



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
HOTEL SWISS-BELINN DARMO MENGGUNAKAN  
SISTEM BALOK PRATEGANG**

MUHAMMAD NUR FATHIHN  
NRP. 3114 100 100

Dosen Pembimbing I  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
Dosen Pembimbing II  
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2018





TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
HOTEL SWISS-BELINN DARMO MENGGUNAKAN  
SISTEM BALOK PRATEGANG**

MUHAMMAD NUR FATHIHIN  
NRP. 3114 100 100

Dosen Pembimbing I  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Dosen Pembimbing II  
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2018





FINAL PROJECT (RC14-1501)

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF  
SWISS-BELINN DARMO HOTEL TOWER USING  
PRESTRESSED CONCRETE BEAM SYSTEM**

MUHAMMAD NUR FATHIHIN  
NRP. 3114 100 100

Academic Supervisor I  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Academic Supervisor II  
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMEN  
Faculty of Civil Engineering, Environtment and Potential  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya  
2018



**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG  
HOTEL SWISS-BELINN DARMO MENGGUNAKAN  
SISTEM BALOK PRATEGANG**

**LEMBAR PENGESAHAN  
TUGAS AKHIR**

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat**

**Memperoleh Gelar Sarjana Teknik**

**pada**

**Bidang Studi Struktur**

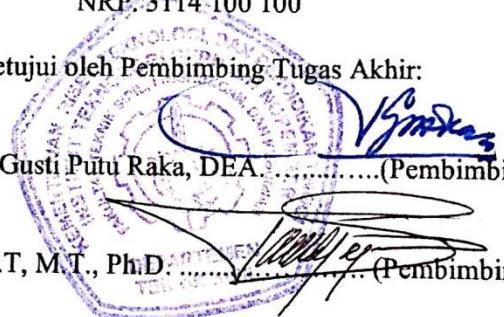
**Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

**Oleh:**

**MUHAMMAD NUR FATHIHIN**

**NRP. 3114.100.100**

**Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:**

- 
1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA. .... (Pembimbing I)
  2. Prof. Tavio, S.T, M.T., Ph.D. .... (Pembimbing II)

**SURABAYA  
JANUARI, 2018**

Halaman ini sengaja dikosongkan

# **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN DARMO MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG**

## Abstrak

*Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo merupakan bangunan 14 lantai yang memiliki fungsi sebagai hotel dan ballroom 1 lantai akan dimodifikasi dengan menambah ballroom menjadi 2 lantai, yang akan didesain menggunakan beton bertulang pada keseluruhan lantai. Kecuali pada lantai 14 dan lantai atap yang akan direncanakan dengan balok prategang 30 m, karena didesain tanpa adanya struktur kolom di tengah ruangan.*

Pada perencanaan struktur Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo ini akan didesain menggunakan Sistem Ganda karena gedung terletak di Kategori Desain Seismik D. Rangka utama didesain sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan dinding struktur didesain sebagai dinding struktur Beton Khusus.

Dari hasil analisa yang telah dilakukan didapatkan kesimpulan bahwa rangka utama gedung mampu menahan beban lateral arah X dan Y yang masing-masing arah sebesar 29,547% dan 26,672% sehingga syarat Sistem Ganda terpenuhi. Gaya prategang pada balok prategang lantai 14 didapat sebesar 5000 KN dengan kehilangan gaya prategang sebesar 21,71% dan gaya prategang pada balok prategang lantai atap didapat sebesar 3000 KN dengan kehilangan gaya prategang sebesar 19,663%.

**Kata Kunci :** Balok Prategang, Dinding Struktur, Sistem Ganda

Halaman ini sengaja dikosongkan

# **STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF SWISS-BELINN DARMO HOTEL TOWER USING PRESTRESSED CONCRETE BEAM SYSTEM**

Name	: Muhammad Nur Fathihin
NRP	: 3114 100 100
Department	: Civil Engineering FTSLK-ITS
Supervisors	: Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D

## **Abstract**

*Swiss-Belinn Darmo Hotel Tower is a building with 14 floors that has function as hotel and one floor ballroom will be modified with two floors ballroom, which designed using reinforced concrete for all floors. Except for the 14<sup>th</sup> and roof floors is designed with 30 meters prestressed concrete beam, because it designed without any column interfering the space of the room.*

*Swiss-Belinn Darmo Hotel Tower is designed using Dual System since it is assigned with Seismic Design Category D. The main frame is designed with Special Moment Resisting Frame System and the structural wall is designed as a Special Structural Wall.*

*From the results of the analysis, it can be concluded that the main frame of the building is able to withstand the lateral load in X and Y directions of 29,547% and 26,672% respectively, so that the Dual System requirements are fulfilled. The prestressing force of the beams at the 14<sup>th</sup> is 5000 KN with 21,71% loss of prestressing force and the prestressing force of the beams at the roof floor is 3000 KN with the loss of prestressing force of 19,663%.*

**Kata Kunci : Prestressed Concrete, Shearwall, Dual System**

Halaman ini sengaja dikosongkan

## KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa karena rahmat dan kesempatan yang telah dilimpahkan, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “**Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo Menggunakan Sistem Balok Prategang**”. Dalam kesempatan ini penulis bermaksud mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang mendukung dan membantu atas terselesaiannya Tugas Akhir ini, yaitu:

1. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka dan Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D. sebagai dosen pembimbing yang telah menyempatkan waktunya serta memberikan banyak arahan dan ilmu yang sangat bermanfaat selama asistensi dan proses pengerjaan Tugas Akhir.
2. Kedua orangtua, Dr. Saifullah Al-Maslul Mukti, S.H., M.B.A., M.M., M.H. dan Susanti Damayani yang selalu memberikan motivasi, doa, dan selalu mengingatkan untuk dekat dengan ALLAH dan menjaga kesehatan seperti tidak tidur malam ataupun lupa makan serta mengingatkan untuk refreshing saat weekend dan memberi support dana. Makasih pah mah! Dan tidak lupa, adik saya satu-satunya yang sangat cantik Annisa Syifa Nabila yang juga sedang berjuang menempuh pendidikannya.
3. Naurah Asyifa Priandini, S.Ked. yang selalu ada walaupun dari jauh untuk saya disaat putus asa ataupun semangat, susah dan sedih. Menemaninya saya dari pagi sampai pagi lagi mengerjakan Tugas Akhir lewat Facetime. Memberi saya semangat cepat lulus agar bisa cepat apply ke TU Delft, love you.
4. Bapak Christiono Utomo, Ph.D selaku dosen wali saya yang memberanikan diri saya untuk menyelesaikan kuliah secepatnya dan memberikan nasihat Pasca Kampus.

5. Muhammad Zulfikar Fauzi dan Iqbal Albana Akbar, teman mengerjakan Tugas Akhir di kosan saya / starbucks / coffee toffee / carls jr yang selalu setia memberikan semangat dan canda tawa. Walaupun mereka selalu bertengkar karena yang satu suka ngatain bencong, yang satu tidak terima dikatain bencong.
6. Ricardi Aryo Bimo, Daryl Julian Muhammad Akbar, Alfrico Leandro, Made Murata Nata, Zharfan Muhammad Dzulfiqar, Belia WP, Ulin Nuha, Salsabila Albarid, Firda Zahra, selaku teman-teman grup SE saya yang sekarang semakin dekat dan menjadi teman main yang secara langsung maupun tidak langsung menyemangati saya.
7. Farhan Naufal dan Badi Bastian, selaku sahabat saya dari SMA yang tidak perlu dideskripsikan lagi bantuannya kepada saya.
8. Alfin Syamsudin, Feisal Rajab, Jessica Martha, dan Laras Huning Visda yang membantu saya menyelesaikan permasalahan dalam Word, ETABS, maupun AutoCad.
9. Teman-teman S57, keluarga baru saya yang walaupun banyak pertikaian tapi tetap seru. Thanks Guys!
10. Kabinet Romansa Perubahan khususnya ketua saya Irfan Al Mujaddidi, yang memaklumi kelalaian saya dalam mengembangkan amanat sebagai Waka BEM FTSP karena saya mengejar lulus di semester 7.
11. Teman-teman ITS JAZZ, yang menemani saya disela kesibukan saya dengan bermusik, manggung, dan latihan bersama mereka.
12. Bapak dan Ibu Dosen Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS yang tidak mungkin disebutkan satu-persatu, atas ilmu-ilmu yang bermanfaat.
13. Bapak dan Ibu TU yang membantu dan memudahkan dalam hal administrasi dan berkas-berkas.

14.Bruno Major, Mac Ayres, John Mayer, Ed Sheeran, Snarky Puppy, Bob Reynolds, Gerald Situmorang, Teddy Adhitya, Rendy Pandugo, dan Julian Lage yang musiknya selalu menemani saya setiap saya mengerjakan Tugas Akhir.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengembangan selanjutnya. Akhir kata, semoga tugas akhir ini bermanfaat bagi generasi berikutnya.

Surabaya, Januari 2018

Penulis

Halaman ini sengaja dikosongkan

## **DAFTAR ISI**

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK .....	iii
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR GAMBAR .....	xxi
DAFTAR TABEL.....	xxv
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	3
1.3 Batasan Masalah.....	4
1.4 Tujuan Tugas Akhir.....	5
1.5 Manfaat Tugas Akhir.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Definisi Beton .....	7
2.2.1 Definisi Beton Bertulang.....	8
2.2.2 Mekanisme Beton Bertulang .....	8
2.2.2.1 Kuat Tekan .....	9
2.2.2.2 Kuat Tarik .....	9
2.2.2.3 Kuat Geser.....	9
2.2.2.4 Modulus Elastisitas.....	10
2.2.2.5 Rangkak.....	10

2.2.2.6 Susut .....	10
2.3 Sistem Beton Pratekan.....	11
2.3.1 Beton Pratekan metode Pratarik ( <i>Pretension</i> ) .....	11
2.3.2 Beton Pratekan metode Pascatarik ( <i>Post tension</i> ) .....	12
2.4 Prinsip Dasar Beton Pratekan.....	13
2.4.1 Sistem Pratekan untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis. ....	13
2.4.2 Sistem Pratekan untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton .....	16
2.4.3 Sistem Pratekan untuk mencapai kesetimbangan beban ....	17
2.5 Sistem Hubungan Balok Kolom Monolit .....	18
2.6 Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat .....	19
2.7 Shear Wall .....	22
2.7.1 Jenis-jenis Shear Wall .....	24
2.7.2 Fungsi dari Shear Wall .....	25
2.8.1 Beban Gempa Horizontal .....	26
2.8.2 Beban Gempa Vertikal .....	26
2.9 Perencanaan Basement .....	28
2.10 Perencanaan Pile Cap .....	28
2.11 Perencanaan Sloof Pondasi .....	29
BAB III METODOLOGI .....	31
3.1 Umum.....	31
3.2 Bagan Alir Penyusunan Tugas Akhir .....	31
3.3 Pengumpulan Data .....	34

3.4 Studi Literatur .....	35
3.5 Preliminary Design.....	36
3.5.1 Pengaturan Denah.....	36
3.5.2 Dimensi Pelat dan Balok Anak .....	37
3.5.3 Dimensi Balok Induk.....	38
3.5.4 Dimensi Kolom .....	39
3.6 Perencanaan Struktur Sekunder.....	39
3.6.1 Perencanaan Pelat.....	40
3.6.1.1 Perencanaan tulangan lentur pelat .....	40
3.6.1.2 Perhitungan tulangan geser.....	40
3.6.1.3 Perhitungan tulangan susut.....	42
3.6.1.4 Kontrol retak tulangan.....	42
3.6.2 Perencanaan Tangga.....	43
3.6.3 Perencanaan Balok Lift .....	43
3.6.4 Perencanaan Balok Anak.....	44
3.7 Pembebanan .....	44
3.7.1 Beban Statis.....	44
3.7.2 Beban Gempa .....	47
3.7.3 Beban Angin.....	48
3.7.4 Kombinasi Pembebanan .....	49
3.8 Analisa Struktur.....	49
3.8.1 Kontrol Partisipasi Massa.....	50
3.8.2 Kontrol Perioda Fundamental Struktur .....	50
3.8.3 Kontrol Skala Gaya Dinamis.....	52

3.8.4 Kontrol Drift (Defelksi Bangunan) .....	52
3.9 Analisa Struktur Utama Non Pratekan .....	54
3.9.1 Perencanaan Tulangan Balok .....	54
3.9.1.1 Perencanaan tulangan lentur balok .....	54
3.9.1.2 Perhitungan tulangan geser balok.....	55
3.9.1.3 Kontrol torsi .....	56
3.9.2 Perencanaan Tulangan Kolom.....	57
3.9.3 Perencanaan Struktur Dinding Geser .....	57
3.10 Analisa Struktur Utama Pratekan .....	58
3.10.1 Gaya Pratekan.....	58
3.10.2 Pemilihan Tendon Baja Pratekan .....	58
3.10.3 Kehilangan Pratekan.....	59
3.10.3.1 Kehilangan langsung .....	59
3.10.3.2 Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung) .....	60
3.10.4 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan .....	60
3.10.5 Kontrol Lentur .....	60
3.10.6 Kontrol Geser .....	61
3.10.7 Kontrol Lendutan .....	61
3.11 Pengangkuran .....	61
3.12 Hubungan Balok Kolom.....	62
3.12.1 Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit .....	62
3.13 Perencanaan Basement .....	63
3.14 Perencanaan Pondasi .....	64

3.15 Output Gambar .....	64
BAB IV PEMBAHASAN .....	67
4.1 Preliminary Design.....	67
4.1.1 Umum.....	67
4.1.2 Data Perencanaan .....	67
4.1.3 Pembebanan .....	67
4.1.4 Perencanaan Balok .....	68
4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk .....	68
4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak.....	71
4.1.4.3 Perencanaan Balok Pratekan .....	72
4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat.....	72
4.1.5.1 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai .....	75
4.1.5.2 Perhitungan Tebal Pelat.....	76
4.1.6 Perencanaan Kolom.....	82
4.1.7 Perencanaan Dinding Geser .....	89
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder.....	90
4.2.1 Umum.....	90
4.2.2 Perencanaan Tangga.....	90
4.2.2.1 Data-data Perencanaan Tangga .....	90
4.2.2.2 Pembebanan Tangga dan Bordes .....	92
4.2.2.3 Perhitungan Gaya pada Tangga.....	93
4.2.2.4 Perhitungan Tulangan Tangga.....	97
4.2.3 Perencanaan Pelat.....	109
4.2.3.1 Data Perencanaan .....	109

4.2.3.2 Pembebaan Pelat.....	109
4.2.3.3 Penulangan Pelat .....	111
4.2.4 Perencanaan Balok Anak.....	119
4.2.4.1 Perhitungan Penulangan Balok Anak .....	119
4.2.5 Perencanaan Lift dan Balok Penumpu Lift .....	124
4.3 Pembebaan dan Analisa Struktur.....	127
4.3.1 Umum.....	127
4.3.2 Permodelan Struktur.....	127
4.3.3 Pembebaan Gravitasi.....	128
4.3.4 Pembebaan Gempa Dinamis .....	132
4.3.4.1 Faktor Keutamaan Gempa.....	132
4.3.4.2 Kelas Situs.....	133
4.3.4.3 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain.....	133
4.3.4.4 Kategori Desain Seismik .....	134
4.3.4.5 Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain....	134
4.3.4.6 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental .....	135
4.3.4.7 Kontrol Gaya Geser Dasar ( <i>Base Shear</i> ).....	137
4.3.4.8 Kontrol Dual System .....	140
4.3.4.9 Kontrol Partisipasi Massa.....	141
4.3.4.10 Kontrol Drift.....	142
4.3.4.11 Analisa Eksentrisitas .....	144
4.4 Perencanaan Struktur Utama Prategang .....	145
4.4.1 Umum.....	145

4.4.2 Data Perencanaan Beton Prategang Lantai 14.....	146
4.4.3 Mencari Lebar Efektif .....	146
4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton .....	147
4.4.5 Perhitungan Pembebanan .....	149
4.4.6 Penentuan Gaya Pratekan Balok Lantai 14 .....	150
4.4.6.1 Analisa Penampang Global .....	150
4.4.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo).....	152
4.4.6.3 Kontrol Gaya Prategang .....	154
4.4.6.4 Penentuan Tendon yang Digunakan.....	158
4.4.6.5 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang.....	159
4.4.6.6 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan .....	164
4.4.6.7 Kontrol Lendutan .....	170
4.4.6.8 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak .....	172
4.4.6.9 Penulangan Geser .....	174
4.4.6.10 Penulangan Torsi.....	175
4.4.6.11 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan..	176
4.4.6.12 Kontrol Momen Retak.....	179
4.4.6.13 Pengangkuran Ujung .....	180
4.4.6.14 Rekapitulasi Perhitungan Balok Prategang Lantai 14 dan Atap .....	181
4.4.6.15 Metode Pelaksanaan Pengerjaan Balok Prategang.....	182
4.5 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang .....	185
4.5.1 Umum.....	185
4.5.2 Perencanaan Balok Induk .....	185

4.5.2.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk.....	186
4.5.2.2 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk .....	197
4.5.2.3 Penulangan Geser .....	200
4.5.2.4 Panjang Penyaluran Tulangan .....	206
4.5.3 Perencanaan Kolom.....	207
4.5.3.1 Kontrol Dimensi Kolom.....	207
4.5.3.2 Penulangan Longitudinal Kolom.....	208
4.5.3.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom.....	210
4.5.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor .....	210
4.5.3.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana....	210
4.5.3.6 Perhitungan Tulangan Geser .....	211
4.5.3.7 Kontrol Kebutuhan Torsi.....	212
4.5.3.8 Kontrol Persyaratan Strong Column Weak Beam.....	213
4.5.3.9 Sambungan Lewatan .....	214
4.5.3.10 Rekapitulasi Perencanaan Kolom.....	214
4.5.4 Hubungan Balok Kolom.....	215
4.5.5 Perencanaan Dinding Geser .....	218
4.5.5.1 Data Perencanaan Dinding Geser.....	218
4.5.5.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser .....	219
4.5.5.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser....	219
4.5.5.4 Penulangan Geser Shearwall .....	219
4.5.5.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal .....	220
4.5.5.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal .....	221

4.5.5.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal .....	221
4.5.5.8 Kontrol Komponen Batas .....	221
4.5.5.9 Pengecekan Tulangan Dengan SpColumn .....	222
4.5.5.10 Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser .....	223
4.6 Perencanaan Pondasi .....	224
4.6.1 Umum.....	224
4.6.2 Beban Struktur.....	224
4.6.3 Spesifikasi Tiang Pancang.....	226
4.6.4 Data Tanah .....	227
4.6.5 Daya Dukung.....	227
4.6.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	227
4.6.5.2 Kontrol Momen Terhadap Gempa dan Spring Tanah pada <i>Spun Pile</i> .....	233
4.6.5.3 Pengaturan Jarak Antar Tiang Pancang.....	235
4.6.5.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang .....	236
4.6.5.5 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok..	239
4.6.5.6 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral .....	242
4.6.6 Perencanaan Poer Pada Kolom.....	245
4.6.6.1 Kontrol Geser Pons .....	246
4.6.6.2 Penulangan Poer .....	248
4.6.7 Perencanaan Sloof.....	253
BAB V KESIMPULAN .....	257
5.1 Kesimpulan.....	257
5.2 Saran.....	259

DAFTAR PUSTAKA.....	261
LAMPIRAN .....	263

## DAFTAR GAMBAR

<b>Gambar 1.1</b> Tampak Utara Desain Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo .....	2
<b>Gambar 1.2</b> Potongan Melintang Desain Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo Eksisting .....	2
<b>Gambar 2.1</b> Proses Pratarik .....	11
<b>Gambar 2.2</b> Proses Pasca-Tarik .....	12
<b>Gambar 2.3</b> Konsep Beton Pratekan sebagai Bahan yang Elastis .....	14
<b>Gambar 2.4</b> Tendon dengan Eksentrisitas .....	15
<b>Gambar 2.5</b> Diagram Tegangan Beton Prategang .....	15
<b>Gambar 2.6</b> Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang .....	16
<b>Gambar 2.7</b> Konsep Beton Pratekan Mencapai Keseimbangan Beban.....	17
<b>Gambar 2.8</b> Efek dari Reaksi Horizontal.....	18
<b>Gambar 2.9</b> Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi.....	20
<b>Gambar 2.10</b> a) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Paska Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya .....	20
<b>Gambar 2.11</b> Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom .....	21

<b>Gambar 2.12</b> Momen pada Kolom dan Daya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Paska Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit) .....	22
<b>Gambar 2.13</b> Lateral Load Resisting System .....	24
<b>Gambar 3.1</b> Bagan alir penyelesaian tugas akhir.....	31
<b>Gambar 3.2</b> Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur.....	40
<b>Gambar 3.3</b> Perhitungan simpangan tiap lantai .....	53
<b>Gambar 4.1</b> Tebal minimum balok non prategang .....	69
<b>Gambar 4.2</b> Variasi balok pada gedung Swiss-Belinn Darmo ..	70
<b>Gambar 4.3</b> Variasi Pelat Pada Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo.....	76
<b>Gambar 4.4</b> Denah pelat tipe 400 x 650 cm.....	77
<b>Gambar 4.5</b> Denah pelat tipe 400 x 1200 cm.....	81
<b>Gambar 4.6</b> Kolom yang ditinjau sebagai desain awal.....	83
<b>Gambar 4.7</b> Denah Tangga .....	91
<b>Gambar 4.8</b> Potongan A-A Tangga .....	91
<b>Gambar 4.9</b> Permodelan Struktur Tangga .....	93
<b>Gambar 4.10</b> Gaya Dalam Bidang N pada Tangga.....	95
<b>Gambar 4.11</b> Gaya Dalam Bidang D pada Tangga.....	96
<b>Gambar 4.12</b> Gaya Dalam Bidang M pada Tangga .....	97
<b>Gambar 4.13</b> Tampak atas pelat yang direncanakan .....	113
<b>Gambar 4.14</b> Ilustrasi potongan pelat rencana.....	113
<b>Gambar 4.15</b> Permodelan pada ETABS .....	128
<b>Gambar 4.16</b> Grafik Respon Spektrum Desain.....	135

<b>Gambar 4.17</b> Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan Lantai 14.....	150
<b>Gambar 4.18</b> Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Transfer .....	155
<b>Gambar 4.19</b> Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Transfer .....	156
<b>Gambar 4.20</b> Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Layan .....	157
<b>Gambar 4.21</b> Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Layan	158
<b>Gambar 4.22</b> Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Layan Setelah Kehilangan Prategang Asli .....	165
<b>Gambar 4.23</b> Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Layan Setelah Kehilangan Prategang Asli .....	166
<b>Gambar 4.24</b> Diagram Tegangan Total Tumpuan Kiri Akibat Gempa Dengan Beban Hidup Maksimum.....	167
<b>Gambar 4.25</b> Diagram Tegangan Total Tumpuan Kanan Akibat Gempa Dengan Beban Hidup Maksimum.....	168
<b>Gambar 4.26</b> Diagram Tegangan Total Tumpuan Kiri Akibat Gempa Dengan Beban Hidup 50% .....	169
<b>Gambar 4.27</b> Diagram Tegangan Total Tumpuan Kanan Akibat Gempa Dengan Beban Hidup 50% .....	170
<b>Gambar 4.28</b> Step by step pengcoran dan jacking balok prategang .....	184
<b>Gambar 4.29</b> Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart...	207
<b>Gambar 4.30</b> Output spColumn Design Biaxial Kolom 98/98	209
<b>Gambar 4.31</b> Output spColumn Investigation Kolom 98/98 ...	209

<b>Gambar 4.32</b> Output spColumn Investigation Setelah Mpr Kolom 98/98.....	211
<b>Gambar 4.33</b> Luas Joint Efektif .....	216
<b>Gambar 4.34</b> Output SpColumn Arah X .....	223
<b>Gambar 4.35</b> Grafik Daya Dukung Ijin Pancang Terhadap Kedalaman.....	232
<b>Gambar 4.36</b> Denah Pondasi .....	233
<b>Gambar 4.37</b> Diagram Momen <i>Spun Pile</i> Akibat Gempa .....	234
<b>Gambar 4.38</b> Diagram Momen Maksimum <i>Spun Pile</i> Akibat Gaya Gempa .....	235
<b>Gambar 4.39</b> Grup Tiang Tipe 1.....	237
<b>Gambar 4.40</b> Grup Tiang Tipe 2.....	237
<b>Gambar 4.41</b> Grup Tiang Tipe 3.....	238
<b>Gambar 4.42</b> Diagram Gaya Lateral Tiang.....	242
<b>Gambar 4.43</b> Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X) .....	249
<b>Gambar 4.44</b> Pembebanan Poer Kolom Tipe 2 .....	251
<b>Gambar 4.45</b> Diagram Interaksi P-M.....	254
<b>Gambar 4.46</b> Spesifikasi Penulangan Sloof.....	254

## DAFTAR TABEL

<b>Tabel 2.1</b> Prosedur Analisis Sesuai Tabel 13 SNI 1726:2012 ....	27
<b>Tabel 3.1</b> Tinggi minimum balok .....	38
<b>Tabel 3.2</b> Beban mati pada struktur .....	44
<b>Tabel 3.3</b> Beban hidup pada struktur.....	45
<b>Tabel 3.4</b> Koefisien $C_u$ .....	51
<b>Tabel 3.5</b> Koefisien $C_t$ dan $x$ .....	51
<b>Tabel 3.6</b> Simpang ijin struktur .....	53
<b>Tabel 4.1</b> Rekapitulasi dimensi balok induk.....	71
<b>Tabel 4.2</b> Rekapitulasi dimensi balok anak .....	72
<b>Tabel 4.3</b> Rekapitulasi Tebal Pelat .....	82
<b>Tabel 4.4</b> Beban total yang diterima kolom atap – lt. 13 .....	84
<b>Tabel 4.5</b> Beban yang diterima kolom lantai 13 – lantai 9 .....	86
<b>Tabel 4.6</b> Beban yang diterima kolom lantai 9 – lantai 4 .....	87
<b>Tabel 4.7</b> Beban yang diterima kolom lantai 4 –basement.....	88
<b>Tabel 4.8</b> Rekapitulasi Penulangan Tangga.....	108
<b>Tabel 4.9</b> Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap, Ballroom, dan Hotel .....	117
<b>Tabel 4.10</b> Rekapitulasi Penulangan Pelat Basement .....	118
<b>Tabel 4.11</b> Rekapitulasi Penulangan Balok Anak .....	123
<b>Tabel 4.12</b> Rekapitulasi Pembebanan.....	130
<b>Tabel 4.13</b> Rasio Selisih Pembebanan ETABS dan Manual ....	132
<b>Tabel 4.14</b> Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain.....	133

<b>Tabel 4.15</b> Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra.....	134
<b>Tabel 4.17</b> Modal Periode dan Frekuensi .....	136
<b>Tabel 4.18</b> Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS .....	138
<b>Tabel 4.19</b> Gaya Geser Dasar Hasil ETABS .....	139
<b>Tabel 4.20</b> Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah <i>Scale Factor</i> .....	140
<b>Tabel 4.21</b> Kontrol Sistem Ganda .....	141
<b>Tabel 4.22</b> Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon.....	141
<b>Tabel 4.23</b> Batas Simpangan Gedung.....	142
<b>Tabel 4.24</b> Kontrol Simpangan Arah X dan Y .....	143
<b>Tabel 4.25</b> Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi .....	144
<b>Tabel 4.26</b> Hasil Perhitungan Analisa Penampang Global Lantai 14.....	151
<b>Tabel 4.27</b> Rekapitulasi Perhitungan Balok Prategang Lantai 14 dan Atap .....	181
<b>Tabel 4.28</b> Rekapitulasi Dimensi Balok Induk .....	185
<b>Tabel 4.29</b> Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik .....	188
<b>Tabel 4.30</b> Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik .....	195
<b>Tabel 4.31</b> Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Induk .....	197
<b>Tabel 4.32</b> Rekapitulasi Penulangan Longitudinal Penahan Torsi .....	200
<b>Tabel 4.33</b> Rekapitulasi Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi.....	206

<b>Tabel 4.34</b> Rekapitulasi Perencanaan Kolom .....	215
<b>Tabel 4.35</b> Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser.....	223
<b>Tabel 4.36</b> Beban Pada Tipe 1 (Kolom) .....	225
<b>Tabel 4.37</b> Beban Pada Tipe 2 (Kolom + Shearwall) .....	225
<b>Tabel 4.38</b> Beban Pada Tipe 3 (Kolom Tepi).....	226
<b>Tabel 4.39</b> Daya Dukung Tanah.....	230
<b>Tabel 4.40</b> Korelasi Nilai Ks .....	234
<b>Tabel 4.41</b> Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe 1 .	238
<b>Tabel 4.42</b> Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe 2 .	239
<b>Tabel 4.43</b> Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe 3 .	239
<b>Tabel 4.44</b> Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok Tipe 1 .....	240
<b>Tabel 4.45</b> Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok Tipe 2 .....	241
<b>Tabel 4.46</b> Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok Tipe 3 .....	241
<b>Tabel 4.47</b> Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 1 Terhadap Gaya Lateral.....	244
<b>Tabel 4.48</b> Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 2 Terhadap Gaya Lateral.....	244
<b>Tabel 4.48</b> Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 3 Terhadap Gaya Lateral.....	245

Halaman ini sengaja dikosongkan

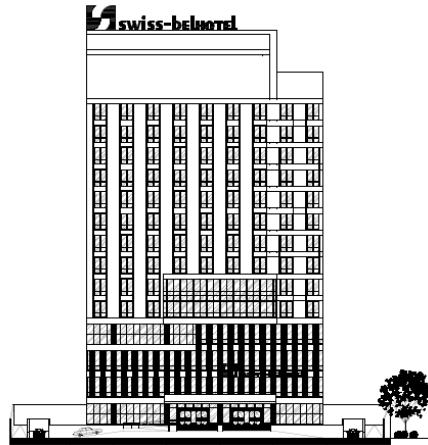
## **BAB I**

### **PENDAHULUAN**

#### **1.1 Latar Belakang Masalah**

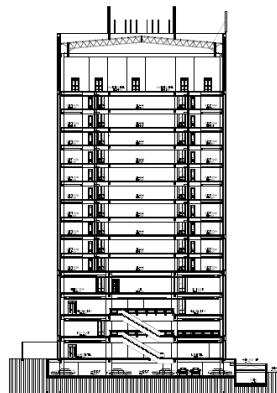
Indonesia memiliki jumlah penduduk lebih dari 250 juta jiwa yang menjadikan menjadi negara terpadat ke 4 di dunia. Sedangkan lahan wilayah Indonesia sekitar 192,62 juta (kadoatie, 2010). Padatnya penduduk seharusnya dapat diikuti dengan pembangunan infrastruktur yang memadai. Sebagai Negara besar Indonesia perlu menggalakan kembali pembangunan-pembangunan bangunan sehingga Indonesia tidak hanya populasinya saja yang berkembang, namun juga infrastrukturnya. Dalam pembangunan infrastruktur ini tentu saja diperlukan orang yang ahli dibidang teknik sipil dan peraturan-peraturan yang mengatur standar keamanan pembangunan gedung bertingkat tinggi di Indonesia. Namun kita sebagai warga negara Indonesia masih dapat melihat kurangnya perkembangan Indonesia dibidang infrastruktur, mulai dari pembangunan transportasi masal sampai pembangunan gedung bertingkat. Perencanaan yang dibahas di sini adalah dibidang pembangunan gedung bertingkat.

Surabaya sebagai kota terbesar kedua di Indonesia telah mengikuti perkembangan infrastruktur, namun masih tetap harus diperbanyak lagi. Sebagai contoh PT Pembangunan Perumahan (Persero) Tbk sedang melakukan proses pembangunan Hotel Swiss-Belinn Darmo. Lihat Gambar 1.1 dan 1.2. Pembangunan ini tentu membutuhkan perencanaan yang handal serta dapat merencanakan secara efisien. Namun tetap mengutamakan keamanan bangunan, oleh karena itu dalam proses pembangunan tetap berpegang pada Standar yang telah ditetapkan di Indonesia yaitu SNI 2847:2013.



**Gambar 1.1** Tampak Utara Desain Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo

(Sumber: PT. Pembangunan Perumahan (Persero) Tbk)



**Gambar 1.2** Potongan Melintang Desain Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo Eksisting

(Sumber: PT. Pembangunan Perumahan (Persero) Tbk)

Beberapa gedung hotel di Surabaya dimanfaatkan untuk *convention hall* atau ruang serba guna, sebagian digunakan untuk acara pernikahan atau acara-acara besar lain, sebagian lainnya digunakan untuk ruang pertemuan. Pembangunan *convention hall* serba guna ini bertujuan untuk menambah pendapatan pihak manajemen Hotel.

Gedung Swiss-Belinn Hotel Darmo memiliki ruang serba guna berluasan 22.5m x 30m tanpa kolom pada lantai 14 dengan menggunakan konstruksi rangka baja sebagai kolom dan atapnya.

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 (ACI 318M-14, 2014). Salah satu metode struktur beton pratekan adalah *post-tensioned prestressed concrete*, yang berarti pemberian gaya konsentris dengan menarik kabel tendon dilakukan setelah beton dicor dan cukup keras. Metode ini dapat digunakan untuk merencanakan balok pratekan dengan bentang yang panjang.

Maka dari itu desain perencanaan atap dengan menggunakan struktur balok beton pratekan dapat digunakan sebagai alternatif pada perencanaan atap gedung ini. Pada lantai 13 juga akan dimodifikasi fungsinya sebagai ruang serba guna sehingga juga membutuhkan balok pratekan. Dalam mencakup semua perencanaan bangunan bertingkat itu, maka usulan judul yang ditawarkan pada tugas akhir ini adalah “DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN HOTEL DARMO MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG”.

## 1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang tersebut, maka dapat dirumuskan masalah dalam modifikasi gedung Swiss-Belinn

Hotel Darmo menggunakan balok pratekan sebagai pengganti rangka atap baja adalah sebagai berikut:

- a. Bagaimana cara merencanakan *preliminary design* gedung tersebut?
- b. Bagaimana cara merencanakan struktur sekunder?
- c. Bagaimana cara merencanakan struktur primer?
- d. Bagaimana merencanakan dimensi balok beton pratekan yang digunakan pada lantai atap sesuai dengan standar kriteria perancangan struktur?
- e. Bagaimana analisa struktur gedung dengan program bantu lunak ETABS / SAP2000?
- f. Bagaimana merancanakan basement dan pondasi?

### 1.3 Batasan Masalah

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini, penulis hanya menjelaskan permasalahan dari sudut pandang ilmu teknik sipil. Yaitu pada bidang perencanaan struktur, antara lain :

- a. perencanaan balok pratekan
- b. perencanaan plat lantai dan plat tangga,
- c. perencanaan beban gempa,
- d. perencanaan struktur balok non pratekan,
- e. perencanaan kolom (menggunakan sistem *Strong Column Weak Beam*),
- f. perencanaan *basement* dan pondasi,

- g. perencanaan *shear wall*,

Penulis tidak menghitung analisa biaya dan waktu serta tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi.

#### **1.4 Tujuan Tugas Akhir**

Tujuan yang dicapai adalah :

- a. Mendapatkan *preliminary design* gedung.
- b. Mendapatkan dimensi struktur sekunder yang bekerja.
- c. Mendapatkan dimensi struktur sekunder yang bekerja.
- d. Menghasilkan dimensi struktur pratekan yang digunakan sesuai dengan kebutuhan.
- e. Mendapatkan hasil analisa struktur gedung dalam program bantu ETABS / SAP2000.
- f. Mendapatkan perhitungan basement dan pondasi yang tepat untuk gedung Swiss-Belinn Hotel Darmo.

#### **1.5 Manfaat Tugas Akhir**

Manfaat penulisan Tugas Akhir ini adalah untuk mendapatkan alternatif desain pada pembangunan gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo dengan menggunakan atap dan ballroom balok pratekan.

Halaman ini sengaja dikosongkan

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Dalam tinjauan pustaka akan dijelaskan mengenai pengertian Beton Pratekan, Shearwall, Strong Column Weak Beam. Terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam desain modifikasi Hotel Swiss-Belinn Darmo Surabaya diantaranya : Beton bertulang, Beton Pratekan, *Shear wall* dan Basement.

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 (ACI 318M-14, 2014) dan Beton prategang adalah beton bertulang dimana telah ditimbulkan tegangan-tegangan intern dengan nilai dan pembagian yang sedemikian rupa hingga tegangan-tegangan akibat beton-beton dapat dinetralkan sampai suatu taraf yang diinginkan (PBI – 1971)

*Shear wall* (dinding geser) adalah jenis struktur dinding yang berbentuk beton bertulang yang biasanya dirancang untuk menahan geser, gaya lateral akibat gempa bumi. Dengan adanya *Shear Wall* / dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut.

#### **2.2 Definisi Beton**

Beton adalah campuran antara semen portland atau semen hidraulik yang lain, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan yang membentuk masa padat (SNI

2847:2013). Sifat utama dari beton, yaitu sangat kuat terhadap beban tekan, tetapi juga bersifat getas/ mudah patah atau rusak terhadap beban tarik. Dalam perhitungan struktur, kuat tarik beton ini biasanya diabaikan.

### **2.2.1 Definisi Beton Bertulang**

Beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum yang di syaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya. (SNI 2847:2013). Sifat utama dari baja tulangan, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Karena baja tulangan harganya mahal, maka sedapat mungkin dihindari penggunaan baja tulangan untuk memikul beban tekan. Dari sifat utama tersebut dapat dilihat bahwa tiap-tiap bahan mempunyai kelebihan dan kekurangan, maka jika kedua bahan beton dan baja tulangan dipadukan menjadi satu kesatuan secara komposit, akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton. Beton juga tahan terhadap kebakaran dan melindungi baja supaya awet.

### **2.2.2 Mekanisme Beton Bertulang**

Mekanisme beton bertulang dapat diklasifikasikan seperti kuat tekan, tarik, dan geser, modulus elastisitas, rangkak dan susut.

### **2.2.2.1 Kuat Tekan**

Nilai kuat tekan beton didapatkan melalui tata cara pengujian standar,menggunakan mesin uji dengan cara memberikan beban tekan bertingkat pada benda uji silinder beton diameter 150mm, tinggi 300mm) sampai hancur. Tata cara pengujian yang umum dipakai adalah standar ASTM (American Society for Testing Materials) C39-86. Kuat tekan beton umur 28 hari berkisar antara 10-65 Mpa. Untuk beton bertulang pada umumnya menggunakan beton dengan kuat tekan berkisar 17-30Mpa.

### **2.2.2.2 Kuat Tarik**

Kuat tarik beton yang tepat sulit untuk diukur. Selama bertahun-tahun,sifat tarik beton diukur dengan memakai modulus keruntuhan (*modulus of rupture*). Hasil dari percobaan split silinder beton, umumnya memberikan hasil yang lebih baik dan mencerminkan kuat tarik sebenarnya.

### **2.2.2.3 Kuat Geser**

Kekuatan geser lebih sulit diperoleh, karena sulitnya mengisolasi geser dari tegangan-tegangan lainnya. Ini merupakan salah satu sebab banyaknya variasi kekuatan geser yang dituliskan dalam berbagai literatur, mulai dari 20% dari kekuatan tekan pada pembebanan normal,sampai sebesar 85% dari kekuatan tekan, dalam hal terjadi kombinasigeser dan tekan.

#### **2.2.2.4 Modulus Elastisitas**

Modulus elastisitas, merupakan kemiringan dari bagian awal grafik yang lurus dari diagram regangantegangan, yang akan bertambah besar dengan bertambahnya kekuatan beton.

#### **2.2.2.5 Rangkak**

Rangkak (*creep*) adalah sifat di mana beton mengalami perubahan bentuk (deformasi) permanen akibat beban tetap yang bekerja padanya. Rangkak timbul dengan intesitas yang semakin berkurang untuk selang waktu tertentu dan akan berakhir setelah beberapa tahun berjalan. Besarnya deformasi rangkak sebanding dengan besarnya beban yang ditahan dan juga jangka waktu pembebangan. Pada umumnya rangkak tidak mengakibatkan dampak langsung terhadap kekuatan struktur, tetapi akan mengakibatkan timbulnya redistribusi tegangan pada beban kerja dan kemudian mengakibatkan terjadinya peningkatan lendutan (defleksi).

#### **2.2.2.6 Susut**

Susut secara umum didefinisikan sebagai perubahan volume beton yang tidak berhubungan dengan beban. Pada dasarnya ada dua jenis susut, yaitu susut plastis dan susut pengeringan. Susut plastis terjadi beberapa jam setelah beton segar dicor ke dalam cetakan (bekisting). Sedangkan susut pengeringan terjadi setelah beton mencapai bentuk akhirnya, dan proses hidrasi pasta semen telah selesai. Laju perubahannya berkurang terhadap waktu, karena beton semakin berumur akan semakin tahan tegangan dan semakin sedikit mengalami susut.

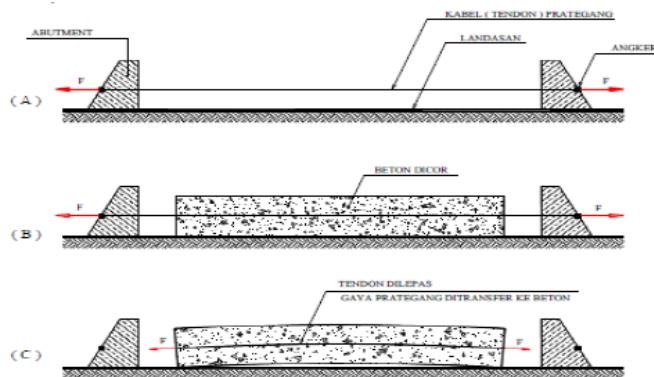
## 2.3 Sistem Beton Pratekan

Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan benar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu, (Abeles dan Bardhah, 1976). Menurut SNI 2847:2013, tendon pada beton pratekan tidak boleh sama sekali memikul beban gempa, bahkan tidak dianjurkan digunakan pada zona gempa tinggi. Tetapi jika ada gempa maka beban tersebut dipikul oleh tulangan lunak. Sedangkan menurut ACI 318-2008 Pasal. 21.5.2.5 tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif.

Jenis Beton pratekan dibagi menjadi dua, yaitu:

### 2.3.1 Beton Pratekan metode Pratarik (*Pretension*)

Beton pratekan metode pratarik adalah beton prategang yang dihasilkan dengan memberi tegangan awal pada tendon baja sebelum proses pengecoran. Berikut metode pengerjaan beton pratarik (Gambar 2.1):



Gambar 2.1 Proses Pratarik

Tahap 1: Tendon prategang ditarik atau diberi gaya prategang lalu diangker pada suatu abutment tetap (gambar A).

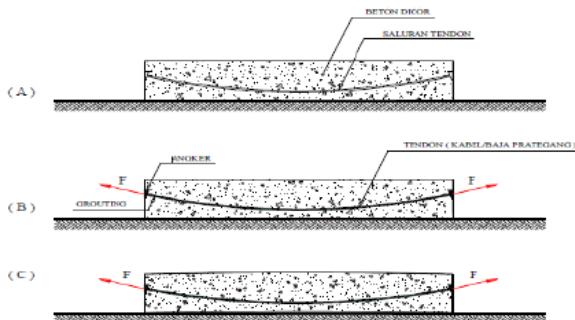
Tahap 2: Beton dicor pada cetakan (*formwork*) dan landasan yang telah disediakan sehingga mencakup tendon yang sudah diberi gaya prategang dan dibiarkan mengering (gambar B).

Tahap 3: Setelah beton mengering dan umur yang cukup sehingga kuat untuk menerima gaya prategang, tendon dipotong dan dilepas, sehingga gaya prategang ditransfer ke beton (gambar C).

Setelah gaya prategang ditransfer kebeton, balok beton akan melengkung keatas sebelum menerima beban kerja. Setelah beban kerja bekerja, maka balok beton tsb. akan rata.

### 2.3.2 Beton Pratekan metode Pascatarik (*Post tension*)

Merupakan beton pratekan yang dihasilkan dengan memberikan tegangan pada tendon baja setelah proses pengecoran beton (dimana beton telah mengeras mencapai sebagian kekuatannya). Berikut merupakan metode pengerjaan pasca Tarik (Gambar 2.2):



**Gambar 2.2** Proses Pasca-Tarik

Tahap 1: Dengan cetakan (*formwork*) yang telah disediakan lengkap dengan selongsong kabel prategang (*tendon duct*) yang dipasang dengan bentuk sesuai bidang momen balok, beton dicor (Gambar A).

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 diangker, kemudian ujung lainnya ditarik (ditarik dari satu sisi). Dapat juga dengan menarik kedua sisinya dan diangker secara bersamaan. Setelah diangkur, kemudian saluran di grouting melalui lubang yang telah disediakan. (Gambar B).

Tahap 3 : Setelah diangkur, balok beton menjadi tertekan, gaya prategang telah ditransfer kebeton. Karena tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan beban merata kebalok yang arahnya keatas, sehingga balok melengkung keatas (Gambar C).

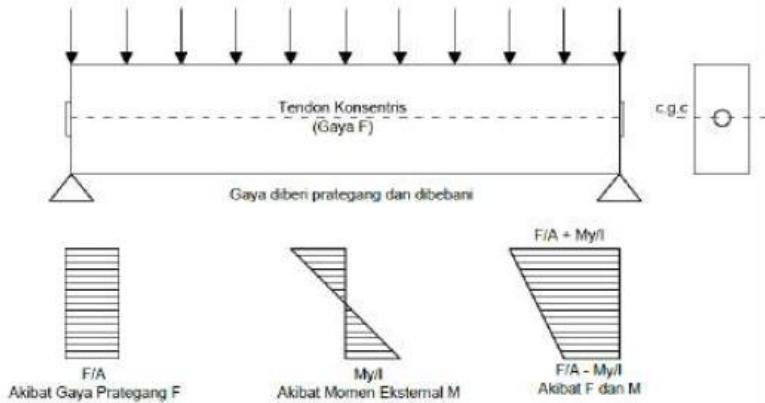
## 2.4 Prinsip Dasar Beton Pratekan

Terdapat prinsip-prinsip dasar pada beton pratekan yang perlu diketahui yaitu sebagai berikut.

### 2.4.1 Sistem Pratekan untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis.

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton tidak mampu menahan tarikan

dan kuat menahan tekanan, namun beton yang elastis dapat memikul tegangan tarik. (Lin & Burns, 2000) (Gambar 2.3).



