interaksi kolom di atas didapatkan momen nominal kolom sebesar 1567 kNm, $M_{nb} = M_{nt} = 1567 \text{ kNm}$.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (see user's manual for notation)

No.	Pu kN	Mux kN-m	Muy kN-m	FMux kN-m	FMuy kN-m	FMu/Mu
1	8118,8	307,9	278,4	1156,8	1046,1	3,757
2	6261,4	330,1	302,5	1147,6	1051,6	3,477
3	8165,9	455,0	402,0	1169,0	1032,7	2,569
4	5969,5	352,3	339,7	1123,1	1082,8	3,188
5	4219,3	347,7	155,6	1567,0	701,0	4,507
6	4022,9	245,0	140,2	1459,9	835,3	5,959

Gambar 7.8 Momen Nominal Kolom K1 Lantai 3

$$V_u = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{h_n} = \frac{1567 + 1567}{3,3} = 949,697 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$d = 800 - 40 - 12 - 12,5 = 735,5 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,17 \left(1 + \frac{6261400}{14 \times 640000} \right) \sqrt{35} \times 800 \times 735,5 \\
 &= 1005315,079 \text{ N} = 1005,315 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,75 \times 1005,315 = 753,986 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Desain tulangan geser sepanjang sendi plastis (l_o)

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2 daerah sendi plastis atau sepanjang, l_o yang diukur dari muka joint tidak boleh kurang dari yang terbesar dari poin berikut ini :

- $\frac{l_u}{6} = \frac{3300}{6} = 550 \text{ mm}$
- Dimensi penampang maksimum kolom = 800 mm
- 450 mm

Maka digunakan l_o 800 mm

$$s = \frac{\phi A_{sv} f_{yv} d}{(V_u - \phi V_c)} = \frac{0,75 \times 226,2 \times 240 \times 735,5}{(949,697 - 753,986) \times 10^3} = 153 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2 menyebutkan bahwa pada kedua ujung kolom, sengkang harus disediakan dengan spasi s_o sepanjang l_o diukur dari muka joint. Spasi s_o tidak boleh melebihi dari yang terkecil dari poin berikut :

- $s_o \leq \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$
- $s_o \leq 8d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$
- $s_o \leq 24d_v = 24 \times 12 = 288 \text{ mm}$
- $s_o \leq 300 \text{ mm}$
- $s_o \leq s_{perlu} = 153 \text{ mm}$

Maka digunakan $s_o = 150 \text{ mm}$

Gaya Geser Perlawanan Sengkang

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yv} \times d}{s} = \frac{226,2 \times 240 \times 735,5}{150} = 266192,16 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \phi (V_s + V_c) &= 0,75 (266192,16 \text{ N} + 1005315,079 \text{ N}) \\ &= 953524,52 \text{ N} > V_u = 949697 \text{ N} \dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

Maka, dipasang sengkang disepanjang sendi plastis kolom (l_o) Ø12-150 sepanjang 800 mm dengan sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari

$$\frac{s_o}{2} = 75 \text{ mm}$$

Desain tulangan geser diluar daerah sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 di luar daerah sendi plastis spasi tulangan geser harus memenuhi pasal 7.10.5 dan 11.4.5.1. Spasi tulangan geser pada kolom diluar sendi plastis tidak boleh melebihi poin berikut :

- $16d_b = 16 \times 25 = 400 \text{ mm}$
- $\frac{d}{2} = \frac{735,5}{2} = 367,75 \text{ mm}$
- $48d_s = 48 \times 12 = 576 \text{ mm}$
- Dimensi penampang minimum kolom = 800 mm

Maka digunakan $S_o = 200 \text{ mm}$

Panjang Lewatan Kolom

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.3 sambungan lewatan tulangan Ø25 m dari kolom tengah ditentukan dengan persamaan berikut :

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

Parameter diatas didefinisikan dengan baik pada pasal 12.2.4 pada SNI 2847:2013, dimana :

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$\Psi_t = 1$ (situasi lainnya)

$\Psi_e = 1$ (tulangan tanpa pelapis)

$\Psi_s = 1$ (tulangan lebih besar dari D-22)

$\lambda = 1$ (Beton Normal) $f_c' = 35 \text{ MPa}$

$d_b = 25 \text{ mm}$

c_b adalah nilai terkecil dari parameter dibawah ini :

$$c_b = 40 + 12 + \frac{25}{2} = 64,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{800 - 2(40 + 12) - 25 \times 4}{4 - 1} = 198,7 \text{ mm}$$

Maka, $c_b = c_{\min} = 64,5 \text{ mm}$ sehingga,

$$\frac{64,5 + 0}{25} = 2,58 < 2,5 \text{ (nilai maksimum 2,5)}$$

Maka, diambil 2,5

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c'}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

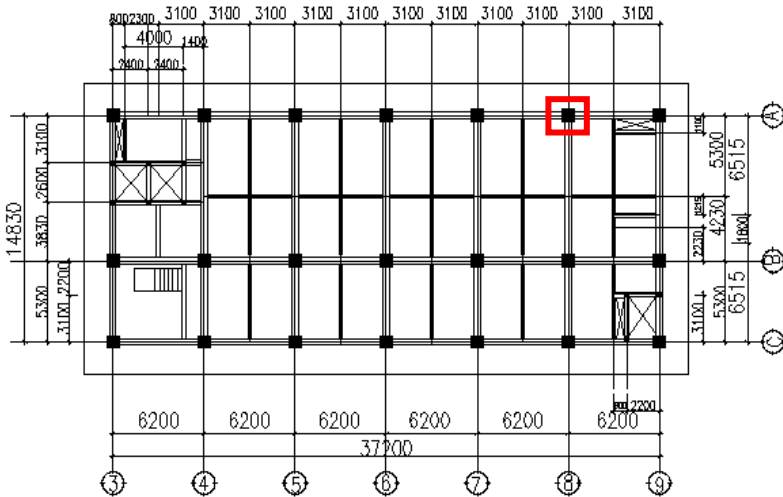
$$l_d = \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \sqrt{35}} \frac{1 \times 1 \times 1}{25} \right) \times 25 = 645,4 \text{ mm} \approx 650 \text{ mm}$$

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.15, sambungan lewatan harus diletakan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Karena seluruh tulangan pada panjang lewatan disambung, maka sambungan lewatan termasuk kelas B. Sehingga panjang lewatan kolom setelah dikalikan faktor sebesar 1,3 untuk sambungan kelas B adalah :

$$1,3l_d = 1,3 \times 650 = 845 \approx \mathbf{850 \text{ mm}}$$

7.3 Desain Kolom Tipe II

Pada struktur bangunan Gedung Hotel Ibis Padang terdapat tiga macam jenis kolom dengan ukuran 80/80 ; 75/75 dan 70/70 cm. untuk desain kolom tipe II (75/75) sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom yang terletak pada As A-8 seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.9.



Gambar 7.9 Lokasi kolom yang dianalisis AS A-8

Desain Kolom Lantai 7

Data – Data Desain :

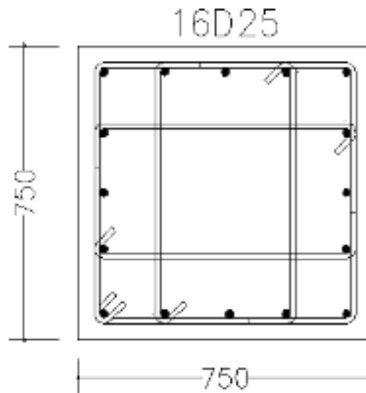
Tinggi kolom	= 3,3 m
Dimensi kolom	= 750 x 750 mm
Mutu Beton, ($f'c$)	= 35 MPa
Mutu Baja, (f_y)	= 420 MPa
Mutu Baja Sengkang	= 240 MPa
Ø tul. Memanjang	= D 25 mm
Ø tul. Sengkang	= D 12 mm

Rekap gaya dalam kolom yang terdapat pada Tabel 7.4 akan menjadi data beban yang dimasukkan pada program bantu analisis kolom.

Tabel 7.4 Rekapitulasi Gaya Kolom Hasil Analisis Program

NO	KOMBINASI	Aksial	Momen (kNm)		Geser (kN)	
		(kN)	sb-X	sb-Y	sb-X	sb-Y
1	1.4D	3634.399	-317.609	311.366	190.599	190.599
2	1.2D + 1.6L + 0.5Lr	3686.144	-339.798	332.684	203.783	203.783
3	1.2D + L ± RSPX	3624.499	-388.567	214.331	237.758	237.758
4	1.2D + L ± RSPY	3527.908	-340.057	274.976	205.867	205.867
5	0.9D ± RSPX	2488.877	-278.782	106.486	171.658	171.658
6	0.9D ± RSPY	2392.286	-229.772	167.131	139.765	139.765

Kolom AS A-8 direncanakan menggunakan tulangan baja sebesar 20-D25 seperti terlihat pada Gambar 7.6.



Gambar 7.10 Penampang Kolom AS A-8

Hasil yang telah dilakukan dari program analisis kolom diperlihatkan pada Pca-Column diagram seperti terlihat pada Gambar 7.11.



Gambar 7.11 Pca-Column Diagram kolom As A-8

Sebagaimana yang telah diperlihatkan pada Gambar 7.11, dengan rasio tulangan sebesar 1,40% yaitu 16-D25 penampang telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumbu. Hal tersebut diperlihatkan dengan kordinat yang berasal dari kombinasi beban yang dipikul oleh kolom As A-8 sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 7.1.

Menurut SNI 2847:2002 Pasal 12.3.5.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned} \phi P_n \max &= 0,8 \times \phi \times \left[0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times \left[0,85 \times 35 \times (562500 - 78500) + 420 \times 78500 \right] \\ &= 10294876 \text{ N} = 10294,876 \text{ kN} > 3686,144 \text{ kN} \dots \text{ok} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 10.9.1 batasan rasio tulangan komponen struktur tekan tidak diijinkan kurang dari 1%

dan tidak diijinkan melebihi 8%, oleh karena itu penampang yang memiliki rasio tulangan sebesar 1,40% telah memenuhi ketentuan.

Desain Penulangan Geser Kolom AS A-6

Data Perencanaan :

Tinggi kolom	= 3300 mm
Dimensi kolom	= 750 x 750 mm
Mutu Beton, (f_c')	= 35 MPa
Mutu Baja, (f_y)	= 420 MPa
Mutu Baja Sengkang (f_{yv})	= 240 MPa
D tul. Memanjang	= 25 mm
Ø tul. Sengkang	= 12 mm

Menentukan beban geser rencana kolom

Gaya geser pada kolom, Pada Gedung Hotel Ibis Padang ditunjukkan sebagai berikut :

$$Vu = -237,758 \text{ kN (Kombinasi : } 1.2DL+LL+RSPX)$$

Desain penulangan geser kolom As A-8

- Direncanakan menggunakan tulangan sengkang 2 kaki Ø12 ($A_{sv} = 226,2 \text{ mm}^2$) Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.3, Gaya geser rencana (V_e) pada komponen struktur tidak boleh kurang dari:
- Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

Dari gambar diagram interaksi kolom di atas didapatkan momen nominal kolom sebesar 1067,6 kNm, $M_{nb}=M_{nt}= 1067,6 \text{ kNm}$.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (see user's manual for notation)

No.	P_u kN	M_{ux} kN-m	M_{uy} kN-m	M_{nx} kN-m	M_{ny} kN-m	M_n/M_u
1	3634,4	317,6	311,4	914,5	896,5	2,879
2	3686,1	339,8	332,7	913,2	894,0	2,697
3	3624,5	388,6	214,3	1167,2	643,8	3,004
4	3527,9	340,1	278,0	1068,5	813,0	2,967
5	2488,9	278,8	106,5	1335,3	510,1	4,790
6	2392,3	229,8	167,1	1067,6	776,6	4,647

Gambar 7.12 Momen Nominal Kolom K2 Lantai 7

$$V_u = \frac{M_{nu} + M_{nb}}{h_n} = \frac{1067,6 + 1067,6}{2,6} = 821,23 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 750 \times 750 = 562500 \text{ mm}^2$$

$$d = 750 - 40 - 12 - 12,5 = 685,5 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c} b_w d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{3686100}{14 \times 562500} \right) \sqrt{35} \times 750 \times 685,5$$

$$= 759102,2 \text{ N} = 759,102 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 759,102 = 569,33 \text{ kN}$$

Desain tulangan geser sepanjang sendi plastis (l_o)

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2 daerah sendi plastis atau sepanjang, l_o yang diukur dari muka joint tidak boleh kurang dari yang terbesar dari poin berikut ini :

- $\frac{l_u}{6} = \frac{2600}{6} = 433,33 \text{ mm}$

- Dimensi penampang maksimum kolom = 750 mm
- 450 mm

Maka digunakan l_o 750 mm

$$s = \frac{\phi A_{sv} f_{yv} d}{(V_u - \phi V_c)} = \frac{0,75 \times 226,2 \times 240 \times 685,5}{(821,23 - 575,94) \times 10^3} = 111 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2 menyebutkan bahwa pada kedua ujung kolom, sengkang harus disediakan dengan spasi s_o sepanjang l_o diukur dari muka joint. Spasi s_o tidak boleh melebihi dari yang terkecil dari poin berikut :

- $s_o \leq \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$
- $s_o \leq 8d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$
- $s_o \leq 24d_v = 24 \times 12 = 288 \text{ mm}$
- $s_o \leq 300 \text{ mm}$
- $s_o \leq s_{perlu} = 111 \text{ mm}$

Maka digunakan $s_o = 100 \text{ mm}$

Gaya Geser Perlawanan Sengkang

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yv} \times d}{s} = \frac{226,2 \times 240 \times 685,5}{100} = 371946,8 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \phi (V_s + V_c) &= 0,75 (371946,8 + 767913,8 \text{ N}) \\ &= 761 908,8 \text{ N} > V_u = 698 692,3 \text{ N} \dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

Maka, dipasang sengkang disepanjang sendi plastis kolom (l_o) Ø12-150 sepanjang 750 mm dengan sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari

$$\frac{s_o}{2} = 50 \text{ mm}$$

Desain tulangan geser diluar daerah sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 di luar daerah sendi plastis spasi tulangan geser harus memenuhi pasal 7.10.5 dan 11.4.5.1.

Spasi tulangan geser pada kolom diluar sendi plastis tidak boleh melebihi poin berikut :

- $16db = 16 \times 25 = 400 \text{ mm}$
- $\frac{d}{2} = \frac{685,5}{2} = 342,75 \text{ mm}$
- $48ds = 48 \times 12 = 576 \text{ mm}$
- Dimensi penampang minimum kolom = 750 mm

Maka digunakan $s_o = 200 \text{ mm}$

Panjang Lewatan Kolom

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.3 sambungan lewatan tulangan Ø25 m dari kolom tengah ditentukan dengan persamaan berikut :

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

Parameter diatas didefinisikan dengan baik pada pasal 12.2.4 pada SNI 2847:2013, dimana :

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\Psi_t = 1 \text{ (situasi lainnya)}$$

$$\Psi_e = 1 \text{ (tulangan tanpa pelapis)}$$

$$\Psi_s = 1 \text{ (tulangan lebih besar dari D-22)}$$

$$\lambda = 1 \text{ (Beton Normal) } f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$db = 25 \text{ mm}$$

cb adalah nilai terkecil dari parameter dibawah ini :

$$cb = 40 + 12 + \frac{25}{2} = 64,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{750 - 2(40 + 12) - 25 \times 4}{4 - 1} = 182 \text{ mm}$$

Maka, $c_b = c_{\min} = 64,5 \text{ mm}$ sehingga,

$$\frac{64,5+0}{25} = 2,58 < 2,5 \text{ (nilai maksimum 2,5)}$$

Maka, diambil 2,5

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c'}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b+k_{tr}}{d_b}\right)} \right) \times d_b$$

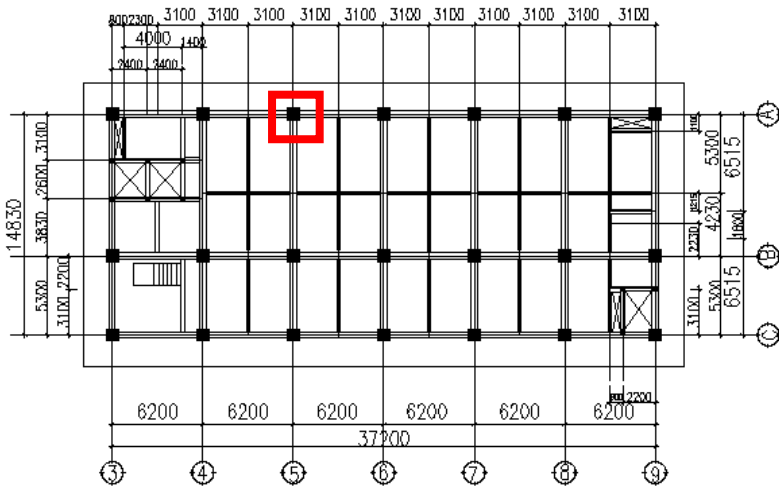
$$l_d = \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \sqrt{35}} \frac{1 \times 1 \times 1}{25} \right) \times 25 = 645,4 \text{ mm} \approx 650 \text{ mm}$$

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.15, sambungan lewatan harus diletakan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Karena seluruh tulangan pada panjang lewatan disambung, maka sambungan lewatan termasuk kelas B. Sehingga panjang lewatan kolom setelah dikalikan faktor sebesar 1,3 untuk sambungan kelas B adalah :

$$1,3l_d = 1,3 \times 650 = 845 \approx 850 \text{ mm}$$

7.4 Desain Kolom Tipe III

Pada struktur bangunan Gedung Hotel Ibis Padang terdapat tiga macam jenis kolom dengan ukuran 80/80 ; 75/75 dan 70/70 cm. untuk desain kolom tipe III (70/70) sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom yang terletak pada As A-5 seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.13.



Gambar 7.13 Lokasi kolom yang dianalisis AS A-5

Desain Kolom Lantai 12

Data – Data Desain :

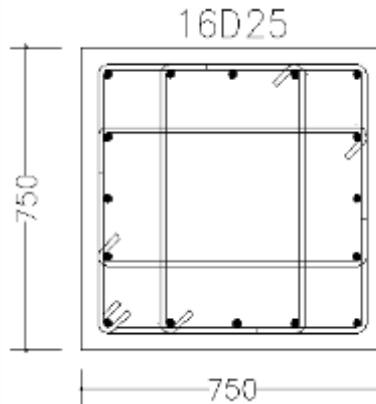
Tinggi kolom	= 3,8 m
Dimensi kolom	= 700 x 700 mm
Mutu Beton, (f_c')	= 35 MPa
Mutu Baja, (f_y)	= 420 MPa
Mutu Baja Sengkang	= 240 MPa
Ø tul. Memanjang	= D 25 mm
Ø tul. Sengkang	= D 12 mm

Rekap gaya dalam kolom yang terdapat pada Tabel 7.5 akan menjadi data beban yang dimasukkan pada program bantu analisis kolom.

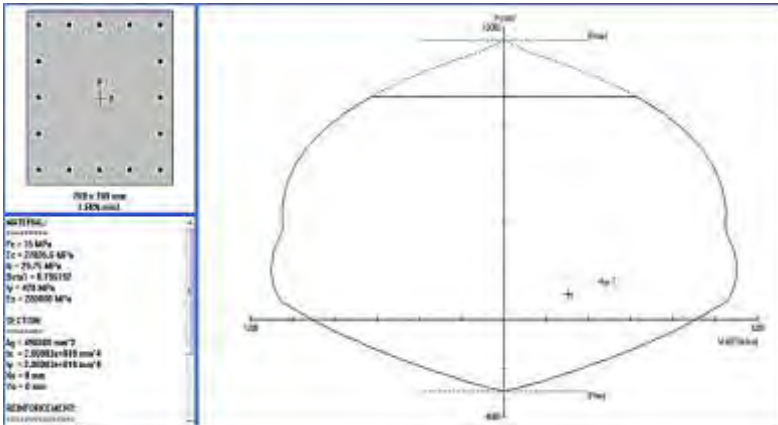
Tabel 7.5 Rekapitulasi Gaya Kolom Hasil Analisis Program

NO	KOMBINASI	Aksial	Momen (kNm)		Geser (kN)	
		(kN)	sb-X	sb-Y	sb-X	sb-Y
1	1.4D	1600	-316.739	352.559	202.818	202.818
2	1.2D + 1.6L + 0.5Lr	1674.571	-341.578	366.867	214.68	214.68
3	1.2D + L ± RSPX	1559.69	-352.296	292.808	223.415	223.415
4	1.2D + L ± RSPY	1572.956	-326.736	327.553	206.957	206.957
5	0.9D±RSPX	1067.584	-240.618	179.534	154.431	154.431
6	0.9D ± RSPY	1040.85	-215.059	211.534	137.984	137.984

Kolom AS A-5 direncanakan menggunakan tulangan baja sebesar 16-D25 seperti terlihat pada Gambar 7.14.