**Gambar 2.3 Konsep Beton Pratekan sebagai Bahan yang Elastis  
(Lin and Burns, 2000)**

Akibat gaya tekan yang diberikan, gaya  $F$  yang bekerja akan memberikan tegangan tekan secara merata diseluruh penampang beton sebesar  $F/A$ , dimana  $A$  adalah luas penampang. Akibat dari beban merata yang memberikan tegangan tarik di bawah garis netral dan tegangan tekan di atas garis netral, maka perumusan sebagai berikut :

$$F = M \times C / I$$

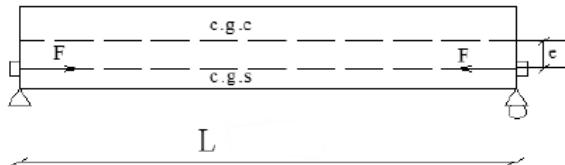
Dimana:

$M$  = Momen lentur pada penampang yang ditinjau

C = Jarak garis netral ke serat terluar penampang

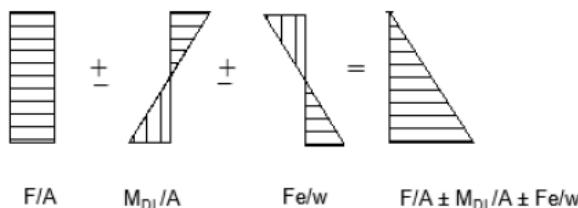
I = Momen Inersia penampang

Agar kemampuan beton prategang meningkat, dapat ditambahkan eksentrisitas tegangan baja terhadap garis netral beton, **Gambar 2.4.**



**Gambar 2.4** Tendon dengan Eksentrisitas

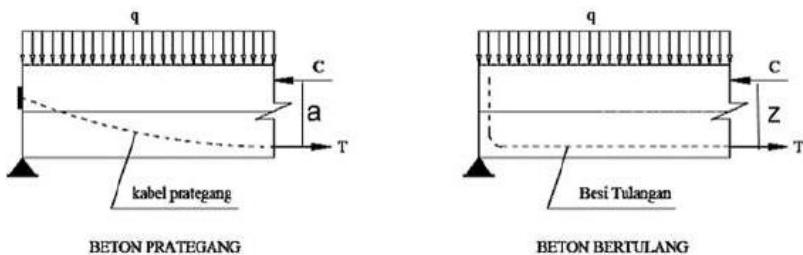
Karena adanya pergeseran eksentrisitas baja terhadap garis pusat, maka terjadi tegangan sebesar  $F.e/W$  dimana  $e$  merupakan eksentrisitas tegangan dan  $W$  adalah momen resisten ( $I/y$ ) (Gambar 2.5).



**Gambar 2.5** Diagram Tegangan Beton Prategang

## 2.4.2 Sistem Pratekan untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton

Konsep ini mempertimbangkan beton pratekan sebagai kombinasi dari baja dan beton, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal (Lin & Burns, 2000) (Gambar 2.6).

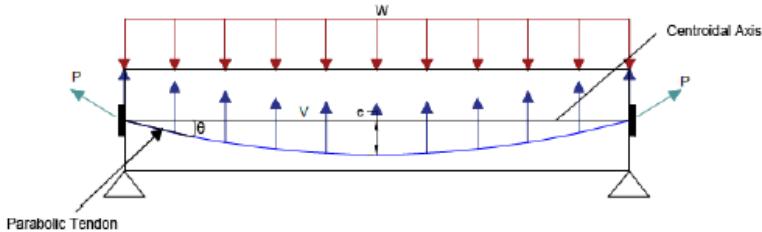


**Gambar 2.6** Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang

Pada beton prategang, baja pategang ditarik dengan gaya prategang ( $T$ ) yang akan membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton ( $C$ ) untuk melawan momen akibat beban luar.  $M_{dalam} = C \times a$  (beton prategang).

Pada beton bertulang biasa, tulang akan menahan gaya tarik ( $T$ ) akibat beban luar, yang akan membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton ( $C$ ) untuk melawan momen akibat beban luar. Dengan nilai  $C=T$  dan  $M_{max}=M_{dalam}$ , dimana nilai  $M_{dalam} = C \times Z$  (beton bertulang).

### 2.4.3 Sistem Pratekan untuk mencapai kesetimbangan beban



**Gambar 2.7 Konsep Beton Pratekan Mencapai Keseimbangan Beban**

Pada Gambar 2.7 menerangkan konsep ini untuk membuat keseimbangan gaya-gaya pada sebuah batang. Pada desain beton pratekan, pengaruh pratekan dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebahan yang terjadi (Lin & Burns, 2000).

Balok beton yang terletak diatas dua perletakan yang diberi gaya prategang ( $P$ ) dengan lintasan parabola. Beban akibat gaya prategang yang terdistribusi secara merata kearah atas dinyatakan sebagai berikut:

$$W_b = 8 \times F \times h / L^2$$

Dimana :

$W_b$  = beban merata kearah atas

$h$  = tinggi parabola kabel lintasan prategang

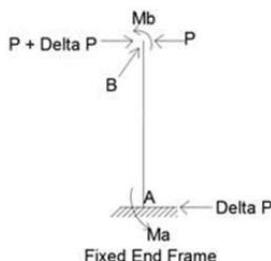
$L$  = bentangan balok

$F$  = gaya prategang

Jadi, beban merata akibat beban diimbangi oleh gaya merata akibat prategang.

## 2.5 Sistem Hubungan Balok Kolom Monolit

Dampak pratekan terhadap sistem monolit yaitu momen akibat perpendekan longitudinal disebabkan oleh gaya prategang yang memberikan reaksi horizontal pada bagian bawah kolom.



**Gambar 2.8** Efek dari Reaksi Horizontal

(Abeles, Bardhah dan Turner, 1976)

Pada Gambar 2.8 dapat dilihat bahwa untuk menghasilkan gaya prategang  $P$  pada arah longitudinal, gaya  $P + \Delta P$ , dimana  $\Delta P$  adalah reaksi horizontal.  $\Delta P$  untuk perlengkatan jepit dapat dicari menggunakan persamaan berikut. (Abeles, Bardhah, dan Turner, 1976):

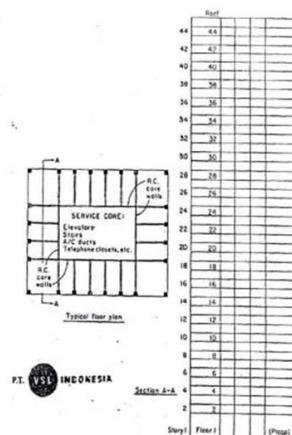
$$\Delta = \frac{Mb - Ma}{Lh}$$

## **2.6 Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat**

Balok paskatarik pada gedung bertingkat sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi dalam beberapa tahun, dampak paska tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K.Ghosh pada tahun 1989. Pada studinya digunakan gedung tipikal seperti pada Gambar 2.9.

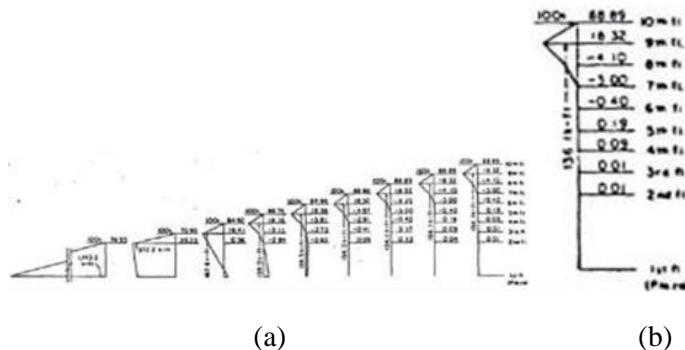
Yang menjadi fokus utama studinya adalah kekangan yang diberikan oleh kolom yang besar dengan kekakuan yang tinggi (tipe kolom yang sering ada pada bangunan bertingkat). Hal ini menghalangi tegangan paska tarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektifitas paska tarik.

Pada analisis awal didapat, efek dari post tension pada lantai tertentu diperpanjang sampai hanya beberapa tingkat di bawahnya. Sebagai contoh, efek signifikan dari post tension pada lantai 10 diperpanjang sampai ke tingkat 4 dan tidak lebih jauh kebawah. Ditunjukkan pada Gambar 2.10



**Gambar 2.9** Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi

(*VSL Indonesia, 1978*)



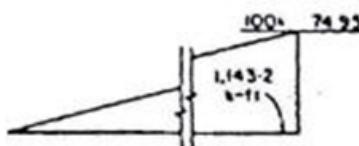
(a)

(b)

**Gambar 2.10** a) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Paska Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya

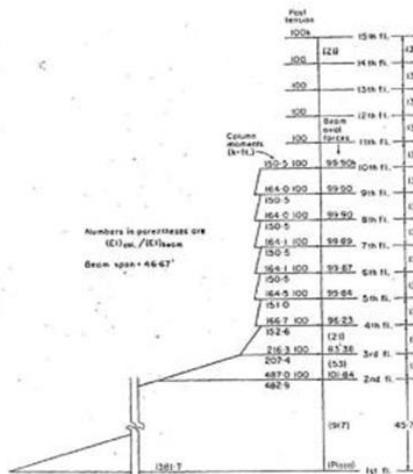
(*VSL Indonesia, 1978*)

Di hasil yang lain, pada bawah bangunan, (kondisi ketika balok lantai kedua telah di pasca tarik, sedangkan lantai pertama tidak di tarik), perpendekan elastis dari balok lantai kedua menginduksi perpindahan horizontal pada puncak kolom tingkat satu. Jika kolom dikekang pada dasarnya, perpindahan disertai dengan momen pada kolom, dan pada waktu yang sama mengurangi pasca tarik yang masuk ke balok yang ditarik. (Gambar 2.11). Jumlah dari kehilangan prategang ke kolom tergantung dari kekakuan lentur relative dari kolom dan kekakuan aksial dari balok.



**Gambar 2.11** Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom  
(VSL Indonesia, 1978)

Dalam kondisi ekstrim dari kekakuan yang tinggi, semua gaya akan meregangkan kolom kaku dan tidak akan menekan balok. Hasil studi lainnya menunjukkan apabila semua lantai telah diberikan pasca tarik sebesar 100 kips, maka akan terjadi penumpukan momen yang sangat besar pada kolom paling bawah, dapat dilihat pada Gambar 2.12 dimana superposisi telah dibuat untuk tiap tiap kolom dan tiap tiap balok dari efek paska tarikan semua balok lantai pada dan tingkat diatasnya, menyajikan gaya dan momen kolom kumulatif dan gaya prategang dibalok. (Fintel & Ghosh,1978)



**Gambar 2.12** Momen pada Kolom dan Daya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Paska Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit)

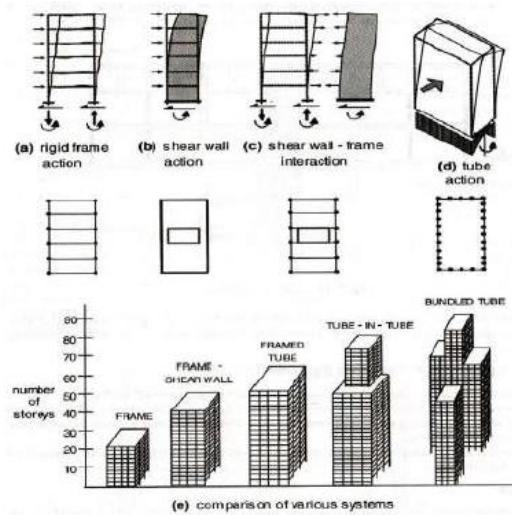
(VSL Indonesia, 1978)

## 2.7 Shear Wall

*Shear Wall* adalah jenis Struktur dinding yang berbentuk Beton bertulang yang biasanya digunakan pada dinding-dinding Lift pada gedung-gedung tinggi, namun demikian Struktur jenis ini bisa juga digunakan pada dinding-dinding yang memerlukan kekakuan dan ketahanan khusus. Prinsip dasar *Shear Wall* adalah:

- Beban lateral dipikul dengan menggunakan dinding geser.
- Sehingga dalam perencanaan bangunan harus mempertimbangkan efek simpangan lateral dinding struktural oleh Beban Gempa.
- Kestabilan Sistem Rangka Gedung ada 2, yaitu:

- a. Kestabilan Gravitasi
- b. Kestabilan Lateral
- Cara untuk menahan Beban Lateral adalah
  - a. Membuat sambungan jepit sempurna (rigid frame)
  - b. Membuat ikatan angin diagonal (bracing) pada struktur rangka
  - c. Membuat dinding geser (Shearwall)
  - d. Menggabungkan ketiga cara diatas
- Sistem struktural utama yang menahan beban lateral ada 2, yaitu:
  - a. Subsistem horizontal
    - Menahan beban angin dan beban gempa
  - b. Subsistem vertikal
    - Menahan beban sendiri dan beban hidup



**Gambar 2.13 Lateral Load Resisting System**

### 2.7.1 Jenis-jenis Shear Wall

- Bearing Wall

Sebagai penahan gravitasi

- Frame Wall

Sebagai penahan gaya lateral, geser dan pengaku pada sisi luar bangunan.

- Core Wall

Sebagai pengaku bangunan gedung, diletakan pada titik pusat massa bangunan.

## 2.7.2 Fungsi dari Shear Wall

Pengunaan shear wall pada suatu gedung memiliki beberapa fungsi, antara lain:

- Memperkokoh gedung

Dengan struktur dinding beton bertulang / *shear wall*, maka dinding bukan hanya sebagai penyekat ruangan tetapi berfungsi juga sebagai Struktur Bangunan yang ikut memikul gaya-gaya beban yang bekerja pada balok dan kolom sekitarnya.

- Meredam guncangan akibat gempa

Secara Geografis Negara kita pada umumnya adalah tempat yang sangat rentan terhadap Gempa, Dengan Dinding sistem Shearwall maka gaya gempa yang terjadi akan direduksi, sehingga mampu mengurangi akibat yang terjadi pada bentuk bangunan yang ada.

- Mengurangi biaya perawatan gedung

Dengan semakin Kokohnya Gedung yang menggunakan Shearwall, maka kerusakan-kerusakan yang timbul akibat guncangan Gedung akibat Gempa bisa di minimalisir sehingga akan mengurangi biaya perawatan yang seharusnya dikeluarkan apabila gedung tidak menggunakan jenis dinding ini.

- Daya pikul beban disekitar dinding mampu ditingkatkan

Dengan dinding jenis Shearwall maka kemampuan lantai beton diatasnya untuk menerima beban semakin naik, besarnya kekuatan lantai akan berbanding lurus dengan ketebalan shearwall itu sendiri.

## 2.8 Pengaruh Gempa Pada Bangunan

Gempa adalah peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi di dalam bumi secara tiba-tiba yang ditandai dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Akumulasi energi penyebab terjadinya gempabumi dihasilkan dari pergerakan lempeng-lempeng tektonik. Beban Gempa yang berdampak pada bangunan yaitu:

### 2.8.1 Beban Gempa Horizontal

Beban gempa horizontal bekerja pada 2 sumbu utama dari struktur utama secara bersamaan, oleh karena itu dapat membahayakan struktur bangunan yang terkena gempa horizontal. Untuk dapat tetap kuat dalam menahan beban gempa yang bekerja maka unsur kolom utama perlu direncanakan kekuatannya terhadap pengaruh 100% dari beban gempa dalam satu arah sumbu utama bangunan, dikombinasikan dengan pengaruh 30% dari beban gempa dalam arah tegak lurus padanya. Pengaruh beban horizontal ( $Eh$ ), harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut (SNI 1726:2012 pasal 7.4.2.1):

$$Eh = \rho Q_E$$

Dimana:

$Q_E$  = pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau  $F_p$

$\rho$  = faktor redundansi

### 2.8.2 Beban Gempa Vertikal

Selain percepatan gerakan tanah pada arah horisontal, pada saat terjadi gempa terdapat juga percepatan gerakan tanah berarah vertikal. Gerakan tanah kearah vertikal ini ini dapat mengakibatkan pengaruh beban gempa kearah vertikal yang

bekerja pada struktur bangunan. Pengaruh beban gempa vertikal (Ev) harus ditentukan sesuai persamaan berikut (SNI 1726:2012 pasal 7.4.2.2):

$$Ev = 0.25 S_{DS} D$$

Dimana:

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek yang diperoleh dari 6.10.4

D = Pengaruh beban mati

Prosedur analisis dalam perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa harus sesuai dengan tabel 13 SNI 1726:2012

**Tabel 2.1** Prosedur Analisis Sesuai Tabel 13 SNI 1726:2012

(Sumber: SNI 1726:2012)

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

CATATAN: Dijinkan, TI: Tidak Dijinkan

## 2.9 Perencanaan Basement

- Penulangan dinding basement

Penulangan dinding basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013.

- Kontrol Ketebalan Dinding Basement

Ketebalan dinding basement dikontrol sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 22.6.6.3.

- Penulangan Pelat Lantai Basement

Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013.

## 2.10 Perencanaan Pile Cap

Dalam perencanaan ini digunakan pile cap untuk merencanakan tiang pancang dengan meninjau gaya geser pon dan penulangan momen lentur.

- Kontrol tebal minimum pile cap

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 15.7 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150mm untuk pondasi di atas tanah, atau kurang dari 300mm untuk pondasi tapak diatas tiang pondasi.

- Kontrol geser pons

Pile cap harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons,

untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beban harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada pile cap sesuai dengan SNI 2847 2013 pasal 22.7.6.2, dalam perencanaan tebal pile cap syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.

#### - Penulangan pile cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perlakuan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat ditiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri pilecap. Perhitungan gaya dalam pile cap didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

### **2.11 Perencanaan Sloof Pondasi**

Struktur Sloof digunakan agar penurunan pada pondasi terjadi secara bersamaan. Dalam hal ini sloof berfungsi sebagai pengaku yang menghubungkan pondasi satu dengan pondasi yang lain. Adapun beban yang ditimpakan ke sloof terdiri dari berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan/tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Halaman ini sengaja dikosongkan

## BAB III

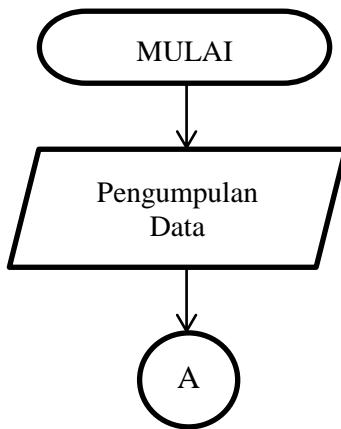
# METODOLOGI

### 3.1 Umum

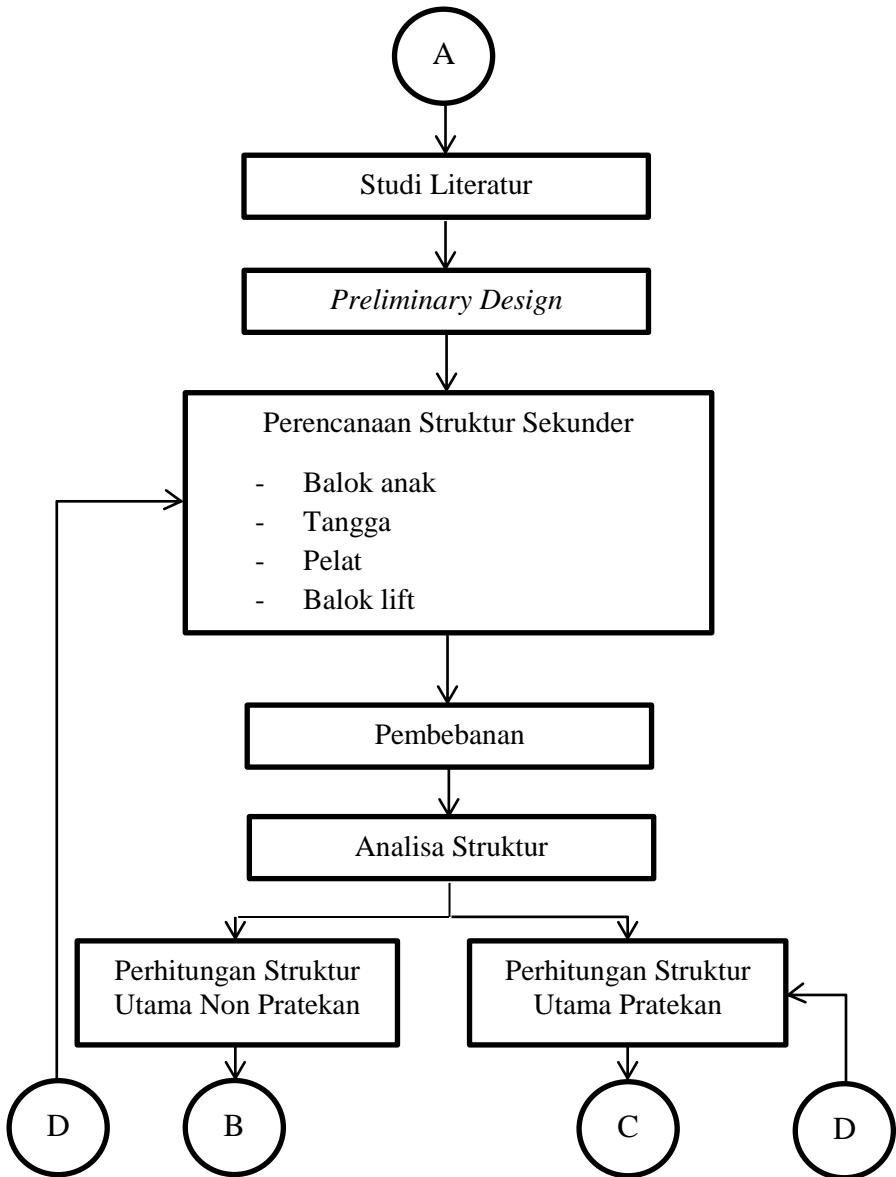
Dalam penyusunan Tugas Akhir, diperlukan langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, pedoman perancangan, dan sampai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan. Hal ini bertujuan agar penyusunan tugas akhir ini dapat berjalan dengan baik.

### 3.2 Bagan Alir Penyusunan Tugas Akhir

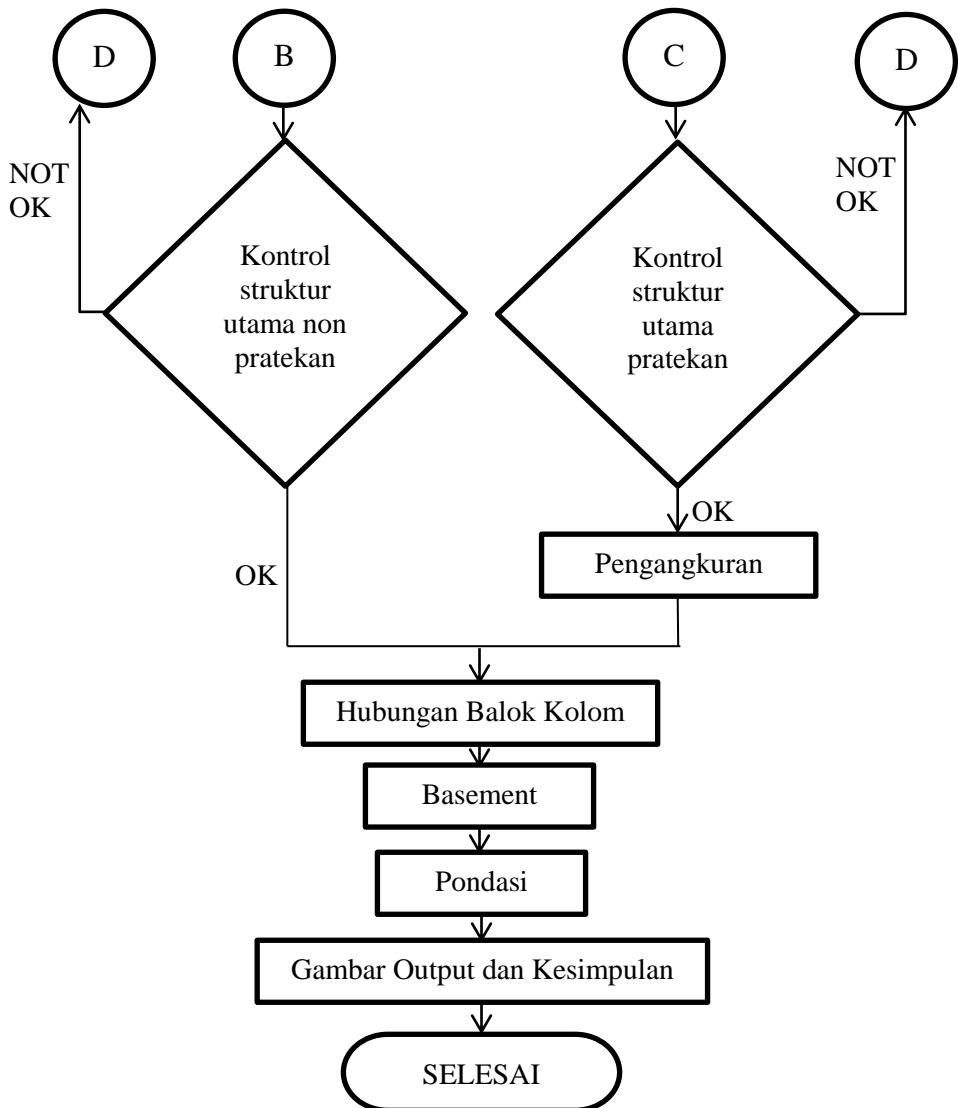
Urutan penyusunan Tugas Akhir ini akan diterangkan pada Gambar 3.1



**Gambar 3.1** Bagan alir penyelesaian tugas akhir



Gambar 3.1 Bagan alir penyelesaian tugas akhir



**Gambar 3.1** Bagan alir penyelesaian tugas akhir

### 3.3 Pengumpulan Data

#### 1. Data Umum

- Nama gedung : Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo
- Lokasi : Jl. Raya Darmo, Surabaya, Jawa Timur
- Fungsi : Hotel
- Jumlah lantai : 14
- Tinggi bangunan :  $\pm 55.3$  m
- Total luas area :  $\pm 1482.25$  m<sup>2</sup>
- Struktur utama : Struktur beton bertulang
- Atap : Rangka Baja

#### 2. Data Bahan :

- Kekuatan tekan beton ( $f_c'$ ) : - MPa
- Tegangan leleh baja ( $f_y$ ) : - Mpa
- Data Tanah : -

#### 3. Data Gambar

- Gambar Struktur : (Lampiran)
- Gambar arsitektur : (Lampiran)

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton pracetak dan data bangunan yang direncanakan sebagai berikut :

### 1. Data Umum Bangunan

- Nama gedung : Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo
- Lokasi : Jl. Raya Darmo, Surabaya, Jawa Timur
- Fungsi : Hotel
- Jumlah lantai : 16 (termasuk mazzanine dan atap)
- Tinggi bangunan : ± 61,4 m
- Total luas area : ± 1482.25 m<sup>2</sup>
- Struktur utama : Struktur beton bertulang
- Atap dan Lt.14 : Beton Pratekan

### 2. Data Bahan :

- Kekuatan tekan beton (f<sub>c</sub>) : 40 MPa
- Tegangan leleh baja (f<sub>y</sub>) : 420 Mpa
- Data Tanah : Terlampir

### 3. Data Gambar

- Gambar Struktur : (Lampiran)
- Gambar arsitektur : (Lampiran)

### 3.4 Studi Literatur

Studi literatur menggunakan beberapa buku pustaka atau peraturan mengenai perancangan beton pratekan dan struktur

gedung secara umum yang dapat membantu dalam penggerjaan tugas akhir ini, diantaranya:

1. SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726:2012 Struktur Gedung Tahan Gempa.
3. SNI 1727:2013 Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain.
4. Perancangan Pembebatan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung (PPIUG) 1983.
5. ACI 2008 (American Concrete Institute) khusus untuk pendetailan beton pratekan.
6. Perancangan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa (Purnowo, 2003).
7. Beton Prategang edisi ketiga (Lin, 1996).

### **3.5 Preliminary Design**

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2013.

#### **3.5.1 Pengaturan Denah**

Dalam pengaturan denah yang perlu mendapat perhatian adalah fungsi bangunan adalah fungsi bangunan dan peruntukan tata ruang.

### 3.5.2 Dimensi Pelat dan Balok Anak

Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3, persamaan 9-13. Dalam menentukan dimensi pelat langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut:

a. Untuk sama atau lebih kecil dari 0,2 menggunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2

- Tebal pelat tanpa penebalan 125 mm

- Tebal pelat dengan penebalan 100 mm

b. Untuk lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi:

$$h = \frac{\ell_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)} \quad (\text{SNI 03-2847-2013, persamaan 9-12})$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

c. Untuk lebih besar dari 2, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ell_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (\text{SNI 2847:2013, persamaan 9-13})$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

dimana :

$\beta$  = rasio dimensi panjang terhadap pendek

$\alpha_m$  = nilai rata - rata dari  $\alpha_f$  untuk semua balok pada tepi dari suatu panel.

Perencanaan dimensi balok anak mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2

a. Perencanaan tinggi balok anak

$$h = \frac{1}{21} \times (0.4 + \frac{f_y}{700})$$

b. Perencanaan lebar balok anak

$$b = \frac{2}{3} \times h$$

Perkalian dengan  $(0.4 + \frac{f_y}{700})$ , jika  $f_y$  tidak 420 Mpa

### 3.5.3 Dimensi Balok Induk

Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 Mpa.

**Tabel 3.1** Tinggi minimum balok

$$h_{min} = \frac{L}{16} \quad \text{Digunakan apabila } f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$h_{min} = \frac{L}{16} \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad \text{Digunakan untuk } f_y \text{ selain 420 Mpa}$$

$$h_{min} = \frac{L}{16} (1,65 - \quad \text{Digunakan untuk nilai } W_c \text{ 1440 sampai}$$

$0,003 \text{ } wc)$        $1840 \text{ kg/m}^3$

Dimana :

$b$  = Lebar balok

$h$  = Tinggi balok

$Lb$  = Panjang balok

### 3.5.4 Dimensi Kolom

Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi  $\phi = 0,65$ .

$$A = \frac{W}{\phi \times f_{c'}} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2})$$

Dimana :

$W$  = Beban aksial yang diterima kolom

$f_{c'}$  = Kuat tekan beton karakteristik

$A$  = Luas penampang kolom

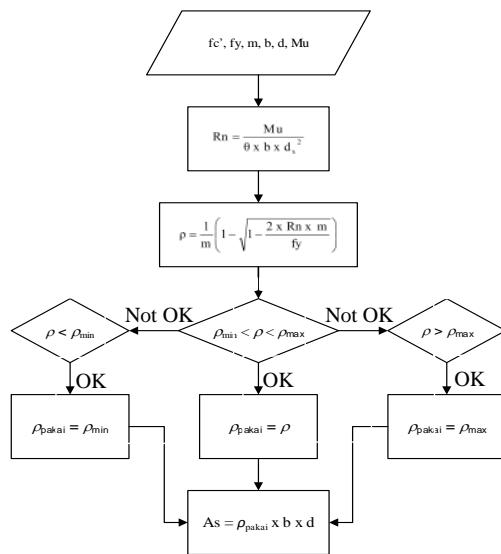
### 3.6 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi:

### 3.6.1 Perencanaan Pelat

Pada perencanaan pelat, terbagi menjadi 3 perencanaan tulangan dan 1 kontrol retak tulangan.

#### 3.6.1.1 Perencanaan tulangan lentur pelat



**Gambar 3.2** Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur

#### 3.6.1.2 Perhitungan tulangan geser

Perhitungan kebutuhan tulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.

1. Hitung Vu pada titik berjarak d dari ujung perletakan

$$2. \text{ Cek } V_u \leq \phi \left( V_c + \frac{\gamma_3}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right)$$

Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang

3. Kriteria kebutuhan tulangan geser :

-  $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$  Tidak perlu penguatan geser

-  $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$  Pakai tulangan geser min

-  $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min}) \rightarrow$  Diperlukan tulangan geser

-  $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u \quad \phi(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) \rightarrow$  Diperlukan tulangan geser

dimana :

$$V_c = \gamma_6 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

$$V_s = \sqrt{\frac{f'_c}{3}} b_w \cdot d$$

$$\phi = 0,6 \text{ (untuk geser)}$$

Keterangan :

$V_c$  = Kekuatan geser nominal yang diakibatkan oleh Beton

$V_s$  = Kekuatan geser nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser

$V_n$  = Kekuatan geser nominal ( $V_c + V_s$ )

$V_u$  = Gaya geser berfaktor

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari  $d/2$  sepanjang panjang komponen struktur. (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.4)

### **3.6.1.3 Perhitungan tulangan susut**

Kebutuhan tulangan susut di atur dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1. Luasan tulangan susut dan suhu harus menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014:

- (a) Slab yang menggunakan batang tulangan ulir Mutu 280 atau 350.....0,0020
- (b) Slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las Mutu 420.....0,0018
- (c) Slab yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35  
0.0018 $\left(\frac{420}{f_y}\right)$   
persen.....

### **3.6.1.4 Kontrol retak tulangan**

Untuk menghindari retak-retak beton di sekitar baja tulangan, maka penggunaan tulangan lentur dengan kuat leleh melebihi 300 MPa perlu dilakukan kontrol terhadap retak sesuai SNI 2847:2013, Pasal 10.6.4.

dengan:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

### **3.6.2 Perencanaan Tangga**

Pembebanan pada tangga dan bordes mengacu SNI 2847:2002. Perencanaan tangga didesain dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan adalah sendi – rol. Syarat perencanaan tangga harus memenuhi syarat berikut ini :

- $64 \leq 2.t + i \leq 65$
- Syarat kemiringan tangga :  $20 \leq \alpha \leq 40$

Dimana :

$l$  = Lebar injakan

$t$  = Tinggi tanjakan

$\alpha$  = Kemiringan tangga

### **3.6.3 Perencanaan Balok Lift**

Dalam perencanaan balok lift, metode perhitungan yang dilakukan merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan balok penggantung katrol lift. Ruang landasan diberi kelonggaran (lift pit) supaya pada saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan, disamping berfungsi pula menahan lift apabila terjadi kecelakaan, misalnya tali putus. Perencanaan ini mencakup perencanaan balok penumpu depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift.

### **3.6.4 Perencanaan Balok Anak**

Beban pelat yang diteruskan ke balok anak dihitung sebagai beban trapesium, segitiga dan dua segitiga. Beban ekivalen ini selanjutnya akan digunakan untuk menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi di balok anak untuk menentukan tulangan lentur dan geser (perhitungan tulangan longitudinal sama dengan pelat). Perencanaan balok anak mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2.

## **3.7 Pembebanan**

Beban yang bekerja pada suatu struktur ada beberapa jenis menurut karakteristik, yaitu beban statis dan beban dinamis. Berikut ini akan menjelaskan lebih detail mengenai pembebanan sesuai dengan ketentuan berdasarkan RSNI 1726:2012 dan ketentuan SNI 2847:2013.

### **3.7.1 Beban Statis**

Beban Mati berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) yang tertera pada Tabel 2.1

**Tabel 3.2** Beban mati pada struktur

<b>Beban mati</b>	<b>Besar beban</b>
Batu alam	2600 kg/m <sup>2</sup>
Beton bertulang	2400 kg/m <sup>2</sup>
Dinding pasangan 1/2 bata	250 kg/m <sup>2</sup>

Kaca setebal 12 mm	30 kg/m <sup>2</sup>
Langit-langit + penggantung	18 kg/m <sup>2</sup>
Lantai ubin semen portland	24 kg/m <sup>2</sup>
Spesi per cm tebal	21 kg/m <sup>2</sup>

Beban Hidup berdasarkan SNI 1727:2013 Tabel 4.1

**Tabel 3.3** Beban hidup pada struktur

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (89)
Ruang komputer	100 (4,79)	2000 (89)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18)	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79)	
Lobi	100 (4,79)	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)	

Panggung pertemuan	100 (4,79)	
Lantai podium	150 (7,18)	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor		
Lantai pertama	100 (4,79)	
Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79)	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 x 2 inch)		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai finishing ringan		200 (8,9)
Jalur penyelamatan terhadap	100 (4,79)	

kebakaran		
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	
Garasi/parkir		
Mobil penumpang saja	40 (1,92)	
Truk dan bus		

### 3.7.2 Beban Gempa

Analisa beban gempa bebasarkan SNI 1726:2012 meliputi:

- Penentuan respon spektrum, penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar 9 dan 10 SNI 1726:2012
- Respon seismik (Cs)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left( \frac{R}{I_e} \right)}$$

(Persamaan 7.8-2 SNI 1726:2012)

Dimana :

SDS = percepatan spektrum respons disain dalam rentan periode pendek

R = faktor modifikasi respons dalam tabel 7.2-1 (SNI 1726:2012)

Ie = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan Tabel 6.4

nilai Cs max tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

- Gaya geser dasar dan gaya seismik lateral

$$V = CS \times W$$

$$C_{v_x} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

dimana :

CS = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1

W = berat seismik efektif menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.7.2

### **3.7.3 Beban Angin**

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.2.1. Parameter beban angin yang harus diperhitungkan:

- Kecepatan angin dasar, V (Pasal 26.5)
- Faktor arah angina, K0 (Pasal 26.6)
- Kategori eksposur (Pasal 26.7)
- Faktor topografi, Kzr (Pasal 26.8)

- Faktor efek tiupan angin (Pasal 26.9)
- Klasifikasi ketertutupan (Pasal 26.10)
- Koefisien tekanan internal (Pasal 26.11)

### **3.7.4 Kombinasi Pembebatan**

Kombinasi pembebatan sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1

1.  $U = 1,4 D$
2.  $U = 1,2 D + 1,6 L$
3.  $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
4.  $U = 1,0 D + 1,0 L$
5.  $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan :

U : beban ultimate

D : beban mati

L : beban hidup

E : beban gempa

### **3.8 Analisa Struktur**

Analisa struktur utama menggunakan program ETABS/SAP2000 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang bekerja pada struktur. Model harus memenuhi beberapa

kriteria dibawah agar gaya gempa yang terjadi pada model dapat digunakan untuk perhitungan perencanaan.

### **3.8.1 Kontrol Partisipasi Massa**

Sesuai SNI 1726:2002 pasal 7.9.1 : Partisipasi Massa  $< 90\%$ .

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

### **3.8.2 Kontrol Perioda Fundamental Struktur**

Sesuai SNI 1726:2002 pasal 7.8.2 :  $Ta < T < Cu \times Ta$ .

Perioda fundamental struktur,  $T$ , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Perioda fundamental struktur,  $T$ , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung ( $Cu$ ) dari Tabel 14 dan perioda fundamental pendekatan,  $Ta$ , yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1. Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur,  $T$ , diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan,  $Ta$ , yang dihitung sesuai dengan pasal 7.8.2.1.

$$Ta = Ct \times hn^x$$

Keterangan:

$hn$  = ketinggian struktur (m)

$Ct$  = koefisien yang ditentukan dari Tabel 15

$x$  = koefisien yang ditentukan dari Tabel 15

**Tabel 3.4** Koefisien  $Cu$

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik, $SDI$	Koefisien $Cu$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,15$	1,7

**Tabel 3.5** Koefisien  $Ct$  dan  $x$

Tipe Struktur	$Ct$	$x$
Rangka Baja Pemikul Momen	0,0724	0,8
Rangka Beton Pemikul Momen	0,0466	0,9
Rangka Baja dengan Bresing Eksentris	0,0731	0,75

Rangka Baja dengan Bresing Terkekang Terhadap Tekuk	0,0731	0,75
Semua Sistem Struktur Lainnya	0,0488	0,75

### 3.8.3 Kontrol Skala Gaya Dinamis

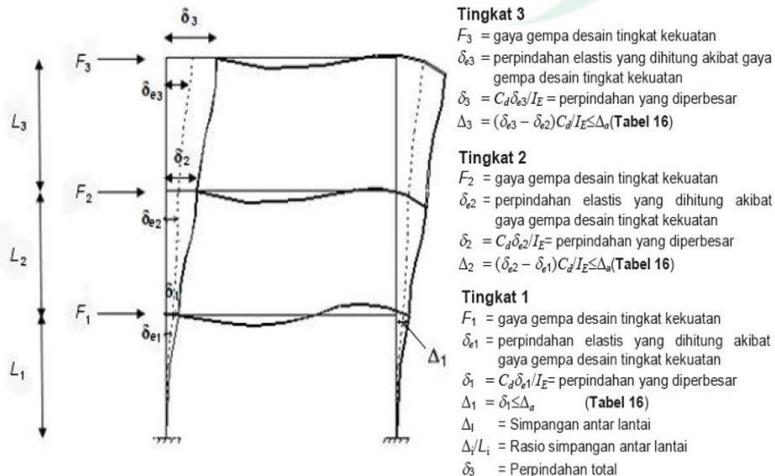
Sesuai SNI 1726:2002 pasal 7.9.4.1 : Gaya Dinamis > 85% Gaya Statis.

Bila Perioda fundamental yang dihitung melebihi CuTa, maka CuTa harus digunakan sebagai pengganti dati T dalam arah itu. Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85 V/Vt.

### 3.8.4 Kontrol Drift (Defelksi Bangunan)

Sesuai SNI 1726:2002 pasal 7.8.6 : Defleksi tiap lantai > Defleksi ijin.

Penentuan Simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa terletak tidak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertika dari pusat massa tingkat diatasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan, defleksi harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditetapkan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.



**Gambar 3.3** Perhitungan simpangan tiap lantai

**Tabel 3.6** Simpang ijin struktur

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan system dinding eksterior yang telah didesain	0,025 h	0,02 h	0,015 h

untuk mengakomodasi simpanan antar lantai			
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h	0,010 h	0,010 h
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h	0,007 h	0,007 h
Semua struktur lainnya	0,020 h	0,015 h	0,010 h

### 3.9 Analisa Struktur Utama Non Pratekan

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan ETABS/SAP2000 dilakukan kontrol desain dan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 2847:2013. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (servisibility) dan beban ultimate. Jika desain memenuhi, maka dilanjutkan ke output gambar. Jika tidak memenuhi, maka harus mendesain ulang dimensi struktur bangunan.

#### 3.9.1 Perencanaan Tulangan Balok

Perencanaan tulangan balok terbagi atas tulangan lentur dan tulangan geser, dan tulangan torsi bila diperlukan.

##### 3.9.1.1 Perencanaan tulangan lentur balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok harus memenuhi ketentuan SRPMK yang tercantum dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.3.2.

### **3.9.1.2 Perhitungan tulangan geser balok**

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi  $\Phi V_n \geq V_u$ ,

dimana :

$V_n$  = kuat geser nominal penampang

$V_u$  = kuat geser terfaktor pada penampang

$\Phi$  = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

(SNI 2847:2013, Pasal 9.3)

Kuat geser nominal dari penampang terdiri dari kuat geser beton ( $V_c$ ) dan tulangan ( $V_s$ ).

$V_n = V_c + V_s$  (SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 pers. 11-2)

$V_c = 0,17\alpha\sqrt{f'c}b_w d$  (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1 pers. 11-3)

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$\phi V_n \geq V_u$  (SNI 2847:2002, Pasal 11.1)

Dimana :

$V_u$  = Geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

$V_n$  = Kuat geser nominal

$V_c$  = Kuat geser beton

$V_s$  = Kuat geser nominal tulangan geser

### 3.9.1.3 Kontrol torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila:

$$T_u \leq \frac{\varphi \sqrt{f'c}}{12} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right)$$

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (\text{SNI 2847:2013, Pasal 11.5.3.5 pers.11-20})$$

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2.A_0.A_t.f_y}{s} \cot\theta \quad (\text{SNI 2847:2013, Pasal 11.5.3.6 pers.11-21})$$

Dimana :

$T_u$  = Momen torsi terfaktor

$T_n$  = Kuat momen tosi

$T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

$T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

$A_0$  = Luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser  $\text{mm}^2$

### **3.9.2 Perencanaan Tulangan Kolom**

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

### **3.9.3 Perencanaan Struktur Dinding Geser**

- Kuat aksial rencana

Dihitung berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi' c . Ag \left[ 1 - \left( \frac{k.I_c}{32h} \right)^2 \right]$$

- Pemeriksaan tebal dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila memenuhi (SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.)

$$\varphi x V_n = \varphi \frac{5}{6} x \sqrt{f'c} . h.d \geq V_u$$

Dimana: d = 0,8 Iw

- Kuat geser beton

Dihitung menurut SNI 2847:2013, pasal 11.9.6.

- Keperluan penulangan geser

Penulangan geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 13.9.8.

- Penulangan geser horisontal

Dihitung berdasarkan pada SNI 2847:2013, pasal 11.9.9.

- Penulangan geser vertikal

Dihitung berdasarkan SNI 2847:2002, pasal 11.9.9.4.

### **3.10 Analisa Struktur Utama Pratekan**

Dalam perencanaan beton pratekan pada Tugas Akhir ini, saya merencanakan balok pratekan dengan sistem monolit, jacking di tempat dan sistem pasca tarik. Yaitu sistem pratekan dimana kabel ditarik setelah beton mengeras. Langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut:

#### **3.10.1 Gaya Pratekan**

Gaya pratekan dipengaruhi oleh momen total yang terjadi. Gaya pratekan yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis.

#### **3.10.2 Pemilihan Tendon Baja Pratekan**

Pemilihan tendon baja pratekan sangat dipengaruhi oleh gaya pratekan yang ada. Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada SNI 2847:2013 pasal 18.5. Setelah memilih tendon baja pratekan, maka dilanjutkan dengan menentukan tata letak kabel sesuai dengan batas yang telah ditetapkan pada peraturan SNI 2847:2013.

### 3.10.3 Kehilangan Pratekan

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

#### 3.10.3.1 Kehilangan langsung

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada pada komponen balok pratekan, yang terdiri dari:

- a. Kehilangan akibat pengangkuran (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

$$\Delta P = 2 \times L_{max} \times \tan \Omega$$

- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

$$E_s = n \times f_{cir}$$

$$F_{cir} = F_e/A + (F_o \times e^2/I) \times (M \times e/I)$$

- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2.2)

$$F_r = f_1 - f_2 = f_i (1 - e^{-u_a K_L})$$

- d. Kehilangan akibat slip angker

$$\Delta f_{st} = \Delta a \times E_s / L$$

### **3.10.3.2 Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)**

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama, adapun macam kehilangan tidak langsung adalah:

- a. Kehilangan akibat rangkak (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

$$\epsilon_{cr} = (f_c / E_{balok}) \times k_b \times k_c \times k_d \times k_e \times k_{tn}$$

- b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 20.6.1.d)

$$\Delta \epsilon_{su} = \epsilon_b \times k_p \times k_e \times k_p$$

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.3)

### **3.10.4 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan**

Kuat batas balok pratekan yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.13.

### **3.10.5 Kontrol Lentur**

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok dilakukan pada tahap yang kritis, baik pada saat jacking atau tahap beban layan. Hal ini bertujuan untuk mengetahui apakah dimensi dari balok mampu untuk memikul tegangan yang diberikan, dimana tegangan ijin yang diberikan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 18.4.1.

### **3.10.6 Kontrol Geser**

Kontrol geser dan perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.3, dimana dapat digunakan dua perumusan yaitu perumusan secara umum dan perumusan secara rinci.

### **3.10.7 Kontrol Lendutan**

Lendutan merupakan tanda akan terjadinya gagasan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. Berikut adalah kontrol lendutan yang harus dilakukan yaitu:

- a. Lendutan akibat tekanan tendon
- b. Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok
- c. Lendutan akibat beban sendiri

## **3.11 Pengangkuran**

Kegagalan balok pratekan pasca tarik 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 disyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.13.1.

### **3.12 Hubungan Balok Kolom**

Sistem yang digunakan untuk balok pratekan dengan kolom yaitu sistem monolit, struktur monolit merupakan salah satu dari tiga penentu komponen struktur puntir (SNI 2847:2013 Pasal 13.7.5.1). Struktur monolit diasumsikan mampu menahan geser vertikal, akan tetapi desain harus dengan bentuk penampang yang sama (SNI 2847:2013 Pasal 17.4.2).

#### **3.12.1 Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit**

Balok pratekan dengan sistem hubungan balok-kolom monolit dan menggunakan metode post-tension. Urutan pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

- Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahnya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri.
- Bekisting beton pratekan dipasang, lalu dipasang pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastic atau metal, yang akan menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakan didalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya.
- Kemudian karena pekerjaannya dilakukan dengan metode cor ditempat, maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar b.effektif. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan

pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.

- Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan.
- Tendon tersebut kemudian ditarik (jacking) di satu ujung dan ujung satunya. Pada saat penarikan tendon ini, sudah terjadi kehilangan gaya-gaya prategangnya. Dengan demikian jacking harus sudah mempertimbangkan hal-hal yang menyangkut kehilangan tersebut.
- Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon.
- Kemudian proses grouting, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.

### **3.13 Perencanaan Basement**

Dalam perencanaan basement pada gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo, *basement* tidak menerima langsung tekanan tanah dan air secara horizontal dikarenakan terdapat turap yang menahan tanah dari samping *basement*.

- Penulangan Dinding Basement

Penulangan dinding basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013.

- Kontrol Ketebalan Dinding *Basement*

Ketebalan dinding basement dikontrol sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 22.6.6.3.

- Penulangan Pelat Lantai *Basement*

Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013.

### **3.14 Perencanaan Pondasi**

Untuk merencanakan pondasi diperlukan perhitungan beban struktur atas secara keseluruhan, lalu diteruskan beban tersebut ke struktur bawah (pondasi). Langkah-langkah pengerjaan struktur bawah adalah:

- a. Menghitung beban total dari struktur atas,
- b. Mencari daya dukung tanah,
- c. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (tiang pancang),
- d. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi,
- e. Merencanakan pile cap.

### **3.15 Output Gambar**

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non pratekan dan struktur utama pratekan dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil

perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ada.

Halaman ini sengaja dikosongkan

## **BAB IV**

## **PEMBAHASAN**

### **4.1 Preliminary Design**

#### **4.1.1 Umum**

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, balok pratekan, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

#### **4.1.2 Data Perencanaan**

Perencanaan Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Data bangunan yang akan digunakan dalam penggeraan Tugas Akhir yaitu:

- Nama gedung : Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo
- Lokasi : Jl. Raya Darmo, Surabaya, Jawa Timur
- Fungsi : Hotel
- Jumlah lantai : 14
- Tinggi bangunan:  $\pm 55.3$  m
- Total luas area :  $\pm 1482.25 \text{ m}^2$
- Struktur utama : Struktur beton bertulang
- Atap : Rangka Baja
- Kekuatan tekan beton ( $f'_c$ ) : 40 MPa
- Tegangan leleh baja ( $f_y$ ) : 420 Mpa
- Data Tanah : Terlampir

#### **4.1.3 Pembebanan**

##### **1. Beban Gravitasi**

- Beban Mati (SNI 1727:1989)
  - Berat sendiri beton bertulang : 24 kN/m<sup>3</sup>
  - Adukan finishing : 0,21 kN/m<sup>3</sup>
  - Tegel : 0,24 kN/m<sup>2</sup>
  - Dinding batu bata : 250 kg/m<sup>2</sup>
  - Plafond : 18 kg/m<sup>2</sup>
  - Penggantung : 0,07 kN/m<sup>2</sup>
  - Plumbing + ducting : 0,30 kN/m<sup>2</sup>
- Beban Hidup
  - Lantai atap : 0,96 kN/m<sup>2</sup>
  - Lantai ballroom : 4,79 kN/m<sup>2</sup>
  - Lantai hotel : 1,92 kN/m<sup>2</sup>
  - Lantai Basement : 1,92 kN/m<sup>2</sup>
  - Pelat tangga : 4,79 kN/m<sup>2</sup>

## 2. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012

### **4.1.4 Perencanaan Balok**

#### **4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk**

Penentuan tinggi balok minimum ( $h_{min}$ ) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung).

**Tabel 9.5(a) Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung**

Komponen struktur	Tebal minimum, <i>h</i>			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
Komponen struktur tidak menempu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar				
Pelat masif satu-arah	1/20	1/24	1/28	1/10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	1/16	1/18,5	1/21	1/8

**CATATAN:**  
Panjang bentang dalam mm.  
Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasi sebagaimana berikut:  
(a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*),  $w_e$ , di antara 1440 sampai 1840 kg/m<sup>3</sup>, nilai tadi harus dikalikan dengan  $(1,65 - 0,0003w_e)$  tetapi tidak kurang dari 1,09.  
(b) Untuk  $f_y$  selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$ .

### Gambar 4.1 Tebal minimum balok non prategang

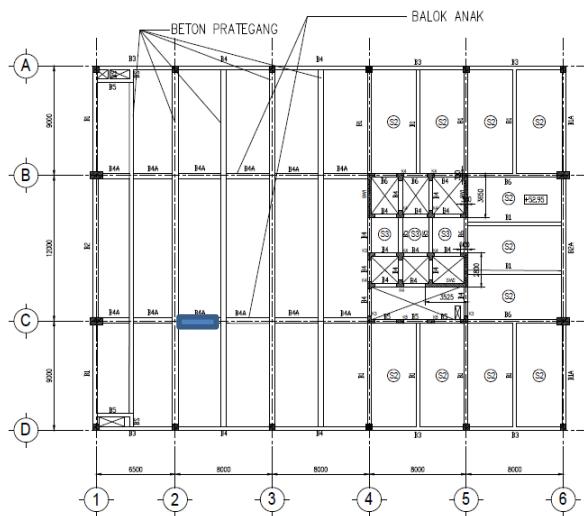
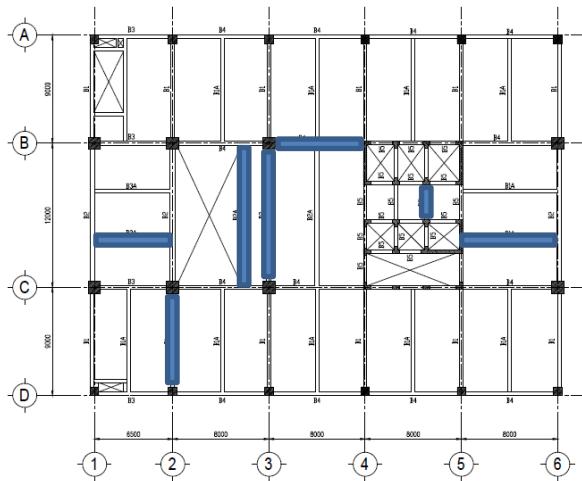
Digunakan pula persamaan berikut untuk menentukan lebar balok:

$$b_{\min} = 2/3 \times h$$

Dimana:

$h$  = tinggi balok

$b$  = lebar balok



**Gambar 4.2** Variasi balok pada gedung Swiss-Belinn Darmo

Dari **Gambar 4.2** dapat dilihat variasi balok yang ditinjau, sehingga diperoleh dimensi balok induk seperti **Tabel 4.1**:

**Tabel 4.1** Rekapitulasi dimensi balok induk

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Balok (cm)		Dimensi Balok (cm)	
		b min	h min	b	h
B1	9	37.5	56.25	50	75
B2	12	50	75	50	75
B3	6.5	27.08333	40.625	35	50
B4	8	33.33333	50	35	50
B5	3.5	14.58333	21.875	50	75

#### 4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 40 Mpa dan mutu baja 420 MPa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. tabel 9.5(a) yang dapat dilihat pada **Gambar 4.1**.

Dimensi balok anak dengan panjang yang berbeda diperoleh sebagai berikut:

**Tabel 4.2 Rekapitulasi dimensi balok anak**

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Balok (cm)		Dimensi Balok (cm)	
		b min	h min	b	h
B1A	9	28.57143	42.85714	30	45
B2A	12	38.09524	57.14286	30	50
B3A	6.5	20.63492	30.95238	30	45
B4A	4	12.69841	19.04762	30	45

#### 4.1.4.3 Perencanaan Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan pada preliminary desain direncanakan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} h_{\min} &= L/20 \\ b_{\min} &= 2/3 \times h \end{aligned}$$

Dimana:

- L = panjang balok
- h = tinggi balok
- b = lebar balok

Balok pratekan yang direncanakan memiliki L = 30 m, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = L/20 = \frac{30}{20} = 1.5 \text{ m}$$

$$b_{\min} = 2/3 \times h = 2/3 \times 1.5 \text{ m} = 1 \text{ m}$$

Karena dimensi diatas terlalu boros, sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 70/150 dan 50/125.

#### 4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :

- Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek.
- Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

Permodelan struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen, dimana pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perlakuan jepit elastis.

Perhitungan dimensi pelat berdasarkan syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3.

- Untuk  $\alpha_m \leq 0.2$  menggunakan pasal 9.5.3.3
- Untuk  $0.2 < \alpha_m < 2$  ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h1 = \frac{Ln x (0.8 + \frac{fy}{1500})}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0.2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 120 \text{ mm}$$

- Untuk  $\alpha_m \geq 2$  ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h2 = \frac{Ln x (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 90 \text{ mm}$$

$L_n$  = Panjang bentang bersih

$S_n$  = Lebar bentang bersih

$F_y$  = Tegangan leleh baja

$\beta$  = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

$\alpha_m$  = Nilai rata-rata  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

Harga  $\alpha_m$  didapat dari:

$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{balok} I_{pelat}}$$

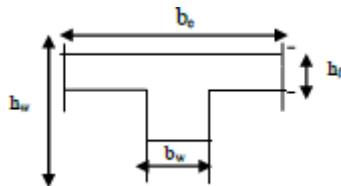
$$I_{balok} = 1/12 \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = L_n / S_n$$

$$I_{pelat} = L_y \times h f^3 / 12$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{hf}{hw} \right) + 4 \left( \frac{hf}{hw} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right)}$$

Balok tengah:



$$\text{Nilai } be_1 = \frac{1}{4} \times L$$

$$be_2 = bw + 8t$$

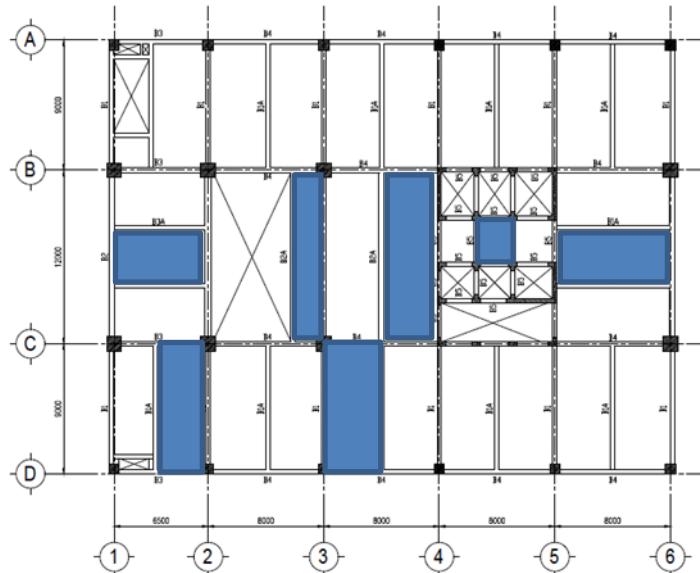
$$be_2 = bw + \frac{1}{2} S$$

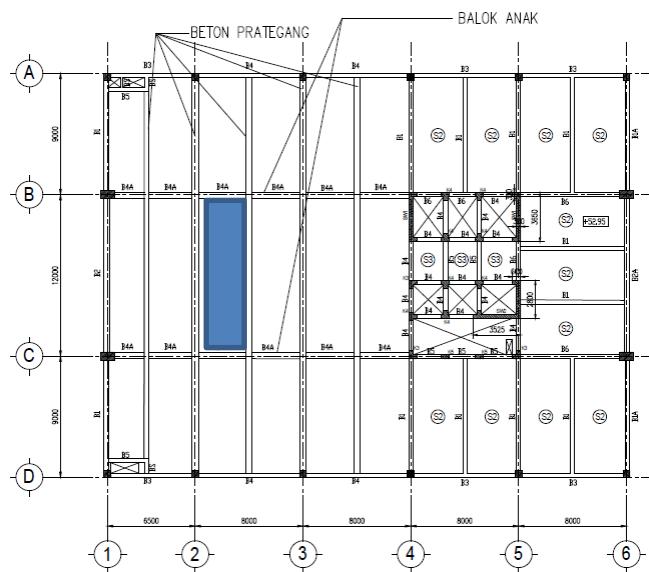
Dari ketiga nilai  $be$  tersebut diambil yang terkecil.

#### 4.1.5.1 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan pada bangunan ini memiliki spesifikasi sebagai berikut:

- Mutu beton : 40 Mpa
- Mutu baja : 420 Mpa
- Rencana tebal pelat lantai dan atap: 12 cm
- Rencana tebal pelat basement : 12 cm

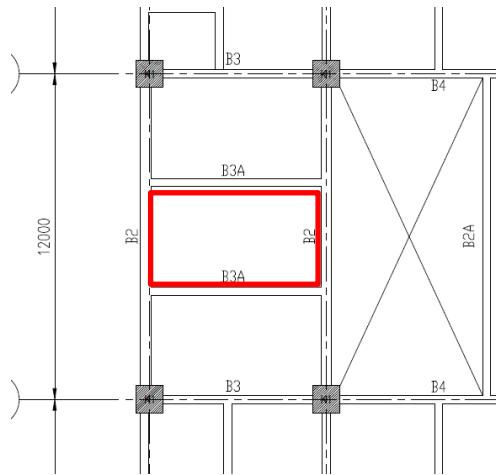




**Gambar 4.3 Variasi Pelat Pada Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo**

#### 4.1.5.2 Perhitungan Tebal Pelat

1. Contoh perhitungan tipe 400 x 650 cm:



**Gambar 4.4** Denah pelat tipe 400 x 650 cm

Direncanakan  $hf = 12 \text{ mm}$

$$Ln = 650 - (50+50) / 2$$

$$Ln = 600 \text{ cm}$$

$$Sn = 400 - (30+30) / 2$$

$$Sn = 370 \text{ cm}$$

$$\beta = Ln / Sn = 600 / 370 = 1.622 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$

- Balok B2

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$

$$be = 50 + 2 \times (75 - 12)$$

$$be = 176 \text{ cm}$$

- $be = bw + 8 \times hf$

$$be = 50 + 8 \times 12$$

$$be = 146$$

- $be = \frac{1}{4} \times L$

$$be = \frac{1}{4} \times 370$$

$$be = 92.5 \text{ cm (menentukan)}$$

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

$$k = \frac{1 + \left( \frac{92.5}{50} - 1 \right) \left( \frac{12}{75} \right)}{1 + \left( \frac{92.5}{50} - 1 \right) \left( \frac{12}{75} \right)} \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{75} \right) + 4 \left( \frac{12}{75} \right)^2 + \left( \frac{92.5}{50} - 1 \right) \left( \frac{12}{75} \right)^3 \right]$$

$$k = 1,257$$

$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$	$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$
$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1.257 \times 50 \times 75^3$	$I_{pelat} = 400 \times \frac{12^3}{12}$
$I_{balok} = 2209397 \text{ cm}^4$	$I_{pelat} = 57600 \text{ cm}^4$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{2209397}{57600} = 38,358$$

- Balok B3A

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$

$$be = 30 + 2 \times (45 - 12)$$

$$be = 96 \text{ cm (menentukan)}$$

- $be = bw + 8 \times hf$

$$be = 30 + 8 \times 12$$

$$be = 126 \text{ cm}$$

- $be = \frac{1}{4} \times L$

$$be = \frac{1}{4} \times 600$$

$$be = 150 \text{ cm}$$

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

$$k = \frac{1 + \left( \frac{96}{30} - 1 \right) \left( \frac{12}{45} \right)}{1 + \left( \frac{96}{30} - 1 \right) \left( \frac{12}{45} \right)} \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{45} \right) + 4 \left( \frac{12}{45} \right)^2 + \left( \frac{96}{30} - 1 \right) \left( \frac{12}{45} \right)^3 \right]$$

$$k = 1,638$$

$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$	$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$
$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1.638 \times 30 \times 45^3$	$I_{pelat} = 650 \times \frac{12^3}{12}$
$I_{balok} = 373212,7 \text{ cm}^4$	$I_{pelat} = 93600 \text{ cm}^4$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{373212,7}{93600} = 3,987$$

Jadi  $\alpha_m$  rata-rata adalah

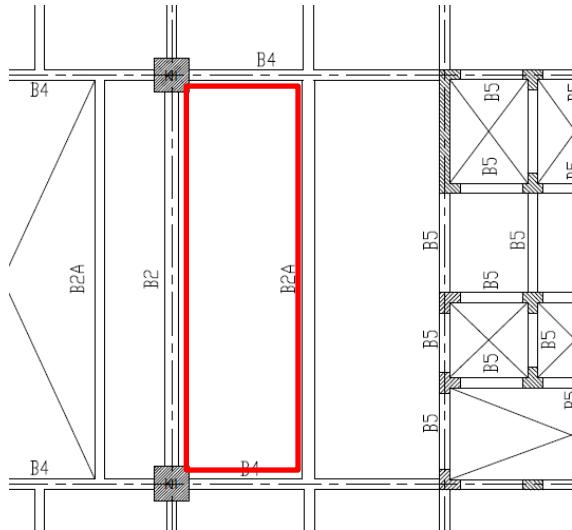
$$\alpha_m = \frac{2 \times (38,358 + 3,987)}{4} = 21,172 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \frac{L_n(0,8 + fy/1400)}{36 + 9\beta} \\ &= \frac{560(0,8 + 420/1400)}{36 + 9(1.622)} \\ &= 13.045 \text{ cm} > 12 \text{ cm (Not OK)} \end{aligned}$$

Dikarenakan perhitungan masih pada tahap *preliminary design*, jadi tetap menggunakan tebal pelat 12 cm.

2. Contoh perhitungan tipe 400 x 1200 cm:



**Gambar 4.5** Denah pelat tipe 400 x 1200 cm

Direncanakan  $hf = 15 \text{ mm}$

$$Ln = 1200 - (35+35) / 2$$

$$Ln = 1165 \text{ cm}$$

$$Sn = 400 - (50+40) / 2$$

$$Sn = 355 \text{ cm}$$

$$\beta = Ln / Sn = 1165 / 355 = 3.282 < 2 \text{ (Pelat 1 arah)}$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013  
pasal 9.5.2.2. tabel 9.5(a) yang dapat dilihat pada **Gambar 4.1.**

$$h_{\min} = L / 28 = 400 / 28 = 14.3 \text{ cm (Not ok)}$$

Dikarenakan perhitungan masih pada tahap *preliminary design*, jadi tetap menggunakan tebal 12 cm.

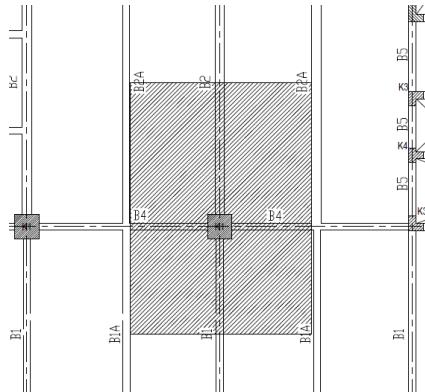
Dari cara perhitungan seperti diatas, didapatkan tebal pelat pada tabel berikut ini

**Tabel 4.3** Rekapitulasi Tebal Pelat

Tipe Pelat	Tipe Arah	Tebal min (cm)	Tebal pakai (cm)
Tipe 1	1	15	12
Tipe 2	2	12	12
Tipe 3	1	12	12
Tipe 4	1	15	12
Tipe 5	1	9	12
Tipe 6	1	15	12
Tipe 7	2	9	12
Tipe 8	1	15	12

#### 4.1.6 Perencanaan Kolom

Kolom yang direncanakan harus mampu 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.



**Gambar 4.6** Kolom yang ditinjau sebagai desain awal

Pada **Gambar 4.6**, terlihat kolom yang akan direncanakan memikul beban pada luasan pelat ukuran  $10.5 \times 8$  meter dari seperempat masing-masing luasan pelat yang diatasnya.

Direncanakan:

Tebal Pelat = 12 cm

Tinggi lantai basement = 310 cm

Tinggi tiap lantai 1-2 = 400 cm

Tinggi tiap lantai 2-13 = 330 cm

Tinggi tiap lantai 13-atap= 700 cm

Pembebanan pada kolom berdasarkan SNI 1727:2013 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 5 tingkatnya.

Untuk beban hidup kolom diijinkan untuk beban hidup tereduksi berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.8 dengan syarat komponen struktur yang memiliki  $K_{LL} \cdot A_t \geq 37,16 \text{ m}^2$  dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$A_{TT} = 10.5 \text{ m} \times 8 \text{ m} = 84 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 4$$

$$K_{LL} \times A_{TT} = 4 \times 84 \text{ m}^2 = 336 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2 (\text{OK})$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap

$$R_1 = 0.6 \text{ (untuk } A_T \geq 55,74 \text{ m}^2)$$

$$R_2 = 1$$

$$Lr = L_o \cdot R_1 \cdot R_2 = 0.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Syarat } 0.58 \leq Lr \leq 0.96$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai apartment

$$L_o = 1.92 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 1.92 \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}} \right) \geq 0.4 \times L_o$$

$$L = 1.92 \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{336}} \right) \geq 0.4 \times L_o$$

$$L = 0.9587 \text{ kN/m}^2 \geq 0.77 \text{ kN/m}^2$$

Khusus perhitungan pembebanan pada kolom lantai atap – lantai 13, kolom yang ditinjau sebagai desain awal berbeda.

**Tabel 4.4** Beban total yang diterima kolom atap – lt. 13

KOLOM LANTAI ATAP-14							
PELAT ATAP							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai Atap	2400	30	22.5	0.12	1	194400	kg
Plafon + Penggantung	18	30	22.5	-	1	12150	kg
Spesi (2 cm)	42	30	22.5	-	1	28350	kg
Aspal	14	30	22.5	-	1	9450	kg
Balok B1	2400	36	0.50	0.75	1	32400	kg
Balok B2	2400	12	0.50	0.75	1	10800	kg

Balok B4A	2400	45	0.30	0.45	1	14580	kg
Balok B3	2400	13	0.35	0.50	1		
Balok B4	2400	32	0.35	0.50	1		
Balok Prtkn	2400	150	0.70	1.00	1		
Ducting + Plumbing	30	30	22.5 -		1	20250	kg
						322380	kg
Beban Hidup							
Lantai Atap	58	30	22.5 -		1	39150	Kg
						39150	Kg
Pelat Lantai 14-13							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	I	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	30	22.5	0.12	1	194400	kg
Plafon + Penggantung	18	30	22.5 -		1	12150	kg
Tegel	24	30	22.5 -		1	16200	kg
Spesi (2 cm)	42	30	22.5 -		1	28350	kg
Dinding Batu Bata	250	93 -		7	1	162750	kg
Ducting + Plumbing	30	30	22.5 -		1	20250	kg
Balok B1	2400	36	0.5	0.75	1	32400	kg
Balok B2	2400	12	0.5	0.75	1	10800	kg
Balok B4A	2400	45	0.3	0.45	1	14580	kg
Balok B3	2400	13	0.35	0.5	1	5460	kg
Balok B4	2400	32	0.35	0.5	1	13440	kg
Balok Prtkn	2400	150	0.7	1	1	252000	kg
						762780	kg
Beban Hidup							
Lantai Hotel	89.78286	30	22.5 -		1	60603.43	kg
						60603.43	kg
						1085160	kg
						99753.43	kg

Jadi berat total yang diterima satu kolom:  
 $W = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}) / \text{jumlah kolom}$

$$= 121816.5 \text{ Kg}$$

Mutu Beton = 40 MPa = 400 Kg/cm<sup>2</sup> ( $1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2$ )

Dimensi: A = 3 x P / Fc' = 3 x (121816.5/400) = 913,62 cm<sup>2</sup>

Direncanakan:

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = A/b = 70 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk atap – lantai 13 adalah 50/70 cm.

**Tabel 4.5** Beban yang diterima kolom lantai 13 – lantai 9

Pelat Lantai 13-9							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	10.5	8	0.12	4	96768	kg
Plafon + Penggantung	18	10.5	8 -		4	6048	kg
Tegel	24	10.5	8 -		4	8064	kg
Spesi (2 cm)	42	10.5	8 -		4	14112	kg
Dinding Batu Bata	250	18.5 -		3.3	4	61050	kg
Ducting + Plumbing	30	10.5	8 -		4	10080	kg
Balok B1 =	2400	4.5	0.50	0.75	4	16200	kg
Balok B2 =	2400	6	0.50	0.75	4	21600	kg
Balok B4 =	2400	8	0.35	0.50	4	13440	kg
WD						247362	kg
Beban Hidup							
Lantai Hotel	95.86828	10.5	8 -		4	32211.74	kg
WL						32211.74	kg
WD Total						247362	kg
WL Total						32211.74	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$\begin{aligned} W &= (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}) \\ &= 348373.2 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Mutu Beton = 40 MPa = 400 Kg/cm<sup>2</sup> ( $1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2$ )

Dimensi: A =  $3 \times P / F_c = 3 \times (348373.2/400) = 2612,8 \text{ cm}^2$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$A = \sqrt{2612,8} \approx 60 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 13 – lantai 9 adalah 60/60 cm.

**Tabel 4.6** Beban yang diterima kolom lantai 9 – lantai 4

Pelat Lantai 9-4						
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat Satuan
Pelat Lantai	2400	10.5	8	0.12	5	120960 kg
Plafon + Penggantung	18	10.5	8-		5	7560 kg
Tegel	24	10.5	8-		5	10080 kg
Spesi (2 cm)	42	10.5	8-		5	17640 kg
Dinding Batu Bata	250	18.5-		3.3	5	76312.5 kg
Ducting + Plumbing	30	10.5	8-		5	12600 kg
Balok B1 =	2400	4.5	0.5	0.75	5	20250 kg
Balok B2 =	2400	6	0.5	0.75	5	27000 kg
Balok B4 =	2400	8	0.35	0.5	5	16800 kg
WD						309202.5 kg
Beban Hidup						
Lantai Hotel	95.86828	10.5	8-		5	40264.68 kg
WL						40264.68 kg
WD Total						309202.5 kg
WL Total						40264.68 kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$\begin{aligned} W &= (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}) + \text{berat kolom diatasnya} \\ &= 794119,2 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Mutu Beton = 40 MPa = 400 Kg/cm<sup>2</sup> (1 Mpa = 10 Kg/cm<sup>2</sup>)

Dimensi: A = 3 x P / Fc' = 3 x (794119,2/400) = 5955,894 cm<sup>2</sup>

Direncanakan:

$$b = h$$

$$A = \sqrt{5955,894} \approx 78 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 9 – lantai 4 adalah 78/78 cm.

**Tabel 4.7** Beban yang diterima kolom lantai 4 –basement

Pelat Lantai 4 - basement							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	10.5	8	0.12	5	120960	kg
Plafon + Penggantung	18	10.5	8	-	5	7560	kg
Tegel	24	10.5	8	-	5	10080	kg
Spesi (2 cm)	42	10.5	8	-	5	17640	kg
Dinding Batu Bata	250	18.5	-	17.7	1	81862.5	kg
Ducting + Plumbing	30	10.5	8	-	5	12600	0
Balok B1 =	2400	4.5	0.5	0.75	5	20250	kg
Balok B2 =	2400	6	0.5	0.75	5	27000	kg
Balok B4 =	2400	8	0.35	0.5	5	16800	kg
WD						314752.5	kg
Beban Hidup							
Lantai Hotel	95.86828	10.5	8	-	5	40264.68	kg
WL						40264.68	kg
WD Total						314752.5	kg
WL Total						40264.68	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$\begin{aligned} W &= (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}) + \text{berat kolom diatasnya} \\ &= 1265157 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Mutu Beton = 40 MPa = 400 Kg/cm<sup>2</sup> (1 Mpa = 10 Kg/cm<sup>2</sup>)

Dimensi: A = 3 x P / Fc' = 3 x (1265157/400) = 9488,676 cm<sup>2</sup>

Direncanakan:

$$b = h$$

$$A = \sqrt{9488,676} \approx 98 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 4 – basement adalah 98/98 cm.

Dengan perhitungan tersebut, berikut rekapitulasi dimensi kolom yang digunakan:

- Kolom lantai atap – 13 : 50/50 cm dan 50/70
- Kolom lantai 13 – 9 : 60/60 cm dan 50/70
- Kolom lantai 9 – 4 : 78/78 cm
- Kolom lantai 4 – basement : 98/98 cm

#### 4.1.7 Perencanaan Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm. Direncanakan:

- Tebal dinding geser : 30 cm
  - Panjang bentang : 365 cm
  - Tinggi : 700 cm
- $$30 \text{ cm} \geq H / 25 = 700 / 25 = 28 \text{ cm (OK!)}$$
- $$30 \text{ cm} \geq L / 25 = 400 / 25 = 16 \text{ cm (OK!)}$$

Jadi, tebal shearwall sebesar 30 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1)

## 4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

### 4.2.1 Umum

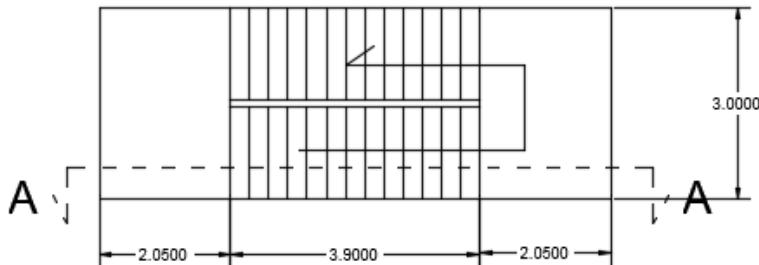
Struktur gedung dibagi menjadi dua yaitu struktur utama (primer) dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan akibat pembebahan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder antara lain meliputi tangga, pelat lantai, balok penumpu lift dan balok anak. Pada sub bab ini akan dibahas mengenai perancangan struktur sekunder.

### 4.2.2 Perencanaan Tangga

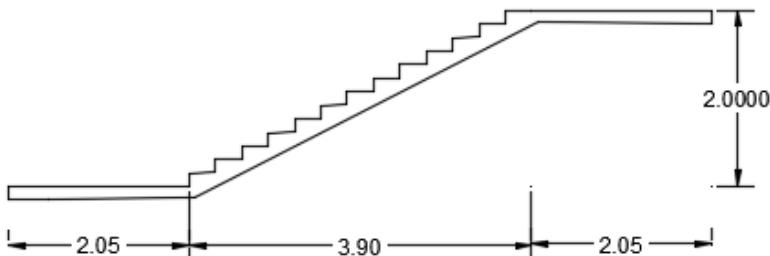
#### 4.2.2.1 Data-data Perencanaan Tangga

- Tinggi : 400 cm
- Tinggi Injakan (t) : 15 cm
- Lebar Injakan (i) : 30 cm
- Lebar Tangga : 150 cm
- Tebal Pelat Tangga : 17 cm
- Jumlah Tanjakan : 14 buah
- Jumlah Injakan :  $14-1 = 13$  buah
- Elevasi Bordes : 200 cm
- Panjang Bordes : 300 cm
- Lebar Bordes : 205 cm
- Tebal Bordes : 15 cm
- Panjang Horizontal Tangga : 390 cm
- Kemiringan Tangga :  $\text{arc tan } \alpha \frac{200}{390} = 27,15^\circ$
- Tebal Pelat rata-rata : Tebal Pelat tangga + tr

Denah dan potongan tangga yang akan ditinjau dapat dilihat pada gambar 4.7 dan gambar 4.8.



**Gambar 4.7 Denah Tangga**



**Gambar 4.8 Potongan A-A Tangga**

Cek Syarat

- $60 \leq (2t+i) \leq 65$   
 $60 \leq (2 \times 15 + 30) \leq 65$

$$60 \leq 60 \leq 65 \text{ (OK)}$$

- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$   
 $25^\circ \leq 27,15^\circ \leq 40^\circ \text{ (OK)}$

- Tebal Pelat anak tangga rata-rata

$$\frac{i}{2} x \sin \alpha = 6,84$$

- Tebal Pelat rata-rata

$$Tr = 17 + 6,8 \approx 24 \text{ cm}$$

#### 4.2.2.2 Pembebanan Tangga dan Bordes

##### a. Pembebanan Tangga

###### • Beban Mati

Pelat tangga :  $\frac{0,24 \times 2400 \times 1,50}{\cos 27,51} = 970,98 \text{ kg/m}$

Tegel :  $24 \times 1,5 = 36 \text{ kg/m}$

Spesi 2 cm :  $21 \times 2 \times 1,5 = 63 \text{ kg/m}$

Sandaran/railing :  $50 \text{ kg/m}$

qd :  $1119,98 \text{ kg/m}$

###### • Beban hidup

ql :  $479 \times 1,5 = 718,5 \text{ kg/m}$

###### • Kombinasi

q :  $1,2 \times qd + 1,6 \times ql$

q :  $2493,58 \text{ kg/m}$

##### b. Pembebanan Bordes

###### • Beban Mati

Pelat bordes :  $0,17 \times 2400 \times 1,5 = 612 \text{ kg/m}$

Spesi 2 cm :  $21 \times 2 \times 1,5 = 63 \text{ kg/m}$

$$\begin{array}{lll} \text{Tegel} & : 24 \times 1,5 & = 36 \text{ kg/m} \\ \text{qd} & : 718,5 \text{ kg/m} & \end{array}$$

• **Beban Hidup**

$$\text{ql} : 479 \times 1,5 = 718,5 \text{ kg/m}$$

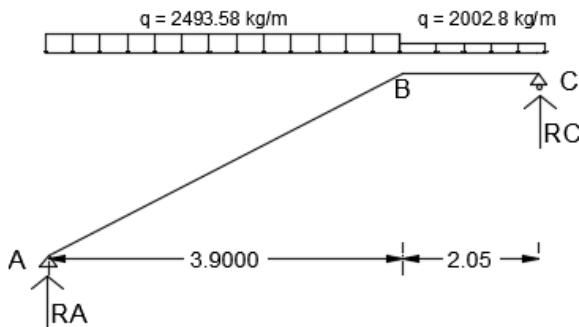
• **Kombinasi**

$$q = 1,2 \text{ qd} + 1,6 \text{ ql}$$

$$q = 2002,8 \text{ kg/m}$$

#### 4.2.2.3 Perhitungan Gaya pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendirrol, dengan pembebanan tangga dan output seperti pada gambar 4.9.



**Gambar 4.9** Permodelan Struktur Tangga

### a. Perhitungan Reaksi pada Tangga

- $\sum Ma = 0$

$$Rc \cdot 5,95 - qbordes \cdot 2,05(2,05 \cdot 0,5 + 3,9) - qtangga \cdot 3,9 \cdot 0,5 \cdot 3,9 = 0$$

$$3,9 = 0$$

$$Rc = \frac{2002,8 \times 2,05 \left( \frac{2,05}{2} + 3,9 \right) + 2493,58 \times \frac{3,9}{2} \cdot 3,9}{5,95} = 6585,63 \text{ kg}$$

- $\sum Mb = 0$

$$Ra \cdot 5,95 - qbordes \cdot 2,05(0,5 \cdot 2,05) - qtangga \cdot 3,9(0,5 \cdot 3,9 \cdot 2,05) = 0$$

$$Ra = \frac{2002,8 \times 2,05 \left( \frac{2,05}{2} \right) + 2493,58 \times 3,9 \times \left( \frac{3,9}{2} + 2,05 \right)}{5,95} = 7245,1 \text{ kg}$$

### b. Perhitungan Gaya dalam pada Tangga

- **Gaya Normal**

- Pada Bordes ( $0 < X < 2,05$ )

$$N = 0 \text{ kg}$$

- Pada Tangga ( $0 < X < 3,9$ )

$$X = 0 \text{ m}$$

$$N_1 = - Ra \cdot \sin \alpha$$

$$N_1 = -3306,1 \text{ kg}$$

$$X = 3,9 \text{ m}$$

$$N_2 = N_1 + q \cdot X \cdot \sin \alpha$$

$$N_2 = 1131,63 \text{ kg}$$

**Bidang N****Gambar 4.10** Gaya Dalam Bidang N pada Tangga

- **Gaya Lintang**

- Pada Bordes ( $0 < X < 2,05$ )

$$X = 0 \text{ m}$$

$$D_1 = -Rc + q_b \cdot X$$

$$D_1 = -6585,63 \text{ kg}$$

$$X = 2,05 \text{ m}$$

$$D_2 = -Rc + q_b \cdot X$$

$$D_2 = -2479,88 \text{ kg}$$

- Pada Tangga ( $0 < X < 3,9$ )

$$X = 0 \text{ m}$$

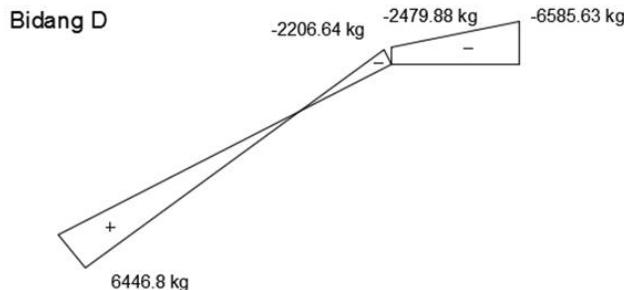
$$D_1 = Ra \cdot \cos \alpha - qt \cdot X \cdot \cos \alpha$$

$$D_1 = 6446,8 \text{ kg}$$

$$X = 3,9 \text{ m}$$

$$D_2 = Ra \cdot \cos \alpha - qt \cdot X \cdot \cos \alpha$$

$$D_2 = -2206,64 \text{ kg}$$



**Gambar 4.11 Gaya Dalam Bidang D pada Tangga**

- **Gaya Momen**

- Pada Bordes ( $0 < X < 2,05$ )

$$X = 0 \text{ m}$$

$$M_1 = R_c \cdot X - 1/2 \cdot q_b \cdot X^2$$

$$M_1 = 0 \text{ kgm}$$

$$X = 2,05 \text{ m}$$

$$M_2 = R_c \cdot X - 1/2 \cdot q_b \cdot X^2$$

$$M_2 = 9292.16 \text{ kgm}$$

- Pada Tangga ( $0 < X < 3,9$ )

$$X = 0 \text{ m}$$

$$M_1 = R_a \cdot X - 1/2 \cdot q_t \cdot X^2$$

$$M_1 = 0 \text{ kgm}$$

$$X = 3,9 \text{ m}$$

$$M_2 = R_a \cdot X - 1/2 \cdot q_t \cdot X^2$$

$$M_2 = 9292.16 \text{ kgm}$$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat:

$$M_{max} = Ra \cdot X - \frac{1}{2} \cdot qt \cdot X^2$$

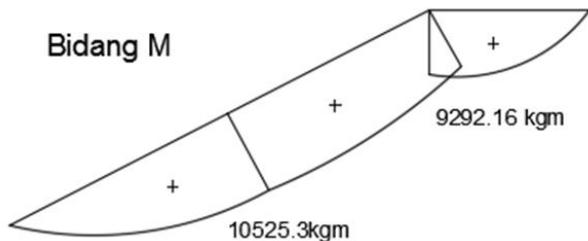
$$Dx = 0$$

$$X = Ra / qt$$

$$X = 2,91 \text{ m}$$

$$M_2 = Ra \cdot X - 1/2 \cdot qt \cdot X^2$$

$$M_2 = 10525,3 \text{ kgm}$$



**Gambar 4.12** Gaya Dalam Bidang M pada Tangga

#### 4.2.2.4 Perhitungan Tulangan Tangga

##### a. Anak Tangga :

###### ➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

- $f'_c$  : 40 Mpa
- $f_y$  : 420 Mpa
- Tulangan (D) : D 16
- $dx$  :  $t_{tangga} - \text{cover} - (D/2)$   
:  $170 - 20 - (16/2)$   
: 142 mm

- $\rho_{\min}$	: 0,0018 (SNI 2847:2013 pasal. 7.12.2.1)
- $\beta_1$	: $0,85 - 0,05 \frac{(Fc' - 28)}{7}$
	: $0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$
	: 0,764
- $\rho_b$	: $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$
	: $\frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right)$
	: 0,0364
- $\rho_{\max}$	: $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$
- m	: $\frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$

### ➤ Penulangan Lentur

$$Mu = 10525,3 \text{ kgm} = 105252891,9 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{105252891.9}{0.75 \times 1000 \times 142^2} = 6,96$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 6,96}{420}} \right) \\ &= 0,018 \text{ (dipakai)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ Perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,018 \times 1000 \times 142 \\ &= 2661,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ (D16)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,12 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ Tulangan} &= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D16)}} \\
 &= \frac{2661,1 \text{ mm}^2}{201,12 \text{ mm}^2} \\
 &\approx 14 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{14} = 71,4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**Sehingga digunakan Tulangan Lentur D16-70 mm**

$$\begin{aligned}
 \text{As Pakai} &= n \text{ pakai} \times \text{As (D 16)} \\
 &= 14 \times 201,12 \\
 &= 2816 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As Tulangan Bagi} &= 20 \% \times \text{As pakai} \\
 &= 20\% \times 2816 \\
 &= 563,2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As (D 10)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ tulangan} &= \frac{\text{As Tulangan Bagi}}{\text{As (D10)}} \\
 &= \frac{563,2}{78,57} \\
 &= 8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S \text{ tulangan} &= \frac{1000}{8} \\
 &= 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**Digunakan Tulangan bagi D 10 – 125 mm**

➤ **Penulangan Geser**

$$V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f c'} \times b w \times d$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{40} \times 1500 \times 142 = 229012,15 \text{ N}$$

$$0,5 \phi \cdot V_c = 0,5 \times 0,6 \times 229012,15 \text{ N}$$

$$= 68703,64 \text{ N}$$

$$V_u = 64467,95 \text{ N}$$

$$64467,95 \text{ N} < 68703,64 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

### ➤ Penulangan Susut

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b w \times d$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 142$$

$$= 383,4 \text{ mm}^2$$

$$A_s (D 10) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,57 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s (D 10)}$$

$$= \frac{383,4 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2}$$

$$= 5$$

$$S = \frac{1000}{5}$$

$$= 200 \text{ mm}$$

## Digunakan Tulangan susut D10-200 mm

### b. Bordes

#### ➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

- $f'_c$  : 40 Mpa
- $f_y$  : 420 Mpa
- Tulangan (D) : D 16
- $d_x$  :  $t_{tangga} - \text{cover} - (D/2)$   
 $: 170 - 20 - (16/2)$   
 $: 142 \text{ mm}$
- $\rho_{\min}$  : 0,0018 (SNI 2847:2013 psl. 7.12.2.1)
- $\beta_1$  :  $0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$   
 $: 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $: 0,764$
- $\rho_b$  :  $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$   
 $: \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right)$   
 $: 0,0364$
- $\rho_{\max}$  :  $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$
- $m$  :  $\frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$

#### ➤ Penulangan Lentur

$$Mu = 9292,16 \text{ kgm} = 92921557,31 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{92921557,31}{0,75 \times 1000 \times 142^2} = 6,14$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12.353} (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 6.14}{420}}) \\ = 0,016 \text{ (dipakai)}$$

$$\text{As Perlu} = \rho \times b \times d \\ = 0.016 \times 1000 \times 142 \\ = 2309,36 \text{ mm}^2$$

$$\text{As (D16)} = \frac{1}{4} \pi \times D^2 \\ = \frac{1}{4} \pi \times 16^2 \\ = 201,14 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D16)}} \\ = \frac{2309,36 \text{ mm}^2}{201,14 \text{ mm}^2} \\ \approx 12 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{12} = 83,33 \text{ mm}$$

**Sehingga digunakan Tulangan Lentur D16-80 mm**

$$\text{As Pakai} = n \text{ pakai} \times \text{As (D 16)} \\ = 12 \times 201,14 \\ = 2413,71 \text{ mm}^2$$

$$\text{As Tulangan Bagi} = 20 \% \times \text{As pakai} \\ = 20\% \times 2413,71 \\ = 461.87 \text{ mm}^2$$

$$\text{As (D 10)} = \frac{1}{4} \pi \times 10^2 \\ = 78,57 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{\text{As Tulangan Bagi}}{\text{As (D 10)}} \\ &= \frac{461.87 \text{ mm}^2}{78.57} \\ &= 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{tulangan}} &= \frac{1000}{6} \\ &= 166,67 \text{ mm} \end{aligned}$$

**Digunakan Tulangan bagi D 10 – 150 mm**

➤ **Penulangan Geser**

$$V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f c'} \times b w \times d$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{40} \times 3000 \times 142 = 458024,3 N$$

$$\begin{aligned} 0.5 \phi \cdot V_c &= 0.5 \times 0.6 \times 458024.3 N \\ &= 137407,3 N \end{aligned}$$

$$V_u = 65856,3 N$$

$$65856,3 N < 137407,3 N$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Susut**

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$\begin{aligned} As_{\text{perlu}} &= \rho \times b w \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 142 \\ &= 255,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As(D 10) &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ Tulangan} &= \frac{As \text{ perlu}}{As(D 10)} \\
 &= \frac{255.6 \text{ mm}^2}{78.57 \text{ mm}^2} \\
 &= 4 \\
 S &= \frac{1000}{4} \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**Digunakan Tulangan susut D10-250 mm**

### c. Perhitungan Balok Bordes

#### ➤ Perencanaan dimensi Balok Bordes

$$h = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 300 = 18,75 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 18,75 = 12,5 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 20/30 cm

#### ➤ Pembebanan Balok Bordes

- Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat Bordes} = 2400 \times 2,05 \times 0,15 = 738 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat Balok} = 0,2 \times 0,3 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}$$

$$q_{DT} = 882 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup(LL)  
 $q_{LT} = 479 \times 2,05 = 981,95 \text{ kg/m}$

- Kombinasi  
 $q_u = 1,2(\text{DL}) + 1,6(\text{LL})$   
 $q_u = 1,2(882) + 1,6(981,95) = 2629,52 \text{ kg/m}$

➤ **Data Perencanaan Penulangan Balok Bordes**

- $f'_c$  : 40 Mpa
- $f_y$  : 420 Mpa
- Tulangan (D) : D 16
- $d_x$  :  $t_{\text{tangga}} - \text{cover} - (D/2)$   
 $: 300 - 20 - (16/2)$   
 $: 252 \text{ mm}$
- $\rho_{\min}$  : 0,0018 (SNI 2847:2013 psl. 7.12.2.1)
- $\beta_1$  :  $0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7}$   
 $: 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $: 0,764$
- $\rho_b$  :  $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$   
 $: \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right)$   
 $: 0,0364$
- $\rho_{\max}$  :  $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$
- $m$  :  $\frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$

➤ **Penulangan Lentur Balok Bordes**

• Tulangan Negetif Tumpuan

$$Mu = \frac{1}{16} \times q \times L^2 = \frac{1}{16} \times 2629,52 \times 3^2 = 1479,1 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1479,1 \times 10000}{0,75 \times 200 \times 252^2} = 1,55 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{12.353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 1,55}{420}} \right) \\
 &= 0,0038 \text{ (dipakai)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As \text{ Perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0038 \times 200 \times 252 \\
 &= 191,52 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As \text{ (D16)} &= \frac{1}{4} \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \pi \times 16^2 \\
 &= 201,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ Tulangan} &= \frac{As \text{ Perlu}}{As \text{ (D16)}} \\
 &= \frac{191,52 \text{ mm}^2}{201,14 \text{ mm}^2} \\
 &\approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

**Digunakan Tulangan lentur di tumpuan 2D16**

- Tulangan Positif Lapangan

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{1}{11} q \times L^2 = \frac{1}{11} \times 2629,52 \times 3^2 = 2151,43 \text{ kgm} \\
 R_n &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2151,43 \times 10000}{0,75 \times 200 \times 252^2} = 2,25 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)
 \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{12.353} (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 2,25}{420}})$$

$$= 0,0056 \text{ (dipakai)}$$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0056 \times 200 \times 252 \\ &= 282,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As (D16)} &= \frac{1}{4} \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi \times 16^2 \\ &= 201,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ Tulangan} &= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D16)}} \\ &= \frac{282,24 \text{ mm}^2}{201,14 \text{ mm}^2} \\ &\approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

**Digunakan Tulangan lentur di lapangan 2D16**

➤ Penulangan Geser

$$Vc = 0,17 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$Vc = 0,17 \times \sqrt{40} \times 200 \times 252 = 54188,8 N$$

$$\begin{aligned} 0,5 \phi \cdot Vc &= 0,5 \times 0,6 \times 54188,8 N \\ &= 16256,6 N \end{aligned}$$

$$Vu = 39442,8 N$$

0,5 φ Vc < Vu < Vc (diperlukan tulangan minimum)

$$Vs \min = \frac{Vu}{\emptyset}$$

$$Vs \text{ min} = \frac{39442.8}{0.9} = 43825.33 \text{ N}$$

$$As D10 = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$As D10 = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78.57 \text{ mm}^2$$

$$Av = 2 \times As D10$$

$$Av = 2 \times 78.57 = 157.14 \text{ mm}^2$$

$$S maks = \frac{Av \times fy \times dx}{Vs}$$

$$S maks = \frac{157.4 \times 420 \times 252}{43825.33} = 380.13 \text{ mm}$$

**Maka digunakan tulangan geser D10-300 mm**

Berikut merupakan rekapitulasi penulangan tangga:

**Tabel 4.8** Rekapitulasi Penulangan Tangga

Nama Struktur	Tulangan		
	Lentur	Bagi	Susut
Pelat Tangga	D16-70	D10-125	D10-200
Pelat Bordes	D16-80	D10-150	D10-250
Balok Bordes	2D16	Geser	D10-300

### **4.2.3 Perencanaan Pelat**

Pelat diperhitungkan sebagai pelat cor in situ, walaupun denah didominasi dengan tipe pelat 1 arah karena perencanaan mengikuti denah eksisting yang sudah terlebih dahulu direncanakan dengan pertimbangan waktu pekerjaan, pemasangan bekisting, dan hal lainnya yang sudah dihitung oleh PT. PP.