**Gambar 7.14** Penampang Kolom AS A-5

Hasil yang telah dilakukan dari program analisis kolom diperlihatkan pada Pca-Column diagram seperti terlihat pada Gambar 7.15.



Gambar 7.15 Pca-Column Diagram kolom As A-5

Sebagaimana yang telah diperlihatkan pada Gambar 8.15, dengan rasio tulangan sebesar 1,60% yaitu 16-D25 penampang telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumbunya. Hal tersebut diperlihatkan dengan kordinat yang berasal dari kombinasi beban yang dipikul oleh kolom As A-5 sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 7.5.

Menurut SNI 2847:2002 Pasal 12.3.5.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned} \phi P_n \max &= 0,8 \times \phi \times \left[0,85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times \left[0,85 \times 35 \times (490000 - 7850) + 420 \times 7850 \right] \\ &= 9173301 \text{ N} = 9173,301 \text{ kN} > 1674,57 \text{ kN} \dots \text{ok} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 10.9.1 batasan rasio tulangan komponen struktur tekan tidak diijinkan kurang dari 1%

dan tidak diijinkan melebihi 8%, oleh karena itu penampang yang memiliki rasio tulangan sebesar 1,60% telah memenuhi ketentuan.

Desain Penulangan Geser Kolom AS A-5

Data Perencanaan :

Tinggi kolom	= 3800 mm
Dimensi kolom	= 700 x 700 mm
Mutu Beton, (f_c')	= 35 MPa
Mutu Baja, (f_y)	= 420 MPa
Mutu Baja Sengkang (f_{yv})	= 240 MPa
Ø tul. Memanjang	= D 25 mm
Ø tul. Sengkang	= D 12 mm

Menentukan beban geser rencana kolom

Gaya geser pada kolom, Pada Gedung Hotel Ibis Padang ditunjukkan sebagai berikut :

$$Vu = -225,05 \text{ kN (Kombinasi : } 1.2DL+LL+RSPX)$$

Desain penulangan geser kolom As A-8

- Direncanakan menggunakan tulangan sengkang 2 kaki Ø12 ($A_{sv} = 226,2 \text{ mm}^2$) Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.3, Gaya geser rencana (V_e) pada komponen struktur tidak boleh kurang dari:
- Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

Dari gambar diagram interaksi kolom di atas didapatkan momen nominal kolom sebesar 872,8 kNm, $M_{nb}=M_{nt}= 872,8 \text{ kNm}$.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (see user's manual for notation)

No.	P _u kN	M _{ux} kN-m	M _{uy} kN-m	f _l Max kN-m	f _l Min kN-m	f _l m/M _u
1	1600,0	316,7	352,6	731,9	814,7	2,311
2	1674,6	341,6	366,9	747,1	802,4	2,187
3	1559,7	352,3	292,8	844,1	701,5	2,396
4	1579,0	326,7	327,6	771,8	773,8	2,362
5	1067,6	240,6	279,5	872,8	651,2	3,627
6	1040,8	215,1	211,5	766,8	754,2	3,568

Gambar 7.16 Momen Nominal Kolom K3 Lantai 12

$$V_u = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{h_n} = \frac{872,8 + 872,8}{3,1} = 563,097 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 700 \times 700 = 490000 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 - 40 - 12 - 12,5 = 635,5 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{1674600}{14 \times 490000} \right) \sqrt{35} \times 700 \times 635,5$$

$$= 556615,9 \text{ N} = 556,62 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 556,62 = 417,462 \text{ kN}$$

Desain tulangan geser sepanjang sendi plastis (l_o)

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2 daerah sendi plastis atau sepanjang, l_o yang diukur dari muka joint tidak boleh kurang dari yang terbesar dari poin berikut ini :

- $\frac{l_u}{6} = \frac{3100}{6} = 516,66 \text{ mm}$

- Dimensi penampang maksimum kolom = 700 mm
- 450 mm

Maka digunakan l_o 700 mm

$$s = \frac{\phi A_{sv} f_{yv} d}{(V_u - \phi V_c)} = \frac{0,75 \times 226,2 \times 240 \times 685,5}{(563,097 - 417,462) \times 10^3} = 178 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2 menyebutkan bahwa pada kedua ujung kolom, sengkang harus disediakan dengan spasi s_o sepanjang l_o diukur dari muka joint. Spasi s_o tidak boleh melebihi dari yang terkecil dari poin berikut :

- $s_o \leq \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$
- $s_o \leq 8d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$
- $s_o \leq 24d_v = 24 \times 12 = 288 \text{ mm}$
- $s_o \leq 300 \text{ mm}$
- $s_o \leq s_{perlu} = 178 \text{ mm}$

Maka digunakan $s_o = 150 \text{ mm}$

Gaya Geser Perlawanan Sengkang

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yv} \times d}{s} = \frac{226,2 \times 240 \times 635,5}{150} = 229878,1 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \phi (V_s + V_c) &= 0,75 (229878,1 \text{ N} + 556615,9 \text{ N}) \\ &= 589870,5 \text{ N} > V_u = 589,87 \text{ N} \dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

Maka, dipasang sengkang disepanjang sendi plastis kolom (l_o) Ø12-150 sepanjang 700 mm dengan sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari

$$\frac{s_o}{2} = 75 \text{ mm}$$

Desain tulangan geser diluar daerah sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 di luar daerah sendi plastis spasi tulangan geser harus memenuhi pasal 7.10.5 dan 11.4.5.1. Spasi tulangan geser pada kolom diluar sendi plastis tidak boleh melebihi poin berikut :

- $16db = 16 \times 25 = 400 \text{ mm}$
- $\frac{d}{2} = \frac{635,5}{2} = 317,75 \text{ mm}$
- $48ds = 48 \times 12 = 576 \text{ mm}$
- Dimensi penampang minimum kolom = 700 mm

Maka digunakan $s_o = 200 \text{ mm}$

Panjang Lewatan Kolom

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.3 sambungan lewatan tulangan Ø25 m dari kolom tengah ditentukan dengan persamaan berikut :

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \right) \times d_b$$

Parameter diatas didefinisikan dengan baik pada pasal 12.2.4 pada SNI 2847:2013, dimana :

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\Psi_t = 1 \text{ (situasi lainnya)}$$

$$\Psi_e = 1 \text{ (tulangan tanpa pelapis)}$$

$$\Psi_s = 1 \text{ (tulangan lebih besar dari D-22)}$$

$$\lambda = 1 \text{ (Beton Normal) } f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$db = 25 \text{ mm}$$

c_b adalah nilai terkecil dari parameter dibawah ini :

$$c_b = 40 + 12 + \frac{25}{2} = 64,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{700 - 2(40 + 12) - 25 \times 4}{4 - 1} = 165,33 \text{ mm}$$

Maka, $c_b = c_{\min} = 64,5 \text{ mm}$ sehingga,

$$\frac{64,5 + 0}{25} = 2,58 < 2,5 \text{ (nilai maksimum 2,5)}$$

Maka, diambil 2,5

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c'}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \right) \times d_b$$

$$l_d = \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \sqrt{35}} \frac{1 \times 1 \times 1}{25} \right) \times 25 = 645,4 \text{ mm} \approx 650 \text{ mm}$$

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.15, sambungan lewatan harus diletakan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Karena seluruh tulangan pada panjang lewatan disambung, maka sambungan lewatan termasuk kelas B. Sehingga panjang lewatan kolom setelah dikalikan faktor sebesar 1,3 untuk sambungan kelas B adalah :

$$1,3l_d = 1,3 \times 650 = 845 \approx \mathbf{850 \text{ mm.}}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BABVIII

DESAIN BALOK PRATEGANG

8.1 Umum

Pada Gedung Hotel Ibis Padang ini dirancang menggunakan balok pratekan pada ruang seminar (*Multifunction Hall*) yang terletak di lantai 12 dan lantai Atap. Beton pratekan digunakan karena didasarkan pada kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas. Selain itu, beton pratekan digunakan juga memiliki keunggulan berupa pemanfaatan penampang optimal dengan kemampuan memikul beban yang sama, beton pratekan memiliki dimensi yang lebih kecil dari pada beton bertulang biasa sehingga akan mempengaruhi berat struktur tersebut. Desain beton pratekan disesuaikan sesuai SNI 2847:2013 pasal 18 yang mengatur tentang Beton Prategang.

Beton prategang yang dirancang pada Gedung Hotel Ibis ini dirancang dengan metode Pasca tarik (*Post-tension*). Yang mana gaya prategang diberikan setelah beton mengeras, kemudian dilakukan pengangkuran dikedua ujung balok.

8.2 Data Perencanaan Beton Pratekan

Data – data yang akan digunakan dalam merancang balok induk prategang pada lantai 12 dan lantai atap Gedung Hotel Ibis Padang ini adalah sebagai berikut :

- Panjang bentang = 14,83 meter
- Dimensi balok pratekan = 50/75 cm
- $f'c = 45$ MPa (beton pratekan) $\rightarrow \beta_1 = 0,74$
- $f'c = 45$ MPa (pelat lantai) $\rightarrow \beta_1 = 0,74$
- Modulus Elastisitas(E_c) = $4700\sqrt{f'c}$ $\rightarrow 31528,56$ Mpa
- Tebal Pelat Lantai (tf) = 12 cm (tebal pelat yang digunakan)
- Jarak antar balok pratekan (s) = 6,2 m

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

- $f_{ci} = 0,88 \times 45 = 39,6 \text{ Mpa}$

Dimensi balok prategang pada dua tumpuan sederhana direncanakan sebagai berikut, untuk balok pratekan diambil 50-75 % dari tinggi balok tumpuan sederhana (Ty Lin) yang direncanakan sebagai berikut :

$$h = \frac{L}{16} \times 80\% = \frac{1483}{16} \times 0,8 = 74,15 \approx \mathbf{75 \text{ cm}}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2 \times 80}{3} = 53,33 \text{ cm} \approx \mathbf{50 \text{ cm}}$$

8.3 Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_w) digunakan perumusan yang terdapat di dalam SNI 2847:2013 pasal 8.12.2 dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap yang mennggantung pada masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

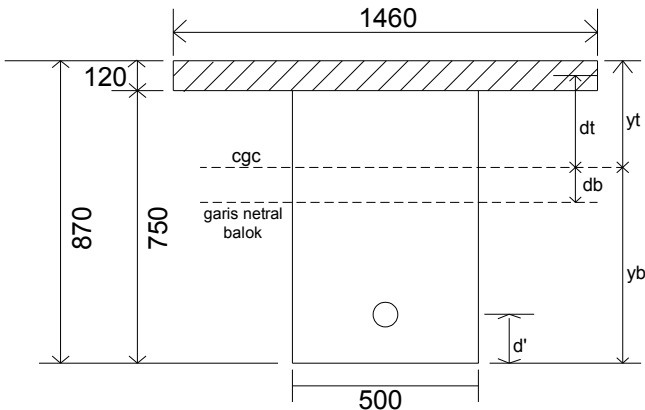
- Delapan kali tebal pelat
 - Setengah jarak bersih ke badan di sebelahnya
- Perhitungan lebar efektif ialah sebagai berikut :

$$B_{eff} < \frac{L}{4} = \frac{14,83}{4} = 3,708 \text{ m} \quad = 3708 \text{ mm}$$

$$B_{eff} < b_w + 8t_f = 500 + (8 \times 120) = 1460 \text{ mm}$$

$$B_{eff} = S = 6,2 \text{ m} \quad = 6200 \text{ mm}$$

Dipakai $b_{eff} = 1460 \text{ mm}$



Gambar 8.1 Penampang Balok Prategang

8.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja Beton

Tegangan tarik pada baja prategang tidak boleh melebihi berikut ini yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 18.5.1:

- a. akibat gaya penarikan (*jacking*) beton prategang (**0,94f_{py}**), tetapi tidak lebih besar dari yang kecil dari **0,80 f_{pu}** dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pembuat baja prategang atau perangkat angkur.
- b. Tendon pasca tarik pada perangkat angkur dan kopler, sesaat setelah transfer gaya **0,70f_{pu}**.

1. Tegangan ijin beton sesaat sesudah penyaluran gaya prategang (saat *jacking*) sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.4.1

- a. Tegangan serat terjauh dalam keadaan tekan tidak boleh melebihi **0,60 f_{ci}**

$$\sigma_{tk} = 0,60 \times f_{ci} = 0,60 \times 39,6 = 23,76 \text{ MPa}$$

- b. Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan pada ujung- ujung komponen tumpuan **0,70 f_{ci}**

$$\sigma_{tk} = 0,70 \times f_{ci} = 0,70 \times 39,6 = 27,72 \text{ MPa}$$

- c. Bila kekuatan tarik beton yang dihitung, f_t , melebihi $0,5\sqrt{f_{ci}}$ pada ujung-ujung komponen struktur terduduk sederhana, atau $0,25\sqrt{f_{ci}}$ pada lokasi lainnya.

$$\sigma_{tr} = 0,50 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,50 \times \sqrt{39,6} = 3,146 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tr} = 0,25 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,25 \times \sqrt{39,6} = 1,57 \text{ MPa}$$

2. Tegangan ijin beton sesaat sesudah kehilangan prategang (saat beban bekerja) sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.4.2

- a. Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban tetap $0,45 f'_c$

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f'_c = 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ MPa}$$

- b. Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban total $0,6 f_c$

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f'_c = 0,6 \times 45 = 27 \text{ MPa}$$

- c. Tegangan tarik : $(1/2) \sqrt{f'_c}$

$$\sigma_{tr} = 0,50 \times \sqrt{f_c} = 0,50 \times \sqrt{45} = 3,35 \text{ MPa}$$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

f_{py} = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

f_{ci} = kuat tekan beton pada saat pemberian pratekan awal, MPa

f'_c = kuat tekan beton yang diisyaratkan, Mpa

8.5 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam dua tahapan, yaitu sebagai berikut :

1. Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini terdiri dari :

- Sebelum diberi gaya pratekan
- Pada saat diberi gaya pratekan
- Pada saat peralihan gaya pratek

2. Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

✓ Berat Pelat Lantai

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{\text{beton}} \times b_{\text{eff}} \times t_{\text{pelat}} \\ &= 2400 \times 6,2 \times 0,12 \\ &= 1785,6 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

✓ Berat Sendiri Balok

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{\text{beton}} \times b_{\text{balok}} \times h_{\text{balok}} \\ &= 2400 \times 0,5 \times 0,75 \\ &= 900 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban hidup (ruangan untuk seminar PPIUG 1983 hal 17. Tabel 3.1) :

✓ Beban Hidup

$$\begin{aligned} q_l &= 400 \text{ kg/m}^2 \\ q_l &= q_l \times b_{\text{eff}} = 400 \times 6,2 = 2480 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

8.6 Penentuan Gaya Prategang

$M_T = 722,35 \text{ kNm}$ (dari hasil Output Sap 2000)

$$F = \frac{M_T}{0,65h} = \frac{722,35}{0,65 \times 0,75} = 1481,744 \text{ kN}$$

Rencanakan dengan nilai **F_{eff} = 2480 KN**

Asumsikan nilai kehilangan gaya pratekan sebesar 20%, sehingga nilai gaya pratekan awal (**F_o**) ialah = **3100 KN**

8.7 Analisa Penampang Global

Penampang balok pratekan menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai.

Sesuai SNI 2847:2013 Psl. 10.5.1, maka nilai Modulus Elastisitas beton untuk masing – masing pelat dan balok adalah sebagai berikut,

$$E_c \text{ pelat} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{45} = 31528,56 \text{ MPa}$$

$$E_c \text{ balok} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{45} = 31528,56 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_c \text{ balok}}{E_c \text{ pelat}} = \frac{31528,56}{31528,56} = 1$$

$$b_{\text{eff}} = \frac{b_{\text{eff}}}{n} = \frac{1460}{1} = 1460 \text{ mm} = 146 \text{ cm}$$

Dimensi Penampang saat sudah ada pelat :

Sehingga penampang balok prategang adalah:

$$A_{\text{pelat}} = 146 \times 12 = 1752 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{balok}} = 50 \times 75 = 3750 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = A_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}} = 1752 + 3750 = 5502 \text{ cm}^2 = 550200 \text{ mm}^2$$

Garis netral pada penampang balok prategang :

$$y_t = \frac{\left[\left(1752 \times \frac{12}{2} \right) + (3750 \times (37,5 + 12)) \right]}{5502} = 36 \text{ cm}$$

$$y_b = (75 + 12) - y_t = (75 + 12) - 36 = 51 \text{ cm}$$

$$d_t = 36 - \frac{12}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$d_b = 51 - \frac{75}{2} = 14 \text{ cm}$$

Setelah didapat data-data diatas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon yang hendak dipasang sebagai daerah limit kabel. Tendon dipasang pada daerah beton mengalami tekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kerm pada penampang balok. Dimana:

$$\begin{aligned} I_{\text{balok}} &= \frac{1}{12} b h^3 + A_{\text{balok}} \times d b^2 \\ &= \frac{1}{12} 50 \times 75^3 + 3750 \times 14^2 \\ &= 2477 \ 322.465 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{\text{pelat}} &= \frac{1}{12} b_{\text{eff}} \times t^3 + A_{\text{pelat}} \times dt^2 \\
 &= \frac{1}{12} 146 \times 12^3 + 1752 \times 30^2 \\
 &= 1561\,071,014 \text{ cm}^4 \\
 I_c &= I_{\text{balok}} + I_{\text{pelat}} \\
 &= 2477\,322,465 \text{ cm}^4 + 1561\,071,014 \text{ cm}^4 \\
 &= 4038\,393,479 \text{ cm}^4 \\
 W_t &= \frac{I_c}{y_t} = \frac{4038\,393,479}{36} = 113\,284,291 \text{ cm}^3 \\
 W_b &= \frac{I_c}{y_b} = \frac{4038\,393,479}{51} = 78\,641,88 \text{ cm}^3 \\
 K_t &= \frac{W_b}{A_{\text{total}}} = \frac{78\,641,88}{5502} = 14,29 \text{ cm} \\
 K_b &= \frac{W_t}{A_{\text{total}}} = \frac{113\,284,291}{5502} = 20,59 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

K_T = Kern Atas

K_B = Kern Bawah

e = 380 mm

Perhitungan momen akibat beban mati balok dan pelat (saat beban hidup belum terjadi)

1) Pada Tengah Bentang

✓ Berat sendiri balok

$$\begin{aligned}
 q_{\text{dt}} &= q_{\text{sendiri balok}} \\
 &= 900 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{dt}} &= \frac{1}{8} q_{\text{dt}} \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} 900 \times 14,83^2 = 24\,742 \text{ kgm} = 247\,420\,012,5 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

✓ Berat pelat lantai

$$q_{st} = q_{\text{pelat lantai}}$$

$$= 1785,6 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{st} = \frac{1}{8} q_{st} \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} 1785,6 \times 14,83^2 = 49088,13 \text{ kgm}$$

$$= 49088,13 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

✓ Beban Hidup

$$q_{lt} = q_{\text{beban hidup}}$$

$$= 2480 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{lt} = \frac{1}{8} q_{lt} \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} 2480 \times 14,83^2 = 68177,96 \text{ kgm}$$

$$= 68177,96 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

1. Kontrol Gaya Pratekan Pada Saat Transfer

- a. Kontrol dengan nilai $F_o = 3500 \text{ KN} = 3500 \text{ 000 N}$
 Pada Tengah Bentang :

✓ Serat Atas

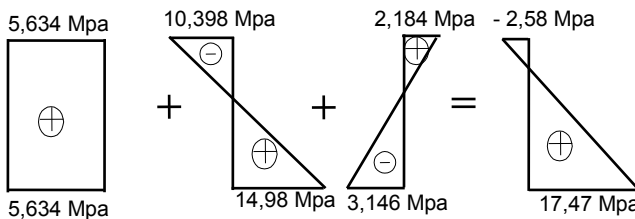
$$f^t = \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{Mdt}{W_t}$$

$$= \frac{3100000}{550200} - \frac{3100000 \times 380}{113 \text{ 284,291} \times 10^3} + \frac{247 \text{ 420 012,5}}{113 \text{ 284,291} \times 10^3}$$

$$= -2,58 \text{ Mpa} \leq -3,15 \text{ Mpa (Ok)}$$

✓ Serat Bawah

$$\begin{aligned}
 f^b &= \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{Mdt}{W_b} \\
 &= \frac{3100000}{550200} + \frac{3100000 \times 380}{78\,641,88 \times 10^3} - \frac{247\,420\,012,5}{78\,641,88 \times 10^3} \\
 &= 17,47 \text{ Mpa} \leq 23,76 \text{ Mpa (Ok)}
 \end{aligned}$$