#### **4.2.3.1 Data Perencanaan**

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang akan direncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat atap ataupun pelat lantai. Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut:

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 420 Mpa
- Tebal pelat atap : 12 cm
- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Diameter tulangan rencana : 8 cm

#### **4.2.3.2 Pembebanan Pelat**

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pembebanan pada pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada pelat atap berbeda dari pelat lantai. Oleh karena itu perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

##### **1. Pelat atap**

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ).

- Beban Mati:

- Pelat atap =  $0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
  - Penggantung =  $7 \text{ kg/m}^2$
  - Plafond =  $11 \text{ kg/m}^2$
  - Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ ) =  $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
  - Aspal ( $t = 1 \text{ cm}$ ) =  $14 \text{ kg/m}^2$
  - Plumbing & Ducting =  $15 \text{ kg/m}^2$
- $\qquad\qquad\qquad +$
- $$\begin{array}{rcl} qDT & = & 377 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \end{array}$$
- Beban Hidup
    - $qLT = 58 \text{ kg/m}^2$
  - Kombinasi =  $1,2 qDT + 1,6 qLT$ 

$$\begin{aligned} &= (1,2 \times 377 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 58 \text{ kg/m}^2) \\ &= 545.2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

## 2. Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ). Pelat lantai menerima beban hidup berupa beban Hotel.

- Beban Mati
    - Pelat lantai =  $0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
    - Penggantung =  $7 \text{ kg/m}^2$
    - Plafond =  $11 \text{ kg/m}^2$
    - Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ ) =  $21 \times 2 = 42 \text{ kg/m}^2$
    - Tegel ( $t = 1 \text{ cm}$ ) =  $24 \text{ kg/m}^2$
    - Ducting & Plumbing =  $30 \text{ kg/m}^2$
- $\qquad\qquad\qquad +$
- $$\begin{array}{rcl} qDT & = & 402 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \end{array}$$

$$qDT = 594 \text{ kg/m}^2 \text{ (basement, } t=20\text{cm})$$

- Beban Hidup

- $qLT = 143.74 \text{ kg/m}^2$  (Lantai Hotel)
- $qLT = 358.6 \text{ kg/m}^2$  (Lantai Ballroom)
- $qLT = 748.63 \text{ kg/m}^2$  (Lantai Basement)

- Kombinasi

- Lantai hotel  $= 1,2 qDT + 1,6 qLT$   
 $= 712.384 \text{ kg/m}^2$
- Lantai basement  $= 1680.208 \text{ kg/m}^2$
- Lantai ballroom  $= 1056.16 \text{ kg/m}^2$

#### 4.2.3.3 Penulangan Pelat

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur pelat adalah sebagai berikut:

1. Menentukan data-data  $d$ ,  $f_y$ ,  $f'_c$ , dan  $M_u$
2. Menentukan harga  $\beta_1$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'_c - 28)}{7} \text{ SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3)}$$

3. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

Menurut SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2):

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1):

$$\rho_{\max} = 0.025$$

Menurut SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3):

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal (10.5.1):

$$\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$$

Dan  $\geq$  dari

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{fy}$$

4. Menentukan harga m

$$m = \frac{fy}{0.85 f_{c'}}$$

5. Menentukan Rn

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2}$$

Diketahui harga  $\phi = 0.75$

6. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xm \times Rn}{fy}} \right)$$

dimana:  $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$

7. Menentukan luas hitungan (As) dari  $\rho$  yang didapat

$$\rho = \frac{As}{b \times d} \text{ dimana } As = \rho \times b \times d$$

8. Menentukan jumlah dan jarak tulangan

Jumlah tulangan = As perlu / (1/4 x  $\pi$  x  $\emptyset^2$ )

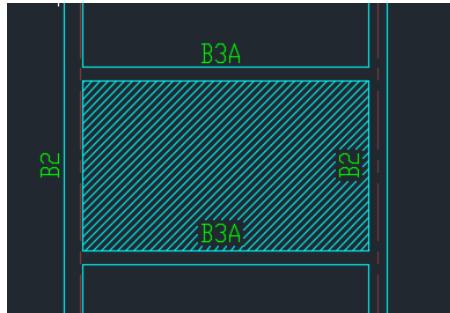
$$\text{Jarak tulangan} = \frac{1000}{n}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 spasi tulangan maksimum adalah sebagai berikut:

$S < 450$  mm

$S < 3 \times h$

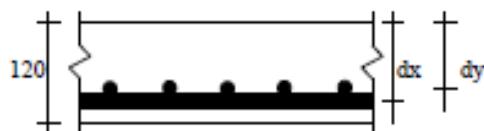
### 1. Perhitungan penulangan pelat lantai tipe 2; 400x650 cm (2 arah)



**Gambar 4.13** Tampak atas pelat yang direncanakan

Data-data peranangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat  $400 \times 650 \text{ cm}^2$
- Tebal Pelat 120 mm
- Tebal selimut beton 40 mm
- Diameter tulangan rencana (D) 10 mm ( $A_s = 78,57 \text{ mm}^2$ )
- $\beta_1 = 0.764$



**Gambar 4.14** Ilustrasi potongan pelat rencana

$$dx = \text{tebal pelat (h)} - \text{selimut beton} - (1/2 \times \text{diameter tulangan rencana bawah})$$

$$dx = 120 - 40 - \frac{1}{2}(10) = 75 \text{ mm}$$

$$dy = \text{tebal pelat (h)} - \text{selimut beton} - (1/2 \times \text{diameter tulangan rencana atas})$$

$$dy = 120 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 65 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Lx &= 400 - \left(\frac{30+30}{2}\right) = 370 \text{ cm} \\
 Ly &= 650 - \left(\frac{50+50}{2}\right) = 600 \text{ cm} \\
 \beta &= Ly/Lx = 600 / 370 = 1.622 \text{ (2 arah)} \\
 Qu &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 712,384 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: ( $Ly/Lx = 1.6$ )

$$\begin{aligned}
 Mlx &= 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X \\
 Mtx &= -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X \\
 Mly &= 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X \\
 Mty &= -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X
 \end{aligned}$$

Dimana:  $Mlx$  = Momen lapangan arah x

$Mly$  = Momen lapangan arah y

$Mtx$  = Momen tumpuan arah x

$Mty$  = Momen tumpuan arah y

X = Nilai konstanta dari perbandingan  $Ly/Lx$

#### a. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X

- $\beta = 1.6$  (terjepit penuh)
- $Mlx (+) = X1 = 37$
- $Mtx (-) = X2 = 79$  (PBI Tabel 13.3.1)
- $Mlx = (-) Mtx$ 

$$\begin{aligned}
 &= 0.001 \times qu \times Lx^2 \times X \\
 &= 0.001 \times 712,384 \times 370^2 \times 79 \\
 &= 770,4504 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 x f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600+f_y} \right)$ 

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600+420} \right) \\
 &= 0,0364
 \end{aligned}$$
- $\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$
- $\rho_{\max} = 0,025$  (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{f_y}$

$$= \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.003765 \text{ (menentukan)}$$

- $\rho_{\min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$
- $m = \frac{fy}{0.85 f_{c'}} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353$
- $R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{7704504}{0.75 \times 1000 \times 75^2} = 1.826 \text{ N/mm}^2$
- $$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xm \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,826}{420}} \right) \\ &= 0,00472 \end{aligned}$$
- Maka dipakai  $\rho_{\text{pakai}} = 0,00472$  ( $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$ )
- As perlu =  $\rho \cdot b \cdot d$   
 $= 0,00472 \times 1000 \times 75 = 355,38 \text{ mm}^2$
- $S_{\max} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)
- Jumlah tulangan = 
$$\begin{aligned} &\frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \varnothing^2} \\ &= \frac{355,38}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2} = 4,268 \approx 5 \text{ (per meter)} \end{aligned}$$
- Jarak tulangan (s) =  $1000/n = 1000/5 = 200 \text{ mm}$
- As pasang =  $n \times As = 5 \times 78,57 = 392,857 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur **D10-200**

### b. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

- $\beta = 1.6$  (terjepit penuh)  
 $Muly (+) = X_1 = 16$   
 $Muty (-) = X_2 = 57$  (PBI Tabel 13.3.1)
- $Mly = (-) Mtx$   
 $= 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X$   
 $= 0,001 \times 712,384 \times 370^2 \times 57$   
 $= 555,8946 \text{ kg.m}$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{fy} \left( \frac{600}{600+fy} \right)$

$$= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600+420} \right)$$

$$= 0,0364$$

- $\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$
- $\rho_{\max}$  = 0,025 (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{fy}$   
 $= \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,003765$  (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,003333$
- $m = \frac{fy}{0,85 f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$
- $R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{5558946}{0,75 \times 1000 \times 75^2} = 1,318 \text{ N/mm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xm \times Rn}{fy}} \right)$   
 $= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,318}{420}} \right)$   
 $= 0,003201$
- Maka dipakai  $\rho_{\min} = 0,003765$  ( $\rho_{\text{pakai}} < \rho_{\min} < \rho_{\max}$ )
- As perlu =  $\rho \cdot b \cdot d$   
 $= 0,003765 \times 1000 \times 75 = 244,7 \text{ mm}^2$
- $S_{\max} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)
- Jumlah tulangan =  $\frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2}$   
 $= \frac{244,7}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2} = 3,1144 \approx 4$  (per meter)
- Jarak tulangan (s) =  $1000/n = 1000/4 = 250 \text{ mm}$
- As pasang =  $n \times As = 4 \times 78,57 = 314,286 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur **D10-250**

Dengan cara yang sama untuk penulangan pelat tipe lainnya (kecuali 1 arah dan basement), maka didapatkan jumlah

tulangan seperti pada Tabel 4.9. Untuk perhitungan penulangan pelat satu arah seperti pelat bordes/tangga.

**Tabel 4.9** Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap, Ballroom, dan Hotel

Pelat Atap				
Tipe	Arah	h pelat	Tulangan	
			X	Y/susut
Tipe 1A	1	12	D10-200	D8-250
Tipe 3A	1	12	D10-200	D8-250
Tipe 6A	1	12	D10-200	D8-250
Tipe 7A	2	12	D10-250	D10-250
Pelat Ballroom				
Tipe	Arah	h pelat	Tulangan	
			X	Y/susut
Tipe 1B	1	12	D10-125	D8-250
Tipe 3B	1	12	D10-200	D8-250
Tipe 6B	1	12	D10-125	D8-250
Tipe 7B	2	12	D10-250	D10-250
Pelat Hotel				
Tipe	Arah	h pelat	Tulangan	
			X	Y/susut
Tipe 1H	1	12	D10-150	D8-250
Tipe 2H	2	12	D10-200	D10-250
Tipe 3H	1	12	D10-200	D8-250
Tipe 4H	1	12	D10-150	D8-250
Tipe 5H	1	12	D10-200	D8-250
Tipe 6H	1	12	D10-150	D8-250
Tipe 7H	2	12	D10-250	D10-250

## 2. Perhitungan gaya uplift air untuk pelat basement

Data-data yang dibutuhkan:

- Elevasi Basement = -3,1 m (+0,00 adalah permukaan tanah asli)
- Elevasi Muka Air Tanah = -2,6 m
- Berat Jenis Air = 1 t/m<sup>3</sup>

Dari data tersebut, dapat dihitung gaya uplift yg bekerja dengan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 q_{\text{air}} &= h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air} \\
 &= (-2,6 - (-3,1)) \times 1000 \\
 &= 0,5 \times 1000 \\
 &= 500 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa  $q_{\text{air}} = 500 \text{ kg/m}^2$ . Nilai  $q_{\text{air}}$  tersebut akan menjadi beban uplift pada pelat basement itu sendiri. Dengan menambahkan beban uplift tersebut, didapatkan jumlah penulangan pelat basement seperti pada Tabel 4.10.

**Tabel 4.10** Rekapitulasi Penulangan Pelat Basement

Pelat Basement				
Tipe	Arah	h pelat	Tulangan	
			X	Y/susut
Tipe 1BA	1	20	D10-100	D8-150
Tipe 2BA	2	20	D10-125	D10-250
Tipe 3BA	1	20	D10-100	D8-150
Tipe 4BA	1	20	D10-100	D8-150
Tipe 5BA	1	20	D10-100	D8-150
Tipe 6BA	1	20	D10-100	D8-150
Tipe 7BA	2	20	D10-125	D10-140

#### 4.2.4 Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Gedung Hotel Swiss Belinn Darmo ini terdapat beberapa tipe balok anak dan dibagi sesuai dengan kebutuhan terhadap beban pelatnya.

##### 4.2.4.1 Perhitungan Penulangan Balok Anak

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok anak B4A pada lantai Ballroom.

a. Data perencanaan:

L	= 4000 mm
Mu tumpuan	= -136,49 KN.m
Mu lapangan	= 183,2915 KN.m
Vu	= 179,2763 KN
F'c	= 40 Mpa
Fy	= 420 Mpa
Tul. lentur (D)	= 22 mm
As tulangan	= 380,2857 mm <sup>2</sup>
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,786 mm <sup>2</sup>
B	= 300 mm
H	= 450 mm
Decking	= 40 mm
d	= h - (decking + Øsengkang + ½ Ølentur) = 386 mm

b. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

- $\phi = 0.9$  untuk asumsi kondisi *tension controlled section*; 0.75 untuk geser dan torsi (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7}$

- $$\begin{aligned}
 &= 0.85 - 0.05 \frac{(40-28)}{7} \\
 &= 0.76429 \\
 \bullet \quad \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 x f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600+f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600+420} \right) \\
 &= 0.0364 \\
 \bullet \quad \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273 \\
 \bullet \quad \rho_{\max} &= 0.025 \text{ (menentukan)} \\
 \bullet \quad \rho_{\min} &= \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y} \\
 &= \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.003765 \text{ (menentukan)} \\
 \bullet \quad \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333 \\
 \bullet \quad m &= \frac{f_y}{0.85 f c'} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353 \\
 \bullet \quad R_n &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{136489600}{0.9 \times 300 \times 386^2} = 3,39282 \text{ N/mm}^2 \\
 \bullet \quad \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 3.39282}{420}} \right) \\
 &= 0,00853 \\
 \bullet \quad \text{Maka dipakai } \rho &= 0,00853 (\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}) \\
 \bullet \quad \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,00853 \times 300 \times 386 = 987,458 \text{ mm}^2 \\
 \bullet \quad n \text{ (jumlah)} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\
 &= \frac{987,458}{380,2857} = 2,6 \approx 3 \text{ buah} \\
 \bullet \quad \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1} \\
 &= 64 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \\
 \bullet \quad \text{Dipakai 3D22}
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan tulangan positif tumpuan

- $As_{\min} = \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 987,458 = 493,729 \text{ mm}^2$
- $n (\text{jumlah}) = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$   
 $= \frac{493,729}{380,2857} = 1,3 \approx 2 \text{ buah}$
- Dipakai 2D22

d. Perhitungan tulangan positif lapangan

- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7}$   
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $= 0.76429$
- $\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times fc}{fy} \left( \frac{600}{600 + fy} \right)$   
 $= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right)$   
 $= 0.0364$
- $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$
- $\rho_{\max} = 0.025$  (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{fy}$   
 $= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765$  (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$
- $m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353$
- $R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{183291500}{0.9 \times 300 \times 386^2} = 4,55621 \text{ N/mm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{fy}} \right)$   
 $= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 4,55621}{420}} \right)$   
 $= 0,01169$
- Maka dipakai  $\rho = 0,01169$  ( $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$ )

- As perlu  $= \rho \cdot b \cdot d$   
 $= 0,01169 \times 300 \times 386 = 1354 \text{ mm}^2$
  - n (jumlah)  $= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$   
 $= \frac{1354}{380,2857} = 3,562 \approx 4 \text{ buah}$
  - Jarak tulangan (s)  $= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1}$   
 $= 35,333 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$
  - Dipakai 4D22
- e. Perhitungan tulangan negatif lapangan
- As.min  $= \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 1354 = 677 \text{ mm}^2$
  - n (jumlah)  $= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$   
 $= \frac{677}{380,2857} = 1,781 \approx 2 \text{ buah}$
  - Dipakai 2D22

- f. Perhitungan tulangan geser
- Vu  $= 179,276 \text{ KN} = 179276,3 \text{ N}$
  - Vc  $= \frac{1}{6} \times \sqrt{fc} \times \text{bw. d}$   
 $= 124505 \text{ N}$
  - Vsmin  $= \frac{1}{3} \times \sqrt{fc} \times \text{bw. d}$   
 $= 244128 \text{ N}$
  - Vu  $\leq 0.5 \cdot \emptyset \cdot Vc$  (Tidak perlu penguatan geser)  
 $179276,3 \text{ N} \geq 46689.4 \text{ N (**Tidak OK**)}$
  - $0.5 \cdot \emptyset \cdot Vc \leq Vu \leq \emptyset \cdot Vc$  (Perlu tulangan geser minimum)  
 $46689.4 \text{ N} \leq 179276,3 \text{ N} \geq 93378.9 \text{ N (**Tidak OK**)}$
  - $\emptyset \cdot Vc \leq Vu \leq \emptyset$  ( $Vc + Vsmin$ ) (Perlu tulangan geser;  
 $S_{\min} = d/2$ )  
 $93378.9 \text{ N} \leq 179276,3 \text{ N} \leq 274644 \text{ N (**OK**)}$
  - $\emptyset$  ( $Vc + Vs$ )  $\leq Vu \leq \emptyset$  ( $\frac{2}{3} \times \sqrt{fc} \times \text{bw. d}$ ) (Perlu tulangan geser;  $S_{\min} = d/4$ )  
 $274644 \text{ N} \geq 179276,3 \text{ N} \leq 455909 \text{ N (**Tidak OK**)}$

- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan  $S_{min} = d/2 = 193 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$
- $A_v = n \times A_s D13; \text{ Dipasang } 2D13$   
 $= 2 \times 132,786 = 265,571 \text{ mm}^2$
- $S = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s \text{ min}}$   
 $= \frac{265,571 \times 240 \times 386}{244128} = 176.36 \text{ mm} > S_{min} = 150 \text{ mm}$   
 $S_{pakai} = 150 \text{ mm}$
- Dipakai 2D13-150 mm

Perhitungan penulangan untuk balok anak pada lantai ballroom, lantai mall, dan basement didapat hasil pada Tabel 4.11:

**Tabel 4.11** Rekapitulasi Penulangan Balok Anak

Balok Anak Hotel					
Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan		Sengkang
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	
B1A	2D22	2D22	2D22	2D22	2D13-150
B2A	2D22	2D22	2D22	2D22	2D13-200
B3A	2D22	2D22	2D22	2D22	2D13-150
Balok Anak Ballroom					
Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan		Sengkang
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	
B1A	2D22	2D22	2D22	3D22	2D13-150
B2A	2D22	2D22	2D22	3D22	2D13-200
B3A	2D22	2D22	2D22	2D22	2D13-150
B4A	3D22	2D22	2D22	4D22	2D13-150
Balok Anak Atap					
Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan		Sengkang
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	
B1A	2D22	2D22	2D22	2D22	2D13-150
B4A	4D22	2D22	2D22	3D22	2D13-150

#### 4.2.5 Perencanaan Lift dan Balok Penumpu Lift

Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur lift):

- Tipe lift : Passenger Elevators
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 11 Orang / 750 kg
- Lebar pintu (opening width) : 800 mm
- Dimensi ruang luncur (hoistway inside) 2 Car : 3700 x 1930 mm<sup>2</sup>
- Dimensi sangkar (Car size)
  - Internal : 1400 x 1350 mm<sup>2</sup>
  - Eksternal : 1460 x 1505 mm<sup>2</sup>
- Dimensi ruang mesin (2 Car) : 4000 x 3700 mm<sup>2</sup>
- Beban reaksi pit :
  - $R_1 = 7100 \text{ kg}$
  - $R_2 = 5600 \text{ kg}$

Dikarenakan balok penumpu lift terbaring diatas dinding geser, perhitungan penulangan lentur balok penumpu lift hanya menggunakan  $\rho_{\min}$  dan tulangan geser minimum.

a. Data perencanaan:

- L = 3000 mm
- F'c = 40 Mpa
- Fy = 420 Mpa
- Tul. lentur (D) = 22 mm
- As tulangan = 380,2857 mm<sup>2</sup>
- Tul. sengkang (D) = 13 mm
- As tulangan = 132,786 mm<sup>2</sup>
- B = 300 mm
- H = 450 mm
- Decking = 40 mm
- d =  $h - (\text{decking} + \phi_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$   
= 386 mm

b. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

- $\phi = 0.9$  untuk asumsi kondisi *tension controlled section*; 0.75 untuk geser dan torsi (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)
  - $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7}$   
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $= 0.76429$
  - $\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 x f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$   
 $= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right)$   
 $= 0.0364$
  - $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$
  - $\rho_{\max} = 0.025$  (menentukan)
  - $\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y}$   
 $= \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.003765$  (menentukan)
  - $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$
  - Maka dipakai  $\rho_{\min} = 0,003765$
  - As perlu  $= \rho \cdot b \cdot d$   
 $= 0,003765 \times 300 \times 386 = 435,943 \text{ mm}^2$
  - n (jumlah)  $= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$   
 $= \frac{435,943}{380,2857} = 2 \text{ buah}$
  - Jarak tulangan (s)  $= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1}$   
 $= 150 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$
  - Dipakai 2D22
- c. Perhitungan tulangan positif tumpuan
- As.min  $= \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 453,943 = 217,971 \text{ mm}^2$
  - n (jumlah)  $= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$   
 $= \frac{217,971}{380,2857} = 2 \text{ buah}$

- Dipakai 2D22
- d. Perhitungan tulangan positif lapangan
- $\emptyset = 0.9$  untuk asumsi kondisi *tension controlled section*; 0.75 untuk geser dan torsi (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)
  - $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7}$   
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $= 0.76429$
  - $\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$   
 $= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right)$   
 $= 0.0364$
  - $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$
  - $\rho_{\max} = 0.025$  (menentukan)
  - $\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y}$   
 $= \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.003765$  (menentukan)
  - $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$
  - Maka dipakai  $\rho_{\min} = 0,003765$
  - As perlu  $= \rho \cdot b \cdot d$   
 $= 0,003765 \times 300 \times 386 = 435,943 \text{ mm}^2$
  - n (jumlah)  $= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$   
 $= \frac{435,943}{380,2857} = 2$  buah
  - Jarak tulangan (s)  $= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1}$   
 $= 150 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$
  - Dipakai 2D22
- e. Perhitungan tulangan negatif lapangan
- As.min  $= \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 453,943 = 217,971 \text{ mm}^2$

- $n$  (jumlah)  $= \frac{As\ perlu}{As\ tulangan}$   
 $= \frac{217,971}{380,2857} = 2$  buah
- Dipakai 2D22

f. Perhitungan tulangan geser

- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc} \times bw \cdot d$   
 $= 124505 \text{ N}$
- $V_{smin} = \frac{1}{3} \times \sqrt{fc} \times bw \cdot d$   
 $= 244128 \text{ N}$
- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan  $S_{min} = d/2 = 193 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$
- $A_v = n \times As$  D13; Dipasang 2D13  
 $= 2 \times 132,786 = 265,571 \text{ mm}^2$
- Dipakai 2D13-150 mm

### 4.3 Pembebaan dan Analisa Struktur

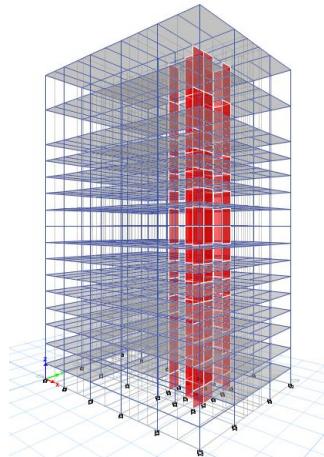
#### 4.3.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebaan gravitasi maupun pembebaan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebaan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013 dan pembebaan gempa mengacu pada SNI 1726:2012

#### 4.3.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur, dimana struktur Gedung Hotel Swiss Belinn Darmo memiliki bentuk yang tidak beraturan, sehingga harus dilakukan analisa dengan menggunakan analisa respon dinamik. Struktur Gedung Hotel Swiss Belinn Darmo memiliki total 14

lantai dengan 1 lantai basement, tinggi total gedung  $\pm 61,4$  meter (Gambar 4.15).



**Gambar 4.15** Permodelan pada ETABS

#### 4.3.3 Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Hotel Swiss Belinn Darmo yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri:
 

Mutu beton ( $F'c$ )	: 40 Mpa
Mutu baja ( $F_y$ )	: 420 Mpa
Ketinggian lantai	:
- Basement - Lt. 1	: 3,1 m
- Lt. 1 - 2	: 4 m (tiap lantai)
- Lt. 2 - 13	: 3,3 m (tiap lantai)
- Lt. 13 - atap	: 7 m (tiap lantai)
Dimensi Balok	: 30/45; 30/50; 35/50; 50/75
Balok Pratekan	: 50/125; 70/150
Tebal Pelat	: 12 cm; 20 cm (basement)

Dimensi Kolom	: 32/32; 35/70; 52/52; 78/78; 98/98
Faktor keutamaan	: 1 (gedung hotel)

- Input beban hidup:

Lantai Basement	: 1680.208 kg/m <sup>2</sup>
Lantai Hotel	: 143.74 kg/m <sup>2</sup>
Lantai Ballroom	: 358.6 kg/m <sup>2</sup>
Lantai Atap	: 58 kg/m <sup>2</sup>

- Input beban mati (superdead):

Penggantung	: 7 kg/m <sup>2</sup>
Plafond	: 11 kg/m <sup>2</sup>
Spesi (t = 2 cm)	: $21 \times 2 = 42 \text{ kg/m}^2$
Tegel (t = 1 cm)	: 24 kg/m <sup>2</sup>
Ducting & Plumbing	: 30 kg/m <sup>2</sup>

\*berat sendiri elemen dikalkulasi oleh ETABS

Sehingga didapatkan rekap pembebanan gravitasi secara manual seperti pada Tabel 4.12:

**Tabel 4.12 Rekapitulasi Pembebanan**

Lantai 1 - Mazzanine					
Item	Dimensi			Jumlah	Berat (Kg)
Balok 35/50	0.35	0.5	138	2400	2 115920
Balok 30/45	0.3	0.45	92	2400	2 59616
Balok 30/50	0.3	0.5	24	2400	2 17280
Balok 50/75	0.5	0.75	138	2400	2 248400
Balok Lift	0.3	0.45	40	2400	2 25920
Pelat	0.12	795	1	2400	2 457920
Hidup	143.7	795	1	1	2 228483
Total					1153539
Lantai 2					
Item	Dimensi			Jumlah	Berat (Kg)
Balok 35/50	0.35	0.5	138	2400	1 57960
Balok 30/45	0.3	0.45	119	2400	1 38556
Balok 30/50	0.3	0.5	24	2400	1 8640
Balok 50/75	0.5	0.75	156	2400	1 140400
Balok Lift	0.3	0.45	40	2400	1 12960
Pelat	0.12	1011	1	2400	1 291168
Hidup	143.7	1011	1	1	1 145280.7
Total					694964.7
Lantai 3-12					
Item	Dimensi			Jumlah	Berat (Kg)
Balok 35/50	0.35	0.5	138	2400	10 579600
Balok 30/45	0.3	0.45	119	2400	10 385560
Balok 30/50	0.3	0.5	24	2400	10 86400
Balok 50/75	0.5	0.75	156	2400	10 1404000
Balok Lift	0.3	0.45	40	2400	10 129600
Pelat	0.12	1083	1	2400	10 3119040
Hidup	143.7	1083	1	1	10 1556271
Total					7260471
Lantai 13					
Item	Dimensi			Jumlah	Berat (Kg)
Balok 35/50	0.35	0.5	138	2400	1 57960
Balok 30/45	0.3	0.45	119	2400	1 38556
Balok 30/50	0.3	0.5	24	2400	1 8640
Balok 50/75	0.5	0.75	156	2400	1 140400
Balok Lift	0.3	0.45	40	2400	1 12960
Pelat	0.12	1083	1	2400	1 311904
Hidup	358.6	1083	1	1	1 388363.8
Total					958783.8

**Tabel 4.12** Rekapitulasi Pembebanan

Lantai 14						
Item	Dimensi			Jumlah	Berat (Kg)	
Balok 35/50	0.35	0.5	93	2400	1	39060
Balok 30/45	0.3	0.45	97	2400	1	31428
Balok 30/50	0.3	0.5	24	2400	1	8640
Balok 50/75	0.5	0.75	96	2400	1	86400
B. Pratekan	0.7	1.5	150	2400	1	378000
Balok Lift	0.3	0.45	40	2400	1	12960
Pelat	0.12	1083	1	2400	1	311904
Hidup	358.6	1083	1	1	1	388363.8
Total						1256756
Lantai Atap						
Item	Dimensi			Jumlah	Berat (Kg)	
Balok 35/50	0.35	0.5	93	2400	1	39060
Balok 30/45	0.3	0.45	97	2400	1	31428
Balok 30/50	0.3	0.5	24	2400	1	8640
Balok 50/75	0.5	0.75	96	2400	1	86400
B. Pratekan	0.5	1.25	150	2400	1	225000
Balok Lift	0.3	0.45	40	2400	1	12960
Pelat	0.12	1155	1	2400	1	332640
Hidup	58	1155	1	1	1	66990
Total						803118

Kontrol Wt		
SuperDead	1880853	kg
Dead+Live	12127632.3	kg
ShearWall	1458864	kg
Kolom	1442344.7	kg
Manual	16909694	kg

Pembebanan yang diinput pada ETABS haruslah mendekati perhitungan manual ( $\pm 5\%$ ) sehingga pembebanan pada ETABS dapat dinyatakan benar. Berikut merupakan rasio selisih pembebanan gravitasi yang didapat dari ETABS dan Manual (Tabel 4.13).

**Tabel 4.13** Rasio Selisih Pembebanan ETABS dan Manual

Kontrol Wt		
SuperDead	1880853	kg
Dead+Live	12127632.3	kg
ShearWall	1458864	kg
Kolom	1442344.7	kg
Manual	16909694	kg
ETABS	16708390.2	kg
Rasio	1.2%	

Didapatkan dari tabel *base reaction* hasil analisa program bantu ETABS berat sebesar 16602851 kg. Dan perhitungan secara manual sebesar 16801694 kg.

Sehingga didapatkan rasio selisih sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio} &= (\text{Wmanual}/\text{Wtotal}) - 1 \\
 &= (16801694/16602851) - 1 \\
 &= 0.012 = 1.2\%
 \end{aligned}$$

Jadi dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada ETABS sudah benar.

#### 4.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

##### 4.3.4.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung Hotel yaitu II dengan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) 1.

#### **4.3.4.2 Kelas Situs**

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Hotel Swiss Belinn Darmo didapatkan berdasarkan nilai Nch (tes NSPT) = 24.7 ( $15 < Nch < 50$ ), termasuk dalam kelas situs SD (Tanah Sedang).

#### **4.3.4.3 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain**

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Data percepatan respon spektrum diambil dari web puskim.pu.go.id.

Dari web tersebut didapatkan data pada lokasi Surabaya dengan kelas situs SD (Tanah Sedang) seperti pada tabel berikut.

**Tabel 4.14** Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain

Tanah Sedang (D)	
Variabel	Nilai
Ss	0.663
S1	0.247
Fa	1.2696
Fv	1.906
SMS	0.841745
SDS	0.561163
SM1	0.470782
SD1	0.313855

#### 4.3.4.4 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismic dibagi berdasarkan tabel pada SNI 1726:2012 Tabel 6. Untuk SDS sebesar 0,561 dan SDI sebesar 0,314 dan kategori resiko II kategori desain seismic tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SPRMK).

#### 4.3.4.5 Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain

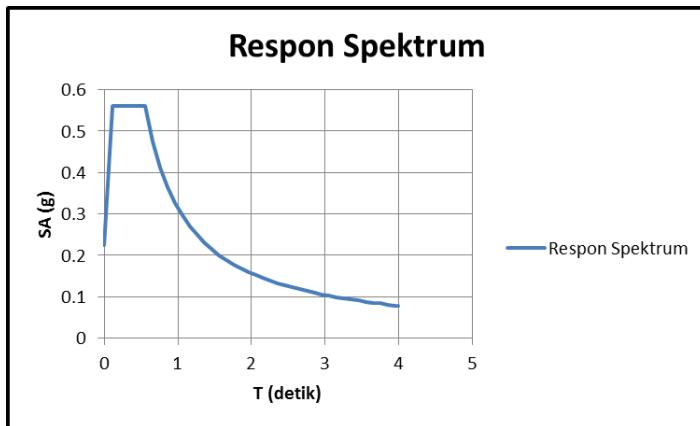
Untuk periode fundamental dan Respon Spektrum Desain didapat data dari web puskim.pu.go.id seperti pada tabel berikut.

**Tabel 4.15** Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra

T (detik)	SA (g)		
0	0.224	1.659293	0.189
0.111859	0.561	1.759293	0.178
0.559293	0.561	1.859293	0.169
0.659293	0.476	1.959293	0.16
0.759293	0.413	2.059293	0.152
0.859293	0.365	2.159293	0.145
0.959293	0.327	2.259293	0.139
1.059293	0.296	2.359293	0.133
1.159293	0.271	2.459293	0.128
1.259293	0.249	2.559293	0.123
1.359293	0.231	2.659293	0.118
1.459293	0.215	2.759293	0.114
1.559293	0.201	2.859293	0.11
		2.959293	0.106

**Tabel 4.16** Grafik Respon Spektrum Desain

3.059293	0.103
3.159293	0.099
3.259293	0.096
3.359293	0.093
3.459293	0.091
3.559293	0.088
3.659293	0.086
3.759293	0.084
3.859293	0.081
3.959293	0.079
4	0.078

**Gambar 4.16** Grafik Respon Spektrum Desain

#### 4.3.4.6 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

$$T = T_a \times C_u$$

Ta = periode fundamental pendekatan

Berdasarkan SNI 1726:2012 kontrol waktu getar alami fundamental adalah:

$$Ta = Ct \times hn^x$$

Nilai Ct dan x didapatkan dari tabel 15 SNI 1726:2012.

Pada arah X dan Y:

$$\begin{aligned} Ta &= Ct \times hn^x = 0.0466 \times 61.4^{0.9} \\ &= 1.896 \text{ s} \end{aligned}$$

Perioda fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (Cu) dari tabel 4.2 SNI 1726:2012. ( $Ta < T < Cu.Ta$ )

Dari nilai  $S_{DI} = 0.314$ , didapatkan koefisien Cu = 1.4. Maka nilai Cu.Ta dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Cu.Ta &= 1.4 \times 1.896 \\ &= 2,654 \text{ s} \end{aligned}$$

Nilai T yang didapat dari program bantu ETABS seperti pada Tabel 4.17

**Tabel 4.17** Modal Periode dan Frekuensi

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	2.375	0.421	2.6453	6.9978
Modal	2	1.982	0.505	3.17	10.0491
Modal	3	1.57	0.637	4.0025	16.02
Modal	4	0.997	1.003	6.299	39.6774
Modal	5	0.599	1.67	10.494	110.1235
Modal	6	0.499	2.004	12.5927	158.5769
Modal	7	0.463	2.16	13.5722	184.204
Modal	8	0.304	3.294	20.6964	428.3405
Modal	9	0.279	3.581	22.4977	506.1483
Modal	10	0.224	4.461	28.0293	785.6394
Modal	11	0.206	4.862	30.5489	933.2359
Modal	12	0.172	5.823	36.5857	1338.5146

T terbesar yang didapat dari analisa ETABS = 2.341 s, maka:

$$\begin{aligned} \text{Ta} &< T < \text{Cu.Ta} \\ 1,896 &< 2,375 < 2,654 (\text{OK!}) \end{aligned}$$

Dapat disimpulkan bahwa periода fundamental struktur dapat dipakai.

#### 4.3.4.7 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2012 Tabel 9)

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dimana:

$$SDS = 0.5612$$

$$I_e = 1$$

$$R = 7$$

$$C_s = \frac{0.5612}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0.0802$$

Dan nilai  $C_s$  tidak lebih dari:

$$C_s = \frac{SD1}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dimana:

$$SD1 = 0,314$$

$$I_e = 1$$

$$R = 7$$

$$T = 2,375$$

$$C_s = \frac{0,314}{2,375 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0.03375$$

Dan nilai Cs tidak kurang dari:

$$Cs = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot Ie \geq 0,01$$

$$Cs = 0,044 \cdot 0,314 \cdot 1 = 0,0247 \geq 0,01$$

Maka nilai Cs diambil **0,03375**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo sebesar 0,5 (SNI 1726:2012), sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut (Tabel 4.18):

**Tabel 4.18** Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS

Load Case / Combo	FZ (Kg)
D + 0,5 L	15323333,46

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$V = Cs \cdot W$$

Dimana:

$$Cs = 0,03375$$

$$W = 15323333,46 \text{ kg}$$

$$V = Cs \times W$$

$$= 0,03375 \times 15323333,46 = 517226,52 \text{ kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85 \cdot V/Vt$  (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (Vt) sebagai berikut (Tabel 4.19):

**Tabel 4.19** Gaya Geser Dasar Hasil ETABS

Beban	Global Fx (Kg)	Global Fy (Kg)
Gempa arah x	259045.58	167600.22
Gempa arah y	169702.66	243362.73

$$V = 517226,52 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 259045,58 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 243362,73 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85.V$$

$$259045,58 \text{ kg} > 0,85 \times 517226,52 \text{ kg}$$

$$259045,58 \text{ kg} > 439642 \text{ kg} (\text{Not OK!})$$

Maka untuk arah y,

$$V_{xt} > 0,85.V$$

$$243362,73 \text{ kg} > 0,85 \times 517226,52 \text{ kg}$$

$$243362,73 \text{ kg} > 439642 \text{ kg} (\text{Not OK!})$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala  $0,85V/V_t$ .

Arah x:

$$\frac{0,85 V}{V_{xt}} = \frac{439642}{259045,58} = 1,7$$

Arah y:

$$\frac{0,85 V}{V_{yt}} = \frac{439642}{243362,73} = 1,81$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah sesuai Tabel 4.20.

**Tabel 4.20** Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah *Scale Factor*

Beban	Global Fx (Kg)	Global Fy (Kg)
Gempa arah x	468872.54	303356.51
Gempa arah y	307162.02	440486.84

$$V = 517226,52 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 468872,54 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 440486,84 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85.V$$

$$468872,54 \text{ kg} > 0,85 \times 517226,52 \text{ kg}$$

$$468872,54 \text{ kg} > 439642 \text{ kg (OK!)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85.V$$

$$440486,84 \text{ kg} > 0,85 \times 517226,52 \text{ kg}$$

$$440486,84 \text{ kg} > 439642 \text{ kg (OK!)}$$

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

#### 4.3.4.8 Kontrol Dual System

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shearwall (Tabel 4.21).

**Tabel 4.21** Kontrol Sistem Ganda

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	KN	%	KN	%
SW	3577.678	0.704526	4822.181	0.733277
SRPM	1500.455	0.295474	1754.028	0.266723
Total	5078.132	1	6576.209	1

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

#### 4.3.4.9 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90% (Tabel 4.22)

**Tabel 4.22** Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99.98	91.7
Modal	Acceleration	UY	99.97	91.44
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

#### 4.3.4.10 Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencahan. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

**Tabel 4.23** Batas Simpangan Gedung

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

<sup>a</sup>  $h_{ax}$  adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x.

Berikut merupakan drift ijin yang didapat dari perhitungan di atas.

$$\begin{aligned}\delta_{ijin} &= 0.020 \times hsx \\ &= 0.020 \times 3100 = 62 \text{ mm (Lantai 1)} \\ \delta_{ijin} &= 0.020 \times hsx \\ &= 0.020 \times 4000 = 80 \text{ mm (Lantai Mezzanine - 2)} \\ \delta_{ijin} &= 0.020 \times hsx \\ &= 0.020 \times 3300 = 66 \text{ mm (Lantai 3 - 13)} \\ \delta_{ijin} &= 0.020 \times hsx \\ &= 0.020 \times 7000 = 140 \text{ mm (Lantai 14 - Atap)} \\ \text{Lalu dilanjutkan mencari } \delta_i &\text{ dengan cara perhitungan sebagai berikut:} \\ \delta_i &= \text{Drift} \times Cd / Ie ; \text{ dengan } Cd = 5.5 \text{ (SNI 1726:2012, tabel 9)} \\ \text{Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan drift dan } \delta_i &\text{ sesuai dengan SNI 1726:2012 seperti pada Tabel 4.24.}\end{aligned}$$

**Tabel 4.24** Kontrol Simpangan Arah X dan Y

Story	Load Case/Combo	Direction	TABLE: Story Max/Avg Drifts		$\delta i$	$\delta i_{jin}$	Kontrol
			Max Drift	Avg Drift			
Story16	Envelope Max	X	11.978	10.027	65.879	140	OK
Story16	Envelope Max	Y	11.84	8.917	65.12	140	OK
Story15	Envelope Max	X	11.694	9.921	64.317	140	OK
Story15	Envelope Max	Y	12.026	9.069	66.143	140	OK
Story14	Envelope Max	X	4.476	4.084	24.618	66	OK
Story14	Envelope Max	Y	3.89	3.258	21.395	66	OK
Story13	Envelope Max	X	4.401	4.03	24.2055	66	OK
Story13	Envelope Max	Y	3.753	3.155	20.6415	66	OK
Story12	Envelope Max	X	4.322	3.953	23.771	66	OK
Story12	Envelope Max	Y	3.662	3.091	20.141	66	OK
Story11	Envelope Max	X	4.279	3.894	23.5345	66	OK
Story11	Envelope Max	Y	3.635	3.063	19.9925	66	OK
Story10	Envelope Max	X	3.966	3.662	21.813	66	OK
Story10	Envelope Max	Y	3.515	2.89	19.3325	66	OK
Story9	Envelope Max	X	3.914	3.586	21.527	66	OK
Story9	Envelope Max	Y	3.544	2.914	19.492	66	OK
Story8	Envelope Max	X	3.823	3.472	21.0265	66	OK
Story8	Envelope Max	Y	3.566	2.935	19.613	66	OK
Story7	Envelope Max	X	3.715	3.337	20.4325	66	OK
Story7	Envelope Max	Y	3.578	2.952	19.679	66	OK
Story6	Envelope Max	X	3.575	3.172	19.6625	66	OK
Story6	Envelope Max	Y	3.557	2.953	19.5635	66	OK
Story5	Envelope Max	X	3.309	2.912	18.1995	66	OK
Story5	Envelope Max	Y	3.417	2.844	18.7935	66	OK
Story4	Envelope Max	X	3.079	2.662	16.9345	66	OK
Story4	Envelope Max	Y	3.242	2.736	17.831	66	OK
Story3	Envelope Max	X	3.282	2.765	18.051	80	OK
Story3	Envelope Max	Y	3.579	3.015	19.6845	80	OK
Story2	Envelope Max	X	2.388	1.98	13.134	80	OK
Story2	Envelope Max	Y	2.838	2.319	15.609	80	OK
Story1	Envelope Max	X	0.765	0.654	4.2075	62	OK
Story1	Envelope Max	Y	0.943	0.76	5.1865	62	OK

Maka dapat disimpulkan bahwa berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X maupun Y memenuhi persyaratan berdasarkan SNI 1726:2012.

#### 4.3.4.11 Analisa Eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana ***ed*** sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2 dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

- $e_x = e_{0x} + (0.05 Bx)$
- $e_y = e_{0y} + (0.05 By)$

dimana:

- $e_{0x}$  dan  $e_{0y}$  adalah eksentrisitas bawaan gedung
- 0.05 Bx dan 0.05 By adalah eksentrisitas tak terduga
- Bx adalah panjang gedung arah x
- By adalah panjang gedung arah y

Berdasarkan hasil dari ETABS maka didapatkan eksentrisitas pada Tabel 4.25

**Tabel 4.25** Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi

Lantai	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	ex (m)	ey (m)	0.05 Bx	0.05 By	Eksentrisitas Aktual	
									Kontrol	
	x	y								
16	18.3547	15.1158	23.8868	18.6672	5.5321	3.5514	1.925	1.5	OK	OK
15	18.1177	15.1507	23.2628	18.4605	5.1451	3.3098	1.925	1.5	OK	OK
14	18.5745	15.1559	22.7398	18.4174	4.1653	3.2615	1.925	1.5	OK	OK
13	18.7337	15.1476	22.7599	18.4841	4.0262	3.3365	1.925	1.5	OK	OK
12	18.838	15.1421	22.7805	18.5637	3.9425	3.4216	1.925	1.5	OK	OK
11	18.9116	15.1383	22.7968	18.6459	3.8852	3.5076	1.925	1.5	OK	OK
10	18.9627	15.1331	22.8093	18.7259	3.8466	3.5928	1.925	1.5	OK	OK
9	18.9973	15.1266	22.9342	18.7933	3.9369	3.6667	1.925	1.5	OK	OK
8	19.0246	15.1214	23.0944	18.8534	4.0698	3.732	1.925	1.5	OK	OK
7	19.0465	15.1173	23.2797	18.8986	4.2332	3.7813	1.925	1.5	OK	OK
6	19.0647	15.1139	23.4942	18.9223	4.4295	3.8084	1.925	1.5	OK	OK
5	19.0774	15.1095	23.7129	18.9159	4.6355	3.8064	1.925	1.5	OK	OK
4	19.0852	15.1043	24.0007	18.8587	4.9155	3.7544	1.925	1.5	OK	OK
3	19.1199	15.1001	24.3646	18.729	5.2447	3.6289	1.925	1.5	OK	OK
2	19.0898	15.1925	24.7547	18.3583	5.6649	3.1658	1.925	1.5	OK	OK
1	19.0594	15.2747	24.5052	17.3045	5.4458	2.0298	1.925	1.5	OK	OK

Keterangan :

- Xcm : Koordinat Pusat Massa arah X
- Ycm : Koordinat Pusat Massa arah Y
- Xcr : Koordinat Pusat Kekakuan arah X
- Ycr : Koordinat Pusat Kekakuan arah Y
- ex : Eksentrisitas aktual arah X
- ey : Eksentrisitas aktual arah Y

Dari hasil perhitungan dan kontrol eksentrisitas aktual akibat eksentrisitas tak terduga berdasarkan SNI 1726:2012 diatas, didapatkan bahwa seluruh eksentrisitas telah memenuhi syarat  $e_{xy} > 0.05 B_{xy}$ . Maka tidak perlu ada pergeseran pusat massa baru.

## **4.4 Perencanaan Struktur Utama Prategang**

### **4.4.1 Umum**

Beton prategang merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Penggunaan pratekan ini juga didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan balok pratekan dibandingkan beton bertulang biasa. Pratekan yang menggantikan balok beton bertulang biasa mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya juga dapat memperkecil struktur rangkanya.

Menurut SNI 2847:2013 pasal. 21.5.2.5, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Perencanaan beton pratekan pada Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension*) dan penulangan sendi pada kepala kolom. Metode pasca tarik adalah metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon prategang diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya prategang diberikan.

Perencanaan beton pratekan pada lantai 14 dan atap, karena pada lantai 13 dan 14 akan dijadikan *ballroom* 2 lantai,

sehingga dibutuhkan ruang yang bebas hambatan kolom di tengahnya. Jumlah balok prategang yang didesain adalah 5 buah per lantai, dengan bentang bersihnya 30 meter. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok pratekan, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan prategang, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (sevisibility), dan penggambaran output.

#### **4.4.2 Data Perencanaan Beton Prategang Lantai 14**

Berikut ini adalah data perencanaan beton prategang pada *ballroom*:

- Panjang bentang total : 30 m
- Dimensi balok pratekan : 70/150 cm
- $F'c$  beton prategang : 40 Mpa
- $F'c$  beton pelat lantai : 40 Mpa
- $d'$  lapangan : 10 cm

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):

- $f_{ci}$  :  $0.88 \times 40 = 35.2$  Mpa
- $t_f$  : 12 cm
- Jarak antar balok pratekan ( $s$ ) : 4 m

#### **4.4.3 Mencari Lebar Efektif**

Dalam mencari lebar efektif ( $b_w$ ), maka didasarkan pada perumusan yang terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi

seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- Delapan kali tebal pelat
- Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif ialah sebagai:

$$b_{eff} = L/4 = 30/4 = 7.5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8 \times tf) = 0.5 + (8 \times 0.12) = 1.66 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0.5 \times (L - b) = 0.5 \times (4 - 0.7) = 1.65 \text{ m}$$

Sehingga nilai  $b_{eff}$  yang terkecil adalah 1.65 m. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok atau 7,5 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah sebesar 4 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

#### **4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton**

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkuran tendon 0,94  $f_{py}$ , tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari 0,8  $f_{pu}$  dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan 0,70  $f_{pu}$  (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

- a. Segera setelah peralihan gaya pratekan(sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
- Tegangan tekan :  $0,60 \times f_{ci}$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 
$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 35,2 = 21,12 \text{ Mpa}$$
  - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T:
 
$$\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f_{ci}}$$
 (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 
$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ Mpa}$$
  - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana:  $0,70 \times f_{ci}$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)
 
$$\sigma_{tk} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 35,2 = 24,64 \text{ Mpa}$$
  - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana:  $(0,5) \times \sqrt{f_{ci}}$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)
 
$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ Mpa}$$
- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.
- Tegangan tekan (beban tetap):  $0,45 \times f_c$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)
 
$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f'_c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ Mpa}$$
  - Tegangan tekan (beban tetap + beban hidup):  $0,6 \times f_c$  (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)
 
$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f'_c = 0,6 \times 40 = 24 \text{ Mpa}$$
  - Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)
 
$$\text{Kelas U} = f_t \leq 0,62\sqrt{f'_c}$$

$$= f_t \leq 0,62\sqrt{40}$$

$$= f_t \leq 3,92 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas T} = 0,62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$$

$$= 0,62\sqrt{40} < f_t \leq \sqrt{40}$$

$$= 3,92 < f_t \leq 6,32 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas C} = f_t > \sqrt{f'_c}$$

$$\begin{aligned}
 &= f_t > \sqrt{40} \\
 &= f_t > 6,32 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar  $0,8\sqrt{f'_c} = 5,059 \text{ MPa}$ .

Dimana:

$f_{pu}$  = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

$f_{py}$  = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

$f_c$  = kuat tekan beton saat pemberian pratekan awal, MPa

$f_{ci}$  = kuat tekan beton yang diisyaratkan, Mpa.

#### 4.4.5 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

##### Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan saat struktur kantilever terdiri dari balok pratekan dan balok melintang. Tahap ini terdiri dari:

- a) Sebelum diberi gaya pratekan
- b) Pada saat diberi gaya pratekan
- c) Pada saat peralihan gaya pratekan

##### Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

#### 4.4.6 Penentuan Gaya Pratekan Balok Lantai 14

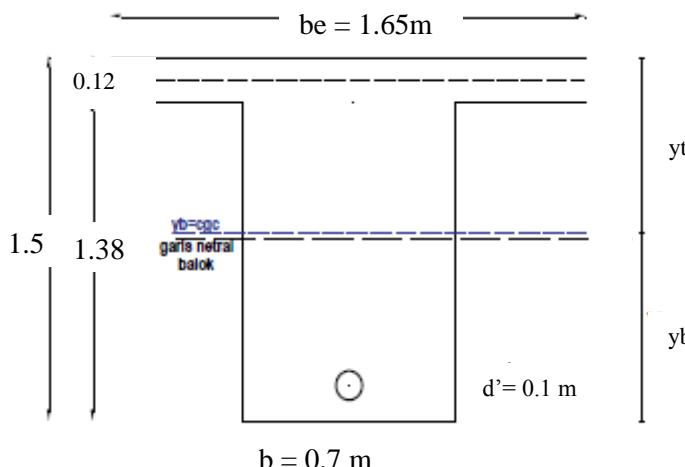
##### 4.4.6.1 Analisa Penampang Global

Penampang balok pratekan menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Perhitungan dapat menggunakan perumusan dibawah (SNI 2847:2013 pasal 8.5.1)

$$E_{\text{pelat}} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{balok}} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ Mpa}$$

$$n = E_{\text{balok}} / E_{\text{pelat}} = 29725,41 / 29725,41 = 1$$



**Gambar 4.17** Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan Lantai 14

Dari **Gambar 4.17** dapat dilihat tebal pelat ( $tf$ ) adalah 12 cm dengan jarak garis berat terhadap cgc adalah  $dt$  dan jarak garis netral balok terhadap  $yp$  sebesar  $dp$  sedangkan  $yt$  adalah garis netral penampang balok pratekan secara keseluruhan dari serat atas pelat. Untuk mendapatkan besarnya  $yt$  perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

$$A_{\text{pelat}} = \frac{be \times tf}{n} = \frac{1.65 \times 0.12}{1} = 0.198 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{balok}} &= b \times (h - tf) = 0.7 \times (1.5 - 0.12) = 0.966 \text{ m}^2 \\
 A_{\text{tot}} &= 1.164 \text{ m}^2 \\
 Yb_{\text{komposit}} &= \frac{Apelat \times Yb_{\text{pelat}} + Abalok \times Yb_{\text{balok}}}{Apelat + Abalok} \\
 &= 0.8176 \text{ m} \\
 Yt_{\text{komposit}} &= (h_{\text{tot}} - yb_{\text{komposit}}) = 0.682 \text{ m}^4 \\
 I_1 &= 1/12 \times b_{\text{balok}} \times (h_{\text{balok}})^3 + A_{\text{balok}} \times d^2 \\
 &= 1/12 \times 0.7 \times 1.38^3 + 0.966 \times (0.8176 - 0.69)^2 \\
 &= 0.169 \text{ m}^4 \\
 I_2 &= 1/12 \times b_{\text{pelat}} \times (h_{\text{pelat}})^3 + A_{\text{pelat}} \times d^2 \\
 &= 1/12 \times 1.65 \times 0.12^3 + 0.198 \times \left(\frac{0.12}{2} + 1.38 - 0.8176\right)^2 \\
 &= 0.077 \text{ m}^4 \\
 I_{\text{komp}} &= I_1 + I_2 = 0.246 \text{ m}^2 \\
 Wt_{\text{komp}} &= \frac{I_{\text{komp}}}{Yt_{\text{komposit}}} = 0.3604 \text{ m}^3 \\
 Wb_{\text{komp}} &= \frac{I_{\text{komp}}}{Yb_{\text{komposit}}} = 0.3009 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

**Tabel 4.26** Hasil Perhitungan Analisa Penampang Global Lantai  
14

beff	1.65	m
h pelat	0.12	m
A pelat	0.198	m <sup>2</sup>
n	1	
Yb komp	0.81757732	m
I1	0.169026789	m <sup>4</sup>
I2	0.076944779	m <sup>4</sup>
I komp	0.245971568	m <sup>4</sup>
yt komp	0.68242268	m
y <sub>tot</sub>	1.5	OK

wt komp	0.360438736	m3
wb komp	0.300854197	m3
kt komp	0.258465805	m
kb komp	0.309655271	m
e	0.71757732	m
Atot =	1.164	m2
Keliling =	6.3	m

#### 4.4.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer

Tengah bentang: Tarik ijin= 2,97 Mpa = 2966.5 kN/m<sup>2</sup>  
 Tekan ijin= -21,12 Mpa = -21120 kN/m<sup>2</sup>

Tumpuan: Tarik ijin= 2,97 Mpa = 2966.5 kN/m<sup>2</sup>  
 Tekan ijin= -24,64 Mpa = -24640 kN/m<sup>2</sup>

- Pada saat beban layan

Tengah bentang: Tarik ijin= 5,059 Mpa = 5059.6 kN/m<sup>2</sup>  
 Tekan ijin= -18 Mpa = -18000 kN/m<sup>2</sup>

Tumpuan: Tarik ijin= 5,059 Mpa = 5059.6 kN/m<sup>2</sup>  
 Tekan ijin= -18 Mpa = -18000 kN/m<sup>2</sup>

Eksentrisitas rencana:

- Eksentrisitas pada tengah bentang (e)= yb – d' = 0.71758 m
- Eksentrisitas pada tumpuan (e)= -0.2 m

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)  
 Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = -553.85 kNm

Momen lapangan = 3374.35 kNm

Momen tumpuan kanan = -540.37 kNm

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ 2966.5 &\geq -\frac{Fo}{1.164} + \frac{Fo \times 0.71758}{0.360439} - \frac{3374.35}{0.360439} \\ Fo &= 10893.22 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &\leq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ -21120 &\leq -\frac{Fo}{1.164} - \frac{Fo \times 0.71758}{0.30085} + \frac{3374.35}{0.30085} \\ Fo &= 9967.173 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\leq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ -24640 &\leq -\frac{Fo}{1.164} + \frac{Fo \times (-0.2)}{0.360439} - \frac{(-553.85)}{0.360439} \\ Fo &= 18512.63 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ 2966.479 &\geq -\frac{Fo}{1.164} - \frac{Fo \times (-0.2)}{0.30085} + \frac{(-553.85)}{0.30085} \\ Fo &= -24738 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -794.5217 kNm

Momen lapangan = 5102.3184 kNm

Momen tumpuan kanan = -774.13 kNm

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\leq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ -18000 &\leq -\frac{Fe}{1.164} + \frac{Fe \times 0.71758}{0.360439} - \frac{5102.3184}{0.360439}\end{aligned}$$

$Fe = -3396.68 \text{ kN}$  (asumsi kehilangan prategang 20%)

$$Fo = -4245.84 \text{ kN}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ 5059.644 &\geq -\frac{Fe}{1.164} - \frac{Fe \times 0.71758}{0.30085} + \frac{5102.3184}{0.30085}\end{aligned}$$

$Fe = 3667.976 \text{ kN}$  (asumsi kehilangan prategang 20%)

$$Fo = 4584.971 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ 5059.644 &\geq -\frac{Fe}{1.164} + \frac{Fe \times (-0.2)}{0.360439} - \frac{(-794.5217)}{0.360439}\end{aligned}$$

$Fe = -2019.35 \text{ kN}$  (asumsi kehilangan prategang 20%)

$$Fo = -2524.18 \text{ kN}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned}\sigma_b &\leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ -18000 &\leq -\frac{Fe}{1.164} - \frac{Fe \times (-0.2)}{0.30085} + \frac{(-794.5217)}{0.30085}\end{aligned}$$

$Fe = 79035.15 \text{ kN}$  (asumsi kehilangan prategang 20%)

$$Fo = 98793.94 \text{ kN}$$

#### 4.4.6.3 Kontrol Gaya Prategang

Kontrol dilakukan dengan memasukkan satu persatu  $Fo$  dan  $F$  pada semua kondisi, maka  $Fo$  yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan adalah  $Fo = 5000 \text{ kN}$ .  $Fe = 4000 \text{ kN}$  (asumsi kehilangan prategang 20%)

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

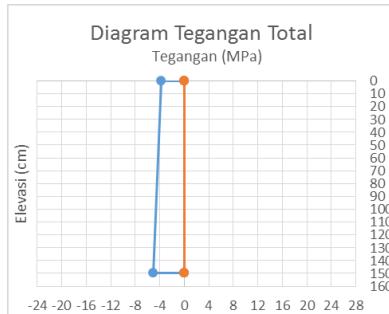
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ 2966.5 &\geq -\frac{F_o}{1.164} + \frac{F_o \times 0.71758}{0.360439} - \frac{3374.35}{0.360439} \\ 2966.5 &\geq -3703.097436 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &\leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ -21120 &\leq -\frac{F_o}{1.164} - \frac{F_o \times 0.71758}{0.30085} + \frac{3374.35}{0.30085} \\ -21120 &\leq -5005.300367 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.18):



**Gambar 4.18** Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Transfer

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

- Serat atas:

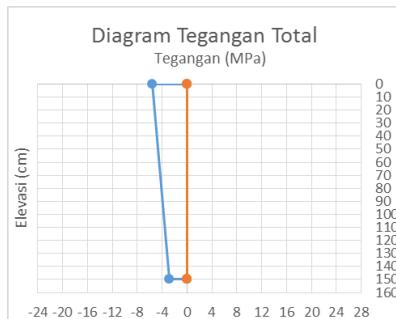
$$\begin{aligned}\sigma_t &\leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ -24640 &\leq -\frac{F_o}{1.164} + \frac{F_o \times (-0.2)}{0.360439} - \frac{(-553.85)}{0.360439} \\ -24640 &\leq -5533.3297 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\begin{aligned} 2966.479 &\geq -\frac{F_o}{1.164} - \frac{F_o \times (-0.2)}{0.30085} + \frac{(-553.85)}{0.30085} \\ 2966.479 &\geq -2812.588402 \text{ kN/m}^2 (\text{OK}) \end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.19):



**Gambar 4.19** Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Transfer

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

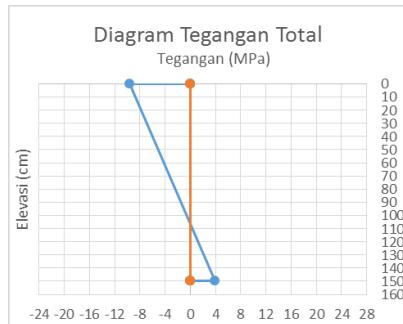
- Serat atas:

$$\begin{aligned} \sigma_t &\leq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt} \\ -18000 &\leq -\frac{Fe}{1.164} + \frac{Fe \times 0.71758}{0.360439} - \frac{5102.3184}{0.360439} \\ -18000 &\leq -9628.90462 \text{ kN/m}^2 (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned} \sigma_b &\geq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb} \\ 5059.644 &\geq -\frac{Fe}{1.164} - \frac{Fe \times 0.71758}{0.30085} + \frac{5102.3184}{0.30085} \\ 5059.644 &\geq 3982.480261 \text{ kN/m}^2 (\text{OK}) \end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.20):



**Gambar 4.20** Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Layan

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

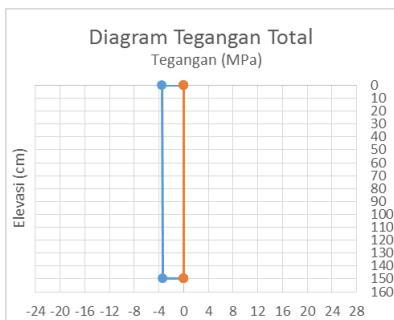
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ 5059.644 &\geq -\frac{Fe}{1.164} + \frac{Fe \times (-0.2)}{0.360439} - \frac{(-794.5217)}{0.360439} \\ 5059.644 &\geq -3451.625094 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned}\sigma_b &\leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ -18000 &\leq -\frac{Fe}{1.164} - \frac{Fe \times (-0.2)}{0.30085} + \frac{(-794.5217)}{0.30085} \\ -18000 &\leq -3418.216964 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.21):



**Gambar 4.21** Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Layan

#### 4.4.6.4 Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai  $f_{pu} = 1860$  (strand stress-relieved).

$$F_{p\max} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ Mpa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{\text{perlu}} = \frac{F_o}{F_{p\max}} = \frac{5000000}{1395} = 3584.23 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari *multistrand post-tensioning*, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tendon unit : 5-31

Jumlah strand : 29

Minimum breaking load: 5340 kN

Diameter strand : 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$Apakai = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12,7^2 \cdot 29 = 3675.12 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena

$$A_{\text{pakai}} > A_{\text{perlu}}$$

$$3675.12 \text{ mm}^2 > 3584.23 \text{ mm}^2$$

Nilai tegangan pakai:

$$f_{\text{pakai}} = \frac{F_o}{Apakai} = \frac{5000000}{3675.12} = 1360.504 \text{ Mpa}$$

#### 4.4.6.5 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon saat tertentu disbanding pada saat stressing. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

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

- a. Kehilangan akibat slip angker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengangkuran/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke angkur.

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran adalah sebagai berikut:

$$x = \sqrt{\frac{E_s x g}{f_p a k a i x (\mu_L^\alpha + K)}}$$

Cek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang:

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$g = 2,5 \text{ mm}$$

$$f_p a k a i = 1360,504 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$f \text{ (focus)} = 917,58 \text{ mm}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } \left(\frac{8f}{L}\right) = 0,2447$$

$$L = 30 \text{ m}$$

Maka x:

$$x = \sqrt{\frac{200000 x 2,5}{1360,504 x (0,15 \frac{0,2447}{30000} + 0,016)}} = 479,08 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh nilai dari  $x = 479,08 \text{ mm} = 0,47908 \text{ m}$ . Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever  $x < 15 \text{ m}$ , maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja pratekan saat proses pemberian gaya pratekan. Kehilangan pratekan akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$F_{pf} = F \times (e^{-\mu \alpha^* K L})$$

Dengan ketentuan sebagai berikut:

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (\frac{8f}{L}) = 0,2447$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$e = 2,7183 \text{ (bilangan natural)}$$

Maka  $F_{pf}$ :

$$\begin{aligned} F_{pf} &= 5000 \times (2,7183^{-0,15 \times 0,2447 - 0,016 \times 30}) \\ &= 4593,923 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta F_{pf} &= 5000 - F_{pf} \\ &= 5000 - 4593,923 = 406,077 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{406077}{3675,12} = 110,5 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah:

$$\Delta f_{pf} = \frac{110,5}{1360,504} = 8,12155\%$$

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Konstruksi beton pratekan dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekauan 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 pratekan yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok pratekan maka semakin besar gaya pratekan 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. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya pratekan yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Pada perencanaan balok prategang lantai 14 ini kehilangan prategang akibat kekangan kolom terhadap stressing tidak hanya meninjau pada stressing balok prategang lantai 14. Tetapi juga terhadap stressing balok prategang lantai atap yang mempengaruhi kehilangan prategang pada balok prategang lantai 14.

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut:

$$\Delta p = \frac{Mb - Ma}{h}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut:

- Momen akibat stressing balok prategang lantai 14 (kolom lantai atas belum dicor):
 
$$(Mb - Ma)_1 = 17787,69 - 8447,98 = 9339,71 \text{ kg.m}$$

$$(Mb - Ma)_2 = 20108,45 - 17471,25 = 2637,2 \text{ kg.m}$$

- Momen akibat stressing balok prategang lantai atap:  
 $(Mb-Ma)_1 = 13946,43 - 1601,86 = 12344,57 \text{ kg.m}$   
 $(Mb-Ma)_2 = 17054,07 - 12890,16 = 4163,91 \text{ kgm}$   
Dari momen tersebut, diperoleh besar kehilangan prategang sebagai berikut:
- Kehilangan prategang akibat stressing balok prategang lantai 14 (kolom lantai atas belum dicor):  
 $\Delta p = \frac{(11976,91)}{7} \times 10 = 32025,85714 \text{ N}$   
 $\Delta fp = \frac{32025,85714}{3675,12} = 8,714263 \text{ Mpa}$   
Persentase kehilangan:  
 $\Delta fp = \frac{8,714263}{1360,5043} = 0,641 \%$
- Kehilangan prategang akibat stressing balok prategang lantai atap: (Besar gaya stressing lantai atap 3000 kN)  
 $\Delta p = \frac{(16508,48)}{7} \times 10 = 38451,214 \text{ N}$   
 $\Delta fp = \frac{38451,214}{3675,12} = 10,463 \text{ Mpa}$   
Persentase kehilangan:  
 $\Delta fp = \frac{10,463}{1360,5043} = 0,77 \%$

2. 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:

- a. Kehilangan akibat rangkak (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)  
Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkak:

$$CR = K_{cr.}(E_s/E_c).[f_{cir}-f_{cds}]$$

Dimana:

$$\begin{aligned} K_{cr} &= 2 \text{ untuk metode pra-tarik} \\ &= 1,6 \text{ untuk metode pasca-tarik} \end{aligned}$$

fcids	= tegangan beton didaerah c.g.s akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang
fcir	= tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal prategang
fcir	$= \frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e x e}{I} - \frac{M x e}{I} = 4,9185 \text{ Mpa}$
fcds	$= \frac{M x e}{I} = 1,2 \text{ Mpa}$
Es/Ec	$= \frac{200000}{29725,41} = 6,7283 \text{ Mpa}$
CR	$\begin{aligned} &= K_{cr.}(E_s/E_c).[f_{cir}-f_{cds}] \\ &= 1,6 \times (6,7283) \times (4,9185-1,2) \\ &= 40,0826 \text{ Mpa} \end{aligned}$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkak:

$$\Delta f_{cr} = \frac{40,0826}{1360,5043} = 2,946\%$$

- b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)  
Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut:

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot (1 - 0,0236V/S) \times (100 - RH)$$

Koef 0.0236, karena perbandingan v/s dalam cm

$$RH = 70\% \text{ (untuk kota Surabaya)}$$

$$Ksh = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

$$\begin{aligned} \frac{V}{S} &= \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling penampang beton}} \\ &= \frac{1,164 \times 10000}{6,3 \times 100} \\ &= 18,4762 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot 0,77 \cdot 200000 \cdot (1 - 0,0236 \cdot 18,4762) \times (100 - 70)$$

$$= 0,21365 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{sh} = \frac{0,21365}{1360,5043} = 0,016\%$$

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

$$RE = [Kre - J(SH + CR + ES)]C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$Kre = 20000 \text{ psi} = 138 \text{ Mpa}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{fpi}{fpu} = \frac{1360,5043}{1860} = 0,731454$$

$$C = 0,95$$

$$\begin{aligned} RE &= (138 - 0,15 \times (0,21365 + 40,0826)) \times 0,95 \\ &= 125,36 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah:

$$\Delta fre = \frac{125,36}{1360,5043} = 9,2141\%$$

Total kehilangan prategang:

$$8,12155 + 0,641 + 0,77 + 2,946 + 0,016 + 9,2141 = 21,707\%$$

#### 4.4.6.6 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

$$Fe = \frac{100 - 21,707}{100} \times 5000 = 3914,649 \text{ kN}$$

##### a. Kontrol akibat beban layan

Kontrol saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

Momen tumpuan kiri = -794.5217 kNm

Momen lapangan = 5102.3184 kNm

Momen tumpuan kanan = -774.13 kNm

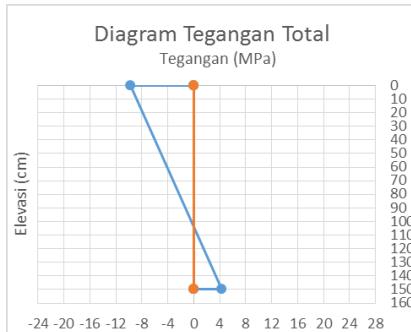
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\leq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ -18000 &\leq -\frac{Fe}{1.164} + \frac{Fe \times 0.71758}{0.360439} - \frac{5102.3184}{0.360439} \\ -18000 &\leq -9725.5 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ 5059.644 &\geq -\frac{Fe}{1.164} - \frac{Fe \times 0.71758}{0.30085} + \frac{5102.3184}{0.30085} \\ 5059.644 &\geq 4259.4 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.22):



**Gambar 4.22** Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Layan Setelah Kehilangan Prategang Asli

Kontrol saat beban layan (Tumpan)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

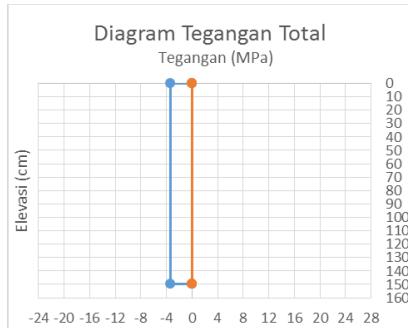
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ 5059.644 &\geq -\frac{Fe}{1.164} + \frac{Fe \times (-0.2)}{0.360439} - \frac{(-794.5217)}{0.360439} \\ 5059.644 &\geq -3330.94 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned}\sigma_b &\leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ -18000 &\leq -\frac{Fe}{1.164} - \frac{Fe \times (-0.2)}{0.30085} + \frac{(-794.5217)}{0.30085} \\ -18000 &\leq -3401.63 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.23):



**Gambar 4.23** Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Layan Setelah Kehilangan Prategang Asli

#### b. Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5

Prategang rata-rata,  $f_{pc}$ , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari **3,5 MPa dan  $f'c/10$** .

Dimana:

$$\frac{f_c}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ Mpa and } 3,5 \text{ Mpa, maka diambil nilai } 3,5 \text{ Mpa}$$

$$F_{pc} = \frac{Fe}{A} = -\frac{3914,649}{1,163} = -3,363 \text{ Mpa} < -3,5 \text{ Mpa (OK)}$$

#### c. Kontrol gaya prategang akibat gempa

Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+ Ex  
Momen tumpuan (kiri) = -891,3933 kNm

Momen tumpuan (kanan) = -867,7823 kNm

Momen tumpuan kiri

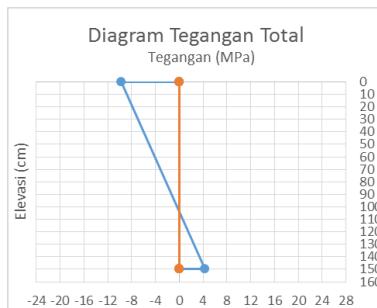
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ 5059.644 &\geq -\frac{Fe}{1.164} + \frac{Fe \times (-0.2)}{0.360439} - \frac{(-891,3933)}{0.360439} \\ 5059.644 &\geq -3062,18 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned}\sigma_b &\leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ -18000 &\leq -\frac{Fe}{1.164} - \frac{Fe \times (-0.2)}{0.30085} + \frac{(-891,3933)}{0.30085} \\ -18000 &\leq -3723,619 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.24):



**Gambar 4.24** Diagram Tegangan Total Tumpuan Kiri Akibat Gempa Dengan Beban Hidup Maksimum

Momen tumpuan kanan

- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ 5059.644 &\geq -\frac{Fe}{1.164} + \frac{Fe \times (-0.2)}{0.360439} - \frac{(-867,7823)}{0.360439} \\ 5059.644 &\geq -3127,69 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

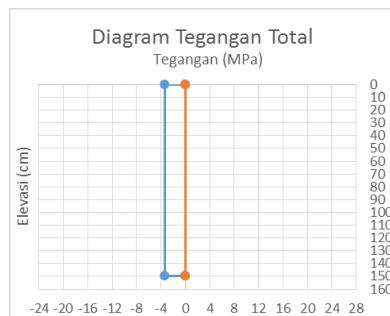
- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\sigma_b \leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$-18000 \leq -\frac{Fe}{1.164} - \frac{Fe \times (-0.2)}{0.30085} + \frac{(-867,7823)}{0.30085}$$

$$-18000 \leq -3645,14 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.25):



**Gambar 4.25** Diagram Tegangan Total Tumpuan Kanan Akibat Gempa Dengan Beban Hidup Maksimum

Ketika terjadi gempa dan beban hidup 50% output dari ETABS dengan kombinasi 1D+0.5L+Ex  
 Momen tumpuan (kiri) = -806,096 kNm  
 Momen tumpuan (kanan) = -784,646 kNm

Momen tumpuan kiri

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$5059.644 \geq -\frac{Fe}{1.164} + \frac{Fe \times (-0.2)}{0.360439} - \frac{(-806,096)}{0.360439}$$

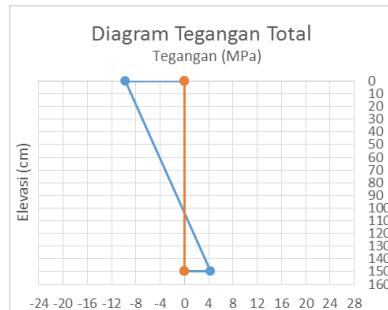
$$5059.644 \geq -3298,83 \text{ kN/m}^2 (\text{OK})$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\sigma_b \leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\begin{aligned} -18000 &\leq -\frac{Fe}{1.164} - \frac{Fe \times (-0.2)}{0.30085} + \frac{(-806,096)}{0.30085} \\ -18000 &\leq -3440,102 \text{ kN/m}^2 (\text{OK}) \end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.26):



**Gambar 4.26** Diagram Tegangan Total Tumpuan Kiri Akibat Gempa Dengan Beban Hidup 50%

Momen tumpuan kanan

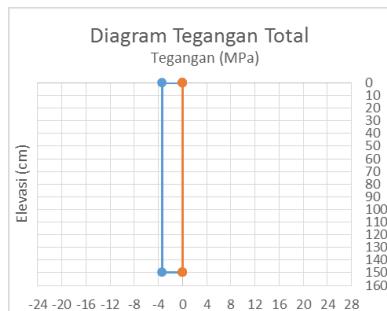
- Serat atas:

$$\begin{aligned} \sigma_t &\geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ 5059.644 &\geq -\frac{Fe}{1.164} + \frac{Fe \times (-0.2)}{0.360439} - \frac{(-784,646)}{0.360439} \\ 5059.644 &\geq -3358,34 \text{ kN/m}^2 (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned} \sigma_b &\leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ -18000 &\leq -\frac{Fe}{1.164} - \frac{Fe \times (-0.2)}{0.30085} + \frac{(-784,646)}{0.30085} \\ -18000 &\leq -3368,8 \text{ kN/m}^2 (\text{OK}) \end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4.27):



**Gambar 4.27** Diagram Tegangan Total Tumpuan Kanan Akibat Gempa Dengan Beban Hidup 50%

Kontrol lentur yang dilakukan terhadap beton pratekan sudah memenuhi syarat, baik saat sebelum atau sesudah kehilangan pratekan dengan  $F_o$  sebesar 5000 kN.

#### 4.4.6.7 Kontrol Lentutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 tabel 9.5.b.

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{30000}{480} = 62,5 \text{ mm}$$

##### a. Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre).

$$\begin{aligned} p' &= 8 \times F_o \times f / L^2 \\ &= 8 \times 5000000 \times 917,577 / (30000)^2 \\ &= 40,781 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\Delta p' = 5/384 \times (p' \times l^4 / (E_c \times I))$$

$$\begin{aligned}
 &= 5/384 \times (40,781 \times (30000)^4 / (29725,41 \times \\
 &\quad 0,24597 \times 10^{12})) \\
 &= 58,8263 \text{ mm (keatas)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M(-) &= F_o \times e_o \\
 &= 5000000 \times (-200) \\
 &= -1 \times 10^9 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta M(-) &= M \times L^2 / (8 \times E_c \times I) \\
 &= -1 \times 10^9 \times 30000^2 / (8 \times 29725,41 \times 0,24597 \times \\
 &\quad 10^{12}) \\
 &= -15,3865 \text{ mm (kebawah)}
 \end{aligned}$$

Total lendutan akibat tendon sebesar:

$$58,8263 \text{ mm} + (-15,3865) \text{ mm} = 43,44 \text{ mm (keatas)}$$

## 2. Lendutan akibat beban sendiri

$$\begin{aligned}
 \Delta g &= 5/384 \times (g \times L^4 / (E_c \times I)) \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{(2400 \times 1,5 \times 0,7 \times 0,01) \times 30000^4}{29725,41 \times 0,24597 \times 10^{12}} \\
 &= -33,443 \text{ mm (kebawah)}
 \end{aligned}$$

$$\Delta \text{ total} = 43,44 - 33,443 = 9,997 \text{ mm} < 62,5 \text{ mm (OK)}$$

## b. Lendutan setelah Fo menjadi Fe

### 1. Lendutan akibat tekanan tendon

$$\begin{aligned}
 \Delta &= \frac{F_o}{F_o} \times \Delta p' + \frac{F_e}{F_o} \times \Delta g \\
 &= \frac{3914,649}{5000} \times 58,8263 + \frac{3914,649}{5000} \times (-15,3865) \\
 &= 34,01 \text{ mm (keatas)}
 \end{aligned}$$

### 2. Lendutan akibat beban sendiri

$$\begin{aligned}
 \Delta &= -28,632 - 33,443 \\
 &= -62,0746 \text{ mm (kebawah)}
 \end{aligned}$$

$$\Delta \text{ total} = 34,01 + (-62,0746) = -28,0643 \text{ mm (kebawah)}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta \text{ total (pengaruh rangkak)} &= -28,0643 \text{ mm} \times 1,8 \\
 &= -50,516 \text{ mm} < 62,5 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.6.8 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

##### a. Momen Nominal Tendon Prategang pada Tumpuan

$$A_{ps} = 3675,107857 \text{ mm}^2$$

$$d = 610 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \left( \frac{f_c - 28}{7} \times 0,05 \right)$$

$$= 0,764$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right) \right)$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka:

$$\left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right) \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$\text{Diambil } \left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right) = 0,17$$

$$F_{ps} = 1860 \left( 1 - \frac{0,55}{0,764} \times 0,17 \right) = 1632,454206 \text{ Mpa}$$

$$F_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$= 3675,107857 \times 1632,454206$$

$$= 5999445,277 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3675,11 \cdot 1632,454}{0,85 \cdot 40 \cdot 700} = 252,078 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot (d - a/2)$$

$$= 5999445,277 \cdot (610 - 252,078/2)$$

$$= 2903,499 \text{ kN.m}$$

$$\emptyset M_n = 0,9 \times 2903,449$$

$$= 2613,15 \text{ kN.m}$$

$$25\% \cdot \emptyset M_n = 0,25 \times 2613,15$$

$$= 653,2873 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ akibat gempa maks} = 891,4 \text{ kN.m}$$

Sehingga momen yang harus ditanggung tulangan lunak  $M_u - 25\% \cdot \bar{\rho} M_n = 891,4 - 653,2873 = 275,411 \text{ kN.m}$ . Jadi momen yang digunakan untuk perhitungan tulangan lunak adalah 275,411 kN.m

### b. Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- $M_u$  : 275,411 kN.m
- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 420 MPa
- Dimensi balok : 70/150 cm
- Panjang balok : 18 m
- Diameter tulangan longitudinal ( $D$ ) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang ( $D$ ) : 13 mm
- Selimut beton : 40 mm
- $d = 1500 - 40 - 13 - 25/2 = 1434,5 \text{ mm}$

### c. Penulangan Lentur

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

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

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 420} = 0,0038 \text{ (menentukan)}$$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai  $\beta_1$ , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 pasal 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \left( \frac{(f_c - 28)}{7} \times 0,05 \right)$$

$$\beta_1 = 0,7643$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0364 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (menentukan)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{238112739}{0.9 \times 700 \times 1434,5^2} = 0,18367 \text{ N/mm}^2 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,18367}{420}} \right) \\
 &= 0,0004385
 \end{aligned}$$

Maka dipakai  $\rho_{\min} = 0,003765$  ( $\rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}}$ )

- Menentukan jumlah tulangan tumpuan atas:

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,003765 \times 700 \times 1434,5 = 3780,24 \text{ mm}^2 \\
 \text{As D25} &= 491,07143 \text{ mm}^2 \\
 n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As D25}} = 7,6979 \approx \mathbf{8 \text{ buah}}
 \end{aligned}$$

- Menentukan jumlah tulangan tumpuan bawah:

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,003765 \times 700 \times 1434,5 = 1890,12 \text{ mm}^2 \\
 n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As D25}} = 3,85 \approx \mathbf{4 \text{ buah}}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.6.9 Penulangan Geser

Perhitungan penulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.3.2. Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Vu &= 111742,2 \text{ kg} \\
 Mu &= 102166,38 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$Vc = (0,05\lambda\sqrt{Fc} + 4,8 \frac{Vu.dp}{Mu}) \text{ bw.d}$$

$$\begin{aligned}
 b &= 700 \text{ mm} \\
 h &= 1500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 dp &= h/2 + e = 1500/2 + 200 = 950 \text{ mm} \\
 \lambda &= 1 \\
 d &= 1434,5 \text{ mm} \\
 Vc &= (0,05 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} + 4,8 \frac{111742,2 \times 0,95}{102166,38}) 700 \times 1434,5 \\
 &= 5325636,135 \text{ N} \\
 Vc \min &= 0,17 \cdot \lambda \sqrt{f_c} \cdot bw \cdot d \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{40} \times 700 \times 1434,5 \\
 &= 1079636,378 \text{ N} \\
 Vc \max &= 0,42 \cdot \lambda \sqrt{f_c} \cdot bw \cdot d \\
 &= 0,42 \times 1 \times \sqrt{40} \times 700 \times 1434,5 \\
 &= 2667336,934 \text{ N} \\
 Vc \text{ pakai} &= Vc \max (Vc > Vc \max) \\
 &= 2667336,934 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Karena:

$$\begin{aligned}
 0,5 \emptyset Vc \leq Vu \leq \emptyset Vc \\
 0,5 \cdot 0,75 \cdot 2667336,934 \leq 1117422 \leq 0,75 \cdot 2667336,934 \\
 1000251,35 \text{ N} \leq 1117422 \text{ N} \leq 2000502,7 \text{ N} \quad (\text{Butuh tulangan geser minimum})
 \end{aligned}$$

$$Av_{\min} = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{bw.s}{fyt} \text{ (SNI 2847:2013 pasal 11.4.6.3)}$$

S rencana = 200 mm

$$\begin{aligned}
 Av_{\min} &= 0,062 \sqrt{f_c} \frac{bw.s}{fyt} \\
 &= 130,707477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai 2D13 ( $Av = 132,786 \text{ mm}^2$ )

Jadi tulangan geser pakai = 2D13-200

#### 4.4.6.10 Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor Tu memenuhi syarat sebagai berikut:

$$Tu < \emptyset \cdot 0,083 \lambda \sqrt{f_c} \left( \frac{Acp^2}{Pcp} \right) \sqrt{1 + \frac{fpc}{0,33 \lambda \sqrt{f_c}}}$$

$Acp$  = Luas penampang keseluruhan

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= \text{Keliling penampang kesluruhan} \\
 \lambda &= 1 \text{ (beton) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1} \\
 \phi &= 0,75 \text{ (faktor reduksi beban torsi)} \\
 F_{cp} &= 3,363 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Kontrol kebutuhan torsi:

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h = 700 \times 1500 = 1050000 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 2(b+h) = 2 \times (700 + 1500) = 4400 \text{ mm} \\
 T_u &= 586.9208 \text{ kN.m} = 586920800 \text{ N.mm} \\
 T_u &< 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{40} \\
 &\quad \left( \frac{1050000^2}{4400} \right) \sqrt{1 + \frac{3,363}{0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{40}}} \\
 586920800 &< 639581390,4 \text{ N.mm (OK)}
 \end{aligned}$$

Persyaratan diatas terpenuhi, maka balok prategang **tidak memerlukan tulangan torsi.**

#### 4.4.6.11 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan

Kontrol momen nominal dilakukan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja pratekan yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja telah memenuhi kontrol momen. Kontrol penampang dilakukan agar mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah telah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal:

$$C = T$$

##### 1. Momen Nominal Oleh Tendon Pratekan

###### - Tumpuan

$$\begin{aligned}
 A_{ps} &= 3675,107857 \text{ mm}^2 \\
 d &= 610 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \left( \frac{(fc-28)}{7} \times 0,05 \right)$$

$$= 0,764$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right) \right)$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka:

$$\left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right) \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$\text{Diambil } \left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right) = 0,17$$

$$F_{ps} = 1860 \left( 1 - \frac{0,55}{0,764} \times 0,17 \right) = 1632,454206 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$= 3675,107857 \times 1632,454206$$

$$= 5999445,277 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3675,11 \cdot 1632,454}{0,85 \cdot 40 \cdot 700} = 252,078 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot (d - a/2)$$

$$= 5999445,277 \cdot (610 - 252,078/2)$$

$$= 2903,499 \text{ kN.m}$$

$$\emptyset M_n = 0,9 \times 2903,449$$

$$= 2613,15 \text{ kN.m}$$

$$25\% \cdot \emptyset M_n = 0,25 \times 2613,15$$

$$= 653,2873 \text{ kN.m}$$

### - Lapangan

$$A_{ps} = 3675,107857 \text{ mm}^2$$

$$d = 1400 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \left( \frac{(fc-28)}{7} \times 0,05 \right)$$

$$= 0,764$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right) \right)$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka:

$(\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega'))$  dapat diambil tidak kurang dari 0,17.