Gambar 8.2 Diagram Tegangan Saat Transfer

Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan pratekan (asumsi besar kehilangan pratekan ialah sebesar 20%)

b. Kontrol dengan nilai $F_{eff} = 2480 \text{ KN} = 2480\,000 \text{ N}$

✓ Serat Atas

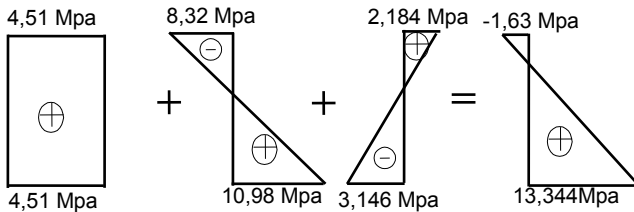
$$\begin{aligned}
 f^t &= \frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_t} + \frac{Mdt}{W_t} \\
 &= \frac{2480000}{550200} - \frac{2480000 \times 380}{113\,284,291 \times 10^3} + \frac{247\,420\,012,5}{113\,284,291 \times 10^3} \\
 &= -1,63 \text{ Mpa} \leq -3,15 \text{ Mpa (Ok)}
 \end{aligned}$$

✓ Serat Bawah

$$f^b = \frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_b} - \frac{Mdt}{W_b}$$

$$= \frac{2480000}{550200} + \frac{2480000 \times 380}{78\,641,88 \times 10^3} - \frac{247\,420\,012,5}{78\,641,88 \times 10^3}$$

$$= 13,34 \text{ Mpa} \leq 23,76 \text{ Mpa (Ok)}$$



Gambar 8.3 Diagram Tegangan Setelah kehilangan pratekan

2. Kontrol Gaya Pratekan Pada Saat Transfer

- a. Kontrol dengan nilai $F_o = 3500 \text{ KN} = 3500\,000 \text{ N}$
 Pada Tepi Bentang :

✓ Serat Atas

$$f^t = \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{Mdt}{W_t}$$

$$= \frac{3100000}{550200} - \frac{3100000 \times 100}{113\,284,291 \times 10^3} + \frac{247\,420\,012,5}{113\,284,291 \times 10^3}$$

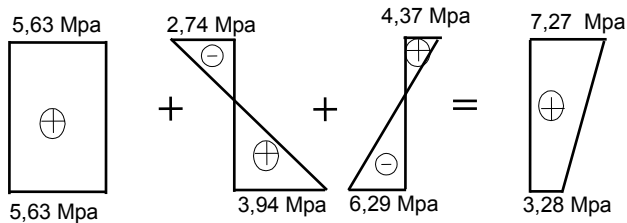
$$= 7,27 \text{ Mpa} \leq 23,76 \text{ Mpa (Ok)}$$

✓ Serat Bawah

$$f^b = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{Mdt}{W_b}$$

$$= \frac{3100000}{550200} + \frac{3100000 \times 100}{78\,641,88 \times 10^3} - \frac{247\,420\,012,5}{78\,641,88 \times 10^3}$$

$$= 3,28 \text{ Mpa} \leq 23,76 \text{ Mpa (Ok)}$$



Gambar 8.4 Diagram Tegangan Saat Transfer

Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan pratekan (asumsi besar kehilangan pratekan ialah sebesar 20%)

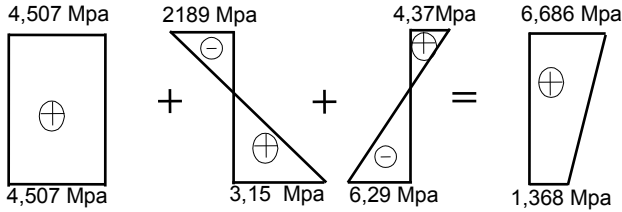
c. Kontrol dengan nilai $F = 2480 \text{ KN} = 2480 \text{ 000 N}$

✓ Serat Atas

$$\begin{aligned}
 f^t &= \frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_t} + \frac{Mdt}{W_t} \\
 &= \frac{2480000}{550200} - \frac{2480000 \times 100}{113\,284,291 \times 10^3} + \frac{247420012,5}{113\,284,291 \times 10^3} \\
 &= \mathbf{6,69 \text{ Mpa} \leq 23,76 \text{ Mpa (Ok)}}
 \end{aligned}$$

✓ Serat Bawah

$$\begin{aligned}
 f^b &= \frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_b} - \frac{Mdt}{W_b} \\
 &= \frac{2480000}{550200} + \frac{2480000 \times 100}{78641,88 \times 10^3} - \frac{247420012,5}{78641,88 \times 10^3} \\
 &= \mathbf{1,37 \text{ Mpa} \leq 23,76 \text{ Mpa (Ok)}}
 \end{aligned}$$



Gambar 8.5 Diagram Tegangan Setelah kehilangan pratekan

Sehingga digunakan gaya pratekan awal **F_o = 3100 KN**

8.8 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel selain dibatasi oleh kern pada balok juga dibatasi oleh nilai a_{min} dan a_{max} yang didapat dari perhitungan berikut:

$$a_{max} = \frac{M_T}{F_{eff}} = \frac{727,989}{2480} = 0,294 \text{ m} = 29,4 \text{ cm}$$

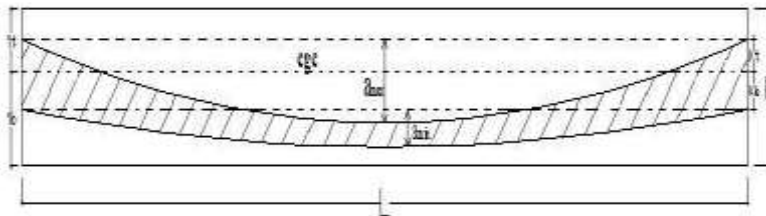
Syarat :

$$a_{max} \leq (y_b + k_t - d') = (51 + 14,29 - 7,5) = 58,15 \text{ cm}$$

$$29,4 < 58,15 \text{(OK)}$$

$$a_{min} = \frac{M_T}{F_o} = \frac{727,989}{3100} = 0,235 \text{ m} = 23,5 \text{ cm}$$

Nilai perhitungan analisa diatas dapat dilihat pada gambar dibawah ini mengenai batasan daerah dimana letak kabel dapat atau boleh ditempatkan.



Gambar 8.6 Daerah Limit Kabel

Pemilihan letak tendon harus berada pada range daerah limit kabel sesuai gambar skema di atas, selain itu pemilihan letak tendon juga harus memperhatikan tebal decking yang disyarat oleh SNI yaitu minimal 7,5 cm sehingga untuk daerah lapangan:

$$a_{\max} - K_T < e_o \text{ lapangan} < K_B + a_{\min} - \text{selisih syarat}$$

dimana selisih syarat didapat dengan nilai:

$a_{\min} - (\text{syarat } a_{\min})$ dengan (syarat a_{\min}) sebesar $(y_b - K_b - d')$ agar terpenuhi syarat minimum decking sebesar 7,5 cm, jadi

$$\text{selisih syarat} : 23,5 - (51 - 20,59 - 7,5) = 0,22 \text{ cm}$$

sehingga :

$$a_{\max} - K_t < e_o \text{ lapangan} < K_b + a_{\min} - \text{selisih syarat}$$

$$29,4 - 14,29 < e_o \text{ lapangan} < 20,59 + 23,5 - (0,22)$$

$$15,06 \text{ cm} < 38 \text{ cm} < 43,85 \text{ cm}$$

$$e_o \text{ tumpuan} < K_t = 14,29 \text{ cm}$$

$$e_o \text{ lapangan} = 380 \text{ mm (terletak di bawah cgc)}$$

$$e_o \text{ tumpuan} = 100 \text{ mm (atas cgc)}$$

8.9 Penentuan Jumlah Strand

Dari gaya prategang yang telah ditentukan dengan tegangan sesuai dengan tegangan ijin maka penentuan jumlah strand kabel dapat dilakukan. Adapun data data strand kabel diambil dari tabel VSL sebagai berikut:

- Menggunakan data dari tabel *prestressing strand – 7 wire, uncoated* ASTM A416 untuk *post tensioning*
- Nominal diameter : 0,6 in = 15,24 mm
- Luas nominal area kawat : 0,217 in² = 140 mm²
- Minimal breaking load : 58,6 kip = 260,6 kN

Penggunaan kabel strand untuk tendon prategang diatur dalam SNI 7833-2012 pasal 6.5 tentang tegangan ijin untuk baja prategang dimana tegangan akibat gaya pengangukran tendon diambil nilai terkecil antara $0,94f_{py}$ dan $0,80f_{pu}$ dimana nilai f_{pu} dan f_{py} dapat dihitung sebagai berikut :

$$f_{pu} = \frac{\text{minimum breaking load}}{A_s} = \frac{260600}{140} = 1861,428 \text{ MPa}$$

nilai f_{py} diambil $0,9 f_{pu}$ untuk tendon low relaxation strand (Edward Nawy jilid 1)

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1861,428 = 1675,28 \text{ MPa}$$

Didapat tegangan ijin tendon:

$$(i). 0,94 f_{py} = 0,94 \times 1675,28 = 1574,77 \text{ MPa}$$

$$(ii). 0,80 f_{pu} = 0,80 \times 1861,428 = 1489,14 \text{ Mpa}$$

Diambil nilai terkecil diantara keduanya yaitu $1489,14 \text{ Mpa} = f_{st}$

Dengan nilai tegangan ijin tendon yang didapat, dapat dihitung jumlah luasan strand yang dibutuhkan untuk menghasilkan gaya prategang $F = 3100000 \text{ N}$ yang diinginkan.

$$A_{ps} = \frac{F}{f_{st}} = \frac{3100000}{1489,14} = 2081,73 \text{ mm}^2$$

Jumlah Strand :

$$n = \frac{A_{ps}}{A_s} = \frac{2081,73}{140} = 14,87 = \mathbf{15 \text{ buah}}$$

Dari tabel prestresed strand digunakan strand berjumlah 15 buah, dengan tendon (Unit) 6-19 satu buah.

Luas tendon yang digunakan :

$$A_{pakai} = 1/4 \pi d^2 n = 1/4 \pi 15,24^2 \times 15 = 2734,83 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena $A_{pakai} > A_{perlu} = 2734,83 \text{ mm}^2 > 2081,73 \text{ mm}^2 \dots(\text{OK})$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{3100000}{2734,83} = 1133,52 \text{ Mpa}$$

8.10 Perhitungan Kehilangan Gaya Pratekan

Ada 2 macam kategori kehilangan pratekan :

a. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada komponen balok pratekan. Kehilangan secara langsung terdiri dari : (RSNI 2847:2013 pasal 18.6.)

1. Kehilangan akibat pengangkuran

Kehilangan akibat pengangkuran/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas dari mesin penarik dan gaya pratekan dialihkan ke angkur. Untuk menentukan kehilangannya dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

Cek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{Es \times g}{F_{pakai} \times \left(\mu \frac{\alpha}{L} + K\right)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$g = 2,5 \text{ mm}$$

$$f_{pakai} = 1133,52 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0,25 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,0066 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8e/L) = 0,205$$

$$L = 14,83 \text{ m}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai $x = 223 \text{ mm} = 0,223 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tengah bentang $x < \frac{1}{2} L = 0,223 \text{ m} < 7,415 \text{ m}$ maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

2. Kehilangan akibat perpendekan elastis

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah dan perpendekan elastis akibat pengaruh kabel lainnya kecil, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

3. Kehilangan akibat gesekan (*Wobble Effect*)

Kehilangan prategang akibat gesekan terjadi di antara tendon dan bahan-bahan disekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari alinyemen tendon yang disebut sebagai efek kelengkungan dan deviasi lokal dalam alinyemen yang disebut efek tendon yang biasa disebut sebagai *woble efect*. Pada saat tendon ditarik dengan gaya F_0 di ujung pendongkrakan, maka tendon tersebut akan mengalami gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak L di sepanjang bentang. Sedangkan, efek *Wobble* mengakibatkan gesekan antara beton dan tendon baja yang dapat menyebabkan kehilangan oleh ketidaksempurnaan dalam alinyemen di sepanjang tendon.

Besarnya nilai kehilangan tersebut dapat dihitung sebagai berikut :

$$\Delta f_{pF} = f_1(\mu\alpha + KL)$$

Nilai sudut kelengkungan didapat dengan rumus sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{8f}{L} \quad \text{dengan } f \text{ adalah panjang fokus tendon (dari cgs)}$$

$$\alpha = \frac{8 \times 380}{14830} = 0,205 \text{ rad}$$

$$f_1 = \frac{P_i}{A_{ps}} = \frac{27122500}{2081,73} = 1303 \text{ MPa}$$

Sedangkan nilai K dan μ didapat dari Tabel 14 SNI 7833-2012 tentang friksi dan woble efek, untuk kawat strand dengan untaian 7 kawat didapat nilai $K = 0,0016-0,0066$ diambil $K = 0,0016/m$ dan $\mu = 0,15-0,25$ diambil $\mu = 0,15$. Sehingga nilai kehilangan akibat friksi adalah sebagai berikut:

$$\Delta f_{pF} = f_1(\mu\alpha + KL)$$

$$\begin{aligned} P_i &= 0,7 \times f_{pu} \times A_{ps} \\ &= 0,7 \times 1861,428 \times 2081,73 = 2\,712\,500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta f_{pF} &= 1303 \times ((0,15 \times 0,205) + (0,0016 \times 14,83)) \\ &= 70,983 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{70,983}{f_{pakai}} = \frac{70,983}{1133,52} = 6,26 \%$$

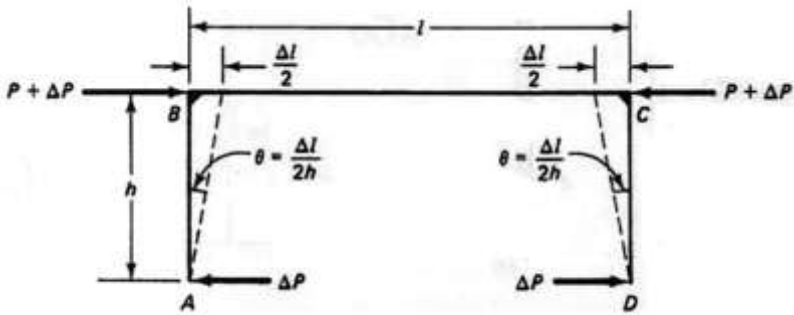
4. Kehilangan akibat kekangan kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini dapat terjadi karena saat dilakukan *jacking* beton terkekang oleh kekakuan kolom, gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya *jacking* yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya pratekan karena sebagian gaya prategang digunakan untuk mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya *jacking* hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari *jacking* yang terjadi, demikian pula jika kolom didisain tidak kaku maka semakin kecil gaya kehilangan prategang balok akibat kekangan dan semakin kecil momen yang diterima kolom akibat gaya *jacking* yang terjadi.

Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom mengacu pada buku “prestressed Concrete Designer’s Handbook oleh P.W Abeles, B.K. Bardhan Roy dan F.H Turner pada tahun 1976.

Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom di pengaruhi beberapa beban yang terjadi pada balok prategang sebagai berikut :



Gambar 8.7 Skema Kehilangan Akibat Kekakuan Kolom

- ✓ Perhitungan distribusi momen akibat beban perpendekan elastis sebesar 1 cm.

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{l_k \times I_b}{l_b \times I_k}$$

Dimana :

l_k = tinggi kolom (3700 mm)

l_b = bentang balok prategang (14830 mm)

I_b = momen inersia dari balok (2477 322,46 mm⁴)

I_k = momen inersia dari kolom (2,0 x 10¹⁰ mm⁴)

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{l_k \times I_b}{l_b \times I_k}$$

$$= \frac{3700 \times 2477\,322,46 \times 10^4}{14830 \times 2,0 \times 10^{10}} = 0,26$$

Perhitungan momen akibat perpendekan kolom :

$$M_A = \frac{3 \times (k + 1)}{k \times (k + 2)} \times \frac{EC \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB'}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{3 \times (0,26 + 1)}{0,26 \times (0,26 + 2)} \times \frac{31528,56 \times 2477322,465 \times 10^4}{3700} \times 5,5 \times 10^{-7} \\
 &= 746\,891,7 \text{ Nmm} = 0,747 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= \frac{3}{(k+2)} \times \frac{Ec \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB'} \\
 &= \frac{3}{(0,26+2)} \times \frac{31528,56 \times 2477322,465 \times 10^4}{3700} \times 5,5 \times 10^{-7} \\
 &= 154\,120,51 \text{ Nmm} = 0,154 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

✓ Perhitungan distribusi momen akibat beban merata :

$$\begin{aligned}
 M_A &= \frac{1}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{1}{(0,26+2)} \times \frac{10 \times 14830^2}{12} \\
 &= 81094\,727,14 \text{ Nmm} = 81,095 \text{ kNm} \\
 M_B &= \frac{-2}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{-2}{(0,26+2)} \times \frac{10 \times 14830^2}{12} \\
 &= -162189\,454,3 \text{ Nmm} = -162,2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

✓ Perhitungan distribusi momen akibat eksentrisitas :

$$\begin{aligned}
 M_p &= F_o \times e \\
 M_p &= 3100 \times 0,38 = 1178 \text{ kNm} \\
 M_A &= \frac{1}{(k+2)} \times M_p = \frac{1}{(0,26+2)} \times 1178 = 521,24 \text{ kNm} \\
 M_B &= -2 \times M_A = -2 \times 521,24 = -1042,48 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kehilangan prategang total akibat kekangan kolom :

• Akibat perpendekan kolom

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{0,747 - 0,154}{14,83} = 0,04 \text{ kN}$$

- Akibat beban merata

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{81,095 - (-162,2)}{14,83} = 16,405 \text{ kN}$$

- Akibat eksentrisitas

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{521,293 - (-1042,48)}{14,83} = 105,44 \text{ kN}$$

$$\text{Total } \Delta P = 121,88 \text{ kN}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom ialah :

$$\Delta fp = \frac{121,88}{fpakai} = \frac{121,88}{1133,52} = 10,75 \%$$

- b. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat rangkai

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkai :

$$CR = K_{CR} \times (E_s / E_c) \times (f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}})$$

Dimana :

$K_{cr} = 2$ untuk metode pra-tarik

$= 1,6$ untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ds}}$ = tegangan.beton didaerah c.g.s. akibat beban tetap (Dead Load)

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal pratekan

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{3100000}{550200} + \frac{3100000 \times 380}{78641,88 \times 10^3} \right) \times \frac{380}{500} = 15,67 \text{ Mpa}$$

$$f_{c_{ds}} = \left(\frac{247420012,5 + 1172660895}{78641,88 \times 10^3} \right) = 18,056 \text{ Mpa}$$

$$CR = K_{CR} \times (E_s / E_c) \times (f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}) = 24,217 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat rangkai ialah :

$$\Delta f_{cr} = \frac{24,217}{f_{pakai}} = \frac{24,217}{1133,52} = \mathbf{2,136 \%}$$

2. Kehilangan akibat relaksasi baja

$$F_{pi} = 0,7 \times F_{pu} = 0,7 \times 1861,428 = 1303 \text{ Mpa}$$

$$F_{py} = 0,9 \times F_{pu} = 0,9 \times 1861,428 = 1675,285 \text{ Mpa}$$

Sehingga didapat, $\frac{F_{pi}}{F_{py}}$ Sebagai berikut :

$$\frac{F_{pi}}{F_{py}} = 0,778 > 0,55 \text{ (Terjadi relaksasi baja)}$$

$$\Delta fre = F_{pi} \times \left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{10} \right) \times \left(\frac{F_{pi}}{F_{py}} - 0,55 \right)$$

$$\begin{aligned} \Delta fre &= 1303 \times \left(\frac{\log 18}{45} \right) \times \left(\frac{1303}{1675,28} - 0,55 \right) \\ &= 19,638 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta fre = \frac{101,09}{f_{pakai}} = \frac{19,638}{1133,52} = \mathbf{1,74 \%}$$