Diambil  $(\rho_p \frac{fpu}{fc} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega')) = 0,17$

$$Fps = 1860 (1 - \frac{0,55}{0,764} \times 0,17) = 1632,454206 \text{ Mpa}$$

$$Fc = 40 \text{ Mpa}$$

$$T = Aps \times fps$$

$$= 3675,107857 \times 1632,454206$$

$$= 5999445,277 \text{ N}$$

$$a = \frac{Aps.fps}{0,85.f.c.b} = \frac{3675,11 \cdot 1632,454}{0,85 \cdot 40 \cdot 1650} = 106,942 \text{ mm}$$

$$Mn = T \cdot (d - a/2)$$

$$= 5999445,277 \cdot (610 - 106,942/2)$$

$$= 8078,43 \text{ kN.m}$$

## 2. Momen Nominal Oleh Tulangan Lunak Pada Tumpuan

$$As = 3928,57143 \text{ mm}^2$$

$$Fy = 420 \text{ Mpa}$$

$$Fc = 40 \text{ Mpa}$$

$$d = 1434,5 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As.fy}{0,85.f.c.b} = \frac{3928,6 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 700} = 69,33 \text{ mm}$$

$$Mn = As \times Fy \times (d - a/2)$$

$$= 3926,6 \times 420 \times (1434,5 - 69,33/2)$$

$$= 2309729622 \text{ N.mm}$$

$$\emptyset Mn = 0,8 \times 2309729622$$

$$= 1847783697 \text{ N.mm} = 1847,783697 \text{ kN.m}$$

## 3. Momen Nominal Total

### - Tumpuan

$$\begin{aligned} Mn \text{ total} &= 25\% \cdot \emptyset Mn_{tendon} + \emptyset Mn_{lunak} \\ &= 250107,0958 \text{ kg.m} > Mu = 102166,38 \text{ kg.m} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

### - Lapangan

$$\begin{aligned} Mn \text{ total} &= \emptyset Mn_{tendon} \\ &= 807843 \text{ kg.m} > Mu = 665010,16 \text{ kg.m} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

#### 4.4.6.12 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar  $0,62 \lambda \sqrt{f_c}$  sehingga didapatkan  $\phi M_n > 1.2 M_{cr}$ , dengan nilai  $\phi = 0.8$ .

##### a. Tumpuan

$$F = 3914,65 \text{ KN}$$

$$W_t = 360438735,6 \text{ mm}^3$$

$$Fr = 0,62 \times \sqrt{f_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = fr \times W_t$$

$$= 3,92 \times 360438735,6$$

$$= 1413361128 \text{ N.mm}$$

Syarat:

$$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$$

$$2501070958 \text{ N.mm} > 1.2 \times 1413361128$$

$$2501070958 \text{ N.mm} > 1696033354 \text{ N.mm} (\text{OK})$$

##### b. Lapangan

$$F = 3914,65 \text{ KN}$$

$$W_b = 300854197,1 \text{ mm}^3$$

$$Fr = 0,62 \times \sqrt{f_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = fr \times W_b$$

$$= 3,92 \times 300854197,1$$

$$= 1179716788 \text{ N.mm}$$

Syarat:

$$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$$

$$8078430000 \text{ N.mm} > 1.2 \times 1179716788$$

$$8078430000 \text{ N.mm} > 1415660146 \text{ N.mm} (\text{OK})$$

#### 4.4.6.13 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 diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekangan 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 pasal 18.13.3.2.

$$Pu = 1,2 \times P$$

$$P = 5000 \text{ KN} = 5000000 \text{ N}$$

$$Pu = 1,2 \times 5000000 = 6000000 \text{ N}$$

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \times Pu \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 (h - 2e)$$

Dimana:

$Pu$  = 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

$h$  = Tinggi Penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh:

$a = 315 \text{ mm}$  (angkur strand 5-31, VSL tabel)

$$e = 200 \text{ mm}$$

$$h = 1500 \text{ mm}$$

Maka:

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \times 6000000 \left(1 - \frac{315}{1500}\right) = 1185000 \text{ N}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 (1500 - 2 \times 200) = 550 \text{ mm}$$

$$Av_p = \frac{T_{\text{pencar}}}{f_y} = \frac{1185000}{420} = 2821,45 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D13 ( $Av = 265,46 \text{ mm}^2$ ), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

$$n = \frac{2821,45}{265,46} = 11 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

$$S = \frac{d_{\text{pencar}}}{n} = \frac{550}{11} = 50 \text{ mm}$$

#### 4.4.6.14 Rekapitulasi Perhitungan Balok Prategang Lantai 14 dan Atap

Dalam menghitung balok prategang lantai atap dengan cara yang sama seperti yang dilakukan pada perhitungan balok prategang lantai 14, didapatkan rekapitulasi data balok prategang yang dibutuhkan seperti pada Tabel 4.27

**Tabel 4.27** Rekapitulasi Perhitungan Balok Prategang Lantai 14 dan Atap

Panjang (m)	Balok Prategang	Dimensi (cm)	Tebal Pelat (cm)	Fo (kN)	Kehilangan prategang (%)	Fe (kN)	Fpc (Mpa)
30	Lantai 14	70/150	12	5000	21.70701861	3914.649069	3.363101
30	Atap	50/125	12	3000	19.66257376	2410.122787	3.256043
Lendutan (mm)			Tulangan lunak tumpuan			Tulangan geser	Tulangan torsi
Saat Jacking	Setelah Fo menjadi Fe		Lentur	Susut			
9.99720464	-50.51568833		8D25	4D25	2D13-200		-
5.41565675	-26.30334743		5D25	3D25	2D13-200		-

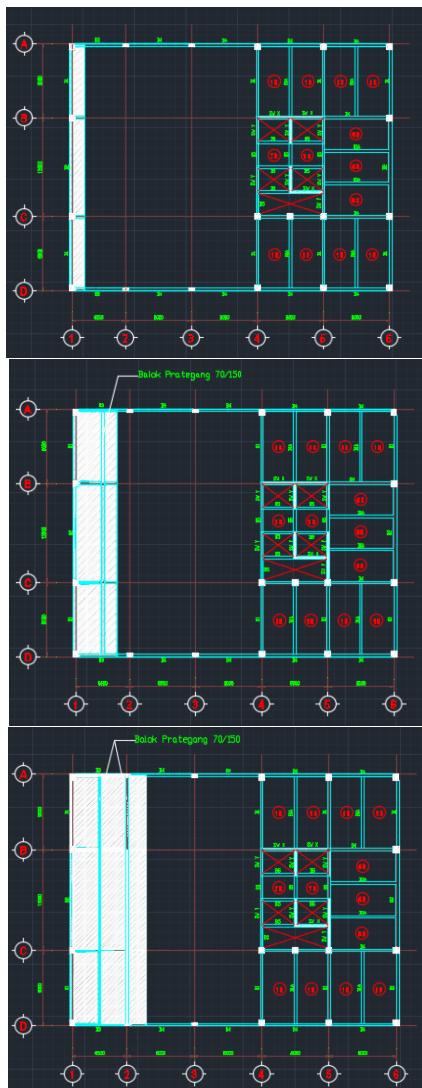
Momen Nominal Tumpuan (kN.m)			Mu Tumpuan	Momen Nominal Lapangan (kN.m)	Mu lapangan (kN.m)
Tendon	Lunak	Total		Tendon	
653.28726	1847.7837	2501.07096	1021.6638	7270.584389	6650.102
301.93179	952.189522	1254.12131	670.0258	3527.882664	3243.06

#### 4.4.6.15 Metode Pelaksanaan Pengerjaan Balok Prategang

Balok pratekan dengan sistem hubungan balok-kolom monolit dan menggunakan metode post-tension. Urutan pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

- Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahnya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri.
- Bekisting beton pratekan dipasang, lalu dipasang pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastic atau metal, yang akan menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakan didalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya.
- Kemudian karena pekerjaannya dilakukan dengan metode cor di tempat, maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar b efektif. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.
- Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan.

- Tendon tersebut kemudian ditarik (jacking) di satu ujung dan ujung satunya. Pada saat penarikan tendon ini, sudah terjadi kehilangan gaya-gaya prategangnya. Dengan demikian jacking harus sudah mempertimbangkan hal-hal yang menyangkut kehilangan tersebut.
- Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon.
- Kemudian proses grouting, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.
- Setelah dilakukan proses pengecoran dan jacking pada suatu balok, ditunggu ± 24 jam baru dilanjutkan pengecoran balok pratekan selanjutnya sekaligus dengan pelat lantai sebesar b efektif. Antara pelat yang sudah dicor dan plat yg baru akan dicor perlu diberikan *bonding agent* agar pelat tetap monolit setelah tercor sempurna.



**Gambar 4.28** Step by step pengecoran dan jacking balok prategang

## 4.5 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

### 4.5.1 Umum

Perencanaan struktur utama non pratekan ini meliputi perencanaan balok induk, kolom, serta hubungan balok kolom. Perhitungan berdasarkan ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 terkait ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Perencanaan Gedung Hotel Swiss Belinn Darmo sebagian besar konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara aplikasi software bantu sipil dan perhitungan penulangan secara manual.

### 4.5.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung Hotel Swiss Belinn Darmo direncanakan beberapa balok induk seperti (Tabel 4.28):

**Tabel 4.28** Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi balok (cm)	
		b	h
B1	9	50	75
B2	12	50	75
B3	6.5	35	50
B4	8	35	50
B5	3.5	30	45

#### 4.5.2.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk

Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B4 pada lantai Ballroom.

a. Data perencanaan:

L	= 8000 mm
Mu tumpuan (-)	= -479,313 KN.m
Mu tumpuan (+)	= 48,2852 KN.m
Mu lapangan	= 304,157 KN.m
Tu	= 43,7678 KN.m
Vu(envelope)	= 231,9631 KN
Vu (1.2D+L)	= 192,809 KN
Vu <sub>2h</sub>	= 205,4254 KN
F' <sub>c</sub>	= 40 Mpa
F <sub>y</sub>	= 420 Mpa
Tul. lentur (D)	= 22 mm
As tulangan	= 380,2857 mm <sup>2</sup>
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,786 mm <sup>2</sup>
B	= 350 mm
H	= 500 mm
Decking	= 40 mm
d'	= decking + Øsengkang + ½ Ølentur = 64 mm
d	= h - (decking + Øsengkang + ½ Ølentur) = 436 mm

b. Penulangan tumpuan negatif

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana  $\phi = 0.9$

- Mu = -479,313 KN.m
- Mn =  $\frac{Mu}{\phi} = 532570111$  N.mm
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7}$

- $$= 0.85 - 0.05 \frac{(40-28)}{7}$$
- $$= 0.76429$$
- $\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600+f_y} \right)$
  - $= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600+420} \right)$
  - $= 0.0364$
  - $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$
  - $\rho_{\max} = 0.025$  (menentukan)
  - $\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y}$
  - $= \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.003765$  (menentukan)
  - $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$
  - $m = \frac{f_y}{0.85 f_{c'}} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353$
  - Ambil harga  $X \leq 0,75 X_b$   
 $X_b = \left( \frac{600}{600+f_y} \right) x d = 256,471 \text{ mm}$
  - $X \leq 0,75 \cdot 256,471 = 192,353 \text{ mm}$ ; Direncanakan  $X = 150 \text{ mm}$
  - $A_{sc} = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot X}{f_y}$
  - $= \frac{0.85 \cdot 0.764 \cdot 40 \cdot 350 \cdot 150}{420} = 3248,214 \text{ mm}^2$
  - $M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times (d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2})$
  - $= 3248,214 \times 420 \times (436 - \frac{0,764 \cdot 150}{2})$
  - $= 516612241 \text{ mm}^2$
  - $M_n - M_{nc} < 0$  (tulangan tunggal)
  - $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{532570111}{0.9 \times 350 \times 436^2} = 8,005 \text{ N/mm}^2$
  - $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$
  - $= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 8,005}{420}} \right)$
  - $= 0,0220657$

- Maka dipakai  $\rho = 0,0220657$  ( $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$ )
- Tulangan tumpuan atas  
 $\text{As perlu} = \rho \cdot b \cdot d$   
 $= 0,0220657 \times 350 \times 436 = 3367,3 \text{ mm}^2$   
 $n (\text{jumlah}) = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$   
 $= \frac{3367,3}{380,28571} = 9 \text{ buah}$   
Dipakai 9D22 (As. pasang = 3422,571 mm<sup>2</sup>)
- Tulangan tumpuan bawah  
 $\text{As min} = \frac{1}{2} \times \text{As}$   
 $= \frac{1}{2} \times 3367,3 = 1683,612 \text{ mm}^2$   
 $n (\text{jumlah}) = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$   
 $= \frac{1683,612}{380,28571} = 5 \text{ buah}$   
Dipakai 5D22 (As. pasang = 1901,429 mm<sup>2</sup>)
- Kontrol jarak tulangan  
 $\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1}$   
 $= 5,75 \text{ mm} < 25 \text{ mm} (\text{Tidak OK})$   
Maka tulangan harus dipasang susun 2 lapis
- Menghitung  $d_{\text{aktual}}$

**Tabel 4.29** Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik

Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik						
Baris	Jumlah	$\emptyset$	Luas	Spasi Baris	Jarak (y)	Luas x Jarak
		mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm <sup>3</sup>
1	5	22	1901.429	-	64	121691.429
2	4	22	1521.143	22	108	164283.429
Jumlah	9		3422.571		172	285974.857

Letak titik berat tulangan (dari bawah):

$$Y = \frac{285974,9}{3422,571} = 83,55556 \text{ mm}$$

Tinggi efektif aktual:

$$d_{\text{aktual}} = h - y = 416,4444 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan

$$fs' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 = 344 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{As.fy - As'.fs'}{0,85.f.c.b} = 76,824106 \text{ mm}$$

$$M_{n_{act}} = (As.fy - As'.fs') . (d - a/2) + As'.fs'(d - d') \\ = 558135237 \text{ N.mm} > Mn = 532570111 \text{ N.mm}$$

- c. Penulangan tumpuan positif

- $M_u = 48,2852 \text{ KN.m}$

- $M_n = \frac{Mu}{\varnothing} = 53650222,2 \text{ N.mm}$

- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(F'c - 28)}{7}$   
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $= 0,76429$

- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times fc}{fy} \left( \frac{600}{600+fy} \right)$   
 $= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600+420} \right)$   
 $= 0,0364$

- $\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$

- $\rho_{max} = 0,025$  (menentukan)

- $\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{fy}$   
 $= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,003765$  (menentukan)

- $\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,003333$

- $m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$

- Ambil harga  $X \leq 0,75 X_b$

$$X_b = \left( \frac{600}{600+fy} \right) \times d = 256,471 \text{ mm}$$

$X \leq 0,75 \cdot 256,471 = 192,353 \text{ mm}$ ; Direncanakan  $X = 150 \text{ mm}$

- $A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot fc \cdot b \cdot X}{fy}$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 350 \cdot 150}{420} = 3248,214 \text{ mm}^2$$

- $M_{nc} = Asc \times fy \times (d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2})$   
 $= 3248,214 \times 420 \times (436 - \frac{0,764 \cdot 150}{2})$   
 $= 516612241 \text{ mm}^2$
- $M_n - M_{nc} < 0$  (tulangan tunggal)
- $R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{53450222,2}{0,9 \times 350 \times 436^2} = 0,8064 \text{ N/mm}^2$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{fy}} \right)$   
 $= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,8064}{420}} \right)$   
 $= 0,0019432$
- Maka dipakai  $\rho_{\text{min}} = 0,0037646$  ( $\rho_{\text{pakai}} < \rho_{\text{min}} < \rho_{\text{max}}$ )
- Tulangan tumpuan bawah  
 $As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$   
 $= 0,0037646 \times 350 \times 436 = 574,481 \text{ mm}^2$   
 $n \text{ (jumlah)} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$   
 $= \frac{574,481}{380,28571} = 2 \text{ buah}$   
Dipakai 2D22 (As. pasang = 380,2857 mm<sup>2</sup>)
- Tulangan tumpuan atas  
 $As \text{ min} = \frac{1}{2} \times As$   
 $= \frac{1}{2} \times 574,481 = 287,2402 \text{ mm}^2$   
 $n \text{ (jumlah)} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$   
 $= \frac{287,2402}{380,28571} = 1 \text{ buah} < n_{\text{min}} = 2 \text{ buah}$   
Dipakai 2D22 (As. pasang = 380,2857 mm<sup>2</sup>)
- Kontrol jarak tulangan  
 $Jarak \text{ tulangan (s)} = \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1}$   
 $= 200 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$
- Kontrol kekuatan  
 $fs' = (1 - \frac{d'}{x}) \times 600 = 344 \text{ MPa}$

$$a = \frac{As.fy - As'.fs'}{0,85.fc.b} = 26,843697 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mn_{act} &= (As.fy - As'.fs') . (d - a/2) + As'.fs'(d - d') \\ &= 134988365 \text{ N.mm} > Mn = 53650222.2 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Rekapitulasi tulangan lentur tumpuan B4 (Ballroom)

- Akibat momen negatif

Tulangan atas : 9D25 (As pasang = 3422,571 mm<sup>2</sup>)

Tulangan bawah : 5D25 (As pasang = 1901,429 mm<sup>2</sup>)

- Akibat momen positif

Tulangan atas : 2D25 (As pasang = 760,5714 mm<sup>2</sup>)

Tulangan bawah : 2D25 (As pasang = 760,5714 mm<sup>2</sup>)

Jadi tulangan yang digunakan yaitu yang memiliki nilai terbesar dari dua arah pembebahan gempa, yaitu:

Tulangan atas : 9D25 (As pasang = 3422,571 mm<sup>2</sup>)

Tulangan bawah : 5D25 (As pasang = 1901,429 mm<sup>2</sup>)

- d. Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif

- $M_u = 479,3131 \text{ KN.m}$

- $M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = 532570111 \text{ N.mm}$

- Decking,  $t_s = 40 \text{ mm}$

- Jarak ke as tulangan, tarik ( $d_1$ ) = 83,555 mm

- Jarak ke as tulangan, tekan ( $d_2$ ) = 64 mm

- Tinggi efektif,  $d$  aktual = 416,444 mm

- Tul. Tarik 9D22,  $As_1 = 3422,571 \text{ mm}^2$

- Tul. Tekan 5D25,  $As_2 = 1901,429 \text{ mm}^2$

- $(0,85.fc.b.\beta_1)X^2 + (As_2.600 - As_1.fy)X - As_2.d.600 = 0$

$$9095.X^2 - 296623.X - 73014857 = 0$$

$$X = 107,378 \text{ mm (Menggunakan kalkulator)}$$

- Mencari nilai  $fc'$  tulangan terpasang

$$fs' = (1 - \frac{d_2}{x}) \times 600$$

$$= 242,385 \text{ Mpa} < 420 \text{ Mpa (tulangan tidak leleh)}$$

- $M_{n_{act}} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot (d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$   
 $= 557171622 \text{ N.mm} > M_n = 532570111 \text{ N.mm} (\text{OK})$
  - Cek kondisi penampang  
 $C = 107,378 \text{ mm}$   
 $0,375 \times d_{\text{aktual}} = 0,375 \times 416,444$   
 $= 156,1667 \text{ mm} > C$
- Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

- e. Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif
- $M_u = 48,2852 \text{ KN.m}$
  - $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 53650222,2 \text{ N.mm}$
  - Decking,  $t_s = 40 \text{ mm}$
  - Jarak ke as tulangan, tekan ( $d_1$ ) = 64 mm
  - Jarak ke as tulangan, tarik ( $d_2$ ) = 83,555 mm
  - Tinggi efektif,  $d_{\text{aktual}} = 416,444 \text{ mm}$
  - Tul. Tekan 5D22,  $A_{s1} = 1901,429 \text{ mm}^2$
  - Tul. Tarik 9D25,  $A_{s2} = 3422,572 \text{ mm}^2$
  - $(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1)X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y)X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$   
 $9095 \cdot X^2 + 1254943 \cdot X - 171584914 = 0$   
 $X = 84,715 \text{ mm}$  (Menggunakan kalkulator)
  - Mencari nilai  $f_c'$  tulangan terpasang  
 $f_s' = (1 - \frac{d_2}{x}) \times 600$   
 $= 8,2118 \text{ Mpa} < 420 \text{ Mpa}$  (tulangan tidak leleh)
  - $M_{n_{act}} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot (d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$   
 $= 320893208 \text{ N.mm} > M_n = 53650222 \text{ N.mm} (\text{OK})$
  - Cek kondisi penampang  
 $C = 84,715 \text{ mm}$   
 $0,375 \times d_{\text{aktual}} = 0,375 \times 416,444$   
 $= 156,1667 \text{ mm} > C$
- Penampang tension controlled, **asumsi benar!**
- f. Kontrol batas penulangan tumpuan  
Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

- $\frac{1,4 \cdot bw \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 350 \cdot 436}{420} = 508,67 \text{ mm}^2$   
 $508,67 \text{ mm}^2 < \text{As tul. atas} = 3422,571 \text{ mm}^2 (\text{OK})$   
 $508,67 \text{ mm}^2 < \text{As tul. bawah} = 1901,429 \text{ mm}^2 (\text{OK})$
- $\frac{0,25 \cdot \sqrt{F_c}}{f_y} \cdot bw \cdot d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{40}}{420} \cdot 350 \cdot 436 = 574,4804 \text{ mm}^2$   
 $574,48 \text{ mm}^2 < \text{As tul. atas} = 3422,571 \text{ mm}^2 (\text{OK})$   
 $574,48 \text{ mm}^2 < \text{As tul. bawah} = 1901,429 \text{ mm}^2 (\text{OK})$

g. Kontrol jarak tulangan tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.6.4:

$$Cc = \text{tebal selimut} + \emptyset \text{ sengkang} = 40 + 13 = 53 \text{ mm}$$

$$fs = 2/3 \cdot fy = 2/3 \cdot 420 = 280 \text{ Mpa}$$

$$S_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,5 Cc = 247,5 \text{ mm} > 64 \text{ mm (OK)}$$

$$S_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) = 300 \text{ mm} > 64 \text{ mm (OK)}$$

h. Penulangan lapangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

- $M_{\text{lapangan}} = 304,157 \text{ KN.m} > \frac{1}{4} \cdot M_{\text{tumpuan}} = 119,9 \text{ KN.m (OK)}$

- $M_n = \frac{Mu}{\emptyset} = 337952222 \text{ N.mm}$
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7}$   
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $= 0.76429$
- $\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$   
 $= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right)$   
 $= 0.0364$
- $\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$

- $\rho_{\max} = 0,025$  (menentukan)
  - $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{fy}$   
 $= \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,003765$  (menentukan)
  - $\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,003333$
  - $m = \frac{fy}{0,85 f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$
  - Ambil harga  $X \leq 0,75 X_b$   
 $X_b = \left( \frac{600}{600+fy} \right) x d = 256,471 \text{ mm}$   
 $X \leq 0,75 \cdot 256,471 = 192,353 \text{ mm}; \text{ Direncanakan } X = 150 \text{ mm}$
  - $Asc = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot X}{fy}$   
 $= \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 350 \cdot 150}{420} = 3248,214 \text{ mm}^2$
  - $M_{nc} = Asc \cdot fy \cdot x \left( d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2} \right)$   
 $= 3248,214 \times 420 \times (436 - \frac{0,764 \cdot 150}{2})$   
 $= 516612241 \text{ mm}^2$
  - $M_n - M_{nc} < 0$  (tulangan tunggal)
  - $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{337952222}{0,9 \times 350 \times 436^2} = 5,07943 \text{ N/mm}^2$
  - $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{fy}} \right)$   
 $= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 5,07943}{420}} \right)$   
 $= 0,0131642$
  - Maka dipakai  $\rho = 0,0131642$  ( $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$ )
  - Tulangan lapangan bawah  
 $As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$   
 $= 0,0131642 \times 350 \times 436 = 2008,9 \text{ mm}^2$
  - $n \text{ (jumlah)} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$   
 $= \frac{2008,9}{380,28571} = 6 \text{ buah}$
- Dipakai 6D22 (As. pasang = 2281,714 mm<sup>2</sup>)

- Tulangan lapangan atas

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1}{2} \times \text{As} \\ &= \frac{1}{2} \times 2008,9 = 1004,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n (\text{jumlah}) &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\ &= \frac{1004,43}{380,28571} = 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipakai 3D22 (As. pasang = 1140,857 mm<sup>2</sup>)

- Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n-1} \\ &= 22,4 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \text{ (**Tidak OK**)} \end{aligned}$$

Maka tulangan harus dipasang susun 2 lapis

- Menghitung d<sub>aktual</sub>

**Tabel 4.30** Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik

Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik						
Baris	Jumlah	$\emptyset$	Luas	Spasi Baris	Jarak (y)	Luas x Jarak
		mm	mm <sup>2</sup>	mm	m	mm <sup>3</sup>
1	4	22	1521.143	-	64	97353.1429
2	2	22	760.5714	22	108	82141.7143
Jumlah	6		2281.714		172	179494.857

Letak titik berat tulangan (dari bawah):

$$Y = \frac{179494,857}{2281,714} = 78,67 \text{ mm}$$

Tinggi efektif aktual:

$$d_{\text{aktual}} = h - y = 421,3333 \text{ mm}$$

### i. Kontrol balok T

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk kontruksi balok T (Gambar 4.29), sesuai dengan persyaratan sebagai berikut:

- $be = \frac{1}{4} \times Lb = 2000 \text{ mm}$
- $be = bw + (8.t) = 1310 \text{ mm}$  (menentukan)
- $be = \frac{1}{2} \times (Lb - bw) = 3825 \text{ mm}$
- $As = 2281,714 \text{ mm}^2$

- $a = \frac{As.fy}{0,85.fc.be} = 21,516 \text{ mm}$
- $x = \frac{a}{\beta_1} = 28,152 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$   
 $x \leq t$ , termasuk balok T palsu sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi.
  - Kontrol kekuatan  
 $fs' = (1 - \frac{d'}{x}) \times 600 = 344 \text{ MPa}$   
 $a = \frac{As.fy - As'.fs'}{0,85.fc.b} = 58,54483 \text{ mm}$   
 $M_{n_{act}} = (As.fy - As'.fs') . (d - a/2) + As'.fs'(d - d')$   
 $= 380689174 \text{ N.mm} > Mn = 337952222 \text{ N.mm}$
  - Cek kondisi penampang  
 $C = \frac{a}{\beta_1} = 76,601 \text{ mm}$   
 $0,375 \times d \text{ aktual} = 157,999 \text{ mm} < C = 76,601 \text{ mm}$   
 (penampang tension controlled, asumsi benar)

j. Kontrol batas penulangan lapangan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

- $\frac{1,4.bw.d}{fy} = \frac{1,4.350.436}{420} = 508,67 \text{ mm}^2$   
 $508,67 \text{ mm}^2 < As \text{ tul. atas} = 2281,714 \text{ mm}^2 (\text{OK})$   
 $508,67 \text{ mm}^2 < As \text{ tul. bawah} = 1140,857 \text{ mm}^2 (\text{OK})$
- $\frac{0,25 \sqrt{fc}}{fy} . bw. d = \frac{0,25 \sqrt{40}}{420} . 350 . 436 = 574,4804 \text{ mm}^2$   
 $574,48 \text{ mm}^2 < As \text{ tul. atas} = 2281,714 \text{ mm}^2 (\text{OK})$   
 $574,48 \text{ mm}^2 < As \text{ tul. bawah} = 1140,857 \text{ mm}^2 (\text{OK})$

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2

- $Mn^+ \geq \frac{1}{2} x Mn^-$   
 $320893208 \text{ N.mm} \geq 278585811 \text{ N.mm}$

Dengan cara yang sama seperti perhitungan di atas, didapatkan rekapitulasi penulangan lentur balok induk pada Gedung Hotel Swiss Belinn Darmo sebagai berikut (Tabel 4.31):

**Tabel 4.31** Rekapitulasi Penulangan Lentur Lentur Balok Induk

Balok Induk Ballroom				
Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif
B1	7D22	4D22	4D22	4D22
B2	8D22	4D22	4D22	6D22
B3	4D22	2D22	2D22	3D22
B4	9D22	5D22	3D22	6D22
B5	4D22	4D22	4D22	4D22
Balok Induk Hotel dan Atap				
Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif
B1	4D22	4D22	4D22	4D22
B2	4D22	4D22	4D22	4D22
B3	2D22	2D22	2D22	2D22
B4	2D22	2D22	2D22	4D22
B5	4D22	4D22	4D22	4D22

#### 4.5.2.2 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B4 pada lantai Ballroom.

- $T_u = 43,7678 \text{ KN.m}$
- $V_u = 231,9631 \text{ KN}$

- a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang
  - $A_{cp} = \text{Luas bruto penampang beton}$   
 $= b \times h$   
 $= 350 \times 500 = 175000 \text{ mm}^2$
  - $P_{cp} = \text{keliling luar penampang beton}$   
 $= 2 \times (b + h)$   
 $= 2 \times (350 + 500) = 1700 \text{ mm}$

- $bh = (b - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}})$   
 $= 257 \text{ mm}$
- $hh = (h - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}})$   
 $= 407 \text{ mm}$
- $A_{\text{oh}} = \text{Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$   
 $= bh \times hh = 104599 \text{ mm}^2$
- $P_{\text{oh}} = \text{Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$   
 $= 2 \times (bh + hh) = 1328 \text{ mm}$

b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor Tu kurang dari perumusan berikut:

$$Tu < \emptyset \cdot 0,083 \lambda \sqrt{fc} \left( \frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

Dimana:

$Acp$  = Luas penampang total

$Pcp$  = Keliling penampang total

$\lambda$  = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

$\emptyset$  = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

Sehingga dapat dihitung:

$$Tu < \emptyset \cdot 0,083 \lambda \sqrt{fc} \left( \frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$Tu < \emptyset \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \left( \frac{175000^2}{1700} \right)$$

43767800 N.mm < 7092454 N.mm (**Butuh tulangan torsi**)

c. Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Poh}{1,7 \times Aoh^2}\right)^2} \leq \emptyset \left( \frac{Vc}{bw \times d} + 0,66 \sqrt{fc} \right)$$

Dimana:

$$Vc = 0,17 \cdot \sqrt{fc} \cdot bw \cdot d = 164071,614 \text{ N}$$

Sehingga:

- $\sqrt{\left(\frac{Vc}{bw \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot Poh}{1,7 \cdot Aoh^2}\right)^2}$   
 $\sqrt{\left(\frac{231963,1}{350 \cdot 436}\right)^2 + \left(\frac{43767800 \cdot 1328}{1,7 \cdot 104599^2}\right)^2} = 3,4751$
- $\emptyset \left( \frac{Vc}{bw \cdot d} + 0,66 \sqrt{fc} \right)$   
 $0,75 \cdot \left( \frac{164071,614}{350 \cdot 436} + 0,66 \sqrt{40} \right) = 8,624$
- $3,4751 \leq 8,624 \text{ (OK)}$

d. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai  $A_o$  dapat diambil sama dengan  $0,85 A_{oh}$  dan nilai  $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 104599 \text{ mm}^2 = 88909,15 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset Tn \geq Tu$$

$$\frac{Tu}{\emptyset} = \frac{2 \cdot A_o \cdot At \cdot fyt}{S} \cdot \cot \Theta$$

$$\frac{At}{S} = \frac{Tu}{\emptyset \cdot 2 \cdot A_o \cdot fyt \cdot \cot \Theta} = 0,7813897 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

e. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$$A_1 = \frac{At}{s} \cdot Poh \cdot \left( \frac{fty}{fy} \right) \cdot \cot^2 \Theta$$

$$= 0,7813897 \cdot 1328 \cdot \left( \frac{420}{420} \right) \cdot \cot^2 45^\circ$$

$$= 1037,686 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

$$A_{1min} = \frac{0,42 \cdot \sqrt{fc} \cdot Acp}{fy} - \left( \frac{At}{s} \right) \cdot poh \cdot \left( \frac{fty}{fy} \right)$$

$$= \frac{0,42 \cdot \sqrt{40} \cdot 175000}{420} - 0,7813897 \cdot 1328 \cdot \left( \frac{420}{420} \right)$$

$$= 69,1116 \text{ mm}^2$$

A longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas, dan 25% ke bawah bagian balok.  $A_1$  torsi untuk kiri kanan =  $0,5 \times 1037,686 = 518,843 \text{ mm}^2$ .

Dikarenakan tulangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2D19 ( $As = 567,057 \text{ mm}^2$ ), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang.

Berikut merupakan hasil rekapitulasi penulangan longitudinal penahan torsi (Tabel 4.32):

**Tabel 4.32** Rekapitulasi Penulangan Longitudinal Penahan Torsi

Balok Induk Ballroom					
Tipe Balok	Atas	Bawah	Kiri	Kanan	Total
B1	D22	D22	D22	D22	4D22
B2	D25	D25	D25	D25	4D25
B3	D19	D19	D19	D19	4D19
B4	D19	D19	D19	D19	4D19
B5	D22	D22	D22	D22	4D22
Balok Induk Hotel dan Atap					
Tipe Balok	Atas	Bawah	Kiri	Kanan	Total
B1	D22	D22	D22	D22	4D22
B2	D22	D22	D22	D22	4D22
B3	D19	D19	D19	D19	4D19
B4	D19	D19	D19	D19	4D19
B5	D22	D22	D22	D22	4D22

#### 4.5.2.3 Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2:

- $S < \frac{1}{4}d = 109 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$  (menentukan)
- $S < 6.\emptyset = 132 \text{ mm}$
- $S < 150 \text{ mm}$

- 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 21.5.3.4:

- $S < \frac{1}{2}d = 218 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$

#### a. Penulangan geser tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4 bahwa gaya geser rencana  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum  $M_{pr}$ , dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

#### • Momen ujung $M_{pr}$

$M_{pr}$  merupakan 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 1,25  $f_y$ .

- Akibat gempa ke kiri

- $M_{pr}$  Negatif

$$A_s = 3422,57143 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 1901,42857 \text{ mm}^2$$

$$d = 416,444 \text{ mm}$$

$$a = 76,824106 \text{ mm}$$

$$f'_s = 420 \text{ Mpa}$$

$$d' = 83,5556 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr_1} &= (A_s \times 1,25f_y - A'_s \times 1,25f'_s) (d - a/2) + A'_s \times \\ &1,25 f'_s \times (d - d') \\ &= 634203001 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

- $M_{pr}$  Positif

$$\begin{aligned}
 As &= 1901,42857 \text{ mm}^2 \\
 A's &= 3422,57143 \text{ mm}^2 \\
 d &= 436 \text{ mm} \\
 a &= 26,843697 \text{ mm} \\
 f's &= 420 \text{ Mpa} \\
 d' &= 64 \text{ mm} \\
 M_{pr_2} &= (As \times 1,25fy - A's \times 1,25f's) (d - a/2) + A's \times \\
 &\quad 1,25 f's x (d - d') \\
 &= 330957288 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

- Akibat gempa ke kanan

- Mpr Negatif

$$\begin{aligned}
 As &= 3422,57143 \text{ mm}^2 \\
 A's &= 1901,42857 \text{ mm}^2 \\
 d &= 416,444 \text{ mm} \\
 a &= 76,824106 \text{ mm} \\
 f's &= 420 \text{ Mpa} \\
 d' &= 83,5556 \text{ mm} \\
 M_{pr_1} &= (As \times 1,25fy - A's \times 1,25f's) (d - a/2) + A's \times \\
 &\quad 1,25 f's x (d - d') \\
 &= 634203001 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

- Mpr Positif

$$\begin{aligned}
 As &= 1901,42857 \text{ mm}^2 \\
 A's &= 3422,57143 \text{ mm}^2 \\
 d &= 436 \text{ mm} \\
 a &= 26,843697 \text{ mm} \\
 f's &= 420 \text{ Mpa} \\
 d' &= 64 \text{ mm} \\
 M_{pr_2} &= (As \times 1,25fy - A's \times 1,25f's) (d - a/2) + A's \times \\
 &\quad 1,25 f's x (d - d') \\
 &= 330957288 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

- Gaya gesert total pada muka tumpuan (>2h)

- Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_G = 192,809 \text{ KN} = 192809 \text{ N}$$

- Akibat gempa ke kiri

- $V_{ekn} = \frac{\frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}}{8000} - V_G$   
 $= \frac{634203001 + 330957288}{8000} - 192809$

$$= 72163,964 \text{ N}$$

- $V_{ekn} = \frac{\frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}}{8000} + V_G$   
 $= \frac{634203001 + 330957288}{8000} + 192809$

$$= 313454,036 \text{ N}$$

- Akibat gempa ke kanan

- $V_{ekn} = \frac{\frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}}{8000} - V_G$   
 $= \frac{634203001 + 330957288}{8000} - 192809$

$$= 72163,964 \text{ N}$$

- $V_{ekn} = \frac{\frac{Mpr1+Mpr2}{Ln}}{8000} + V_G$   
 $= \frac{634203001 + 330957288}{8000} + 192809$

$$= 313454,036 \text{ N}$$

Gaya geser total yang menentukan,  $V_e = 313454,036 \text{ N}$

- Perhitungan penulangan geser

Kuat geser beton ( $V_c=0$ ) seperti yang dijelaskan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 apabila:

- Gaya geser akibat gempa  $> 0,5 \times$  gaya geser total

$$\text{Gaya geser total} - V_G > 156727,02 \text{ N}$$

$$120645,04 \text{ N} > 156727,02 \text{ N} \text{ (Tidak OK)}$$

- Gaya geser aksial tekan  $< A_g \times \frac{f_c}{20}$

Karena gaya aksial kecil sekali, maka persyaratan ini dianggap memenuhi.

Dikarenakan hanya satu syarat saja yang memenuhi, maka  $V_c$  tidak bisa dianggap 0.

- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$   
 $= 160854,524 \text{ N}$

- $\emptyset = 0,75$  (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)
  - $V_s = \frac{V_e}{\emptyset} - V_c$   
 $= \frac{313454,036}{0,75} - 160854,524$   
 $= 257084,191 \text{ N}$
  - $\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy \times d \text{ aktual}}$   
 $= \frac{160854,524}{420 \times 416,444}$   
 $= 1,47 \text{ mm}^2/\text{mm}$
  - Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:  
 $\frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 1,47 + 0,7814 = 2,25122618 \text{ mm}^2/\text{mm}$
  - Dipakai sengkang 2D13,  
 $Av = 2 \times 132,786 = 265,57143 \text{ mm}^2$   
 $S = \frac{265,57143}{1,40932} = 117,97 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$
  - Dipakai 2D13 – 150 mm
- b. Penulangan geser di luar daerah sendi plastis
- Tulangan geser di luar sendi plastis ( $>2h = 1000$ )
  - $V_{u2h} = 205,4254 \text{ KN} = 205425,4 \text{ N}$
  - $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc} \times bw \cdot d$   
 $= 164071,614 \text{ N}$
  - $V_{smin} = \frac{1}{3} \times \sqrt{fc} \times bw \cdot d$   
 $= 244128 \text{ N}$
  - $V_u \leq 0,5 \cdot \emptyset \cdot V_c$  (Tidak perlu penguatan geser)  
 $205425,4 \text{ N} \geq 61526,855 \text{ N} (\text{Tidak OK})$
  - $0,5 \cdot \emptyset \cdot V_c \leq V_u \leq \emptyset \cdot V_c$  (Perlu tulangan geser minimum)  
 $61526,855 \text{ N} \leq 205425,4 \cdot N \geq 123053,71 \text{ N} (\text{Tidak OK})$
  - $\emptyset \cdot V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min})$  (Perlu tulangan geser;  
 $S_{\min} = d/2$ )  
 $123053,71 \text{ N} \leq 205425,4 \cdot N \leq 361922,65 \text{ N} (\text{OK})$

- $\emptyset (V_c + V_s) \leq V_u \leq \emptyset (\frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d)$  (Perlu tulangan geser;  $S_{min} = d/4$ )  
 $361922,65 \text{ N} \geq 205425,4 \cdot N \leq 600791,65 \text{ N}$  (**Tidak OK**)
- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan  $S_{min} = d/2 = 218 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$
- Maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga:  

$$V_s = \frac{V_{u2}h}{\emptyset} - V_c = \frac{205425,4}{0,75} - 164071,614 = 109828,919 \text{ N}$$
- Direncanakan sengkang 2 kaki D13  

$$\begin{aligned} \frac{Av}{s} &= \frac{Vs}{fy \times d \text{ aktual}} \\ &= \frac{109828,919}{420 \times 416,444} = 0,6279287 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$
- Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:  

$$\frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 0,6279287 + 0,7814 = 1,40931847 \text{ mm}^2/\text{mm}$$
- Dipasang sengkang 2D13  

$$\begin{aligned} Av &= 2 \times 132,786 = 265,571429 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{265,571429}{1,40931847} = 188,439614 \text{ mm} \approx 180 \text{ mm} \end{aligned}$$
- Dipakai sengkang 2D13-180 mm pada daerah luar sendi plastis ( $>2h = 1000\text{mm}$ )

Berikut merupakan rekapitulasi kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi (Tabel 4.33):

**Tabel 4.33 Rekapitulasi Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi**

Balok Induk Ballroom			
Tipe Balok	Daerah sendi plastis (<2h)	Di luar sendi plastis (>2h)	2h (mm)
B1	2D13-130	2D13-300	1500
B2	2D13-130	2D13-250	1500
B3	2D13-100	2D13-200	1000
B4	2D13-100	2D13-180	1000
B5	2D13-100	2D13-300	1500
Balok Induk Hotel dan Atap			
Tipe Balok	Daerah sendi plastis (<2h)	Di luar sendi plastis (>2h)	2h
B1	2D13-130	2D13-300	1500
B2	2D13-130	2D13-250	1500
B3	2D13-100	2D13-200	1000
B4	2D13-100	2D13-180	1000
B5	2D13-100	2D13-300	1500

#### 4.5.2.4 Panjang Penyaluran Tulangan

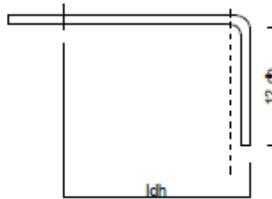
Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran  $l_{dh}$  untuk tulangan tarik dengan kait standar  $90^\circ$  dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$Ldh > 8.db = 176 \text{ mm}$$

$$Ldh > 150 \text{ mm}$$

$$Ldh > \frac{0,24.fy.db}{\sqrt{f_c}} = 350,634 \text{ mm}$$

Maka digunakan  $Ldh = 400 \text{ mm}$  masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait  $12.db = 264 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$



**Gambar 4.29** Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart

### 4.5.3 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Perencanaan kolom dibedakan menjadi 3 tipe kolom dengan data sebagai berikut:

⇒ Data umum perencanaan kolom :

- Dimensi kolom Lt.basement - 4 : 98/98 cm  
Lt.4 - 9 : 78/78 cm  
Lt.9 - 13 : 60/60 cm dan 50/70  
Lt.13 – Atap : 50/50 cm dan 50/70
- Tebal decking ( $d'$ ) : 40 mm
- Mutu tulangan ( $f_y$ ) : 420 MPa
- Mutu beton ( $f'_c$ ) : 40 Mpa

#### 4.5.3.1 Kontrol Dimensi Kolom

Contoh perhitungan perencanaan kolom adalah kolom 98/98 cm. Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 98/98 cm, yaitu :

$$\begin{aligned}
 P_{u\max} &: 6368,9882 \text{ KN} \\
 V_{u\max} &: 276,8196 \text{ KN} \\
 T_{u\max} &: 55,1772 \text{ KN.m} \\
 M_x &: 474,6671 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

$$M_y : 580,444 \text{ KN.m}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar  $\geq A_g \times \frac{f_c}{10}$ , maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi-kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$980 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi besar dari 0.4

$$\text{Rasio } b/h = 980/980 = 1 > 0.4$$

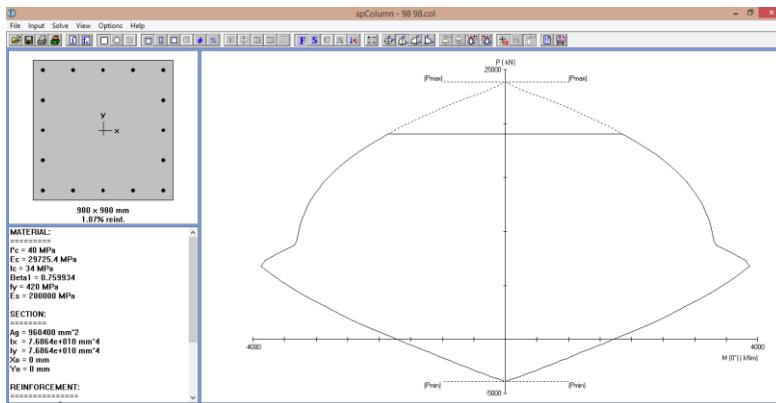
Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 6395,3345 KN

$$6368,9882 \text{ KN} \geq 980 \times 980 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$6368,9882 \text{ KN} \geq 3841.6 \text{ KN (OK)}$$

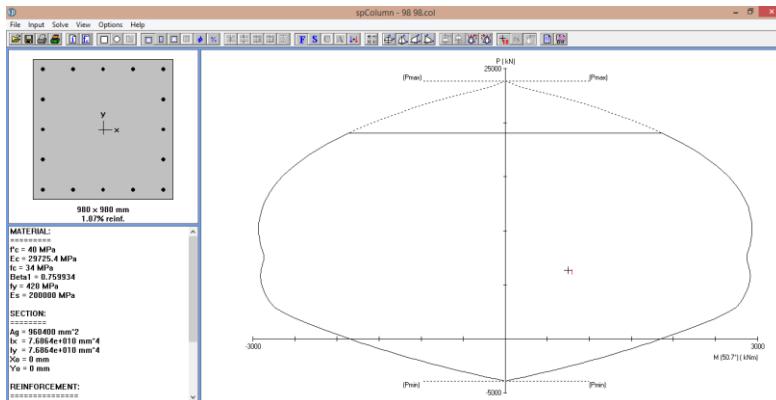
#### **4.5.3.2 Penulangan Longitudinal Kolom**

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



**Gambar 4.30** Output spColumn Design Biaxial Kolom 98/98

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **16D29**.



**Gambar 4.31** Output spColumn Investigation Kolom 98/98

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$$\phi M_n = 3337,42 \text{ KN.m} > M_u = 542,4823 \text{ KN.m} (\text{OK})$$

#### 4.5.3.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, Ast, tidak boleh kurang dari 0.01 Ag atau lebih dari 0.06 Ag.

$$\begin{aligned} \text{Ast} &= 10572,572 \text{ mm}^2 \\ \text{Ag} &= 960400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal: 12D32, dengan rasio tulangan = 1,07 %.

$$\begin{array}{ccc} 0.01\text{Ag} & < & \text{As} & < 0.06\text{ Ag} \\ 9604 \text{ mm}^2 & < & 10572,572 & < 57624 \text{ mm}^2 (\text{OK}) \end{array}$$

#### 4.5.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\varnothing P_n = 0.8 \varnothing (0.85 f'c(Ag - Ast) + fy (Ast))$$

Dimana:

$$\begin{aligned} \text{Pu} &= 6368,988 \text{ KN} \\ \Phi &= 0.65 \\ \text{Ag} &= 980 \times 980 = 960400 \text{ mm}^2 \\ \text{Ast} &= 16 \frac{1}{4} \pi 19^2 = 10572,572 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

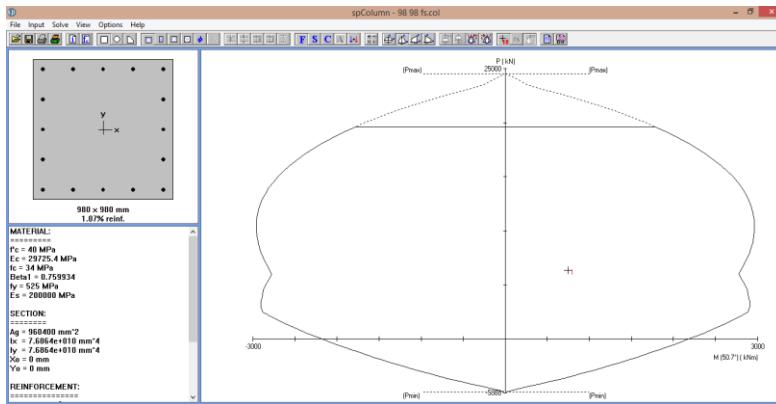
Sehingga:

$$\varnothing P_n = 19101,9985 \text{ KN} > Pu = 6368,988 \text{ KN} (\text{OK})$$

#### 4.5.3.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$



**Gambar 4.32** Output spColumn Investigation Setelah Mpr Kolumn 98/98

$$\begin{aligned} L_n &= 3250 \text{ mm} \\ M_{pr} &= 4134,48 \text{ KN.m} \\ V_{ex} &= \frac{2 \times M_{pr}}{\frac{L_n}{3,25}} \\ &= \frac{2 \times 4134,48}{3,25} \\ &= 2544,29538 \text{ KN} > V_u = 270,5818 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

#### 4.5.3.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang  $L_o$  harus dikekang oleh tulangan trasversal ( $A_{sh}$ ) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3.

⇒ Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis  
Jarak Tulangan Maksimum :

- $\frac{1}{4} b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 980 = 245 \text{ mm}$

- $6 d_b = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left( \frac{350 - (0.5x(980 - 2x(40 + 16/2)))}{3} \right) = 118,45 \text{ mm}$

Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis **110 mm**.

$A_{sh_{min}}$  sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$b_{cx} = 980 - 2 \times 40 - 2 \times 16 = 868 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (980 - 2 \times 40 - 2 \times 16)^2 = 753424 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f' c}{fyt} \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 868 \times 40}{420} \left[ \frac{868}{753424} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 681,2903 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f' c}{fyt}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 868 \times 40}{420} = 744 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Sehingga digunakan **4D16-110**

$$A_{sh} = 804,571 \text{ mm}^2 > 744 \text{ mm}^2$$

⇒ Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times db = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai  $s = 150 \text{ mm}$ ; **4D16-150**

#### 4.5.3.7 Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 6368,9882 \text{ KN} \\
 T_u &= 55,1772 \text{ KN.m} \\
 A_g &= 960400 \text{ mm}^2 \\
 A_{cp} &= 753424 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 3920 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.33\sqrt{f'c}}} \\
 T_n &= 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left( \frac{753424^2}{3920} \right) \sqrt{1 + \frac{6368,9882}{0.33\sqrt{40}}} \\
 T_n &= 401,517 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &> T_u \\
 401,517 \text{ KNm} &> 51,73 \text{ KNm} \\
 \text{Maka tulangan torsi} &\text{ diabaikan}
 \end{aligned}$$

#### 4.5.3.8 Kontrol Persyaratan Strong Column Weak Beam

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \times \Sigma M_{nb}$$

Di mana  $\Sigma M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\Sigma M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa  $M_{nc}$  harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*. Dari *SpColumn* didapatkan nilai  $\phi M_{nc} = 3912,2 \text{ KN.m}$

$$M_{nb} (+) = 829,5757 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} (-) &= 829,5757 \text{ KN.m} \\
 \sum M_{nc} &\geq 1,2 \times \sum M_{nb} \\
 2 \times M_{nc} &\geq 1,2 \times (M_{nb} (+) + M_{nb} (-)) \\
 2 \times 3912,2 &\geq 1,2 \times (829,5757 + 829,5757) \\
 7824,4 \text{ KN.m} &\geq 1990,982 \text{ KN.m} (\mathbf{OK})
 \end{aligned}$$

#### 4.5.3.9 Sambungan Lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah 1,3ld (SNI 2847:2013 pasal 12.15.1). Besarnya ld ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 dengan menggunakan nilai Kr = 0 untuk penyederhanaan desain.

$$ld = \left( \frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{(C_b + K_{tr})/db} \right) \cdot db \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 12.2.4})$$

Dimana:

$$\begin{aligned}
 \Psi_t &= 1 \text{ (situasi lainnya)} \\
 \Psi_e &= 1 \text{ (tulangan tanpa pelapis)} \\
 \Psi_s &= 1 \text{ (tulangan } \geq D22) \\
 \lambda &= 1 \text{ (beton biasa)} \\
 d &= 29 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

nilai cb merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

$$c_1 = 40 + 16 + 25/2 = 70,5 \text{ mm}$$

$$c_2 = 180,75 \text{ mm}$$

$$c \text{ pakai} = 70,5 \text{ mm}$$

$$ld = 720,17 \text{ mm}; 1,3 ld = 936,22 \text{ mm} \approx 950 \text{ mm}$$

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 950 mm.

#### 4.5.3.10 Rekapitulasi Perencanaan Kolom

Dengan cara perhitungan yang sama dengan perencanaan kolom diatas, didapatkan hasil perencanaan kolom seperti pada Tabel 4.34

**Tabel 4.34** Rekapitulasi Perencanaan Kolom

Tipe	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal		Tulangan Torsi	Panjang Sambungan Lewatan (mm)
		Sendi Plastis	Non Sendi Plastis		
Kolom 50/50	8D25	3D16-125	3D16-150	-	800
Kolom 50/70	8D25	3D16-125	3D16-150	-	800
Kolom 60/60	8D25	3D16-150	3D16-150	-	800
Kolom 78/78	12D25	4D16-140	4D16-150	-	800
Kolom 98/98	16D29	4D16-110	4D16-150	-	950

#### 4.5.4 Hubungan Balok Kolom

- a. Mengecek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

$$B = 980 \text{ mm}$$

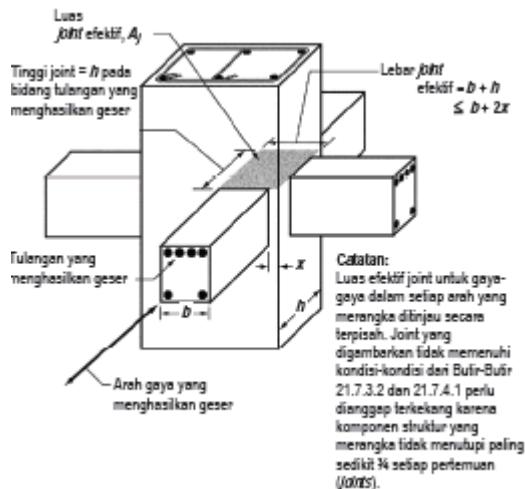
$$H = 980 \text{ mm}$$

$$db \text{ balok} = 22 \text{ mm}$$

$$20 \times db = 20 \times 22 = 440 \text{ mm} \leq 980 \text{ mm (OK!)}$$

- b. Menentukan luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1,  $A_j$  merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.



**Gambar 4.33** Luas Joint Efektif

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$h = 980 \text{ mm}$$

$$x = \frac{(980-350)}{2} = 315 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi joint} = 500 \text{ mm}$$

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari: (Gambar 4.33)

$$b + h = 350 + 500 = 850 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 350 + 2.(315) = 980 \text{ mm}$$

$$A_j = \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint}$$

$$= 500 \text{ mm} \times 850 \text{ mm}$$

$$= 425000 \text{ mm}^2$$

c. Menentukan luas efektif joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2)

$$\frac{Ash}{S} = 0,5 \frac{Ash}{S} = 0,5 \frac{804,57}{110} = 3,657 \text{ mm}$$

Digunakan 4D16

$$Ash = 804,57$$

$$S = \frac{804,57}{3,657} = 220 \text{ mm}$$

Jadi digunakan **4D16–150 mm**

- d. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung Mg

Balok yang memasuki joint memiliki:

$$M_{prb1} = 148,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{prb2} = 148,54 \text{ KN.m}$$

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$\begin{aligned} M_e &= 0,5 (M_{prb1} + M_{prb2}) \\ &= 148,54 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Menghitung geser pada kolom atas

$$\begin{aligned} V_{sway} &= \frac{Me + M_e}{l} \\ &= \frac{2 \times 148,54}{3,3} \\ &= 90,025 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, hitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal. Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 fy.

1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri

$$A_s \text{ balok kiri } 2D22 = 760,571 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_s \times 1,25.f_y$$

$$= 399299,775 \text{ N} = 399,3 \text{ KN}$$

2. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri

$$A_s \text{ balok kanan } 2D22 = 760,571 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_s \times 1,25.f_y$$

$$= 399299,775 \text{ N} = 399,3 \text{ KN}$$

- Menghitung gaya geser

$$V_j = (T_1 + T_2) - V_{sway}$$

$$= (399,3 + 399,3) - 90,025$$

$$= 708,575 \text{ KN}$$

e. Cek kuat geser joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \sqrt{f'_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times \sqrt{40} \times 425000 \\ &= 4569,49 \text{ KN} \\ fV_n &= 0,75 \times 4569,49 \\ &= 3427,1175 \text{ KN} > V_j = 708,575 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

#### 4.5.5 Perencanaan Dinding Geser

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi Dinding Geser Arah X dan dinding Geser Arah Y. Pada perencanaan dinding geser, akan dicontohkan perhitungan dinding geser arah X

##### 4.5.5.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

Tebal dinding	: 30 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d'	: 252 mm
Mutu tulangan (fy)	: 420 MPa
Mutu beton (f'c)	: 40 Mpa
Tinggi lantai	: 700 cm (maximum)
Lebar dinding	: 400 cm (x) dan 300 cm (y)

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial : 1182,26 KN (x) ; 1559,61 KN (y)  
 Momen : 3505,65 KN.m (x) ; 2221,57 KN (y)  
 Gaya geser : 1203,4 KN (x) ; 693,217 KN (y)

#### 4.5.5.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

1.  $30 \text{ cm} \geq H / 25 = 700 / 25 = 28 \text{ cm}$  (**OK**)
2.  $30 \text{ cm} \geq L / 25 = 400 / 25 = 16 \text{ cm}$  (**OK**)

Jadi, ketebalan *shear wall* 300 mm sudah memenuhi persyaratan.

#### 4.5.5.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi  $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$1203,4 \text{ KN} < 0.83 (300 \times 4000) \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$1203,4 \text{ KN} < 6299,26 \text{ KN} \quad (\textbf{OK})$$

#### 4.5.5.4 Penulangan Geser Shearwall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

- a. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi  $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$

$$Vu < 0.17 \times 300 \times 4000 \times \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$1203,4 \text{ KN} < 1290,21 \text{ KN} \rightarrow 1 \text{ lapis tulangan}$$

- b. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.
- $300 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

#### 4.5.5.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut:

$$Vu < \emptyset Vn$$

$$Vn = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{61,4}{4} = 15,35 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 ( $As = 402.12 \text{ mm}^2$ ) dengan  $s = 100 \text{ mm}$  pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{As}{d' s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{252 \times 100} = 0,01596$$

$$Vn = 300 \times 4000 [0.17\sqrt{40} + 0.01596 \times 420]$$

$$Vn = 9335,92 \text{ KN} > Vu = 1203,4 \text{ KN (OK)}$$

#### 4.5.5.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan vertikal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal ( $\rho_t$ ) tidak boleh kurang dari 0.0025  
Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 (As = 402.12 mm<sup>2</sup>) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{As}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{252 \times 100} = 0,01596 > 0,0025$$

#### 4.5.5.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3: Spasi tulangan horizontal tidak boleh lebih dari :
  - $s \leq \frac{Lw}{5} = 1400 \text{ mm (OK)}$
  - $s \leq 3h = 900 \text{ mm (OK)}$
  - $s \leq 450 \text{ mm (OK)}$
  - S pakai = 100 mm (OK)
- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :
  - $s \leq \frac{Lw}{3} = 1333,3 \text{ mm (OK)}$
  - $s \leq 3h = 900 \text{ mm (OK)}$
  - $s \leq 450 \text{ mm (OK)}$
  - S pakai = 100 mm (OK)

#### 4.5.5.8 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari 0.2f'c. SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{\frac{3505,65 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 300 \times 4000^2}}{300 \times 4000} > 0.2 \times 40$$

$5,37 \text{ MPa} < 8 \text{ MPa}$  (**Tidak Butuh Komponen Batas**)

Nilai  $\delta_u$  adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})} ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{65,8}{61400} = 0,00107 < 0,007$$

$\frac{\delta u}{hw}$  pakai = 0,007

$$C > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})} = \frac{4000}{600(0,007)} = 952,381 \text{ mm}$$

Dari output SpColumn didapatkan nilai C sebesar 1474 mm  
 $1476 \text{ mm} > 952,381 \text{ mm}$  (**Butuh Komponen Batas**)

Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syarat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada  $(c - 0.1l_w)$  dan  $c/2$

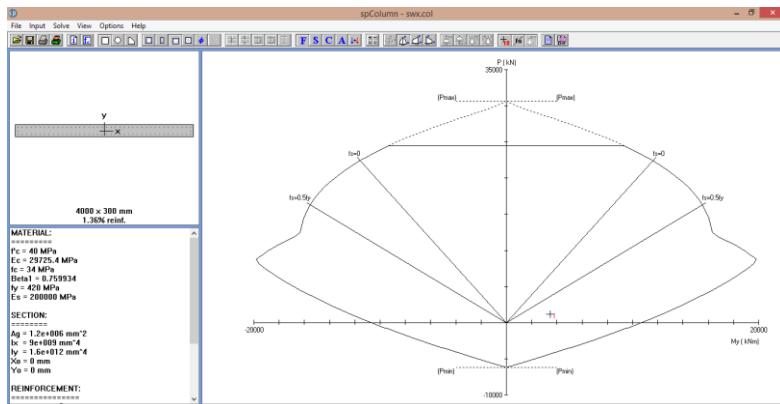
- $C - 0.1 L_w = 1476 - 0.1(4000) = 1076 \text{ mm}$
- $C/2 = 1476/2 = 738 \text{ mm}$  (menentukan)

Digunakan jarak komponen pembatas  $> 1076 \text{ mm} = \mathbf{1100 \text{ mm}}$

#### 4.5.5.9 Pengecekan Tulangan Dengan SpColumn

Dinding struktur berfungsi sama seperti kolom yaitu untuk menahan gaya-gaya yang bekerja secara lateral khususnya, maka dari itu dalam perhitungan dinding geser ini menggunakan

program bantu spColumn. Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS diexport ke notepad dan diimport section cut kombinasi beban dari dinding geser dengan notepad. Hasil dari analisa spColumn adalah sebagai berikut:



**Gambar 4.34** Output SpColumn Arah X

Didapatkan bahwa  $M_u < \phi M_n$ .

#### 4.5.5.10 Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser

Dengan menggunakan perhitungan yang sama seperti perhitungan diatas, didapatkan hasil perencanaan dinding geser sebagai berikut:

**Tabel 4.35** Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser

Tipe	Tulangan Geser Vertikal dan Horizontal	Panjang Boundary Element
Arah X	D16-100	1100 mm
Arah Y	D16-100	800 mm

## 4.6 Perencanaan Pondasi

### 4.6.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *prestressed concrete spun pile* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).

### 4.6.2 Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. Beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75 (0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan  $P_{ijin}$  1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

**Tabel 4.36** Beban Pada Tipe 1 (Kolom)

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	4.57	6.6063	908.37	6.047	6.0608
D+0,7Ey	7.004	12.21	742.263	40.5	23.1
D+0,7Ex	8.2664	12.006	741.53	40.722	31.994
D+0,75L+0,525 Ey	6.882	11.17	873.53	31.4	17.83
D+0,75L+0,525 Ex	7.828	10.704	872.98	31.57	24.53
D+0,75L	5.96	5.99	863.5	5.742	5.72
D	4.89	5.263	728.89	4.83	4.7
0,6D+0,7Ey	5.592	11.14	450.71	39.425	22.64
0,6D+0,7Ex	6.83	10.94	449.974	39.654	31.477
Envelope Ultimate	10.66	17.3465	1161.834	58.044	45.69

**Tabel 4.37** Beban Pada Tipe 2 (Kolom + Shearwall)

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	0.40764	12.02042	4842.006	0.31174	2.95216
D+0,7Ey	176.0378	269.0888	6694.869	79.83191	51.41744
D+0,7Ex	247.179	229.428	6624.966	53.24671	84.15015
D+0,75L+0,525 Ey	132.1406	205.9747	6605.379	59.96368	37.4622
D+0,75L+0,525 Ex	185.4966	176.229	6552.951	40.02481	62.01172
D+0,75L	0.40244	11.44393	4655.144	0.30583	2.77071
D	0.38674	9.71456	4094.555	0.28808	2.22647
0,6D+0,7Ey	175.883	265.203	5057.047	79.71665	52.30803
0,6D+0,7Ex	247.0243	225.5422	4987.144	53.13149	85.04076
Envelope Ultimate	370.1203	437.1085	9723.671	117.2647	123.8098

**Tabel 4.38** Beban Pada Tipe 3 (Kolom Tepi)

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	3.32	3.9334	349.912	3.631	3.43
D+0,7Ey	6.285	10.92	341.11	39.338	23.1
D+0,7Ex	7.424	10.693	336.632	39.526	32
D+0,75L+0,525 Ey	5.48	9.341	368.37	30.616	17.83
D+0,75L+0,525 Ex	6.363	9.173	365.02	30.76	24.53
D+0,75L	3.14826	3.762	337.4	3.4645	3.2541
D	2.6332	3.25	279.97	2.97	2.73
0,6D+0,7Ey	5.592	9.756	221.2	38.2	22.64
0,6D+0,7Ex	6.706	9.532	216.72	38.4	31.5
Envelope Ultimate	10.66	15.502	468.9	56.338	45.69

#### 4.6.3 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang  $F_c' = 52 \text{ Mpa}$  (*concrete cube compressive strength is } 600 \text{ kg/cm}^2 \text{ at 28 days}*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- Diameter tiang : 600 mm
- Tebal tiang : 100 mm
- Klasifikasi : C
- *Concrete cross section* :  $1570 \text{ cm}^2$
- Berat : 393 kg/m
- Panjang : 6 – 20 m
- *Bending moment crack* : 29 t.m

- *Bending momen ultimate* : 58 t.m
- *Allowable axial load* : 229,5 ton

#### **4.6.4 Data Tanah**

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo Surabaya adalah data tanah Proyek Tram Surabaya (Jl. Raya Darmo Depan Taman Bungkul) hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

#### **4.6.5 Daya Dukung**

##### **4.6.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal**

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 lekatkan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan:

$$Qu = Qp + Qs$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaar* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila  $N > 15$  :

$$a. N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$$

$$b. N_1 = 0.6 N$$

Kemudian pilih harga  $N_1$  yang terkecil

2. Koreksi terhadap Overburden

Dari harga  $N_1$  dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o) \text{ untuk } P_o < 7.5 \text{ ton}$$

$$N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o) \text{ untuk } P_o > 7.5 \text{ ton}$$

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 30 m.

- $Q_u = Q_p + Q_s$
- $Q_p = q_p \cdot A_p$

Dimana :

$N_p$  = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi (terlampir)

$K$  = Koefisien karakteristik tanah

=  $12 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah lempung

=  $20 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah lanau berlempung

- =  $25 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah lanau berpasir
- =  $40 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah pasir
- =  $40 \text{ t/m}^2$ , untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

$$\begin{aligned} Ap &= \text{Luas penampang dasar tiang} \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,45^2 = 0,158 \text{ m}^2 \\ qp &= \text{tegangan di ujung tiang} \end{aligned}$$

■  $Q_s = q_s \cdot A_s$

$$= \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s$$

Dimana :

$q_s$  = tegangan akibat lekatan lateral dalam  $\text{t/m}^2$

$N_s$  = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam,

dengan batasan :  $3 \leq N \leq 50$

$A_s$  = keliling x panjang tiang yang terbenam

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = \frac{Qu}{SF}$$

Dimana : SF = safety factor = 3

**Tabel. 4.39 Daya Dukung Tanah**

Kedalaman m	Qp						Qs						Qu (ton)
	N lap	N' koreksi	Np	K t/m <sup>2</sup>	α	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (Luas selimut)	β	Qs (ton)		
0	0	0	0.00	25	1.0	0.00	3	3.00	0.00	1.0	0.00		0.00
0.5	0	0	1.60	25	1.0	0.00	3	3.00	0.00	1.0	0.00		0.00
1	0	0	2.67	25	1.0	0.00	3	3.00	0.00	1.0	0.00		0.00
1.5	0	0	3.43	25	1.0	0.00	3	3.00	0.00	1.0	0.00		0.00
2	8	8	4.57	40	1.0	0.00	8	4.00	0.00	1.0	0.00		0.00
2.5	8	8	6.14	40	1.0	0.00	8	4.67	0.00	1.0	0.00		0.00
3	8	8	7.71	40	1.0	0.00	8	5.14	0.00	1.0	0.00		0.00
3.5	8	8	9.29	40	1.0	105.02	8	5.50	6.60	1.0	18.69		41.24
4	11	11	9.71	40	1.0	109.87	11	6.11	7.54	1.0	22.90		44.25
4.5	11	11	10.43	40	1.0	117.94	11	6.60	8.48	1.0	27.14		48.36
5	11	11	11.14	40	1.0	126.02	11	7.00	9.42	1.0	31.42		52.48
5.5	11	11	11.86	40	1.0	134.10	11	7.33	10.37	1.0	35.71		56.60
6	13	13	12.14	40	1.0	137.33	13	7.77	11.31	1.0	40.60		59.31
6.5	13	13	13.07	40	1.0	147.83	13	8.14	12.25	1.0	45.51		64.45
7	13	13	14.00	40	1.0	158.34	13	8.47	13.19	1.0	50.43		69.59
7.5	13	13	14.93	40	1.0	168.84	13	8.75	14.14	1.0	55.37		74.74
8	20	17.5	15.57	40	1.0	176.11	17.5	9.26	15.08	1.0	61.65		79.25
8.5	20	17.5	16.50	40	1.0	186.61	17.5	9.72	16.02	1.0	67.95		84.85
9	20	17.5	17.43	40	1.0	197.11	17.5	10.13	16.96	1.0	74.26		90.46
9.5	20	17.5	18.36	40	1.0	207.61	17.5	10.50	17.91	1.0	80.58		96.07
10	24	19.5	18.64	40	1.0	210.85	19.5	10.93	18.85	1.0	87.52		99.45
10.5	24	19.5	19.71	40	1.0	222.96	19.5	11.32	19.79	1.0	94.46		105.81
11	24	19.5	20.79	40	1.0	235.08	19.5	11.67	20.73	1.0	101.42		112.17
11.5	24	19.5	21.86	40	1.0	247.20	19.5	12.00	21.68	1.0	108.38		118.53
12	35	25	22.64	40	1.0	256.08	25	12.52	22.62	1.0	117.02		124.37

12.5	35	25	23.86	40	1.0	269.82	25	13.00	23.56	1.0	125.66	131.83
13	35	25	25.07	40	1.0	283.55	25	13.44	24.50	1.0	134.32	139.29
13.5	35	25	26.29	40	1.0	297.28	25	13.86	25.45	1.0	142.99	146.76
14	41	28	26.71	40	1.0	302.13	28	14.34	26.39	1.0	152.57	151.57
14.5	41	28	26.07	40	1.0	294.86	28	14.80	27.33	1.0	162.17	152.34
15	41	28	25.43	40	1.0	287.59	28	15.23	28.27	1.0	171.77	153.12
15.5	41	28	24.79	40	1.0	280.32	28	15.63	29.22	1.0	181.39	153.90
16	26	20.5	23.71	40	1.0	268.20	20.5	15.77	30.16	1.0	188.72	152.31
16.5	26	20.5	22.79	40	1.0	257.70	20.5	15.91	31.10	1.0	196.06	151.25
17	26	20.5	21.86	40	1.0	247.20	20.5	16.04	32.04	1.0	203.40	150.20
17.5	26	20.5	20.93	40	1.0	236.70	20.5	16.17	32.99	1.0	210.75	149.15
18	28	21.5	21.07	40	1.0	238.31	21.5	16.31	33.93	1.0	218.40	152.24
18.5	28	21.5	21.14	40	1.0	239.12	21.5	16.45	34.87	1.0	226.05	155.06
19	28	21.5	21.21	40	1.0	239.93	21.5	16.58	35.81	1.0	233.71	157.88
19.5	28	21.5	21.29	40	1.0	240.74	21.5	16.70	36.76	1.0	241.37	160.70
20	27	21	21.21	40	1.0	239.93	21	16.80	37.70	1.0	248.88	162.93
20.5	27	21	21.79	40	1.0	246.39	21	16.90	38.64	1.0	256.38	167.59
21	27	21	22.36	40	1.0	252.85	21	17.00	39.58	1.0	263.89	172.25
21.5	27	21	22.93	40	1.0	259.32	21	17.09	40.53	1.0	271.41	176.91
22	36	25.5	23.57	40	1.0	266.59	25.5	17.28	41.47	1.0	280.30	182.30
22.5	36	25.5	23.36	40	1.0	264.16	25.5	17.46	42.41	1.0	289.20	184.45
23	36	25.5	23.14	40	1.0	261.74	25.5	17.63	43.35	1.0	298.10	186.61
23.5	36	25.5	22.93	40	1.0	259.32	25.5	17.79	44.30	1.0	307.00	188.77
24	24	19.5	22.07	40	1.0	249.62	19.5	17.83	45.24	1.0	314.06	187.89
24.5	24	19.5	21.07	40	1.0	238.31	19.5	17.86	46.18	1.0	321.11	186.48
25	24	19.5	20.07	40	1.0	227.00	19.5	17.89	47.12	1.0	328.17	185.06
25.5	24	19.5	19.07	40	1.0	215.69	19.5	17.92	48.07	1.0	335.23	183.64
26	22	18.5	19.00	40	1.0	214.88	18.5	17.93	49.01	1.0	341.98	185.62
26.5	22	18.5	18.90	40	1.0	213.75	18.5	17.94	49.95	1.0	348.73	187.50
27	22	18.5	18.75	40	1.0	212.06	18.5	17.95	50.89	1.0	355.49	189.18
27.5	22	18.5	18.50	40	1.0	209.23	18.5	18.24	51.84	1.0	366.94	192.06
28	35	25	20.13	40	1.0	227.61	25	18.64	52.78	1.0	380.65	202.75
28.5	35	25	21.75	40	1.0	245.99	25	19.04	53.72	1.0	394.61	213.53
29	35	25	23.38	40	1.0	264.37	25	19.44	54.66	1.0	408.82	224.39
29.5	35	25	25.00	40	1.0	282.74	25	19.75	55.61	1.0	421.60	234.78
30	27	21	24.00	40	1.0	271.43	21	19.98	56.55	1.0	433.20	234.88

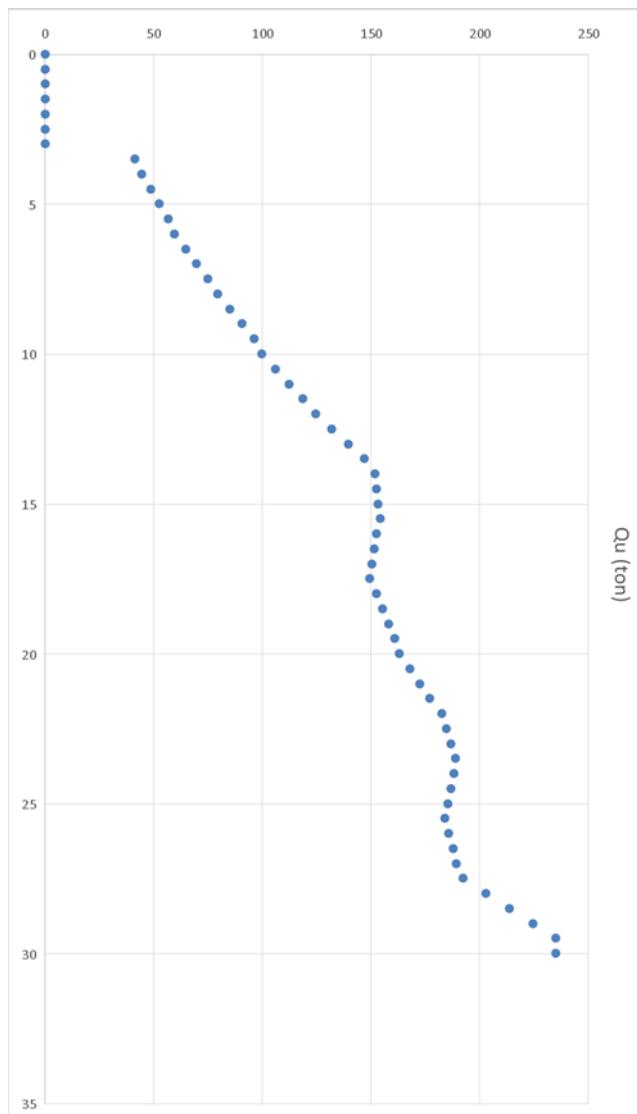
Sehingga diambil kedalaman tiang pancang sebagai berikut :

Beban ijin aksial 1 tiang = 229,5 ton

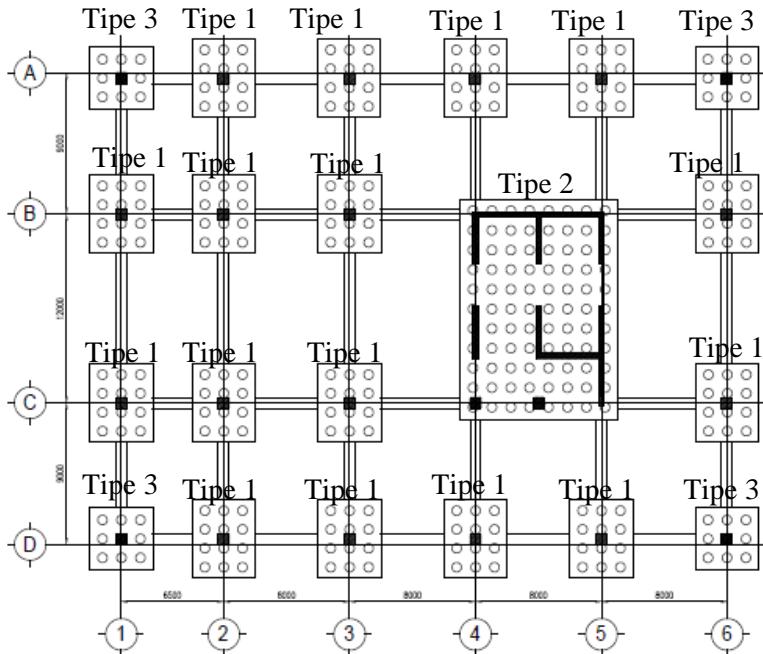
Beban ijin aksial 1 tiang dibagi SF=2 = 114,75 ton

Pada kedalaman 11m daya dukung tanah = 112,7 ton

Maka panjang tiang yang digunakan (dikurangi tinggi basement)= 8 m



**Gambar 4.35** Grafik Daya Dukung Ijin Pancang Terhadap Kedalaman



**Gambar 4.36** Denah Pondasi

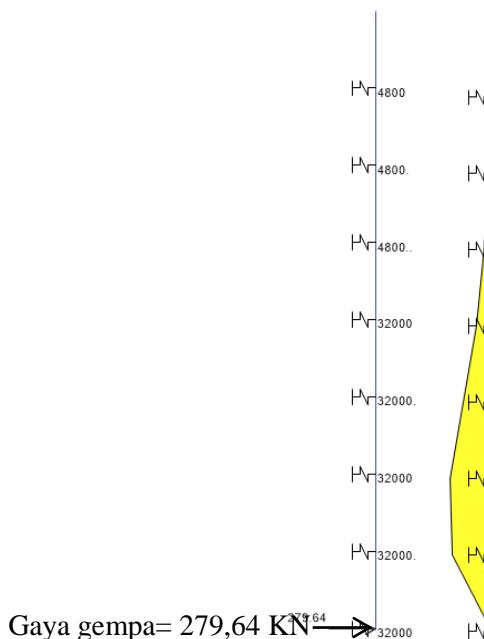
#### 4.6.5.2 Kontrol Momen Terhadap Gempa dan Spring Tanah pada *Spun Pile*

Dengan memasukkan gaya gempa menggunakan program bantu ETABS dan tabel korelasi nilai  $K_s$  tanah untuk koefisien spring sesuai dengan data tanah yang dimiliki seperti pada Tabel 4.39, didapatkan momen seperti dibawah ini

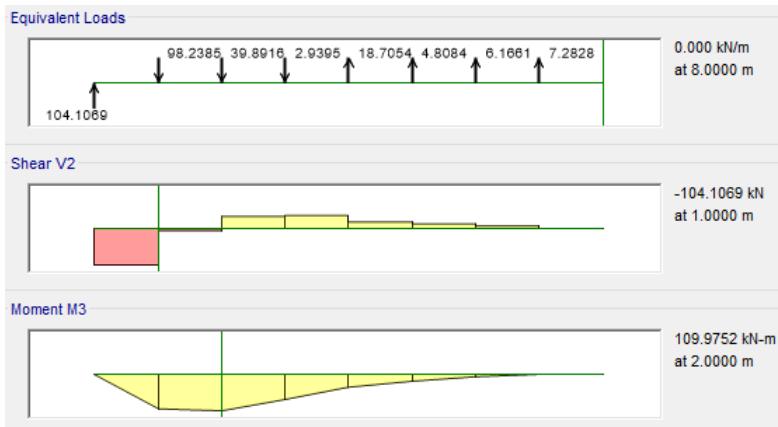
**Tabel 4.40** Korelasi Nilai  $K_s$ 

Soil	$K_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_s$ (t/m <sup>3</sup> )
Sandy Soil		
Loose sand	4800 - 16000	480 - 1600
Medium dense sand	9600 - 80000	960 - 8000
Dense Sand	32000 - 128000	6400 - 12800
Clayey medium dense sand	32000 - 80000	3200 - 8000
Silty medium dense sand	24000 - 48000	2400 - 4800
Clayey Soil		
$q_s < 200 \text{ kPa}$	12000 - 24000	1200 - 2400
$200 < q_s < 800 \text{ kPa}$	24000 - 48000	2400 - 4800
$q_s > 800 \text{ kPa}$	> 48000	> 4800

(Sumber: Bowles, 1996)



**Gambar 4.37** Diagram Momen *Spun Pile* Akibat Gaya Gempa



**Gambar 4.38** Diagram Momen Maksimum *Spun Pile* Akibat Gaya Gempa

Berdasarkan diagram diatas didapatkan nilai momen maksimum pada spun pile akibat gempa sebesar 10,9752 t.m.

Bending Moment Crack Spun Pile / (SF=2) > M max  
 $14,5 \text{ t.m} > 10,9752 \text{ t.m}$  (OK).

#### 4.6.5.3 Pengaturan Jarak Antar Tiang Pancang

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1 meter.

- Jarak antar tiang :  
 $2 D \leq S \leq 2,5 D$

$$2 \times 60 \leq S \leq 2,5 \times 60$$

$$120 \text{ cm} \leq S \leq 150 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang = 120 cm

- Jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S_1 \leq 1,5 D$$

$$1 \times 60 \leq S_1 \leq 1,5 \times 60$$

$$60 \text{ cm} \leq S_1 \leq 90 \text{ cm}$$

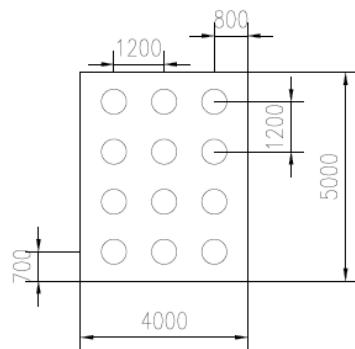
Digunakan jarak tiang ke tepi = 70 cm dan 80 cm

#### 4.6.5.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

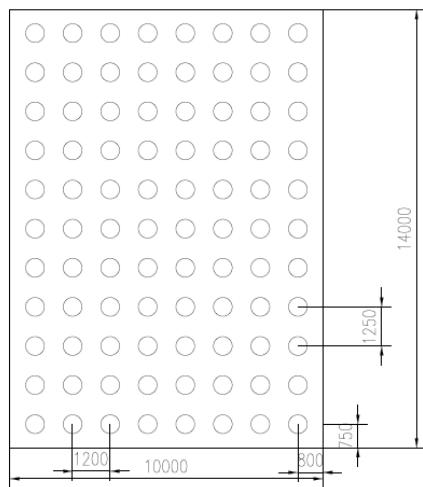
Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin tanah} \text{ (1 tiang)}$$

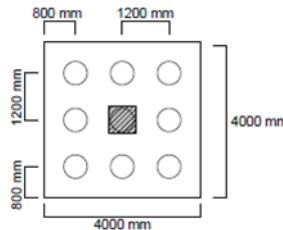
Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang Tipe 1 dengan kombinasi beban 1D + 1L.



**Gambar 4.39** Grup Tiang Tipe 1



**Gambar 4.40** Grup Tiang Tipe 2

**Gambar 4.41 Grup Tiang Tipe 3**

$$P = 908,37 \text{ ton}$$

$$N = 12 \text{ tiang}$$

$$M_x = M_x + (H_y \times t_{poer}) = 6,047 + (6,6063 \times 1) = 12,6533 \text{ t.m}$$

$$M_y = M_y + (H_x \times t_{poer}) = 6,0608 + (4,57 \times 1) = 10,6308 \text{ t.m}$$

$$X_{\max} = 1,2 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 1,8 \text{ m}$$

$$P_{\max} = \frac{908,37}{12} + \frac{10,6308 \times 1,2}{2,88} + \frac{12,6533 \times 1,8}{7,2} \leq 112,17 \text{ t}$$

$83,29 \text{ t} \leq 112,17 \text{ t}$  (1 tiang) **(OK)**

**Tabel 4.41 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe 1**

Tipe	Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My . Xmax	$\Sigma X^{\wedge}2$	Mx . Ymax	$\Sigma Y^{\wedge}2$	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max < Pijin (ton)
1	D+L	12	75.698	1.2	1.8	12.757	2.88	22.776	7.2	83.29	112.17	OK
1	D+0,7Ey	12	61.855	1.2	1.8	36.125	2.88	94.878	7.2	87.576	112.17	OK
1	D+0,7Ex	12	61.794	1.2	1.8	48.312	2.88	94.91	7.2	91.751	112.17	OK
1	D+0,75L+0,525 Ey	12	72.794	1.2	1.8	29.654	2.88	76.626	7.2	93.733	112.17	OK
1	D+0,75L+0,525 Ex	12	72.748	1.2	1.8	38.83	2.88	76.093	7.2	96.799	112.17	OK
1	D+0,75L	12	71.958	1.2	1.8	14.016	2.88	21.118	7.2	79.758	112.17	OK
1	D	12	60.741	1.2	1.8	11.508	2.88	18.167	7.2	67.26	112.17	OK
1	0,6D+0,7Ey	12	37.559	1.2	1.8	33.878	2.88	91.017	7.2	61.964	112.17	OK
1	0,6D+0,7Ex	12	37.498	1.2	1.8	45.968	2.88	91.069	7.2	66.108	112.17	OK

**Tabel 4.42** Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe 2

Tipe	Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My . Xmax	$\Sigma x^2$	Mx . Ymax	$\Sigma y^2$	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max < Pijin
1	D+L	12	75.698	1.2	1.8	12.757	2.88	22.776	7.2	83.29	112.17	OK
1	D+0,7Ey	12	61.855	1.2	1.8	36.125	2.88	94.878	7.2	87.576	112.17	OK
1	D+0,7Ex	12	61.794	1.2	1.8	48.312	2.88	94.91	7.2	91.751	112.17	OK
1	D+0,75L+0,525 Ey	12	72.794	1.2	1.8	29.654	2.88	76.626	7.2	93.733	112.17	OK
1	D+0,75L+0,525 Ex	12	72.748	1.2	1.8	38.83	2.88	76.093	7.2	96.799	112.17	OK
1	D+0,75L	12	71.958	1.2	1.8	14.016	2.88	21.118	7.2	79.758	112.17	OK
1	D	12	60.741	1.2	1.8	11.508	2.88	18.167	7.2	67.26	112.17	OK
1	0,6D+0,7Ey	12	37.559	1.2	1.8	33.878	2.88	91.017	7.2	61.964	112.17	OK
1	0,6D+0,7Ex	12	37.498	1.2	1.8	45.968	2.88	91.069	7.2	66.108	112.17	OK

**Tabel 4.43** Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe 3

Tipe	Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My . Xmax	$\Sigma x^2$	Mx . Ymax	$\Sigma y^2$	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max < Pijin
2	D+L	88	55.023	4.2	6.25	14.111	60.5	77.076	171.9	55.705	112.17	OK
2	D+0,7Ey	88	76.078	4.2	6.25	955.31	60.5	2180.8	171.9	104.56	112.17	OK
2	D+0,7Ex	88	75.284	4.2	6.25	1391.6	60.5	1766.7	171.9	108.57	112.17	OK
2	D+0,75L+0,525 Ey	88	75.061	4.2	6.25	712.33	60.5	1662.1	171.9	96.51	112.17	OK
2	D+0,75L+0,525 Ex	88	74.465	4.2	6.25	1039.5	60.5	1351.6	171.9	99.517	112.17	OK
2	D+0,75L	88	52.899	4.2	6.25	13.327	60.5	73.436	171.9	53.547	112.17	OK
2	D	88	46.529	4.2	6.25	10.975	60.5	62.517	171.9	47.074	112.17	OK
2	0,6D+0,7Ey	88	57.466	4.2	6.25	958.4	60.5	2155.7	171.9	85.856	112.17	OK
2	0,6D+0,7Ex	88	56.672	4.2	6.25	1394.7	60.5	1741.7	171.9	89.866	112.17	OK

#### 4.6.5.5 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi ( $\eta$ ) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left( 1 - \frac{36 \times S}{(75 \times S^2 - 7)} \times \binom{m+n-2}{m+n-1} \right) + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times m$$

Dimana  $Q_L (\text{group})$  harus lebih besar dari  $P$  yang terjadi.