3. Kehilangan akibat susut

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut :

$$SH = (8,2/10^n) K_{SH} \cdot E_s [1 - 0,0236(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

$$RH = 80\%$$

$$K_{sh} = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

$$\begin{aligned} v/s &= \text{luas penampang beton} / \text{keliling penampang beton} \\ &= 550200 / 3700 = 148,703 \text{ mm} = 14,87 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$n = E_s / E_c = 6,343$$

$$SH = 28,739 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{28,739}{f_{pakai}} = \frac{28,739}{1133,52} = \mathbf{2,535 \%}$$

Total kehilangan pratekan ialah : Susut + Relaksasi baja + Rangkaian + Kekangan kolom + wobble effect
 $2,535 + 1,74 + 2,136 + 10,75 + 6,26 = 23,427 \%$

Sehingga besar gaya pratekan setelah terjadi kehilangan pratekan ialah sebesar berikut :

$$F = \frac{100 - 23,427}{100} \times 3100 = \mathbf{2373,77 \text{ KN}}$$

a. Kontrol Gaya Pratekan Saat Service (Setelah Kehilangan Pratekan)

Kontrol dengan nilai $F = 2373 \text{ 765,27 N}$

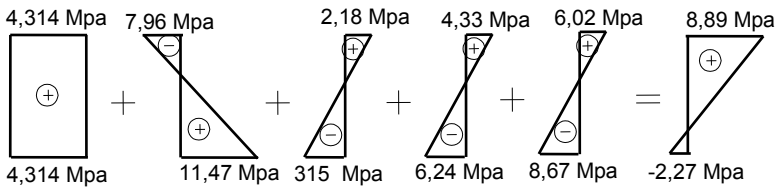
Pada Tengah Bentang :

✓ Serat Atas

$$\begin{aligned} f^t &= \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_{dt}}{W_t} + \frac{M_{st}}{W_t} + \frac{M_{lt}}{W_t} \\ &= \frac{2373 \text{ 765,27}}{550200} - \frac{2373 \text{ 765,27} \times 380}{113284,29 \times 10^3} + \frac{247420012,5}{113284,29 \times 10^3} \\ &\quad + \frac{49088,13 \times 10^4}{113284,29 \times 10^3} + \frac{68177,96 \times 10^4}{113284,29 \times 10^3} \\ &= \mathbf{8,89 \text{ Mpa} \leq 20,25 \text{ Mpa (Ok)}} \end{aligned}$$

✓ Serat Bawah

$$\begin{aligned} f^b &= \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_{dt}}{W_b} - \frac{M_{st}}{W_b} - \frac{M_{lt}}{W_b} \\ &= \frac{2373 \text{ 765,27}}{550200} + \frac{2373 \text{ 765,27} \times 380}{78 \text{ 641,88} \times 10^3} - \frac{247420012,5}{78 \text{ 641,88} \times 10^3} \\ &\quad - \frac{49088,13 \times 10^4}{78 \text{ 641,88} \times 10^3} - \frac{68177,96 \times 10^4}{78 \text{ 641,88} \times 10^3} \\ &= \mathbf{- 2,27 \text{ Mpa} \leq 3,35 \text{ Mpa (Ok)}} \end{aligned}$$



Gambar 8.8 Diagram Tegangan pada saat beban kerja

Kontrol lentur yang dilakukan terhadap beton pratekan sudah memenuhi syarat, baik saat sebelum atau sesudah kehilangan pratekan.

8.11 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non-prategang dan prategang harus cukup untuk dapat menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak $f_r = 0,62\sqrt{f_c'}$, sehingga didapat $\phi M_u \geq 1,2 M_{cr}$ dengan nilai $\phi = 0,9$.

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retak-retak rambut pertama pada balok prategang dihitung dengan teori elastis dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tarik pada serat beton mencapai modulus keruntuhannya. Harus diperhatikan pula bahwa modulus keruntuhan hanyalah merupakan ukuran permulaan retak rambut pertama seringkali tidak terlihat oleh mata telanjang. Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan). Untuk serat bawah mengalami Tarik (pada daerah lapangan) maka :

$$M_{cr} = \left(\frac{F}{A} \times \frac{I}{yb} \right) + \left(\frac{F \cdot e \cdot yb}{I} \times \frac{I}{yb} \right) - \left(F_r \times \frac{I}{yb} \right)$$

$$M_{cr} = \left(\frac{F}{A} \times W_b \right) + (F \times e) - (F_r \times W_b)$$

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f'_c} = 0,62 \times \sqrt{45} = 4,16 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \left(\frac{2373\,765,27}{550200} \times 78\,641,88 \times 10^3 \right) + (2373\,765,27 \\ &\quad \times 380) - (4,16 \times 78\,641,88 \times 10^3) \\ &= 480\,224\,739 \text{ Nmm} \\ &= 48\,022,45 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini :

$$\phi M_u \geq 1,2 M_{cr}$$

$$0,9 \times 72\,235,5 \geq 1,2 \times 48\,022,45$$

$$65\,011,95 \text{ kgm} \geq 57\,626,94 \text{ kgm} \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

Sehingga dengan control momen retak maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

8.12 Kontrol Lentutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lentutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan.

Lentutan Ijin

Lentutan ijin pada komponen beton prategang harus memenuhi syarat Tabel 3 SNI 2847-2013 pasal 5.2.7 yaitu lentutan untuk konstruksi yang menahan atau yang disatukan oleh komponen non struktural sebesar:

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{14830}{480} = 30,895 \text{ mm}$$

1. Lentutan Awal Saat Jacking

Pada saat awal transfer gaya prategang nilai lentutan yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Lentutan Akibat Tekanan Tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lentutan yang terjadi berupa lentutan ke arah atas.

Sedangkan syarat ijin lendutan mengarah ke bawah, sehingga lendutan akibat tendon dapat melawan lendutan kebawah yang diakibatkan oleh beban dan berat sendiri.

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_C \times I}, \text{ dengan nilai P sebesar :}$$

$$p_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2} = \frac{8 \times 3100000 \times 380}{14830^2} = 42,85 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{42,85 \times 14830^4}{31528,56 \times 4,038 \times 10^{10}} = 21,2 \text{ mm } (\uparrow)$$

- Lendutan Akibat Eksentrisitas Tepi Balok

Eksentrisitas tepi balok terhadap cgc pada letak tendon menyebabkan lendutan ke arah bawah (karena menyebabkan momen negatif). Besarnya lendutan ini dipengaruhi oleh momen akibat gaya dan eksentrisitas tepi balok terhadap cgc. Besarnya nilai lendutan yang diakibatkan oleh eksentrisitas adalah:

$$\Delta l_{me} = \frac{F_o \times e \times l^2}{8E_C \times I} = \frac{3100000 \times 100 \times 14830^2}{8 \times 31528,56 \times 4,038 \times 10^{10}} = -6,69 \text{ mm } (\downarrow)$$

- Lendutan Akibat Berat Sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri adalah:

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_C \times I}$$

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{9,0 \times 14830^4}{31528,56 \times 4,038 \times 10^{10}} = -4,45 \text{ mm } (\downarrow)$$

8.13 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Perencanaan kebutuhan tulangan lunak didasarkan pada gempa yang terjadi. besarnya gaya gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang terjadi diperoleh dari hasil program SAP 2000.

Momen yang digunakan didapat dari momen tumpuan dan momen lapangan akibat beban gempa dengan comb 1,2DL +1LL +RSPx sebagai berikut :

Daerah Tumpuan : $M_u = 722,355 \text{ KNm}$

Daerah lapangan : $M_u = 477,886 \text{ KNm}$

✓ Tulangan Lentur

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$
 $= 870 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm})$
 $= 805,5 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$
 $= 40 \text{ mm} + 12 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm}) = 64,5 \text{ mm}$

Rasio Tulangan.

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

Untuk mendapatkan nilai variasi \emptyset dapat dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 (b), dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\epsilon_t = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0,0021$$

Maka dari grafik berdasarkan nilai regangan tarik didapat nilai :

$$\emptyset = 0,9$$

4. Penulangan Tumpuan

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{722,355 \times 10^6}{0,9} = 802,617 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 420} \times 805,5 = 473,824 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 X_b$$

$$= 0,75 \times 473,824 = 355,368 \text{ mm}$$

Direncanakan $x = 75$ mm

$$A_{sc} = \frac{0,85\beta_1 f_c' b x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,81 \times 45 \times 500 \times 75}{420} = 2766,3 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right)$$

$$= 2766,3 \times 420 \times \left(805,5 - \frac{0,81 \times 75}{2} \right) = 900,57 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Karena $M_{nc} > \frac{Mu}{\phi} = 900,57 \times 10^6 \text{ Nmm} > 802,617 \times 10^6 \text{ Nmm}$

... (maka tidak perlu tulangan rangkap)

Maka untuk menghitung jumlah tulangan digunakan Syarat tulangan tekan minimum

Tulangan Tumpuan Atas :

$$(n) = \frac{A_{sc}}{0,25 \times 3,14 \times D^2} = \frac{2766,3 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (25 \text{ mm})^2} = 5,64$$

✓ Dipasang tulangan Atas untuk balok pratekan :

$$\frac{3}{4} \times 5,64 \text{ D } 25 = 4,23 \approx \mathbf{5 \text{ D}25 \text{ mm}} \quad (A_{s_{\text{pasang}}} = \mathbf{2454,37 \text{ mm}^2})$$

Tulangan Tumpuan Bawah :

$$A_s' = 0,5 A_s = 0,5 \times 2454,37 = 1227,185 \text{ mm}^2$$

→ pasang **3 D 25 mm** ($A_{s_{\text{pasang}}} = \mathbf{1472,62 \text{ mm}^2}$) $\geq 0,5 A_s$ aktual

Kontrol kekuatan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{2454,37 \times 420}{0,85 \times 45 \times 500} = 53,88 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2454,37 \times 420 \left(805,5 - \frac{53,88}{2} \right) \\
 &= 802,164 \times 10^6 \text{ Nmm} > 802,617 \times 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow (\mathbf{Ok})
 \end{aligned}$$

Kontrol Spasi Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{Øsengkang} - n \cdot \text{Øtulutama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\
 &= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 5 \times 25}{5 - 1} = 67,75 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$S \geq 25 \text{ mm}$ (**Jarak tulangan memenuhi**).

5. Penulangan Lapangan

$$M_n = \frac{Mu}{0,9} = \frac{477,886 \times 10^6}{0,9} = 530,984 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 420} \times 805,5 = 473,824 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 X_{\max} &= 0,75 X_b \\
 &= 0,75 \times 473,824 = 355,368 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Direncanakan $x = 70 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \beta_1 f_c' b x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,81 \times 45 \times 500 \times 70}{420} = 2581,87 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) \\
 &= 2581,87 \times 420 \times \left(805,5 - \frac{0,81 \times 70}{2} \right) = 842,73 \times 10^6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Karena $M_{nc} > \frac{Mu}{\phi} = 842,73 \times 10^6 \text{ Nmm} > 530,984 \times 10^6 \text{ Nmm}$

... (maka tidak perlu tulangan rangkap)

Maka untuk menghitung jumlah tulangan digunakan Syarat tulangan tekan minimum

Tulangan Lapangan Bawah :

$$(n) = \frac{Asc}{0,25 \times 3,14 \times D^2} = \frac{2581,87 \text{ mm}^2}{0,25 \times 3,14 \times (25\text{mm})^2} = 5,26$$

✓ Dipasang tulangan Atas untuk balok pratekan :

$$\frac{3}{4} \times 5,26 \times 25 = 3,95 \approx 4 \text{ D25 mm (} A_{s_{\text{pasang}}} = 1963,495 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Tulangan Lapangan Atas :

$$A_s' = 0,5 A_s = 0,5 \times 1963,495 = 981,75 \text{ mm}^2$$

→ pasang **2 D 25 mm** ($A_{s_{\text{pasang}}} = 981,75 \text{ mm}^2$) $\geq 0,5 A_{s_{\text{aktual}}}$

Kontrol kekuatan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{1963,495 \times 420}{0,85 \times 45 \times 500} = 43,098 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1963,495 \times 420 \left(805,5 - \frac{43,098}{2} \right)$$

$$= 646,172 \times 10^6 \text{ Nmm} > 530,984 \times 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow \text{(Ok)}$$

Kontrol Spasi Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset_{\text{sengkang}} - n \cdot \emptyset_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 4 \times 25}{4 - 1} = 98,66 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

$S \geq 25 \text{ mm}$ (Jarak tulangan memenuhi)

Desain Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI

2847:2013 pasal 21.3.4(2) :

$$s < d/4 = 805,5/4 = 201,37 \text{ mm (menentukan)}$$

$$s < 8\emptyset \text{ tulangan memanjang} = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$s < 24\emptyset \text{ tulangan sengkang} = 24 \times 12 = 288 \text{ mm}$$

$$s < 300 \text{ mm}$$

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.3.4(2) :

$$s < d/2 = 805,5/2 = 402,75 \text{ mm (menentukan)}$$

- ∴ Dipasang 2 Ø12-150 mm dari muka kolom dan pada daerah luar sendi plastis dipasang 2Ø12 – 300 mm

8.14 Kontrol Geser

Menurut T.Y. Lin ada 2 jenis kehancuran akibat geseran yang penting, yaitu :

1. Retak dari badan akibat tarikan yang tinggi (V_{cw}) yang terjadi pada daerah perletakan.

Daerah Tumpuan :

$$V_u : 283,294 \text{ KN}$$

Daerah lapangan :

$$V_u : 13,198 \text{ KN}$$

$$V_{cw} = 0,3 \times (\sqrt{f'_c} + f_{pc})bw.d + V_p$$

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$f_{pc} = \frac{F}{A_{beton}} = \frac{2373765,27}{550200} = 4,238 \text{ Mpa}$$

$V_p = W_p (0,5L - x)$, dimana x diambil di tumpuan karena gaya geser maksimum. ($x = 0$)

$$\begin{aligned} W_p &= \frac{8 \times F \times e}{L^2} = \frac{8 \times 2373765,27 \times 380}{14830^2} \\ &= 28,381 \text{ N/mm} = 28,381 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_p &= W_p \times (0,5L - x) \\
 &= 28,381 \times (0,5 \times 14,83 - 0) \\
 &= 210,445 \text{ KN} = 210445 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_{cw} = 0,3 \times (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) b w \cdot d + V_p$$

$$V_{cw} = 0,3 \times (\sqrt{45} + 4,238) 500 \cdot 750 + 210445 = 1523989,47 \text{ N}$$

V_c = diambil dari nilai V_{cw}

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,85 \times 1523989,47 \text{ N} = 1295 \ 391,05 \text{ N} \geq 283,294 \text{ N} \dots \text{ (OK)}$$

8.15 Kontrol Momen Nominal

Setelah ditentukan jumlah tulangan lunak terpasang untuk masing-masing tumpuan dan lapangan maka dilakukan pengecekan momen nominal balok terhadap momen ultimate dan batas layan yaitu momen retak. Desain balok prategang terhadap momen nominalnya harus memenuhi kontrol momen batas yang disyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.7

Data perhitungan momen nominal:

$$F_u = \text{Minimum breaking load} = 260,6 \text{ kN} = 260600 \text{ N}$$

$$A_{\text{strand}} = 140 \text{ mm}^2$$

$$A_{ps} = 15 \times 140 = 2100 \text{ mm}^2$$

$$d = 870 - 40 - 12 - 12,5 = 805,5 \text{ mm}$$

Daerah Tumpuan

Penampang pada daerah tumpuan dimana tendon berada di daerah batas kern atas (daerah arsiran) dengan eksentrisitas sebesar 10 cm dari cgc. Pada serat atas dipasang **5D25 ($A_s = 2454,37 \text{ mm}^2$)** untuk melawan gaya gempa dan menanggulangi tegangan tarik. Sedangkan pada serat bawah dipasang tulangan lunak **3D25 ($A_s' = 1472,62 \text{ mm}^2$)**.

$$d_p = e_{\text{Tumpuan}} + Y_B$$

$$= 100 + 510 = 614 \text{ mm}$$

$$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \text{ dimana } A_{ps} \text{ adalah luas penampang baja prategang}$$

sehingga didapat:

$$\rho_{ps} = \frac{2380}{500 \times 614} = 0,0068$$

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'c}{100 \times \rho_{ps}}, \text{ dimana } f_{se} = \text{tegangan efektif pada}$$

tendon prategang setelah menghitung semua kehilangan pratekan. (Perumusan SNI 2847:2013 Pasal 18.7.2).

$$f_{se} = \frac{100 - 23,427}{100} \times 1133,52 = 867,97 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 1003,7 \text{ Mpa}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'c \times b_e} = \frac{2100 \times 867,97}{0,85 \times 45 \times 1460} = 37,74 \text{ mm}$$

Pada tumpuan balok dianggap sebagai balok persegi karena daerah yang mengalami tarik adalah bagian bawah serat. Sehingga didapat nilai momen nominal adalah:

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2100 \times 1003,7 \left(614 - \frac{37,74}{2} \right) + 2454,37 \times 420 \times \left(805,5 - \frac{37,74}{2} \right)$$

$$= 2063,86 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > M_u$$

Dimana nilai M_u adalah momen ultimate saat beban ultimate bekerja. Nilai momen ultimate didapat dari analisa SAP2000 sebesar 722,355 kNm

$$\phi M_n = 0,9 \times 2063,86 = 1857,47 \text{ kNm} > 722,355 \text{ kNm} \dots \dots \text{ (OK)}$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

kontrol prestresing partial ratio

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n}$$

M_{np} = momen nominal beton rategang

$$\begin{aligned} M_{np} &= A_{ps} \times f_{ps} \left(dp - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2100 \times 1003,7 \times \left(614 - \frac{37,74}{2} \right) \\ &= 1253,386 \text{ kNm} \end{aligned}$$

M_n = momen nominal total = 2063,86 kNm

Maka,

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{1253,386}{2063,86} = 0,597 = \mathbf{61 \%} < \mathbf{70 \%} \dots\dots\dots (\mathbf{OK})$$

Sehingga dengan kontrol prestresing partial ratio maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

Daerah Lapangan

Penampang pada daerah lapangan dimana tendon berada di daerah limit kabel dengan eksentrisitas sebesar 32 cm dari cgc. Pada serat bawah dipasang **4D25** ($A_s = 1963,49 \text{ mm}^2$) untuk melawan gaya gempa dan menanggulangi tegangan tarik. Sedangkan pada serat atas dipasang tulangan lunak **2D25** ($A_s' = 981,75 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned} d_p &= e_{\text{Lapangan}} + Y_T \\ &= 380 + 360 = 736 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rho_{PS} = \frac{A_{PS}}{b \times d_p} \text{ dimana } A_{ps} \text{ adalah luas penampang baja prategang}$$

sehingga didapat:

$$\rho_{PS} = \frac{2380}{500 \times 640} = 0,00744$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f_c \times b_e} = \frac{2100 \times 1016,88}{0,85 \times 45 \times 1460} = 38,24 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2100 \times 1016,88 \times \left(736 - \frac{38,24}{2} \right) + 1963,49 \times 420 \times \left(805,5 - \frac{38,24}{2} \right)$$

$$= 2180,07 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > M_u$$

Dimana nilai M_u adalah momen ultimate saat beban ultimate bekerja. Nilai momen ultimate didapat dari analisa SAP2000 sebesar 400 kNm

$$\phi M_n = 0,9 \times 2180,07 = 1962,06 \text{ kNm} > 450,099 \text{ kNm} \dots \dots \dots \text{ (OK)}$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

kontrol prestresing partial ratio

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n}$$

M_{np} = momen nominal beton rategang

$$= A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 2100 \times 1016,88 \times \left(736 - \frac{38,24}{2} \right)$$

$$= 1531,89 \text{ kNm}$$

M_n = momen nominal total = 2180,07 kNm

Maka,

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{1531,89}{2180,07} = 0,69 = 69 \% \leq 70 \% \dots \dots \dots \text{ (OK)}$$

Sehingga dengan kontrol prestresing partial ratio maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

8.16 Pengangkuran Ujung

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 Ps.18.13.2.2 Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai Ps.18.13.2.2.

Jenis angkur yang digunakan

1. Angkur mati : adalah angkur yang tidak bisa dilakukan lagi penarikan setelah penegangan tendon dilakukan. Angkur mati sering digunakan dalam pratekan dengan sistem pra tarik.
2. Angkur hidup : adalah angkur yang bisa dilakukan lagi penarikan setelah penegangan tendon pratekan Pengangkuran ini sering dijumpai dalam pratekan dengan sistem pasca tarik.

Dalam perencanaan gedung Hotel Ibis Padang ini jenis angkur pada balok pratekan yang digunakan adalah angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik.

Penulangan pengekanan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps.18.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya pratekan awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_0 = 3100\ 000\ \text{N} = 310\ 000\ \text{kg}$$

$$P_u = 1,2\ F_0 = 1,2 \cdot 310\ 000 = 372000\ \text{kg}$$

$$T_{\text{PENCAR}} = 0,25 \sum P_u \times \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$D_{\text{PENCAR}} = 0,5 \times (h - 2e)$$

Dimana :

Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

a = 375 mm (angkur dengan strand 5-37, VSL table)

e = 100 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

h = 750 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_{\text{PENCAR}} &= 0,25 \sum P_u \times \left(1 - \frac{a}{h} \right) \\ &= 0,25 \times 372000 \times \left(1 - \frac{375}{750} \right) \\ &= 465\,000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{\text{Pencar}} &= 0,5 \times (h - 2e) \\ &= 0,5 \times (750 - 2 \times 100) \\ &= 275 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{\text{vp}} = \frac{T_{\text{PENCAR}}}{f_y} = \frac{465000}{400} = 1162,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan Ø13 ($A_v = 265,5 \text{ mm}^2$) maka dibutuhkan tulangan sengkang sebanyak :

$$n = \frac{A_{vp}}{A_v} = \frac{1162,5}{265,5} = 4,4 \approx \mathbf{5 \text{ buah}}$$

Dengan spasi antar sengkang di sepanjang daerah angkur adalah

$$S = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{275}{5} = 55 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang **Ø 13-60 mm.**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IX

DESAIN PONDASI

9.1 Desain Sloof

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah (umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum. Desain penulangan pada sloof akan direncanakan menggunakan tulangan baja, hal tersebut dilakukan karena sloof menerima kombinasi beban aksial tekan dan lentur. Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom interior :

Data Perencanaan

- Gaya aksial kolom = 7277,609 kN
- $P_u = 10\% \times 7277,609 \text{ kN} = 727,761 \text{ kN} = 727\,761 \text{ N}$
- Dimensi sloof = $450 \times 650 \text{ mm}$
- Panjang sloof = 6,2 m
- Mutu beton (f_c') = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) = 20 mm
 - Mutu Baja (f_y) = 420 MPa
 - Elastisitas(E_s) = 200000 MPa
- Selimut beton = 40 mm

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f_c'} = 0,7 \times \sqrt{35} = 4,14 \text{ MPa}$$

Tegangan Tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{727\,761}{0,8 \times 450 \times 650} = 3,11 < f_{ijin} \dots \text{(OK Memenuhi)}$$

Penulangan Lentur Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450 mm.

$$\frac{l}{20} = \frac{6200}{20} = 310 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 350 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom, oleh karena itu tulangan yang akan digunakan adalah tulangan konvensional yaitu tulangan baja.

Beban yang diterima Sloof :

- Berat sendiri = $0,45 \times 0,65 \times 24 = 7,02 \text{ kN/m}$
- Berat dinding = $2,5 \times 3 = 7,5 \text{ kN/m}$ +
 $q_d = 14,52 \text{ kN/m}$

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847:2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_u = 1,4q_d = 1,4 \times 14,52 = 20,33 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{10} \times 20,33 \times 6,2^2 = 78,14 \text{ kNm}$$

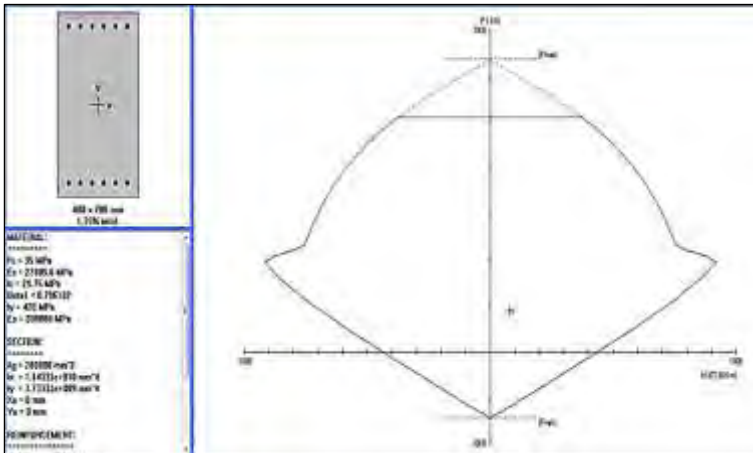
Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu PCA-Column dengan memasukan data beban sebagai berikut :

$$M_u = 78,14 \text{ kNm}$$

$$P_u = 727,761 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan 12 D20
($A_s = 3769,91 \text{ mm}^2$)

Lalu dicek dengan diagram interaksil hasil program bantu PCA-Column seperti terlihat pada Gambar 9.1.



Gambar 9.1 Diagram Interaksi Sloof

Dari diagram interaksi pada Gambar 9.1 didapatkan rasio tulangan sebesar 1,35% (12 D 20) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{Øsenggang} - n \cdot \text{Øtul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{450 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 6 \times 20}{6 - 1} = 46 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l = \frac{1}{2} \times 20,33 \times 6,2 = 63,023 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 450 \times 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 40 - 12 - 20/2 = 588 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c} b_w d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{727761}{14 \times 292500} \right) \sqrt{35} \times 450 \times 588$$

$$= 313\,411,27 \text{ N} = 313,411 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 313,411 = 235,058 \text{ kN} \geq 63,023 \text{ kN} \dots (\text{OK Memenuhi})$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $d/2 = 588/2 = 294 \text{ mm}$
- 300 mm

Jadi dipasang sengkang $\emptyset 12-250 \text{ mm}$ di sepanjang sloof.

9.2 Desain Tiang Pancang

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya.

Pondasi yang digunakan pada Hotel Ibis Padang ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* produk dari PT.Wijaya Karya Beton, dengan kedalaman tiang direncanakan 13,75 m. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 100 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 252,7 Ton
- Bending momen crack : 17 ton m
- Bending Momen ultimate : 25,5 ton m

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantuan SAP 2000, diambil output reaksi perletakan yang terbesar dengan hasil dapat dilihat pada tabel 9.1 berikut ini :

Tabel 9.1 Kolom AS 7'-B

NO	KOMBINASI	Gaya Dalam				
		P (kN)	FY (kN)	FX (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
2	1DL+1L+1RSPx	7277.609	154.177	-154.177	-161.668	-570.611

Data Standard Penetration Test (SPT)

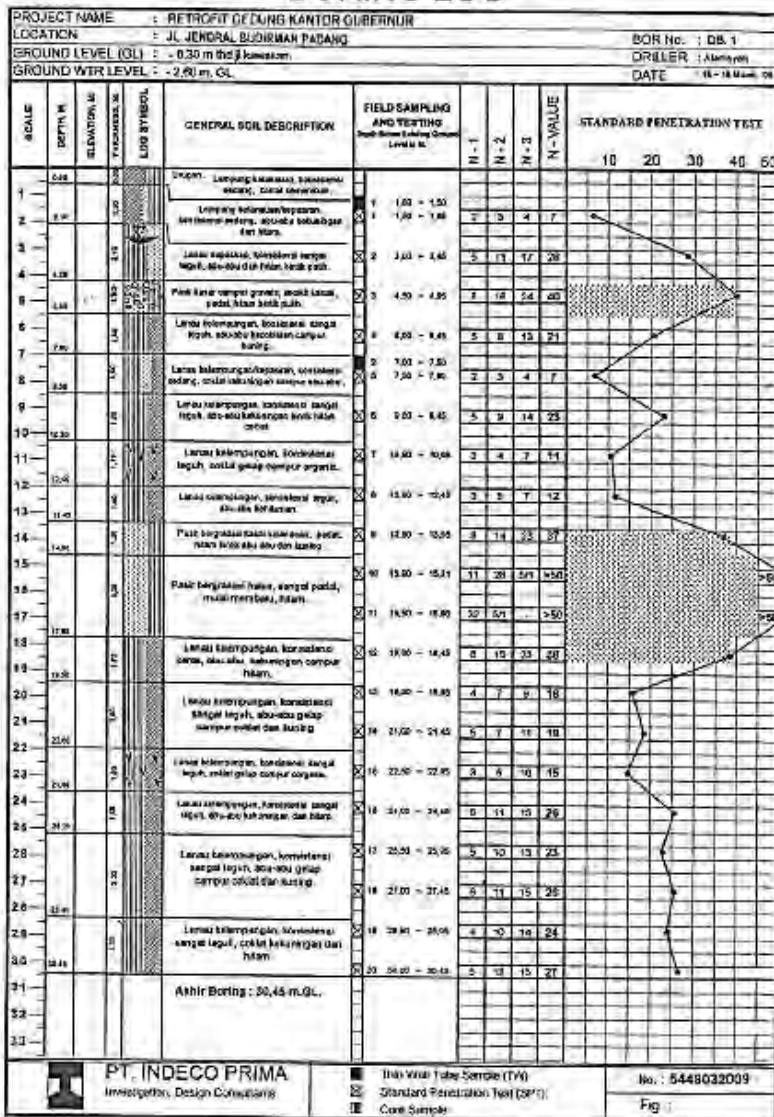
Berdasarkan hasil tes SPT yang telah dilakukan, dapat dilihat hasilnya pada gambar 8.1. Data ini nantinya akan dipakai untuk menganalisis kondisi lapisan tanah dan parameternya.

Data tanah tersebut terangkum dalam Tabel 8.1. dibawah ini :

Tabel 9.2 Rangkuman Data Tanah dari hasil SPT

KEDALAMAN	JENIS TANAH	NILAI SPT RATA-RATA
0-8,5 m	Lempung Kelanauan	14,5
8,5-13,1 m	Lanau Kelempungan	22
13,1-18 m	Pasir kasar	>50
18-30 m	Lanau Kelempungan	21

BORING LOG



Gambar 9.2 Grafik Boring Log

a. Penentuan Parameter Tanah

Parameter tanah dapat ditentukan dari hasil analisa SPT dengan menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

- a. Untuk mengetahui taksiran nilai kekuatan geser undrained (C_u), taksiran harga tahanan konus (q_c), serta konsistensi tanah digunakan tabel korelasi dari Mochtar (2006) seperti pada Tabel 8.2.
- b. Untuk mengetahui taksiran berat volume jenuh (γ_{sat}) untuk tanah berpasir digunakan tabel korelasi dari Teng (1962) serta untuk tanah berlempung menggunakan tabel korelasi dari J.E. Bowles (1984).
- c. Untuk mengetahui taksiran sudut geser (ϕ) dan kepadatan relatif digunakan tabel korelasi dari Teng (1962).

Penentuan Undrained Strength (C_u dan q_c) dan Konsistensi Tanah

Penentuan parameter C_u , q_c , dan konsistensi tanah menggunakan tabel korelasi dari Mochtar (2006) yang disajikan dalam Tabel 8.2.

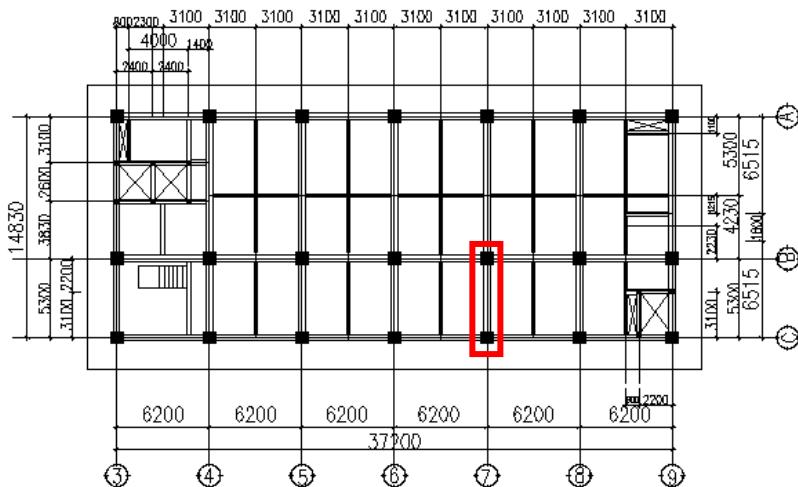
Contoh Penggunaan Tabel Korelasi :

1. Untuk tanah lapisan 1 (kedalaman 0 s.d. -8,5 m) berjenis Lempung Kelanauan, berdasarkan Tabel 8.2, Untuk nilai NSPT 14,5, didapatkan konsistensi tanah kaku dengan taksiran $C_u = 0,96 \text{ kg/cm}^2$ dan taksiran $q_c = 19,1 \text{ kg/cm}^2$.
2. Untuk tanah lapisan 2 (kedalaman -8,5 s.d. -13,1 m) berjenis Lanau Kelempungan, berdasarkan Tabel 8.2, Untuk nilai NSPT 22, didapatkan konsistensi tanah sangat kaku dengan taksiran $C_u = 1,46 \text{ kg/cm}^2$ dan taksiran $q_c = 29,3 \text{ kg/cm}^2$.
3. Untuk tanah lapisan 3 (kedalaman -13,1 s.d. -18 m) berjenis Pasir kasar, berdasarkan Tabel 8.2, Untuk nilai NSPT >50 , didapatkan konsistensi tanah sangat kaku dengan taksiran $C_u = 2 \text{ kg/cm}^2$ dan taksiran $q_c = 40 \text{ kg/cm}^2$.
4. Untuk tanah lapisan 4 (kedalaman -18 s.d. -30 m) berjenis Lanau Kelempungan, berdasarkan Tabel 8.2, Untuk nilai

NSPT 21 , didapatkan konsistensi tanah sangat kaku dengan taksiran $C_u = 1,4 \text{ kg/cm}^2$ dan taksiran $q_c = 28 \text{ kg/cm}^2$.

9.2.1 Desain Tiang Pancang Kolom

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS 7-B sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 9.2.



Gambar 9.3 Letak pondasi kolom

9.2.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Data yang diperoleh dan yang digunakan dalam merencanakan pondasi adalah data tanah berdasarkan hasil Standard Penetrasi Test (SPT). Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Luciano Decourt (1982) :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = Resistance ultimate di dasar tiang

Q_s = Resistance ultimate akibat lekatan lateral

$Q_p = q_p \times A_p = (N_p \times K) \times A_p$

$Q_s = q_s \times A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s$

Dimana :

N_p = harga rata-rata SPT pada 4D pondasi dibawah dan di atasnya.

K = Koefisien karakteristik tanah

A_p = Luas penampang dasar tiang

N_s = rata-rata SPT sepanjang tiang tertanam, dengan batasan $3 \leq N \leq 50$

A_s = Luas selimut tiang

$$N_p = \frac{11 + 37 + 49}{3} = 33$$

- Keliling tiang pancang (A_s) $= \pi \times d$
 $= \pi \times 60 = 188,5 \text{ cm}$
- Luas tiang pancang (A_p) $= 1/4 \times \pi \times d^2$
 $= 1/4 \times \pi \times 60^2$
 $= 2827,4 \text{ cm}^2 = 0,283 \text{ m}^2$

$K = 20 \text{ t/m}^2$ (untuk tanah dominan lanau-lempung)

$$Q_p = N_p \times K \times A_p$$

$$= 33 \times 20 \times 0,283 = 186,78 \text{ ton}$$

Tabel 9.3 Data N_{SPT}

NSPT	Depth (m)
0	0
6	1.95
29	3.2
40	4.2
20	6.2
7	7.6
24	9.3
10	10.7
12	12.3
37	13.75
60	15
Total	84.2

Berdasarkan Tabel 9.2 didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, (N_p) pada kedalaman 13,75 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang (N_s) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :

$$N_s = \frac{6 + 29 + 40 + 20 + 7 + 24 + 10 + 12 + 37}{9} = 20,55$$

$$\begin{aligned} A_s &= H \times \Pi \times D^2 \\ &= 13,75 \times \Pi \times 0,6^2 \\ &= 15,55 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= q_s \times A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \\ &= \left(\frac{20,55}{3} + 1 \right) \times 15,55 = 122,067 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_L = Q_p + Q_s = 186,78 + 122,067 = 308,847 \text{ ton}$$

$$Q_U = \frac{Q_P}{SF} = \frac{308,847}{2} = 154,423 \text{ ton}$$

Rencana jumlah tiang pancang adalah :

$$n = \frac{P_n}{P_u} = \frac{727,761}{154,423} = 4,7 \approx \mathbf{5 \text{ buah}}$$

Tabel 9.4 Kebutuhan Jumlah Tiang Pancang Pertiap Kolom

No.	Dimensi Poer			Berat	Gaya Dalam Tiang Pancang				
	L	B	t	Sendiri	P	FY	FX	MY	MX
	(m)	(m)	(m)	m3	KN	KN	KN	KNm	KNm
K1	3.5	3.5	1	294	3499.002	85.184	-85.184	-220.709	-59.612
K2	3.5	3.5	1	294	4584.501	91.303	-91.303	-194.934	-73.572
K3	3.5	3.5	1	294	4721.791	87.281	-87.281	-180.883	-75.107
K4	3.5	3.5	1	294	4711.118	85.707	-85.707	-176.222	-74.926
K5	3.5	3.5	1	294	4720.262	87.468	-87.468	-180.838	-75.486
K6	3.5	3.5	1	294	4623.837	91.701	-91.701	-194.353	-75.189
K7	3.5	3.5	1	294	3320.05	88.983	-88.983	-222.171	-56.096
K8	3.5	3.5	1	294	5253.783	108.57	-108.57	-226.217	-73.105
K9	5	3.5	1	420	6917.52	140.753	-140.753	-174.751	-151.967
K10	5	3.5	1	420	7228.947	149.598	-149.598	-147.438	-179.737
K11	5	3.5	1	420	7228.895	147.749	-147.749	-142.425	-179.486
K12	5	3.5	1	420	7240.03	149.807	-149.807	-147.364	-180.417
K13	5	3.5	1	420	7277.61	154.177	-154.18	-161.67	-180.06
K14	3.5	3.5	1	294	5468.292	121.273	-121.273	-215.585	-99.815
K15	3.5	3.5	1	294	3632.96	94.893	-94.893	164.479	108.378
K16	3.5	3.5	1	294	5472.856	141.286	-141.286	-291.948	131.534
K17	3.5	3.5	1	294	6158.884	155.476	-155.476	-296.397	169.762
K18	3.5	3.5	1	294	6169.803	154.342	-154.342	-272.078	170.685
K19	3.5	3.5	1	294	6181.661	155.501	-155.501	-296.539	169.703
K20	3.5	3.5	1	294	5860.356	156.029	-156.029	-306.077	161.716
K21	3.5	3.5	1	294	3908.457	103.606	-103.606	-270.343	123.627

No.	Mxo	Myo	Qp	Qs	QL
	KNm	KNm	Ton	Ton	
K1	25.572	-305.893	186.78	122.067	308.847
K2	17.731	-286.237	186.78	122.067	308.847
K3	12.174	-268.164	186.78	122.067	308.847
K4	10.781	-261.929	186.78	122.067	308.847
K5	11.982	-268.306	186.78	122.067	308.847
K6	16.512	-286.054	186.78	122.067	308.847
K7	32.887	-311.154	186.78	122.067	308.847
K8	35.465	-334.787	186.78	122.067	308.847
K9	-11.214	-315.504	186.78	122.067	308.847
K10	-30.139	-297.036	186.78	122.067	308.847
K11	-31.737	-290.174	186.78	122.067	308.847
K12	-30.61	-297.171	186.78	122.067	308.847
K13	-25.879	-315.85	186.78	122.067	308.847
K14	21.458	-336.858	186.78	122.067	308.847
K15	203.271	69.586	186.78	122.067	308.847
K16	272.82	-433.234	186.78	122.067	308.847
K17	325.238	-451.873	186.78	122.067	308.847
K18	325.027	-426.42	186.78	122.067	308.847
K19	325.204	-452.04	186.78	122.067	308.847
K20	317.745	-462.106	186.78	122.067	308.847
K21	227.233	-373.949	186.78	122.067	308.847

No.	Qu	ΣP	Jumlah Tiang (n)	Jumlah Tiang (n) yg digunakan
	Ton	KN	buah	buah
K1	154.4235	349.900	2.3	3
K2	154.4235	458.450	3.0	3
K3	154.4235	472.179	3.1	4
K4	154.4235	471.112	3.1	4
K5	154.4235	472.026	3.1	4
K6	154.4235	462.384	3.0	3
K7	154.4235	332.005	2.1	3
K8	154.4235	525.378	3.4	4
K9	154.4235	691.752	4.5	5
K10	154.4235	722.895	4.7	5
K11	154.4235	722.890	4.7	5
K12	154.4235	724.003	4.7	5
K13	154.424	727.761	4.7	5
K14	154.4235	546.829	3.5	4
K15	154.4235	363.296	2.4	3
K16	154.4235	547.286	3.5	4
K17	154.4235	615.888	4.0	4
K18	154.4235	616.980	4.0	4
K19	154.4235	618.166	4.0	4
K20	154.4235	586.036	3.8	4
K21	154.4235	390.846	2.5	3

9.2.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm, jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2,5D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

$$Q_{L(\text{GROUP})} = Q_{L(1 \text{ Tiang})} \times n \times \eta$$

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

- m = Jumlah baris tiang dalam grup
 n = jumlah kolom tiang dalam grup
 d = Diameter sebuah tiang pondasi
 s = Jarak as ke as tiang dalam grup

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{600}{1500}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{5} - \frac{1}{3}\right) = 0,645$$

$$\begin{aligned} Q_{L(\text{GROUP})} &= Q_{L(1 \text{ Tiang})} \times n \times \eta \\ &= 308,847 \times 9 \times 0,645 \\ &= 1792,072 \text{ ton} = 1792 \text{ 072 kg} \end{aligned}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok adalah :

Direncanakan pile cap dengan dimensi :

$$L = 8,8 \text{ m}$$

$$B = 3,5 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

a. Reaksi Kolom = 7277,61 kN

b. Berat Pile Cap = $8,8 \times 3,5 \times 1 \times 24 = 739,2 \text{ kN}$

Berat total = 8016,81 kN = 801 681 kg

$$Q_{L(\text{GROUP})} = 1792 \text{ 072 kg} > P = 801 \text{ 681 kg} \dots \text{ (OK, Memenuhi)}$$

9.2.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{\max})

Berdasarkan Gambar 9.3 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 9.3

Tabel 9.5 Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	Sumbu (m)			
	X	X ²	Y	Y ²
P1	0.75	0.5625	3.8	14.44
P2	0.75	0.5625	3.8	14.44
P3	0.75	0.5625	2.3	5.29
P4	0.75	0.5625	2.3	5.29
P5	0	0	0	0
P6	0.75	0.5625	1.5	2.25
P7	0.75	0.5625	1.5	2.25
P8	0.75	0.5625	3	9.0
P9	0.75	0.5625	3	9.0
Σ		2.8125		61.96

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{x0}y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{y0}x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{8016,81}{9} + \frac{25,879 \times 1,5}{61,96} + \frac{315,85 \times 1,5}{2,81}$$

$$= 1059,98 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = \frac{8016,81}{9} - \frac{25,879 \times 1,5}{61,96} - \frac{315,85 \times 1,5}{2,81}$$

$$= 721,53 \text{ KN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah :
1059,98 KN.

Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Convergence-Labarre sebagai berikut :

Jumlah tiang dalam baris, (n) = 5

Jumlah tiang dalam kolom, (m) = 3

$$Ek = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right]$$

$$= 1 - \tan^{-1} \frac{0,6}{1,5} \left[\frac{(5-1)3 + (3-1)5}{90 \times 3 \times 5} \right] = 0,626$$

9.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang

Dari Spesifikasi pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* produk dari PT.Wijaya Karya Beton dengan Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 100 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 252,7 Ton
- Bending momen crack : 17 ton m
- Bending Momen ultimate : 25,5 ton m

✓ **Kontrol Terhadap Gaya Aksial**

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada Beton WIKA, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 Ton.

$$P_{max} \leq P_{ijin} \times Ek$$

$$106 \text{ Ton} \leq 252,7 \times 0,626$$

$$106 \text{ Ton} \leq 158,19 \text{ Ton} \dots(\text{OK Memenuhi})$$

✓ **Kontrol Terhadap Gaya Momen**

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Hary Christady Hardiyatno)”.

$$M_{\max} = H \times (e + 1,5 D + 0,5 f)$$

$$F = \frac{H}{9C_u d}$$

Dimana :

H = Lateral Load

E = Jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

D = diameter pondasi

Cu = dari lampiran data tanah diketahui Cu = 1,46 kg/cm²

- Modulus Elastis tiang (Ec) = $4700 \times \sqrt{f'c} \times 10^3$

$$= 4700 \times \sqrt{35} \times 10^3$$

$$= 27\,805\,574,98 \text{ kN/m}^2$$
- Momen Inersia Penampang (Ic) = $\frac{\pi}{64} \times D^4$

$$= \frac{\pi}{64} \times 0,6^4 = 0,00636 \text{ m}^4$$
- Jarak momen terhadap muka tanah (e) = 0
- Untuk letak jepit momen maksimum (Zf) = 1,8 T
- Nh = 3518 kN/m³
- $T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} = \sqrt[5]{\frac{27805574,98 \times 0,00636}{3518}} = 2,189 \text{ m}$
- (Zf) = 1,8 T = 1,8 x 2,189 = 3,940 m
- $H_u = \frac{M_{\max}}{Zf} = \frac{315,845}{3,940} = 80,164 \text{ kN}$
- $F = \frac{H_u}{9C_u d} = \frac{80,164}{9 \times 140 \times 0,6} = 0,106$
- $M = M_{\max} = H \times (e + 1,5 D + 0,5 f)$

$$= 80,164 \times ((0 + 1,5 (0,6) + (0,5 (0,106)))$$

$$= 76,396 \text{ kNm} = 7,64 \text{ tm}$$

Untuk diameter 60 cm kelas A1 pada produk PT.WIKA, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{\text{crack}} = 17 \text{ ton m}$

Cek kekuatan momen tiang :

$M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm} > M = 7,64 \text{ tm} \dots$ **(OK, Memenuhi)**

9.2.1 Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 800 x 800 mm
- Selimut Beton = 70 mm
- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ($f'c$) = 35 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- λ = 1 (Beton Normal)
- α_s = 40 (Kolom Interior)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, (β)

$$\beta = \frac{800}{800} = 1$$

$$d = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917,5 \text{ mm}$$

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (bo) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned} bo &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d) \\ &= 2(800 + 917,5) + 2(800 + 917,5) = 6868,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$a. V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 6868,8 \times 917,5 = 19014,773 \text{ kN}$$

$$b. V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \times 917,5}{6868,8} + 2 \right) 1 \sqrt{35} \times 6868,8 \times 917,5$$

$$= 22723,363 \text{ kN}$$

$$c. V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \sqrt{35} \times 6868,8 \times 917,5$$

$$= 12303,67 \text{ kN} \rightarrow \text{Menentukan}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 12303,67 kN = 1230,367 Ton

$V_c \geq P_u \text{ kolom}$

1230,367 Ton \geq 727,76 Ton ... **(OK Memenuhi)**

9.2.2 Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar 9.4. Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

Data Perencanaan :

- Dimensi Poer = 8800 x 3500 mm
- Tebal Poer, = 1000 mm

- Mutu Beton, (f_c') = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) = 25 mm
 - Mutu Baja (f_y) = 420 MPa
 - Elastisitas (E_f) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer

$$\text{Arah x (dx)} = 1000 - 70 - 25 - \frac{25}{2} = 892,5 \text{ mm}$$

$$\text{Arah y (dy)} = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917,5 \text{ mm}$$

Desain penulangan dianalisis pada dua sumbu, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang tidak simetris.

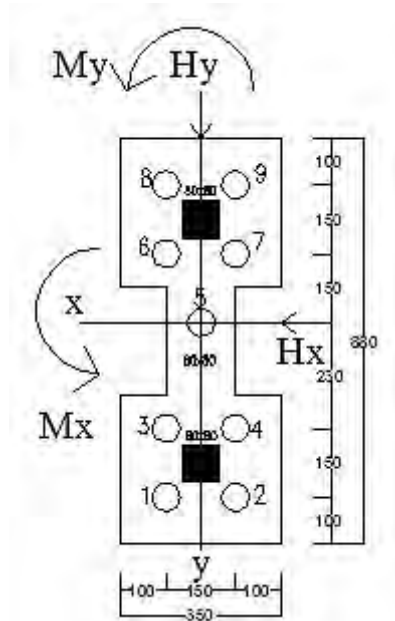
Desain Penulangan Searah Sumbu Y

Berat Poer, $qu = 8,8 \times 1 \times 2,4 = 21,12 \text{ Ton/m}$

$Pt = 1059,98 \text{ t}$

Ilustrasi tersebut diperlihatkan pada Gambar 9.5

Momen yang bekerja pada poer



Gambar 9.5 Mekanika beban poer kolom AS 7-B dan 7-C

$$\begin{aligned}
 M_u &= (P_t \times e) - \left(\frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\
 &= (1059,98 \times 2,65) - \left(\frac{1}{2} \times 201,2 \times 1,75^2 \right) = 2500,85 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai ρ perlu dapat dihitung sebagai berikut :

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,118$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{2500,85 \times 10^6}{0,9 \times 8800 \times 892,5^2} = 0,396 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,396}{420}} \right)$$

$$= 0,001 < \rho_{\min} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\min})$$

$$A_s = 0,002 \times 1000 \times 892,5 = 1785 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D 22 – 200 mm

$$A_s \text{ Pasang} = \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 22^2$$

$$= 1900,66 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu } \dots \text{ (Ok)}$$

Maka, digunakan tulangan **D22 – 200** pada sumbu arah Y

Desain Penulangan Searah Sumbu X

$$\text{Berat Poer, } q_u = 8,8 \times 1 \times 2,4 = 21,12 \text{ Ton/m}$$

$$P_t = 1059,98 \text{ t}$$

Momen yang bekerja pada poer

$$M_u = (P_t \times e) - \left(\frac{1}{2} q_u e^2 \right)$$

$$= (1059,98 \times 2,65) - \left(\frac{1}{2} \times 201,2 \times 1,75^2 \right) = 2500,85 \text{ kNm}$$

Sehingga nilai ρ perlu dapat dihitung sebagai berikut :

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,118$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{2500,85 \times 10^6}{0,9 \times 3500 \times 917,5^2} = 0,943 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,943}{420}} \right)$$

$$= 0,0023 > \rho_{\min} \dots \dots \dots (\text{digunakan } \rho_{\min})$$

$$A_s = 0,0023 \times 1000 \times 897 = 2063,1 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D 22 – 200 mm

$$\text{As Pasang} = \frac{1000}{150} \times 0,25 \times \pi \times 22^2$$

$$= 2534,22 \text{ mm}^2 > \text{As perlu (Ok)}$$

Maka, digunakan tulangan **D22 – 200** pada sumbu arah X

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD.

HEAD OFFICE & FACTORY

San 136-1, Ami-ri, Bubal-eup, Icheon-si, Gyeonggi-do 467-734, Korea
 Tel : 82-2-3670-0661/0665 Fax : 82-2-3672-8763-4
 www.hyundaelevator.co.kr

SEOUL OFFICE (INT'L SALES DIV.)

9F East Bldg, Hyundai Group Bldg., 1-7 Yeonji-dong Jongno-gu, Seoul 110-754, Korea
 Tel : 82-2-3670-0661/0665 Fax : 82-2-3672-8763-4

INTERNATIONAL SALES & SERVICE NETWORK

ALGERIA Tel : 213-21-203787 Fax : 213-21-216444	ETHIOPIA Tel : 251-911-851313 Fax : 251-118-605051	MONGOLIA Tel : 976-11-7015-3333 Fax : 976-11-7016-3333	SUDAN Tel : 249-183-230-389 Fax : 249-183-230-364
ARGENTINA Tel : 5411-3220-2878	GUATEMALA Tel : 502-2388-0000 Fax : 502-2388-0044	MYANMAR Tel : 951-521080-83 Fax : 951-521080-83	SYRIA Tel : 963-114-419199 Fax : 963-114-469-8666
ARMENIA Tel : 971-4-440-49-27 Fax : 971-4-440-49-26	INDIA Tel : 91-20-3250-2190 Fax : 91-20-2747-0568	NIGERIA Tel : 234-803-7352222 Fax : 0703-4444400	THAILAND Tel : 66-2348-8000 Fax : 66-2249-8483
AZERBAIJAN Tel : 994-12-418-0106 Fax : 994-12-567-18-77	INDONESIA Tel : 62-21-631-8444 Fax : 62-21-632-6288	OMAN Tel : 968-9286-4334 Fax : 968-2449-9307	TUNIS Tel : 216-70-853-231 Fax : 216-71-754-361
BAHRAIN Tel : 973-17-702-468 Fax : 973-17-702-643	IRAN Tel : 98-21-8869-8727-36 Fax : 98-21-8855-3741	PAKISTAN Tel : 92-21-3432-0601 Fax : 92-21-3432-0617	TURKEY Tel : 90-216-488-8000 Fax : 90-216-488-9191
BANGLADESH Tel : 880-1711-533047 Fax : 880-2-9884392	IRAQ Tel : 964-770-588-0555	PANAMA Tel : 507-230-3166 Fax : 507-230-3187	TURKMENISTAN Tel : 993-12-95-0333 Fax : 993-12-95-0330
BOLIVIA Tel : 591-3-3-435243	ISRAEL Tel : 972-3-963-0000 Fax : 972-3-963-0050	PERU Tel : 51-1-472-6868 Fax : 51-1-472-6898	U.A.E. Abu Dhabi Tel : 971-2-671-1779 Fax : 971-2-443-8822 Dubai Tel : 971-4-294-4475 Fax : 971-4-294-4476
BRAZIL Tel : 55-81-3271-6272 Tel : 55-11-9981-0381	ITALY Tel : 39-0464-485-333 Fax : 39-0464-485-334	PHILIPPINES Tel : 632-716-0905 Fax : 632-714-8896	USA Tel : 1-562-404-1909 Fax : 1-562-404-1902
CHILE Tel : 562-263-53394	JAPAN Tel : 81-3-3436-5117 Fax : 81-3-3436-5198	POLAND Tel : 48-61-820-85-51 Fax : 48-61-820-85-52	VENEZUELA Tel : 58-212-232-8263 Fax : 58-212-232-7178
CHINA Tel : 86-21-6485-8600 Fax : 86-21-6485-3511	JORDAN Tel : 962-79-5526-713 Fax : 962-6-5699-014	QATAR Tel : 974-4436-6687 Fax : 974-4436-6689	VIETNAM Tel : 84-4-3572-4588 Fax : 84-4-3572-4699
COLOMBIA Tel : 57-4-444-9297	KAZAKHSTAN Tel : 7-727-244-0555 Fax : 7-727-267-6456	RUSSIA Tel : 7-495-514-00-32 Fax : 7-495-258-04-18	Vietnam Tel : 84-4-3943-4945 Fax : 84-8-3232-1496
CUBA Tel : 537-699-3460 Fax : 537-699-3412	KUWAIT Tel : 965-2245-7925 Fax : 965-2242-3510	SAUDI ARABIA Tel : 966-2-652-9000 Fax : 966-2-652-9090	
DOMINICAN REPUBLIC Tel : 809-566-9426	LIBYA Tel : 218-91-735-0745 Fax : 201-00-354-4237	SPAIN Tel : 34-933-779-200 Fax : 34-933-779-401	
ECUADOR Tel : 593-2-254-2831 Fax : 593-2-255-3761	MEXICO Tel : 52-55-56635246 Fax : 52-55-5663-2982	SOUTH AFRICA Tel : 277-1455-4770	
EGYPT Tel : 20-2-25050874 Fax : 0020-2-25078503			

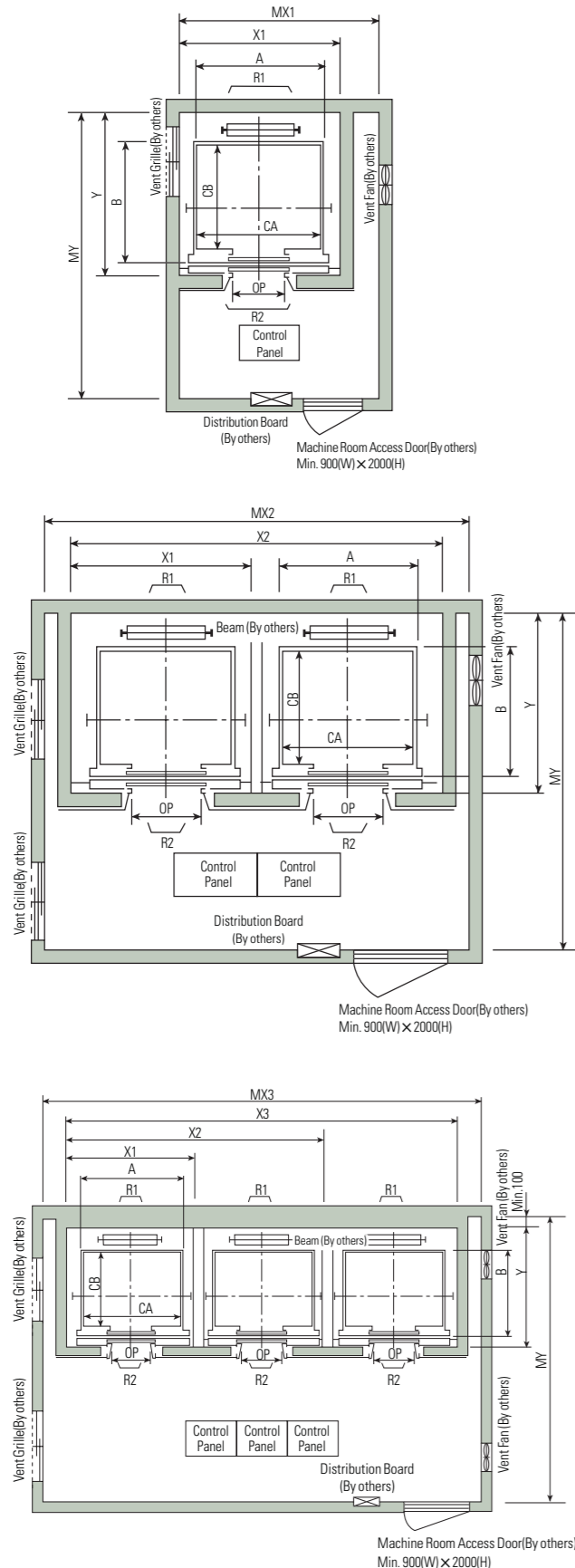


Moving solutions with safety, reliability and efficiency

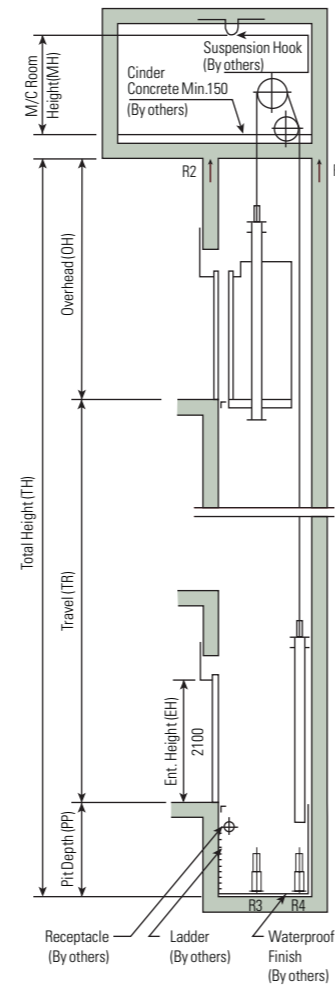
PASSENGER ELEVATORS

Layout Plan - LUXEN(Gearless Elevators) 1~2.5m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
1	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6300	5100
1.5	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6800	5400
	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	7100	5600
1.75	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	8100	6300
	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8600	6600
2 (Note 4)	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	11000	8700
			1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800				
2.5 (Note 4)	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000	12200	9500
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000				
			1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300				
24	1600	1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200	8500	6800	13600	10400	

- Notes :**
- Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
 - Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
 - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
 - The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)
 - Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door that the clear opening is over 1000mm is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.
 - In case of 2m/sec and 2.5m/sec, hoistway size is above plus 100mm, the machine room size is above plus 100mm.

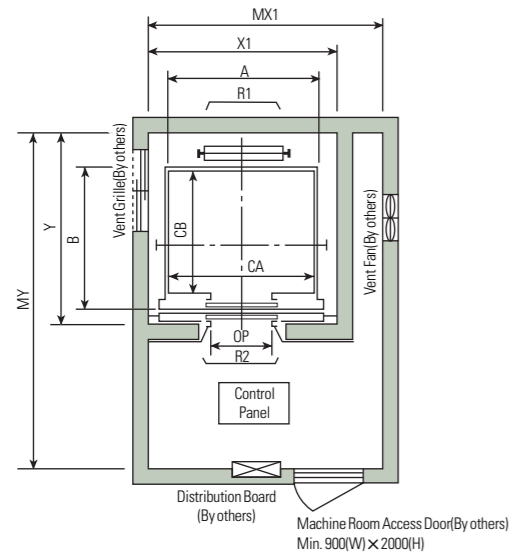
(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Overhead (O H)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1	4600	1500	2200
1.5	4800	1800	2400
1.75	5000	2100	2400
2	5000	2100	2600
2.5	5500	2400	2600

- Notes :**
- Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
 - The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
 - The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.
 - For gearless (1:1 roping) elevators, the minimum machine room height should be 2400mm.

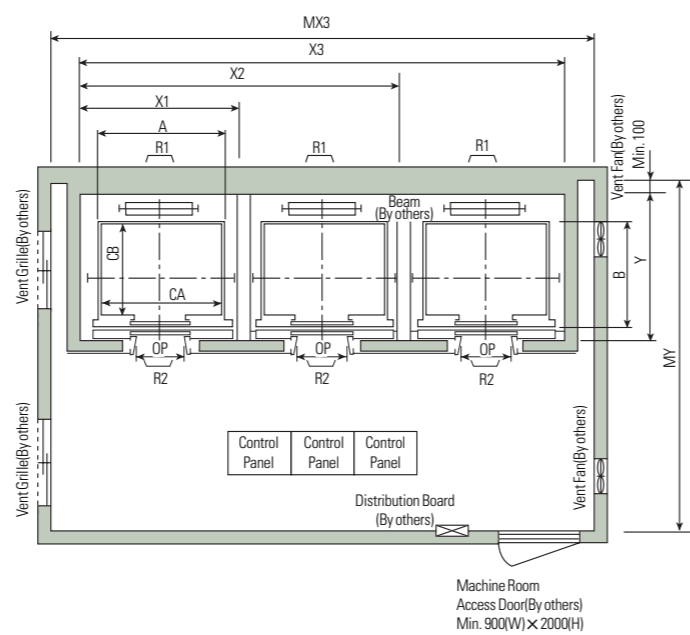
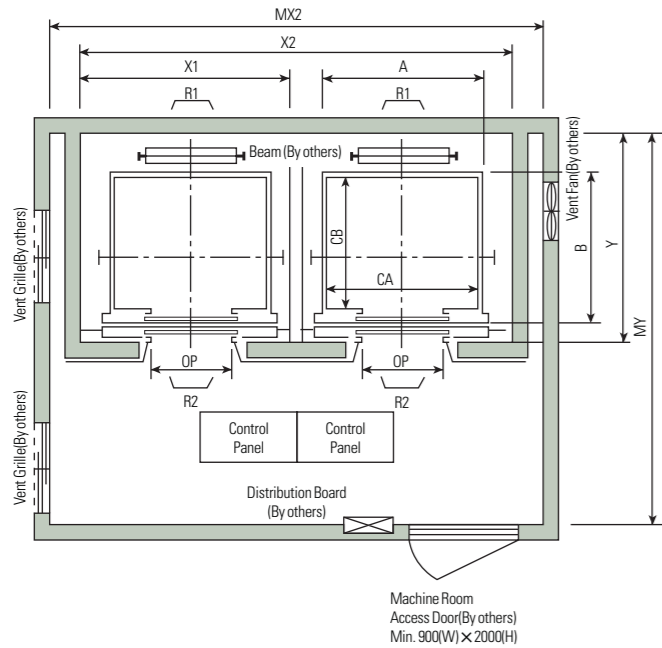
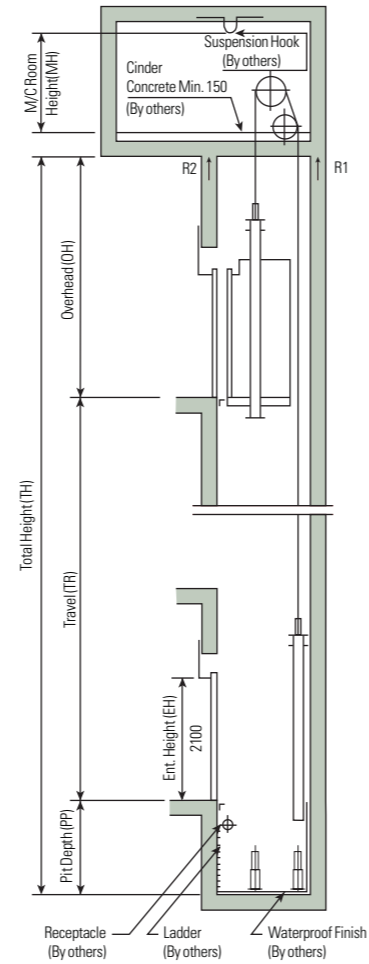
Layout Plan – Geared Elevators 1~1.75m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Note: Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening (OP)	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)		
	Persons	kg		Internal (CA × CB)	External (A × B)	1Car (X1)	2Cars (X2)	3Cars (X3)	Depth (Y)	1Car (MX1)	2Cars (MX2)	3Cars (MX3)	Depth (MY)	R1	R2	R3	R4	
1	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5200	4300	
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	5800	4700	
	9	600	800	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900
	10	700	800	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6600	5200
	11	750	800	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	6900	5400
1.5	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3750	5100	3750	7900	6100	
	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	10800	8500	
1.75	20	1350	1000	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800	7800	6000	11800	9100	
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000	7800	6000	11800	9100	
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900	
			1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200	8500	6800	13100	9900	

- Notes:**
- Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
 - Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
 - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
 - The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)
 - Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door that the clear opening is over 1000mm is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1	4600	1500	2200
1.5	4800	1800	2400
1.75	5000	2100	2400

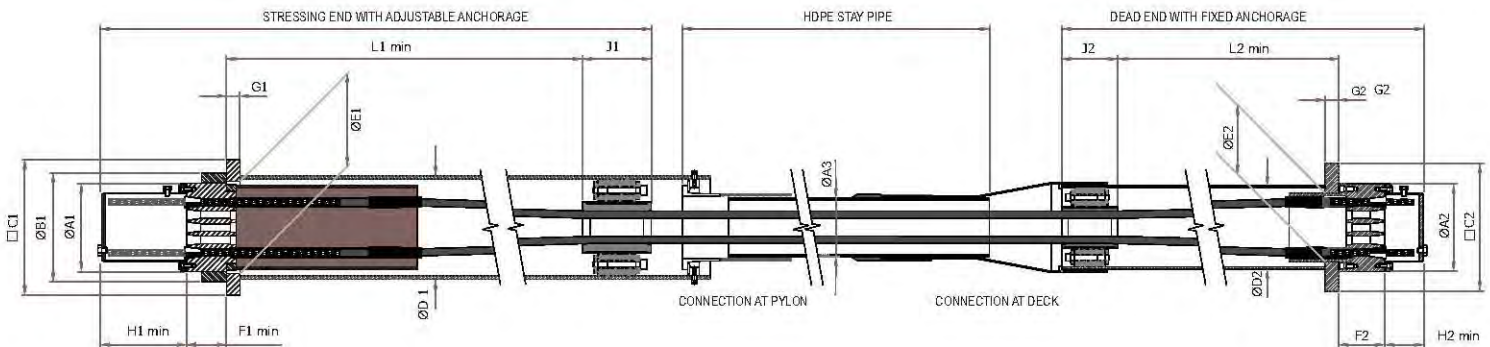
- Notes:**
- The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
 - Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
 - The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.

VSL YOUR SOLUTION NETWORK



Post-Tensioning
Staycables
Launching
Slipforming
Climbforming
Heavy Lifting
Box Jacking
Bearing and Joints
Stressbar
Retaining Earth
Rock/Soil Anchors
Repair and Strengthening
Engineering Services

STAY CABLE SSI 2000 MAIN DIMENSIONS



Stay

Stressing End

TENDON UNIT	Number of strands n	Minimum breaking load kN ^①	Force at 45% kN ^②	Transverse force kN	TENDON UNIT	Ø A1 mm	Ø B1 mm	C1 mm ^③	Ø D1 mm ^{④⑤}	Ø E1 mm	F1 min mm ^⑤	G1 mm ^③	H1 min mm ^⑥	J1 mm	L1 min mm
6-12	12	3,348	1,507	50	6-12	190	230	290	219.1/6.3	196	85	30	235	160	1,500
6-19	19	5,301	2,385	80	6-19	235	285	355	267/6.3	241	100	35	245	180	1,750
6-22	22	6,138	2,762	90	6-22	255	310	385	298.5/7.1	261	110	40	245	210	1,900
6-31	31	8,649	3,892	130	6-31	285	350	440	323.9/7.1	291	130	45	275	210	2,100
6-37	37	10,323	4,645	150	6-37	310	380	485	355.6/8.0	316	140	50	295	210	2,300
6-43	43	11,997	5,399	180	6-43	350	425	540	406.4/8.8	356	145	55	305	210	2,550
6-55	55	15,345	6,905	230	6-55	385	470	585	419/10	391	165	60	325	260	2,650
6-61	61	17,019	7,659	250	6-61	385	470	600	419/10	391	180	65	345	260	2,850
6-73	73	20,367	9,165	300	6-73	440	530	680	508/11	446	180	75	345	290	3,050
6-85	85	23,715	10,672	350	6-85	440	540	710	508/11	446	210	80	375	290	3,150
6-91	91	25,389	11,425	375	6-91	490	590	760	559/12.5	496	195	80	385	320	3,400
6-109	109	30,411	13,685	450	6-109	505	610	795	559/12.5	511	215	90	400	320	3,550
6-127	127	35,433	15,945	525	6-127	560	670	865	610/12.5	566	255	95	410	340	3,950

Dead End

Stay Pipe

TENDON UNIT	ØA2 mm	C2 mm ^③	ØD2 mm ^{④⑤}	ØE2 mm	F2 mm	G2 mm ^③	H2 min mm	J2 mm	L2 min mm	TENDON UNIT	ØA3 mm ^{④⑦}
6-12	185	260	177.8/4.5	150	105	35	105	160	900	6-12	125/4.9
6-19	230	335	219.1/6.3	190	120	50	105	180	1,200	6-19	140/5.4
6-22	250	355	219.1/6.3	205	120	50	105	210	1,350	6-22	160/6.2
6-31	280	415	244.5/6.3	230	145	60	105	210	1,550	6-31	160/6.2
6-37	300	455	273/6.3	255	170	70	105	210	1,750	6-37	180/5.6
6-43	340	505	323.9/7.1	285	175	75	105	210	2,000	6-43	200/6.2
6-55	380	550	323.9/7.1	310	195	75	105	260	2,050	6-55	200/6.2
6-61	380	585	355.6/8	330	215	85	105	260	2,250	6-61	225/7.0
6-73	430	650	406.4/8.8	370	215	95	120	290	2,450	6-73	250/7.8
6-85	430	685	406.4/8.8	370	245	110	120	290	2,600	6-85	250/7.8
6-91	480	730	457/10	420	255	110	120	320	2,800	6-91	280/8.7
6-109	495	775	457/10	420	265	120	120	320	3,000	6-109	315/9.8
6-127	550	845	508/11	475	315	130	120	340	3,350	6-127	315/9.8

① Forces are indicated for strand EN 10138-3 1860S7 - 16.0 (Euronorm).

② Admissible transverse force on the standard guide deviator.

③ Valid for nominal concrete strength at stressing to 45% of stay capacity: 45 MPa (cube), 36 MPa (cylinder). Dimension must be checked in case of other bearing condition.

④ External diameter/ wall thickness.

⑤ Minimum height of anchor head allows an adjustability of 40 mm.

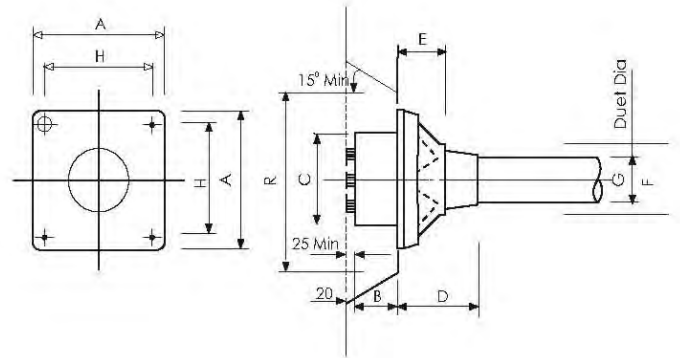
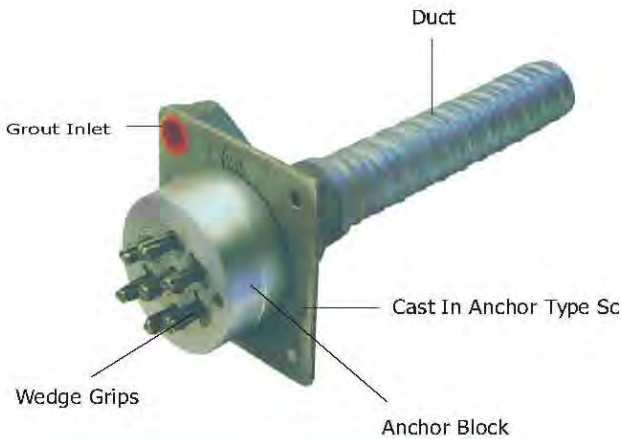
⑥ Dimensions valid for load monitoring/adjustment with multi-strand jack.

⑦ Non-grouted stay.

⑧ Guide pipe to be checked for the actual transverse force.

STRESSING ANCHORAGE

VSL Stressing Anchorage Type Sc



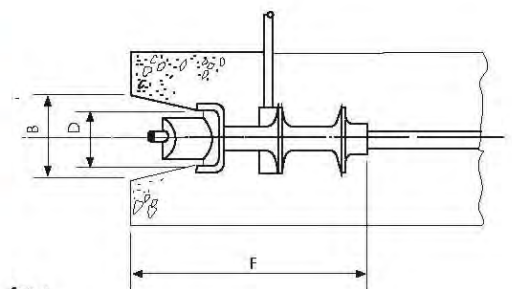
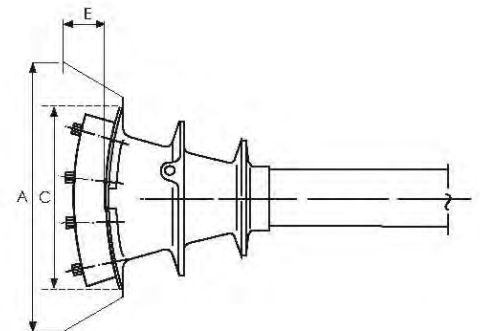
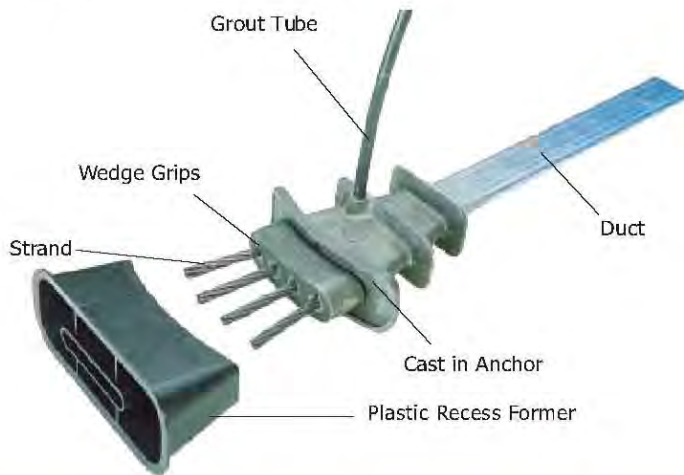
Tendon Unit		Dimension (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G	H	R
STRAND TYPE 12.7mm	5-7	165	55	110	100	60	85	51	125	275
	5-12	215	60	150	160	85	120	63	150	320
	5-19	265	75	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	190	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	160	176	105	250	360
STRAND TYPE 15.2mm	6-7	215	60	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	75	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	95	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	100	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	120	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	135	290	340	160	217	118	325	650

Dimensions in mm.

Dimensions are valid for :

Nominal concrete strength : 28 MPa (cube), 23 MPa (cylinder), at the time of stressing, for a maximum stressing force of 80% of tendon breaking load.

VSL Stressing Anchorage Type S



Tendon Unit		Dimension (mm)					
		A	B	C	D	E	F
12.7mm	5-4	265	100	225	70	90	305
	5-5	305	100	265	84	90	315
15.2mm	6-4	265	100	225	70	90	305
	6-5	305	100	265	70	90	328

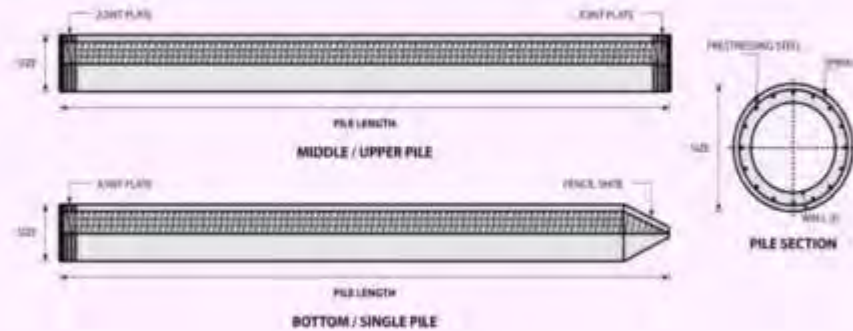
Dimensions in mm.

Dimensions are valid for :

Nominal concrete strength : 20 MPa (cube), 16 MPa (cylinder), at the time of stressing, for a maximum stressing force of 80% of tendon breaking load.

Tiang Pancang Produk PT. WIJAYA KARYA

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

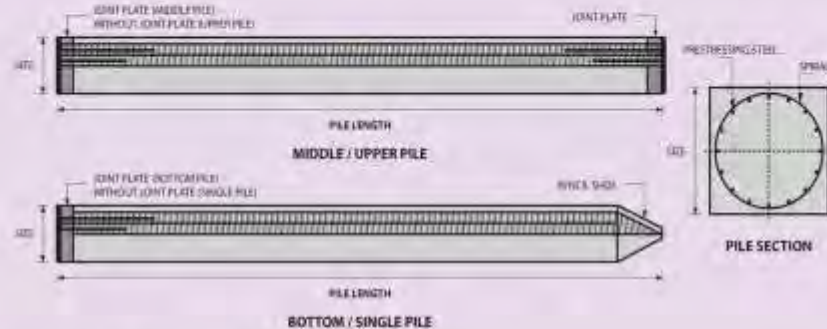
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24					

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

**) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Size (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
250 x 250	625	32,552	156	A	2.29	3.46	81.40	28.10	6 - 10
				B	2.52	4.33	79.62	34.80	6 - 11
				C	2.78	5.19	77.92	41.30	6 - 11
300 x 300	900	67,500	225	A	3.64	5.19	118.59	35.40	6 - 11
				B	3.98	6.23	116.76	42.20	6 - 11
				C	4.48	7.47	114.66	50.20	6 - 12
				D	4.92	9.34	111.60	61.90	6 - 12
350 x 350	1,225	125,052	306	A	5.33	6.57	163.98	38.60	6 - 11
				B	6.07	8.72	160.68	50.90	6 - 12
				C	6.63	10.90	157.45	63.10	6 - 12
				D	7.30	13.08	154.32	75.00	6 - 13
400 x 400	1,600	213,333	400	A	7.89	9.96	213.96	51.40	6 - 12
				B	8.71	12.45	210.60	63.80	6 - 12
				C	9.51	14.95	207.32	76.00	6 - 13
				D	11.82	22.42	198.01	111.60	6 - 14
450 x 450	2,025	341,719	506	A	11.17	14.01	270.98	64.30	6 - 12
				B	12.10	16.81	267.61	76.80	6 - 13
				C	13.01	19.62	264.30	89.10	6 - 13
				D	14.78	25.22	257.88	113.30	6 - 14
500 x 500	2,500	520,833	625	A	15.16	18.68	335.12	77.30	6 - 13
				B	16.19	21.79	331.72	89.90	6 - 13
				C	17.21	24.91	328.38	102.20	6 - 14
				D	18.22	28.02	325.09	114.50	6 - 14

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

PRODUCT APPLICATION



Piles Foundation for Power Plant or Industrial Factory



Piles for Marine Structures



Piles Foundation for Building



Piles Foundation for Bridges

HEAD OFFICE

Ph. +62 (21) 84973363 (Marketing) | Fax +62 (21) 84973391, 84973362 | E-mail : marketing@wika-beton.co.id | Visit us : <http://www.wika-beton.co.id>

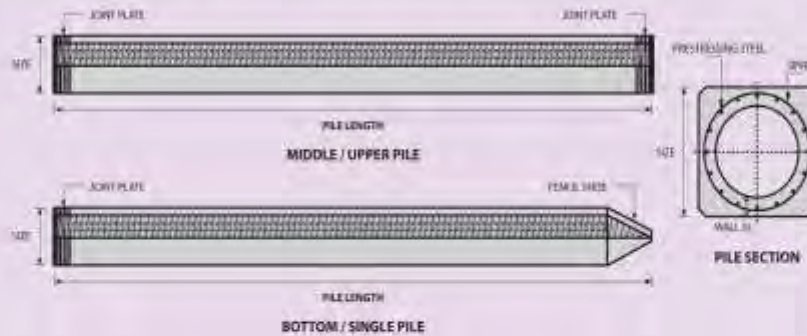
SALES AREA OFFICE

• Medan : Ph. +62 (61) 6627577, 6626223 | Fax +62 (61) 6628076 • Pekanbaru : Ph./Fax. +62 (761) 849909 • Palembang : Ph. +62 (711) 712534, 7300389 | Fax. +62 (711) 720093

• Jakarta : Ph. +62 (21) 8192808, 8199024 | Fax. +62 (21) 8500994 • Semarang : Ph. +62 (24) 8411890, 8316787 | Fax. +62 (24) 8318135, 8518891 • Surabaya : Ph. +62 (31) 8478795, 8478796 | Fax. +62 (31) 8435384

• Balikpapan : Ph. +62 (541) 875927, 877627 | Fax. +62 (541) 875927 • Makassar : Ph. +62 (411) 511761, 4723100, 4723200 | Fax. +62 (411) 511955, 4723166

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES



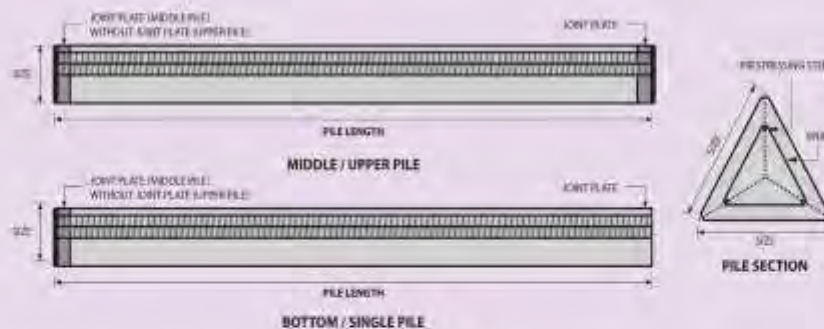
PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
400 X 400	75	1109.13	194,159	277	A2	6.50	10.00	182.63	38.00	6 - 13
					A3	8.00	12.00	180.62	45.30	6 - 14
					B	10.00	18.00	173.15	73.10	6 - 15
					C	11.00	22.00	169.49	91.70	6 - 16
450 X 450	80	1364.48	307,000	341	A1	8.50	12.50	227.01	38.20	6 - 13
					A2	11.00	17.00	222.95	52.90	6 - 15
					A3	13.00	20.90	219.05	67.10	6 - 16
					B	13.50	24.00	215.32	80.90	6 - 16
					C	15.50	31.00	208.10	114.00	6 - 16

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES



PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Size (mm)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Length of Pile * (m)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)		
280	318.7	9,080.50	79.7	A	0.66	0.92	42.26	6 - 8
				B	0.90	1.77	39.50	6 - 9
320	422.6	16,188.90	105.7	A	0.89	1.11	57.02	6 - 8
				B	1.20	2.15	54.10	6 - 9

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

BORING LOG

PROJECT NAME : RÉTROFIT GEDUNG KANTOR GUBERNUR	BOR No. : DB. 1
LOCATION : JL. JENDRAL SUDIRMAN PADANG	DRILLER : Alamsyah
GROUND LEVEL (GL) : - 0,30 m thd jl.kawasan.	DATE : 18 - 18 Maret '08
GROUND WTR LEVEL : - 2,60 m. GL.	

SCALE	DEPTH, M.	ELEVATION, M.	THICKNESS, M.	LOG SYMBOL	GENERAL SOIL DESCRIPTION	FIELD SAMPLING AND TESTING <small>Depth Below Existing Ground Level in M.</small>	STANDARD PENETRATION TEST					
							N - 1	N - 2	N - 3	N - VALUE		
							10	20	30	40	50	
1	0,60		0,60	[Symbol]	Urugan . Lempung kelanauan, konsistensi sedang, coklat kemerahan.	1 1,00 - 1,50						
2	2,10		1,50		Lempung kelanauan/kepasiran, konsistensi sedang, abu-abu kekuningan dan hitam.	1 1,50 - 1,95	2	3	4	7		
3			2,10	[Symbol]	Lanau kepasiran, konsistensi sangat teguh, abu-abu dan hitam bintik putih.	2 3,00 - 3,45	5	11	17	28		
4	4,20											
5	5,50		1,30	[Symbol]	Pasir kasar campur gravels, sedikit Lanau, padat, hitam bintik putih.	3 4,50 - 4,95	8	16	24	40		
6			1,50		Lanau lempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu kecoklatan campur kuning.	4 6,00 - 6,45	5	8	13	21		
7	7,00		1,50	[Symbol]	Lanau lempungan/kepasiran, konsistensi sedang, coklat kekuningan campur abu-abu .	2 7,00 - 7,50	2	3	4	7		
8	8,50		1,50				5 7,50 - 7,95					
9			1,80	[Symbol]	Lanau lempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu kekuningan bintik hitam coklat.	6 9,00 - 9,45	5	9	14	23		
10	10,30											
11			1,70	[Symbol]	Lanau lempungan, konsistensi teguh, coklat gelap campur organic.	7 10,50 - 10,95	3	4	7	11		
12	12,00											
13	13,40		1,40	[Symbol]	Lanau lempungan, konsistensi teguh, abu-abu kehitaman.	8 12,00 - 12,45	3	5	7	12		
14	14,60		1,20		Pasir bergradasi kasar kelanauan, padat, hitam bintik abu-abu dan kuning.	9 13,50 - 13,95	8	14	23	37		
15			3,20	[Symbol]	Pasir bergradasi halus, sangat padat, mulai membatu, hitam.	10 15,00 - 15,31	11	28	5/1	>50		
16	17,80						11 16,50 - 16,66	32	5/1	-	>50	
17			1,70	[Symbol]	Lanau lempungan, konsistensi keras, abu-abu kekuningan campur hitam.	12 18,00 - 18,45	8	15	23	38		
18	19,50											
19			2,50	[Symbol]	Lanau lempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu gelap campur coklat dan kuning.	13 19,50 - 19,95	4	7	9	16		
20	22,00		1,60		Lanau lempungan, konsistensi sangat teguh, coklat gelap campur organic.	14 21,00 - 21,45	5	7	11	18		
21	23,50		1,60	[Symbol]	Lanau lempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu kekuningan dan hitam.	15 22,50 - 22,95	3	5	10	15		
22	25,20											
23			3,20	[Symbol]	Lanau lempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu gelap campur coklat dan kuning.	16 24,00 - 24,45	6	11	15	26		
24	28,20											
25			2,05	[Symbol]	Lanau lempungan, konsistensi sangat teguh, coklat kekuningan dan hitam.	17 25,50 - 25,95	5	10	13	23		
26	28,45											
27			2,05	[Symbol]	Lanau lempungan, konsistensi sangat teguh, coklat kekuningan dan hitam.	18 27,00 - 27,45	6	11	15	26		
28	30,45											
29				[Symbol]	Akhir Boring : 30,45 m.GL.	19 28,50 - 28,95	4	10	14	24		
30	30,45						20 30,00 - 30,45	5	12	15	27	
31												
32												
33												



PT. INDECO PRIMA
Investigation, Design Consultants

- Thin Wall Tube Sample (TW)
- Standard Penetration Test (SPT).
- Core Sample

No. : **5448032009**


Fig. :

BORING LOG

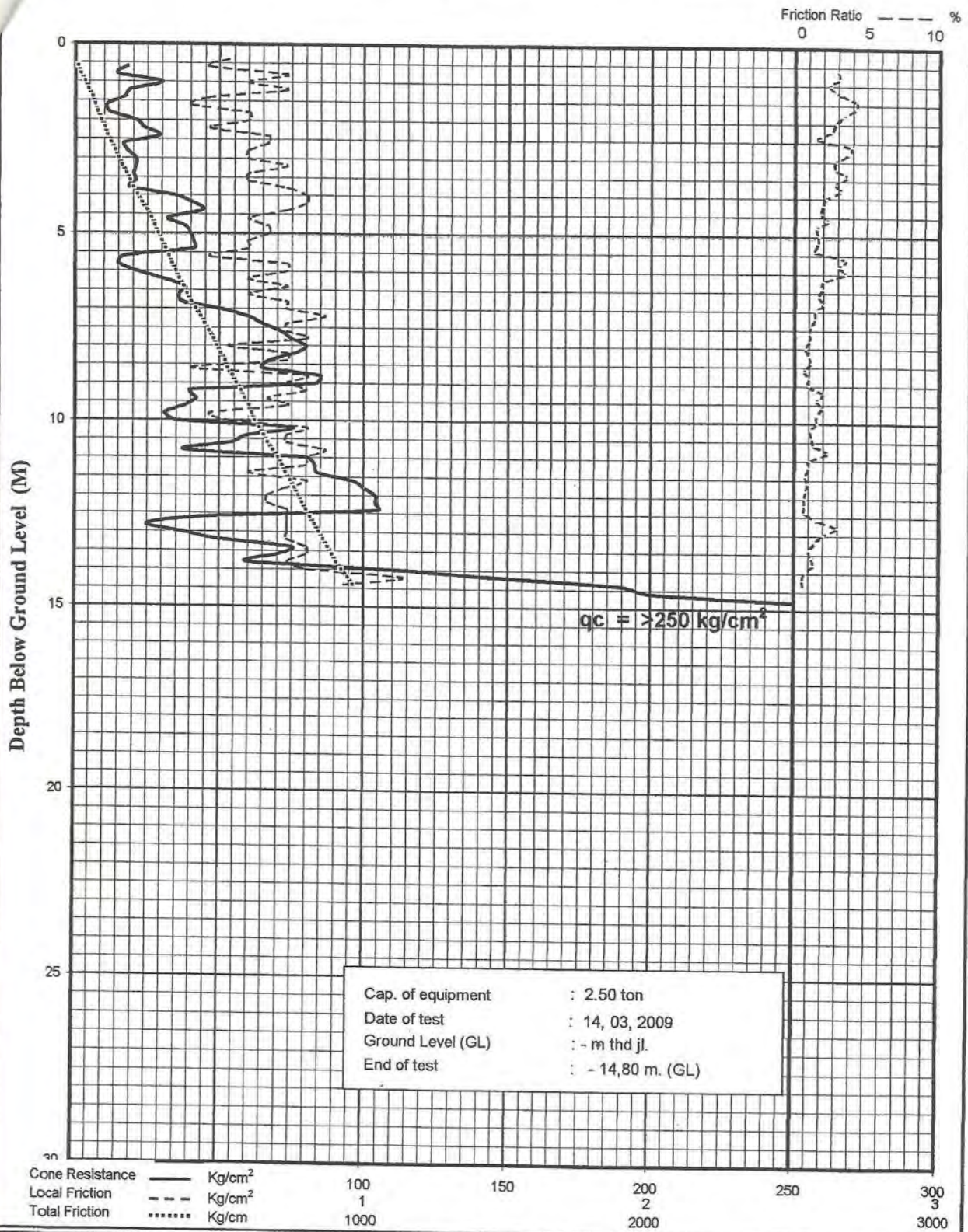
PROJECT NAME : RETROFIT GEDUNG KANTOR GUBERNUR
LOCATION : JL. JENDRAL SUDIRMAN PADANG
GROUND LEVEL (GL) : - 0,50 m thd jl.kawasan.
GROUND WTR LEVEL : - 2,40 m. GL.

BOR No. : DB. 2
DRILLER : Alamsyah
DATE : 13 - 16 Maret '09

SCALE	DEPTH, M.	ELEVATION, M.	THICKNESS, M.	LOG SYMBOL	GENERAL SOIL DESCRIPTION	FIELD SAMPLING AND TESTING <small>Depth Below Existing Ground Level in M.</small>	STANDARD PENETRATION TEST					
							N - 1	N - 2	N - 3	N - VALUE		
							10	20	30	40	50	
1	0,80		0,80		Urugan . Lempung kelanauan, konsistensi sedang, coklat kemerahan.	1 1,00 - 1,50						
2	2,30		1,50		Lempung kelanauan, konsistensi sedang - teguh, coklat kemerahan dan abu-abu campur kuning dan hitam.	1 1,50 - 1,95	2	3	5	8		
3			2,80		Lempung kelanauan, konsistensi teguh, abu-abu dan coklat kekuningan.	2 2,50 - 3,00	3	4	6	10		
4						2 3,00 - 3,45						
5	5,10					3 4,00 - 4,50	2	3	4	7		
6						3 4,50 - 4,95						
7			3,40		Lanau kelepungan/kepasiran, konsistensi teguh - sangat teguh, abu-abu gelap bintik kuning.	4 6,00 - 6,45	3	4	8	12		
8						5 7,50 - 7,85	5	7	11	18		
9			1,80		Lanau kelepungan, konsistensi keras, abu-abu gelap kehijauan.	6 9,00 - 9,45	7	13	19	32		
10	10,30					7 10,50 - 10,95	4	7	9	16		
11						8 12,00 - 12,45	6	8	11	19		
12			2,80		Lanau kelepungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu gelap campur kuning.	9 13,50 - 13,81	8	26	7/1	>50		
13	13,10					10 15,00 - 15,16	31	5/1	-	>50		
14			4,80		Pasir bergradasi kasar campur gravels dan sedikit Lanau, sangat padat, hitam.	11 16,50 - 16,60	28	8/1	-	>50		
15						12 18,00 - 18,45	5	8	12	20		
16						13 19,50 - 19,95	4	9	14	23		
17	18,00		2,60		Lanau kelepungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu kecoklatan campur kekuningan dan hitam.	14 21,00 - 21,45	6	7	10	17		
18						15 22,50 - 22,95	5	8	12	20		
19						16 24,00 - 24,45	4	7	11	18		
20	20,80		5,40		Lanau kelepungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu gelap kehijauan campur kuning.	17 25,50 - 25,95	6	10	14	24		
21						18 27,00 - 27,45	5	10	16	26		
22						19 28,50 - 28,95	3	9	12	21		
23			4,45		Lanau kelepungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu gelap campur coklat dan kuning.	20 30,00 - 30,45	4	10	10	20		
24	26,00											
25												
26												
27												
28												
29												
30	30,45											
31					Akhir Boring : 30,45 m. GL.							
32												
33												

 PT. INDECO PRIMA Investigation, Design Consultants	<ul style="list-style-type: none"> Thin Wall Tube Sample (TW) Standard Penetration Test (SPT). Core Sample 	No. : 5448032009 Fig. :
--	---	---------------------------------------

DUTCH CONE PENETRATION TEST



PT. INDECO PRIMA
Investigation, Design Consultants

**RETROFIT GEDUNG KANTOR GUBERNUR
JL. JENDRAL SUDIRMAN PADANG**

Test : **S. 4**

No.: 54486032009

BAB X KESIMPULAN DAN SARAN

10.1 Kesimpulan

Dari perhitungan-perhitungan yang telah dijelaskan pada bab-bab sebelumnya didapatkan kesimpulan sesuai tujuan penulisan tugas akhir ini “Modifikasi Perancangan Struktur Gedung Hotel Ibis Padang dengan Menggunakan Balok Prategang dan Sistem SRPMK Pada Zona Gempa Tinggi. dengan hasil analisa sebagai berikut :

1. Perancangan Gedung Ibis Padang pada zona gempa tinggi, memiliki dimensi- dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut :

Struktur Sekunder :

- Balok anak : 25/40 cm
- Balok lift : 30/45 cm
- Tebal pelat : 12 cm

Struktur Utama :

- Balok induk : 40/70 cm dan 45/70
- Balok Prategang : 50/75 cm
- Kolom lantai 1-4 : 80/80 cm²
- Kolom lantai 5-8 : 75/75 cm²
- Kolom lantai 9-12 : 70/70 cm²
- Pile cap : 8,8 x 3,5 x 1 m
- Tiang pancang : D60, H = 13,75 m

2. Kehilangan Prategang akibat kekangan kolom harus diperhitungkan untuk balok prategang yang dipasang dengan cara cor ditempat menyatu dengan kolom. Hal ini dikarenakan gaya jacking sebagian ditahan oleh kolom yang menyatu dengan balok prategang.
3. Adanya balok prategang menghasilkan momen tambahan pada kolom terutama kolom yang memikul balok tersebut dimana momen tambahan diakibatkan gaya jacking dan kehilangan prategang akibat kekangan kolom yang didistribusikan pada kolom.

4. Penggunaan beton prategang pada gedung bertingkat dengan sistem cor ditempat perlu diperhatikan kemampuan dalam menerima beban gempa yang terjadi pada struktur. Untuk membuat balok prategang dapat menerima beban gempa maka balok prategang didesain berperilaku daktail dengan memberikan tulangan biasa dengan perbandingan PPR sebesar 61 % dan 69 %

10.2 Saran

Berdasarkan hasil perancangan yang telah dilakukan, maka disarankan :

1. Dalam perancangan beton prategang sebaiknya mempertimbangkan dimensi balok dengan panjang balok yang dibutuhkan serta besaran kehilangan prategang yang terjadi.
2. Perancangan Gedung Ibis Padang dirancang disesuaikan dengan zona gempa yang terjadi serta peraturan- peraturan yang mengatur agar diperoleh hasil yang tepat, efektif, dan efisien.
3. Penggunaan aplikasi program bantu di maksudkan untuk mempermudah perhitungan perancangan dan pelaksanaan perancangan struktur bangunan.

DAFTAR PUSTAKA

1. Lin. T.Y., dan Ned H. Burns. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Ed. 3 Jil.** Diterjemahkan oleh : Mediana. Jakarta : Erlangga.
2. Nawy, Edward G. 2001. **Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar Ed. 3 Jil. 1.** Diterjemahkan oleh : Bambang Suryoatmono. Jakarta : Erlangga.
3. Nawy,Edward G. 1998. **Beton Bertulang : Suatu Pendekatan Dasar.** Diterjemahkan oleh : Bambang Suryoatmono. Jakarta : Erlangga.
4. Purwono, R. 2005. **Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Sesuai SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013 Terbaru.** Surabaya : ITS Press.
5. Departemen Pekerjaan Umum 2002. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung (SNI 1726:2012),** Yayasan LPMB, Bandung.
6. Departemen Pekerjaan Umum 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013),** Yayasan LPMB, Bandung.
7. Departemen Pekerjaan Umum 2012. **Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Pracetak dan Prategang untuk Bangunan Gedung (SNI 7833:2012),** Yayasan LPMB, Bandung.
8. Departemen Pekerjaan Umum 1987. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987.** Bandung :Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung.

9. Tavo dan Benny Kusuma. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**, Surabaya : ITS Press.
10. Wahyudi,Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

BIODATA PENULIS



ANITA SANTI

Lahir di Bangko Jambi pada tanggal 29 Oktober 1991. Penulis merupakan anak ke empat dari empat bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 02 Bangko Jambi (1998-2004), SMP Negeri 04 Padang Sidempuan (2004-2007), SMA Swasta ADABIAH Padang (2007-2010), dan Jurusan Teknik Sipil Konsentrasi Bangunan Gedung di Politeknik Negeri Padang (2010-2013) mengambil bidang studi stuktur dengan judul Tugas Akhir **“Rencana Pelaksanaan Pembangunan Gedung Mapolda Provinsi Sumatera Barat”**. Selanjutnya terdaftar di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dengan NRP 3114 105 011. Di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya ini penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S-1) dengan bidang studi struktur dan judul tugas akhir **“Modifikasi Perancangan Sruktur Gedung Hotel Ibis Padang dengan Menggunakan Balok Prategang dan Sistem SRPMK Pada Daerah Gempa Tinggi”**.

Contact Person:

Email : [Anitasanti.91@gmailcom](mailto:Anitasanti.91@gmail.com)