**Tabel 4.44** Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok Tipe 1

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (m)	$\eta$	Qi (ton)	P ijin tiang (ton)	Qi (group) > P ijin
1	D+L	112.17	12	3	4	1200	1.0679	1437.34	999.484	OK
1	D+0,7Ey	112.17	12	3	4	1200	1.0679	1437.34	1050.91	OK
1	D+0,7Ex	112.17	12	3	4	1200	1.0679	1437.34	1101.02	OK
1	D+0,75L+0,525 Ey	112.17	12	3	4	1200	1.0679	1437.34	1124.8	OK
1	D+0,75L+0,525 Ex	112.17	12	3	4	1200	1.0679	1437.34	1161.59	OK
1	D+0,75L	112.17	12	3	4	1200	1.0679	1437.34	957.096	OK
1	D	112.17	12	3	4	1200	1.0679	1437.34	807.119	OK
1	0,6D+0,7Ey	112.17	12	3	4	1200	1.0679	1437.34	743.565	OK
1	0,6D+0,7Ex	112.17	12	3	4	1200	1.0679	1437.34	793.291	OK

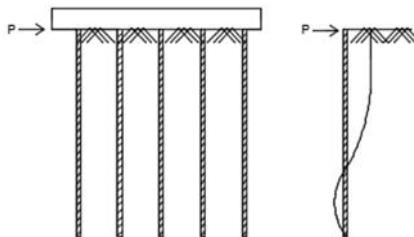
**Tabel 4.45** Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok Tipe 2

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (m)	$\eta$	QI (ton)	P ijin tiang (ton)	QI (group) > P ijin
2	D+L	112.17	88	11	8	1200	1.0441	10306.2	4902	OK
2	D+0,7Ey	112.17	88	11	8	1200	1.0441	10306.2	9201.42	OK
2	D+0,7Ex	112.17	88	11	8	1200	1.0441	10306.2	9554.31	OK
2	D+0,75L+0,525 Ey	112.17	88	11	8	1200	1.0441	10306.2	8492.84	OK
2	D+0,75L+0,525 Ex	112.17	88	11	8	1200	1.0441	10306.2	8757.51	OK
2	D+0,75L	112.17	88	11	8	1200	1.0441	10306.2	4712.13	OK
2	D	112.17	88	11	8	1200	1.0441	10306.2	4142.53	OK
2	0,6D+0,7Ey	112.17	88	11	8	1200	1.0441	10306.2	7555.29	OK
2	0,6D+0,7Ex	112.17	88	11	8	1200	1.0441	10306.2	7908.19	OK

**Tabel 4.46** Perhitungan Jumlah Tiang Pancang Kelompok Tipe 3

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (m)	$\eta$	QI (ton)	P ijin tiang (ton)	QI (group) > P ijin
3	D+L	112.17	9	3	3	1200	1.074	1084.2	403.591	OK
3	D+0,7Ey	112.17	9	3	3	1200	1.074	1084.2	639.771	OK
3	D+0,7Ex	112.17	9	3	3	1200	1.074	1084.2	672.793	OK
3	D+0,75L+0,525 Ey	112.17	9	3	3	1200	1.074	1084.2	605.621	OK
3	D+0,75L+0,525 Ex	112.17	9	3	3	1200	1.074	1084.2	630.618	OK
3	D+0,75L	112.17	9	3	3	1200	1.074	1084.2	388.508	OK
3	D	112.17	9	3	3	1200	1.074	1084.2	323.407	OK
3	0,6D+0,7Ey	112.17	9	3	3	1200	1.074	1084.2	506.905	OK
3	0,6D+0,7Ex	112.17	9	3	3	1200	1.074	1084.2	539.738	OK

#### 4.6.5.6 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



**Gambar 4.42** Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$\delta$  = defleksi yang terjadi

$Fd$  = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffness Factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 12

$H_{max}$  = 6,6063 t

$H_{max}$  1 tiang = 0,550525 t

$C_u = 0,53 \text{ kg/cm}^2$

$$Qu = 2 \times C_u = 2 \times \frac{0,53}{0,977} = 1,085 \frac{t}{ft^3}$$

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan  $f = 10 \text{ t/ft}^3 = 0,32 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700\sqrt{fc} = 338921,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (600 - 400)^4 = 7857,143 \text{ cm}^4$$

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} = \left( \frac{338921,82 \times 7857,143}{0,32} \right)^{\frac{1}{5}} = 96,4 \text{ cm}$$

Fd(deflection coefficient)

L = 8 m = 800 cm (kedalaman tiang pancang)

T = 96,4 cm

L/T = 8,3

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan Fd = 0,89

$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,89 \left( \frac{6,6063 \times 96,4^3}{338921,82 \times 7857,143} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,165 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Kontrol Momen :

M<sub>crack</sub> = 14,5 tm (tabel spesifikasi tiang pancang / (SF=2))

L/T = 8,3

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan Fm = 0,88

$$M = Fm(PT) \leq M_{banding\ crack}$$

$$M = 0,88 \times (6,6063/12 \times 96,4) \leq 14,5 \text{ tm}$$

$$M = 0,467 \text{ tm} \leq 14,5 \text{ tm (OK)}$$

**Tabel 4.47** Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 1 Terhadap Gaya Lateral

Tipe	Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	$\delta$ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
1	12	D+L	0.551	0.038	OK	0.972	14.5	OK
1	12	D+0,7Ey	1.018	0.0703	OK	1.7964	14.5	OK
1	12	D+0,7Ex	1.001	0.0691	OK	1.7664	14.5	OK
1	12	D+0,75L+0,525 Ey	0.931	0.0643	OK	1.6434	14.5	OK
1	12	D+0,75L+0,525 Ex	0.892	0.0616	OK	1.5749	14.5	OK
1	12	D+0,75L	0.499	0.0345	OK	0.8813	14.5	OK
1	12	D	0.439	0.0303	OK	0.7743	14.5	OK
1	12	0,6D+0,7Ey	0.928	0.0641	OK	1.639	14.5	OK
1	12	0,6D+0,7Ex	0.912	0.063	OK	1.6096	14.5	OK

**Tabel 4.48** Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 2 Terhadap Gaya Lateral

Tipe	Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	$\delta$ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
2	88	D+L	0.137	0.0094	OK	0.2412	14.5	OK
2	88	D+0,7Ey	3.058	0.2113	OK	5.3987	14.5	OK
2	88	D+0,7Ex	2.809	0.1941	OK	4.9591	14.5	OK
2	88	D+0,75L+0,525 Ey	2.341	0.1617	OK	4.1325	14.5	OK
2	88	D+0,75L+0,525 Ex	2.108	0.1456	OK	3.7216	14.5	OK
2	88	D+0,75L	0.13	0.009	OK	0.2296	14.5	OK
2	88	D	0.11	0.0076	OK	0.1949	14.5	OK
2	88	0,6D+0,7Ey	3.014	0.2082	OK	5.3208	14.5	OK
2	88	0,6D+0,7Ex	2.807	0.194	OK	4.956	14.5	OK

**Tabel 4.48** Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 3 Terhadap Gaya Lateral

Tipe	Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	$\delta$ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
3	9	D+L	0.437	0.0302	OK	0.7716	14.5	OK
3	9	D+0,7Ey	1.213	0.0838	OK	2.1422	14.5	OK
3	9	D+0,7Ex	1.188	0.0821	OK	2.0977	14.5	OK
3	9	D+0,75L+0,525 Ey	1.038	0.0717	OK	1.8324	14.5	OK
3	9	D+0,75L+0,525 Ex	1.019	0.0704	OK	1.7995	14.5	OK
3	9	D+0,75L	0.418	0.0289	OK	0.738	14.5	OK
3	9	D	0.361	0.025	OK	0.6376	14.5	OK
3	9	0,6D+0,7Ey	1.084	0.0749	OK	1.9138	14.5	OK
3	9	0,6D+0,7Ex	1.059	0.0732	OK	1.8699	14.5	OK

#### 4.6.6 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer

- $P_u$  = 1161,834 ton
- $P_{max}$  ( 1 tiang ) = 96,8 ton
- Jumlah tiang pancang = 12 buah
- Dimensi poer =  $4 \times 5 \times 1$  m
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 40 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 MPa
- Diameter tulangan = 29 mm
- Selimut beton = 60 mm
- $\lambda$  = 1 (beton normal)
- $\alpha_s$  = 20 (kolom sudut)
- Tinggi efektif ( $d$ )  

$$d_x = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 925,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 896,5 \text{ mm}$$

#### 4.6.6.1 Kontrol Geser Pons

##### 1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarluaskan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan SNI 2847:2012 pasal 11.11.2.1 nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

$\alpha_s$  = 20 untuk kolom sudut, 30 untuk kolom tepi, 40 untuk kolom interior

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek  
 $= 5000/4000 = 1,25$

$b_o$  = Keliling penampang kritis  
 $= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$   
 $= 2(980 + 925,5) + 2(980 + 925,5)$   
 $= 7622 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,25}\right) 1, \sqrt{40} \times 7622 \times 925,5 \\ &= 19719578,72 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left( \frac{20.925,5}{7622} + 2 \right) 1. \sqrt{40} \times 7622 \times 925,5 \\ = 16398712,7 N$$

$$V_{c3} = 0,333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,333 \cdot 1. \sqrt{40} \times 7622 \times 925,5 \\ = 14856605,68 N$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $14856605,68 N = 1485660,57 \text{ Kg}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1485660,57 = 1114245,426 \text{ kg} \\ = 1114,245426 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1114,25 \text{ ton} > P_u - P_{pile}$$

$$\phi V_c = 1114,25 \text{ ton} > 1161,834 - (96,7993 \times 1)$$

$$= 1114,25 \text{ ton} > 1065,0347 \text{ ton (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

## 2. Akibat Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ = 5000/4000 = 1,25$$

$$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 925,5)) \\ = 1198,607 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1,25} \right) 1. \sqrt{40} \times 1198,607 \times 925,5 \\ = 3101027,014 N$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,083 \times \left( \frac{20.925,5}{7622} + 2 \right) 1. \sqrt{40} \times 1198,607 \times 925,5 \\ = 10156356,18 N$$

$$V_{c3} = 0,333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,333 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \times 1198,607 \times 925,5 \\
 &= 2336294,108 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 2336294,2 N  
 $= 233629,411 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 233629,411 = 175222,0581 \text{ Kg} \\
 &\quad = 175,2221 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

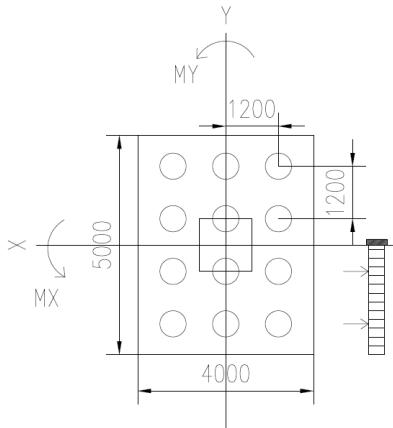
$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 175,2221 \text{ ton} > P_{\max} \\
 &= 175,2221 \text{ ton} > 96,8 \text{ ton} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

#### 4.6.6.2 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

## 1. Penulangan Arah X



**Gambar 4.43** Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X)

$$P_{\max} = 96,8 \text{ ton}$$

$$P = 3 \times 96,8 = 290,4 \text{ ton}$$

$$q = 4 \times 2,4 \times 1 = 9,6 \text{ ton/m}$$

$$qu = 9,6 \text{ ton/m} \times 1,2 = 11,52 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja :

$$Mu = P_{\max} (a_1 + a_2) - \frac{1}{2} qux \cdot L^2$$

$$= (290,4 \times (0,6 + 1,8)) - (\frac{1}{2} \times 11,52 \times (2,5)^2)$$

$$= 660,9552 \text{ t.m}$$

$$= 6609552000 \text{ N.mm}$$

$$d_x = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 925,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 896,5 \text{ mm}$$

- Mencari  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{fc}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,003765$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033333$$

digunakan  $\rho_{\min} = 0,003765$

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,353$$

$$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6609552000}{5000 \times 925,5^2} = 1,5433$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,5433}{420}} \right) = 0,003761924\end{aligned}$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\min} = 0,003765$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0,003765 \times 1000 \times 925,5 = 3484,1524 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D29 ( $As = 660,7857 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3484,1524}{660,7857} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{6} = 166,67 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tarik D29–150 mm

$$\begin{aligned}A_s &= \left( \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150} \\ &= 4405,24 \text{ mm}^2 > 3484,152 \text{ mm}^2 (\text{OK})\end{aligned}$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x \\ &= \frac{1}{2} \times 0,003765 \times 1000 \times 925,5 = 1742,0762 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D22 ( $As = 380,133 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{1742,0762}{380,133} = 5 \text{ buah}$$

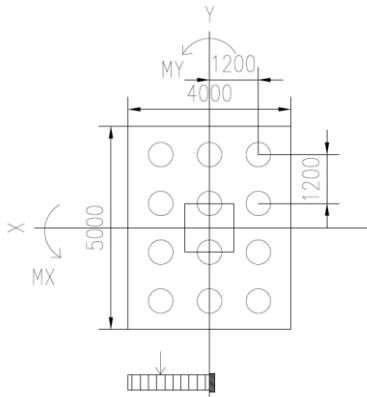
$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan D22–200 mm

$$A_s = \left( \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{200}$$

$$= 1900,665 \text{ mm}^2 > 1742,0762 \text{ mm}^2 (\text{OK})$$

## 2. Penulangan Arah Y



**Gambar 4.44** Pembebanan Poer Kolom Tipe 2

$$\begin{aligned} P_{\max} &= 96,8 \text{ ton} \\ P &= 4 \times 96,8 = 387,197 \text{ ton} \\ q &= 5 \times 2,4 \times 1 = 12 \text{ ton/m} \\ q_u &= 12 \text{ ton/m} \times 1,2 = 14,4 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_u &= P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q u x \cdot L^2 \\ &= (387,197 \times 1,2) - (\frac{1}{2} \times 14,4 \times (2)^2) \\ &= 435,8368 \text{ t.m} \\ &= 4358368000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_x &= 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 &= 925,5 \text{ mm} \\ d_y &= 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 &= 896,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Mencari  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 x \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 x \sqrt{40}}{420} = 0,003765$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033333$$

digunakan  $\rho_{\min} = 0,003765$

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,353$$

$$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4358368000}{5000 \times 925,5^2} = 1,3557$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,3557}{420}} \right) = 0,003295 \end{aligned}$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\min} = 0,003295$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} As &= \rho \times b \times d_y \\ &= 0,003295 \times 1000 \times 896,5 = 3374,98 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D29 (As = 660,7857 mm<sup>2</sup>)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3374,98}{660,7857} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{6} = 166,67 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lenter atas D29–150 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left( \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150} \\ &= 4405,24 \text{ mm}^2 > 3374,98 \text{ mm}^2 (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_y \\ &= \frac{1}{2} \times 0,003295 \times 1000 \times 896,5 = 1687,48 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D29 (As = 380,133 mm<sup>2</sup>)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{1687,48}{380,133} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur tekan D22–200 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left( \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{200} \\ &= 1900,665 \text{ mm}^2 > 1687,48 \text{ mm}^2 (\text{OK}) \end{aligned}$$

#### 4.6.7 Perencanaan Sloof

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi sloof:

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$A_g = 120000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D19}$$

$$\text{Tulangan Sengkang} = \text{D10}$$

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19) = 340,5 \text{ mm}$$

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan diaman beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof adalah

Berat sendiri sloof

$$qu = 1,4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 403,2 \text{ kg/m}$$

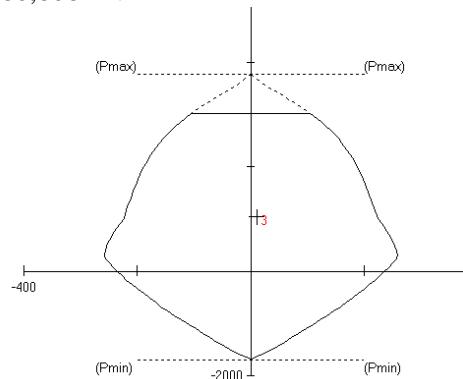
Panjang sloof = 4,8 m

$$M_u \text{ tump} = \frac{1}{8} qu \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 403,2 \times 4,8^2 \text{ kgm}$$

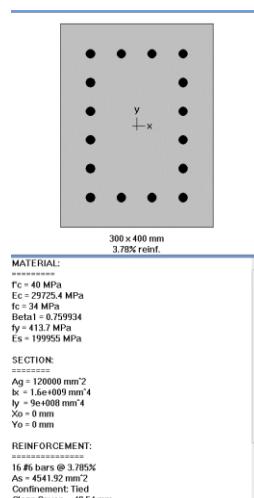
Lalu menggunakan program SPCol dengan memasukkan beban:

$$P = 10\% \quad P_u = 10\% \quad 9083,7 \text{ kN} = 908,37 \text{ kN}$$

$$M = 60,608 \text{ kNm}$$



**Gambar 4.45** Diagram Interaksi P-M



**Gambar 4.46** Spesifikasi Penulangan Sloof

Penulangan Geser Sloof

$$Vu = \frac{1}{2} qu \times L = \frac{1}{2} \times 403,2 \times 4,8 = 967,68 \text{ kg}$$

$$= 9676,9 \text{ N}$$

$$d' = 400 - 40 - 10 - 19/2 = 340,5$$

$$Vc = \frac{bw \times d \times \sqrt{fc'}}{6} = \frac{300 \times 340,5 \times \sqrt{40}}{60} = 107675,55 \text{ N}$$

$\phi Vc > Vu$  (tulangan geser tidak diperlukan)

Jadi dipasang tulangan geser min

Smaks =  $d/2$  atau 300 mm

$$d/2 = 340,5/2 = 170,25 \text{ mm}$$

$$Av \text{ min} = \frac{bw \times s}{3fy} = \frac{300 \times 170,25}{3 \times 420} = 40,53 \text{ mm}^2$$

Dipasang Sengkang 2D10-150mm

Halaman ini sengaja dikosongkan

## **BAB V**

## **KESIMPULAN**

### **5.1 Kesimpulan**

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo menggunakan sistem balok prategang pada lantai atap dan 14 yang berfungsi sebagai *Ballroom* 2 lantai ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut:

1. Perencanaan gedung ini memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut:

#### Struktur Sekunder:

- Balok anak:
  - B1A : 30/45 cm
  - B2A : 30/50 cm
  - B3A : 30/45 cm
  - B4A : 30/45 cm
- Balok penumpu lift : 30/45 cm
- Tebal pelat:
  - Hotel, Ballrooom ,dan Atap : 120 mm
  - Basement : 200 mm
- Dinding geser:
  - Arah x : 300 mm
  - Arah y : 300 mm

#### Struktur Utama:

- Balok induk:
  - B1 : 50/75 cm
  - B2 : 50/75 cm
  - B3 : 35/50 cm
  - B4 : 35/50 cm
  - B5 : 50/75 cm
- Balok prategang:

- Lantai Atap : 50/125 cm
  - Lantai Ballroom : 70/150 cm
  - Kolom:
    - Lantai Basement – 4 : 98/98 cm
    - Lantai 4 – 9 : 78/78 cm
    - Lantai 9 -13 : 60/60 cm dan 50/70 cm
    - Lantai 13 – Atap : 50/50 cm dan 50/70 cm
  - Pondasi:
    - Tipe 1 : 4 m x 5 m x 1 m
    - Tipe 2 : 10 m x 14 m x 1 m
  - Tiang pancang: (*Prestressed Concrete Spun Piles PT. Wijaya Karya Beton*)
    - Tipe 1 : 12 buah
    - Tipe 2 : 88 buah
    - Tipe 3 : 9 buah
2. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS.
  3. Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen kumulatif yang terjadi maka kolom dibuat pipih dan seefektif mungkin.
  4. Perencanaan dengan menggunakan sistem balok prategang berdasarkan karena kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas kolom pada tengah bentangnya, sehingga penggunaan balok prategang sangat tepat untuk memenuhi kebutuhan tersebut.
  5. Penggunaan prategang efisien karena penampang prategang dapat lebih ramping dari penampang beton bertulangan pada umumnya, dalam kasus modifikasi ini dapat menggantikan atap yang sebelumnya menggunakan konstruksi rangka batang.
  6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo menggunakan analisa respon spectrum di daerah Surabaya, sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012.
  7. Perencanaan struktur beton bertulangan menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang digunakan adalah Sistem Ganda.

8. Pondasi direncanakan dengan pondasi dalam sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban melalui poer.
9. Hasil analisa struktur telah dilakukan pada perencanaan Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

## 5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. Perencanaan menggunakan balok prategang sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya prategang yang terjadi, disesuaikan dengan panjang dan dimensi angkur yang akan dipasang nantinya pada tumpuan.
2. Rasio dimensi kolom terhadap hubungan balok-kolom yang diijinkan sebaiknya lebih diperhatikan dari awal perencanaan.
3. Perencanaan gedung yang dilakukan harus pada zona gempa yang sebenarnya agar ketepatan perhitungan dalam perencanaan lebih efisien dan efektif.
4. Data tanah yang dimiliki sebaiknya harus ada di setiap titik dari tiang pancang agar perencanaan bisa lebih efektif.
5. Pada perencanaan bangunan harus dipikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaan dapat berjalan dengan baik, lancar, dan sesuai dengan perencanaan.
6. Pengembangan pada teknologi balok prategang perlu dilakukan peningkatan, agar lebih mudah dalam pengerjaannya, dikarenakan penggunaan prategang dapat membuat fungsi ruang pada gedung semakin efisien.

Halaman ini sengaja dikosongkan

## **DAFTAR PUSTAKA**

- Ables, P.W, Bardhah B.K, Turner F.H. 1976. Prestressed Concrete Designer's Handbook Second Edition. Inggris: Spon Press
- American Society of Civil Engineering (ASCE 7-10, 2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure. Restorn : Virginia 20191
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung. SNI 1726:2012.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. SNI 1727:2013.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung. SNI 2847:2013.
- Bowles, J.E. 1996. Foundation Analysis And Design (5th edition)
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1983 Peraturan Pembebaan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG).
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1971 Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI)

- F. Mark, dan Ghosh S.K. 1978. Case Study of Effects of Post-Tensioning The Beams in 45 Storey Building. Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- Hardi, Joni. 2009. Perencanaan Core pada Bangunan Simetris. Modul Ajar Bangunan Tinggi. Jakarta
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 1996. Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 2000. Desain Struktur Beton Prategang Jilid 2. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Murty, C.V.R, et al. 2012. Earthquake Behaviour of Buildings. Gujarat State Disaster Management Authority. Gujarat
- Nawy, Edward G. 2001. Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga. Jakarta : Erlangga
- PCI. PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete 5th Edition. Chicago : PCI Industry Handbook Committee.
- Purwono, R., dkk., 2005. Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa. ITS Press, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
- Smith, Bryan Stafford dan Coull, Alex. 1991. Tall Building Structure. Analysis and Design. Montreal.

**LAMPIRAN**



## LABORATORIUM MEKANIKA TANAH &amp; BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya

Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,

Telp/Fax: 031 5928601, e-mail : tanah.its@gmail.com

## DRILLING LOG

NAMA PROYEK = TRAM SURABAYA							TIPE BOR : Rotary drilling machine			Remarks.								
KLIEN = PT. DARDELA YASA GUNA							MULAI : 08 Nopember 2015			UD = Undisturb Sample								
TITIK BOR = BH-3							SELESAI : 09 Nopember 2015			CS = Core Sample								
LOKASI = JL. RAYA DARMO (MEDIAN JALAN DEPAN TAMAN BUNGKUL)							MASTERBOR : OSIAS			SPT = SPT Test								
ELEVASI TITIK BOR +0.47 METER DARI MUKA JALAN																		
MUKA AIR TANAH .95 METER DARI MUKA TANAH SETEMPAT																		
Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test					
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value	Blows/30 cm	Blows per each 15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
0.00	0.00																	
1.00	-1.00				LANAU BERPASIR	COKLAT TERANG												
2.00	-2.00				PASIR	ABU-ABU TERANG	LOOSE	SPT 8 s/d 11										
3.00	-3.00				PASIR BERKULIT KERANG	ABU-ABU TERANG	LOOSE	SPT 11 s/d 13										
4.00	-4.00																	
5.00	-5.00																	
6.00	-6.00																	
7.00	-7.00																	
8.00	-8.00																	
9.00	-9.00																	
10.00	-10.00																	
11.00	-11.00																	
12.00	-12.00																	
13.00	-13.00																	
14.00	-14.00																	
15.00	-15.00																	
16.00	-16.00																	
17.00	-17.00																	
18.00	-18.00																	
19.00	-19.00																	
20.00	-20.00																	
21.00	-21.00																	
22.00	-22.00																	
23.00	-23.00																	
24.00	-24.00																	
25.00	-25.00																	
26.00	-26.00																	
27.00	-27.00																	
28.00	-28.00																	
29.00	-29.00																	
30.00	-30.00																	
END OF BORING																		



**LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN**  
**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS**  
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya  
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,  
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

**REKAP HASIL TEST LABORATORIUM**

KLIEN : DARDELA YASA GUNA

PROYEK : PEMBANGUNAN JALAN TRAM

LOKASI : JL. RAYA DARMO MEDIAN JALAN DEPAN KBS

TITIK BOR : BH-2

MASTER BOR : OSIAS TENIS

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC							CONSOLIDATION			
	Gs	e	Sr	Wc	n	$\gamma_t$	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$	Pp	Cc	Cv
-7.50	2.684	1.384	100.00	51.56	58.05	1.706	1.126	1.706	1.06	0.781	4.10E-04
-15.00	2.593	1.306	100.00	50.37	56.63	1.691	1.124	1.691	*	*	*
-22.50	2.678	1.245	100.00	46.49	55.46	1.747	1.193	1.747	*	*	*
-30.00	2.642	1.209	100.00	45.76	54.73	1.743	1.196	1.743	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD	VANE TEST	k (cm/sec)		
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	C	$\phi$	$C_u$	$\phi_u$	$C_d$	$\phi_d$	Su	Cu	
-7.50	5.81	28.52	65.67	62.37	29.35	33.02	*	*	*	*	*	*	0.11	0.11	*
-15.00	0.00	20.27	79.73	64.35	32.66	31.69	*	*	0.53	0	*	*	*	*	*
-22.50	0.00	20.16	79.84	66.77	30.19	36.58	*	*	1.25	0	*	*	*	*	*
-30.00	0.00	25.51	74.49	65.48	31.56	33.92	*	*	1.64	0	*	*	*	*	*

REMARK	G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	C	= Cohesion of direct shear ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
	S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	$C_d$	= Drained cohesion triaxial test( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
	S + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	$C_u$	= Undrained cohesion ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
	e	= Void ratio	Cc	= Compression Index	$S_u$	= Strength of vane test ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
	Gs	= Specific Gravity	Cv	= Compression of Consolidation ( $\text{cm}^2/\text{det}$ )	$\phi$	= Angle of internal friction direct shear test (degree)
	n	= Porosity (%)	Pp	= Preconsolidation Pressure ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	$\phi_d$	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
	Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test	$\phi_u$	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)
	W <sub>c</sub>	= Water content (%)	k	= Coeficient of permeability (cm/sec)		
	$\gamma_t$	= Moisture density (gr/cc)				
	$\gamma_{sat}$	= Saturated density (gr/cc)				
	$\gamma_d$	= Dry density (gr/cc)				

# PASSENGER ELEVATORS

Moving solutions with safety, reliability and efficiency



## 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.hyundailevator.co.kr](http://www.hyundailevator.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

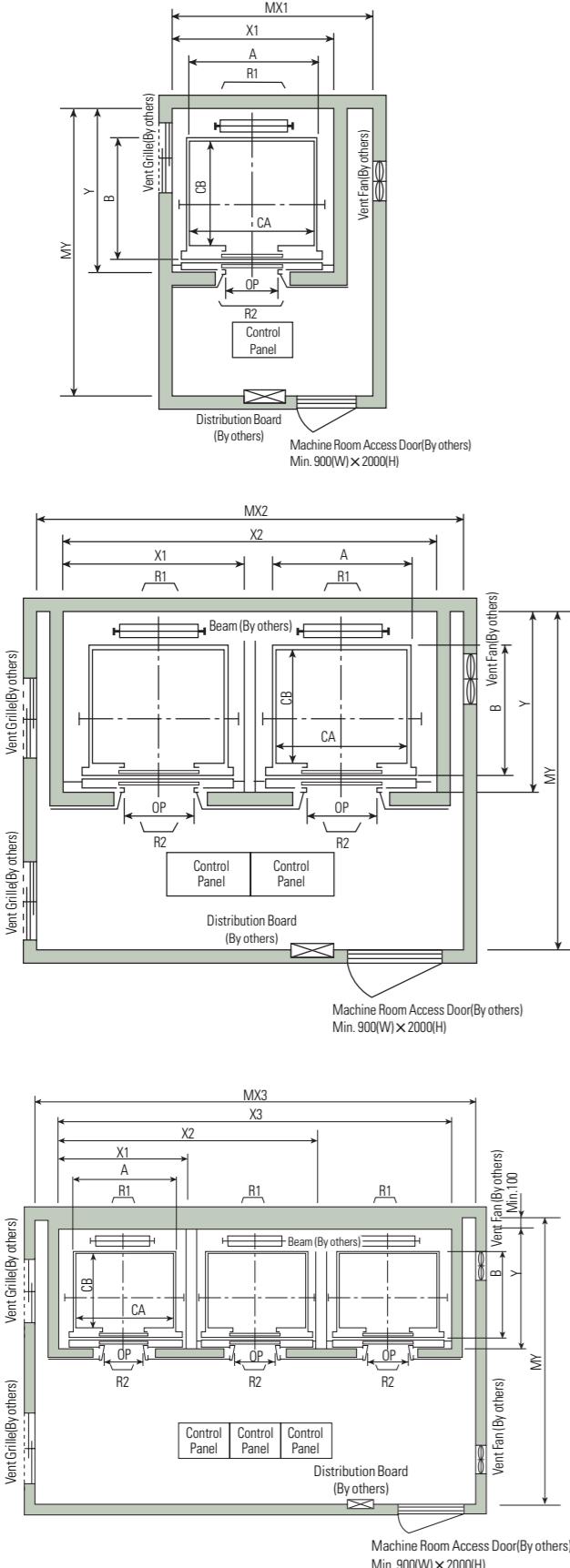
ALGERIA	ETHIOPIA	MONGOLIA	SUDAN
Tel : 213-21-203787 Fax : 213-21-216444	Tel : 251-911-851313 Fax : 251-118-605051	Tel : 976-11-7015-3333 Fax : 976-11-7016-3333	Tel : 249-183-230-389 Fax : 249-183-230-364
ARGENTINA	GUATEMALA	MYANMAR	SYRIA
Tel : 5411-3220-2878	Tel : 502-2388-0000 Fax : 502-2388-0044	Tel : 951-521080-83 Fax : 951-521080-83	Tel : 963-114-419199 Fax : 963-114-469-8666
ARMENIA	INDIA	NIGERIA	THAILAND
Tel : 971-4-440-49-27 Fax : 971-4-440-49-26	Tel : 91-20-3250-2190 Fax : 91-20-2747-0568	Tel : 234-803-7352222 Fax : 0703-4444400	Tel : 66-2348-8000 Fax : 66-2249-8483
AZERBAIJAN	INDONESIA	OMAN	TUNIS
Tel : 994-12-418-0106 Fax : 994-12-567-18-77	Tel : 62-21-631-8444 Fax : 62-21-632-6288	Tel : 968-9286-4334 Fax : 968-2449-9307	Tel : 216-70-853-231 Fax : 216-71-754-361
BAHRAIN	IRAN	PAKISTAN	TURKEY
Tel : 973-17-702-468 Fax : 973-17-702-643	Tel : 98-21-8869-8727-36 Fax : 98-21-8855-3741	Tel : 92-21-3432-0601 Fax : 92-21-3432-0617	Tel : 90-216-488-8000 Fax : 90-216-488-9191
BANGLADESH	IRAQ	PANAMA	TURKMENISTAN
Tel : 880-1711-533047 Fax : 880-2-9884392	Tel : 964-770-588-0555	Tel : 507-230-3166 Fax : 507-230-3187	Tel : 993-12-95-0333 Fax : 993-12-95-0330
BOLIVIA	ISRAEL	PERU	U.A.E.
Tel : 591-3-3-435243	Tel : 972-3-963-0000 Fax : 972-3-963-0050	Tel : 51-1-472-6868 Fax : 51-1-472-6898	Abu Dhabi Tel : 971-2-671-1779 Fax : 971-2-443-8822
BRAZIL	ITALY	PHILIPPINES	Dubai Tel : 971-2-443-8822
Tel : 55-81-3271-6272 Tel : 55-11-9981-0381	Tel : 39-0464-485-333 Fax : 39-0464-485-334	Tel : 632-716-0905 Fax : 632-714-8896	Turkey Tel : 971-4-294-4475 Fax : 971-4-294-4476
CHILE	JAPAN	POLAND	USA
Tel : 562-263-53394	Tel : 81-3-3436-5117 Fax : 81-3-3436-5198	Tel : 48-61-820-85-51 Fax : 48-61-820-85-52	Abu Dhabi Tel : 1-562-404-1909 Fax : 1-562-404-1902
CHINA	JORDAN	QATAR	VENEZUELA
Tel : 86-21-6485-8600 Fax : 86-21-6485-3511	Tel : 962-79-5526-713 Fax : 962-6-5699-014	Tel : 974-4436-6687 Fax : 974-4436-6689	Turkey Tel : 58-212-232-8263 Fax : 58-212-232-7178
COLOMBIA	KAZAKHSTAN	RUSSIA	VIETNAM
Tel : 57-4-444-9297	Fax : 962-6-5699-014	Tel : 7-727-244-0555 Fax : 7-727-267-6456	Turkey Tel : 84-4-3572-4588 Fax : 84-4-3572-4699
CUBA	KUWAIT	SAUDI ARABIA	VIETNAM
Tel : 537-699-3460 Fax : 537-699-3412	Tel : 965-2245-7925 Fax : 965-2242-3510	Tel : 966-2-652-9000 Fax : 966-2-652-9090	Turkey Tel : 84-4-3943-4945 Fax : 84-8-3232-1496
DOMINICAN REPUBLIC	LIBYA	SPAIN	VIETNAM
Tel : 809-566-9426	Tel : 218-91-735-0745 Fax : 201-00-354-4237	Tel : 34-933-779-200 Fax : 34-933-779-401	Turkey Tel : 84-4-3572-4588 Fax : 84-4-3572-4699
ECUADOR	MEXICO	SOUTH AFRICA	VIETNAM
Tel : 593-2-254-2831 Fax : 593-2-255-3761	Tel : 52-55-56635246 Fax : 52-55-5663-2982	Tel : 277-1455-4770	Turkey Tel : 84-4-3572-4588 Fax : 84-4-3572-4699
EGYPT			
Tel : 20-2-25050874 Fax : 0020-2-25078503			

PASSENGER ELEVATORS - We reserve the right to change designs and specifications for the product development without prior notice.  
Copyright © HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD. All rights reserved. Printed in Korea.  
CATALOG CODE : C-PEL-E0408/2013.03/Rev.4

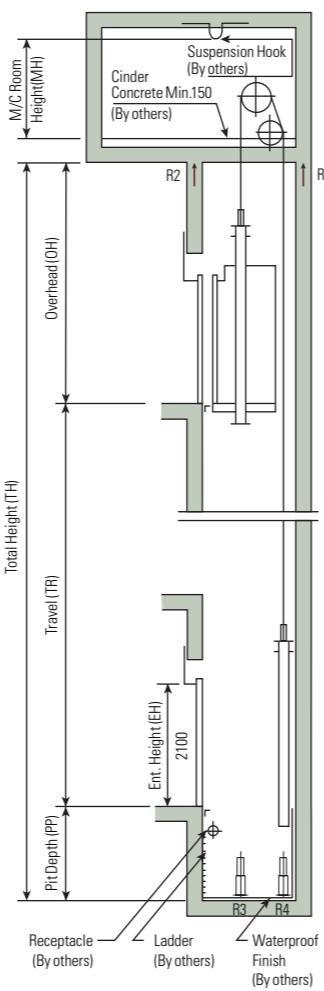
HYUNDAI ELEVATOR

## Layout Plan - LUXEN(Gearless Elevators) 1~2.5m/sec

### Plan of Hoistway & Machine Room



### Section of Hoistway



### Standard Dimensions & Reactions

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)	Pit Reaction (kg)		
	Persons	kg		OP	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Depth	1Car	2Cars	MX3	MY	R1	R2	R3
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
	10	700	800	1400×1250	1460×1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6800	5400
1.5	11	750	800	1400×1350	1460×1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	7100	5600
	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
	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 Note 6)	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				
	24	1600	1100	2000×1750	2100×1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13600	10400
				2150×1600	2250×1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200				

**Notes:**

1. 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.
2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
4. The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)
5. 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.
6. 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:**

1. Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
2. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
3. The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.
4. For gearless (1:1 roping) elevators, the minimum machine room height should be 2400mm.

# MULTISTRAND POST-TENSIONING

VSL

## STRAND PROPERTIES – TO AS1311

Nominal Diameter mm	Nominal Steel Area mm <sup>2</sup>	Nominal Mass kg/m	Minimum Breaking Load kN	Minimum Proof Load (0.2% Offset) kN	Min. Elong. to Fracture in 600mm %	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load %	Modules of Elasticity MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180–205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	$\times 10^3$

## TENDON PROPERTIES

STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
	37	6810	115
5-42	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
5-48	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
5-55	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
	42	10500	135
6-48	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
6-55	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.

2. Duct diameters are for corrugated steel duct.

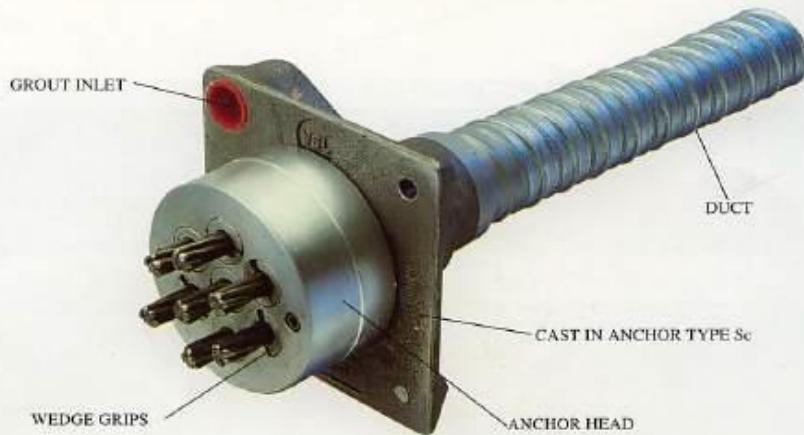
3. Duct external dia. = 1. Dia. + 6mm nominal

4. Corrugated polyethylene PT-Plus™ duct is also available, refer page 14.

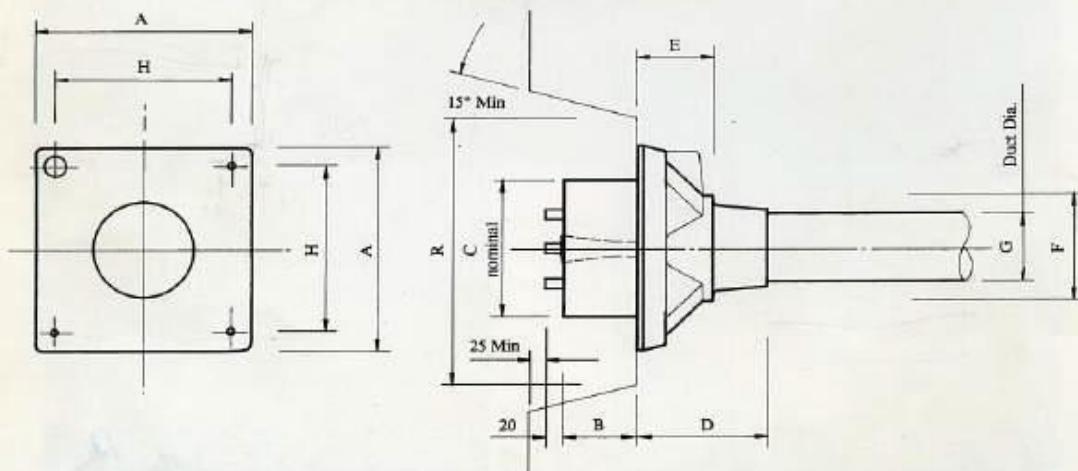
5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



## MULTISTRAND POST-TENSIONING



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc  
LIVE END



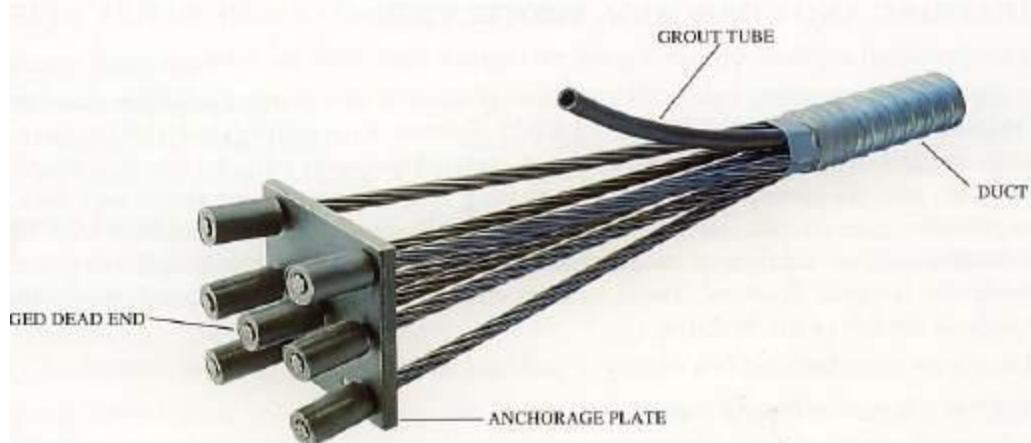
TENDON UNIT	Dimensions (mm)								
	A	B	C	D	E	F	G	H	R
STRAND TYPE 12.7mm									
*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
5-12	215	54	160	160	84	120	69	151	320
5-19	265	66	184	210	110	145	84	200	360
5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750
5-55	465	142	320	340	160	400	135	400	750
STRAND TYPE 15.2mm									
*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900
*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900

Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases.

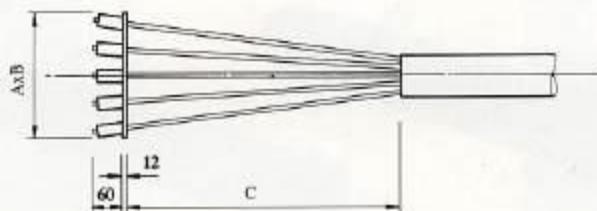
Refer VSL office for details.

\*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.

## MULTISTRAND POST-TENSIONING



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A Dimensions (mm)	B Dimensions (mm)	C
5-3	100	100	100
5-4	120	120	150
5-7	150	150	250
5-12	200	200	350
5-19	250	250	500
5-22	300	250	500
5-27	300	300	650
5-31	350	300	650
5-37	375	350	850
5-42	375	375	850
5-48	400	400	1000
5-55	425	425	1000

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A Dimensions (mm)	B Dimensions (mm)	C
6-3	150	150	250
6-4	150	150	250
6-7	200	200	350
6-12	250	250	500
6-19	300	300	500
6-22	300	300	500
6-27	350	350	650
6-31	350	350	650
6-37	400	350	850
6-42	400	350	850
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000

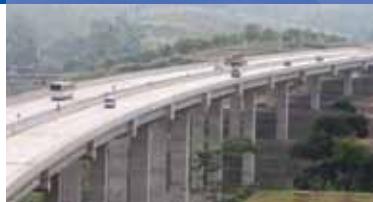
# BROCHURE

## THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER



**WiKA BETON**

*Innovation and Trust*



**WiKA KOBE**

**WiKA KRAKATAU  
BETON**

**WiKA CLT**

PT CITRA LAUTAN TEDUH



# PC PILES

## DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving :Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

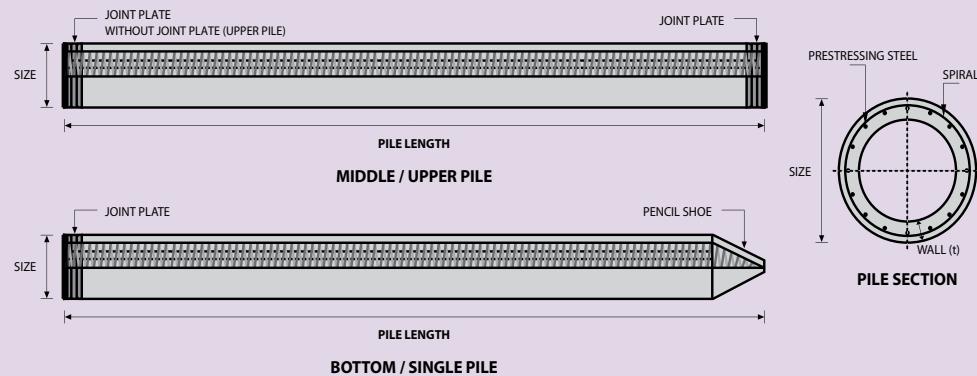
## DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
Manufacturing	SNI 2847 - 2013 WB - PRD - PS - 16	Indonesian Standard Code for Concrete Production Manufacturing Procedure

## MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm <sup>2</sup> ) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



### PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 52 \text{ MPa}$  (Cube 600 kg/cm<sup>2</sup>)

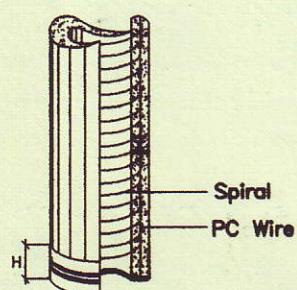
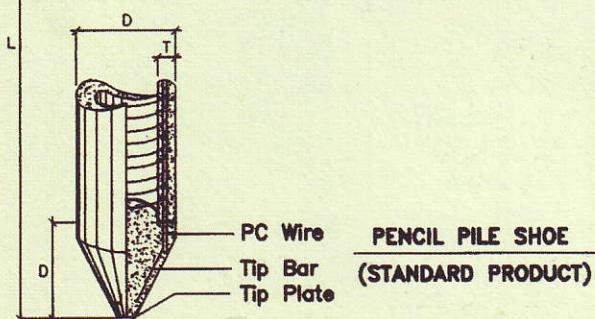
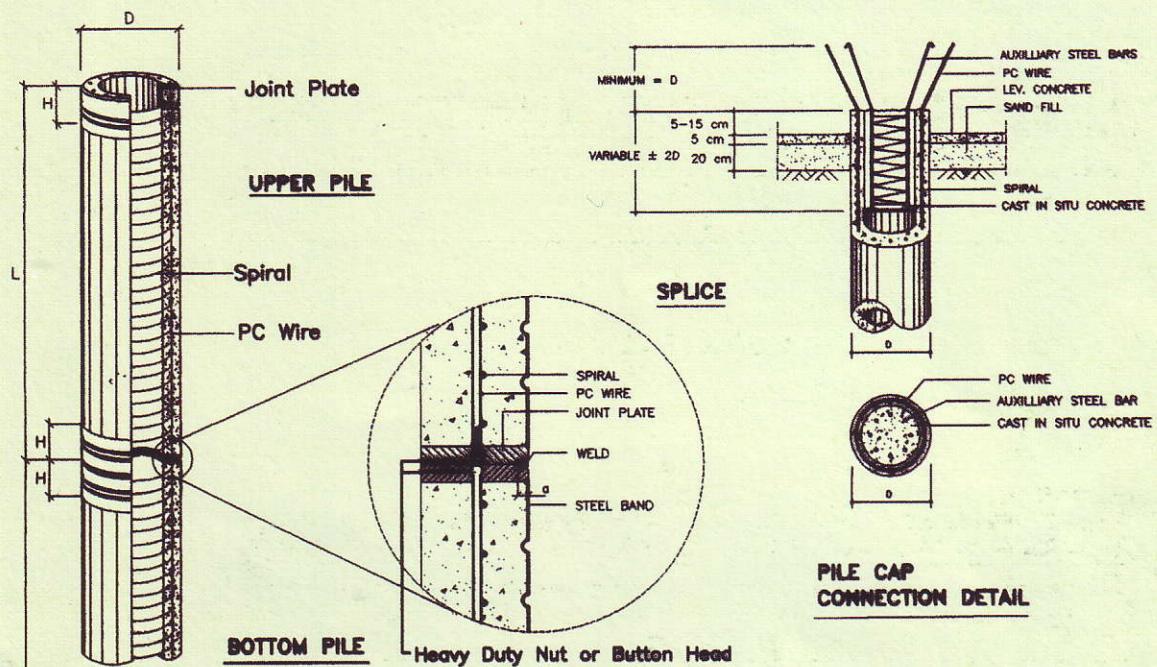
Size (mm)	Thickness Wall (t) (mm)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	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
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
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
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
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
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
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
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
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
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	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

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

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

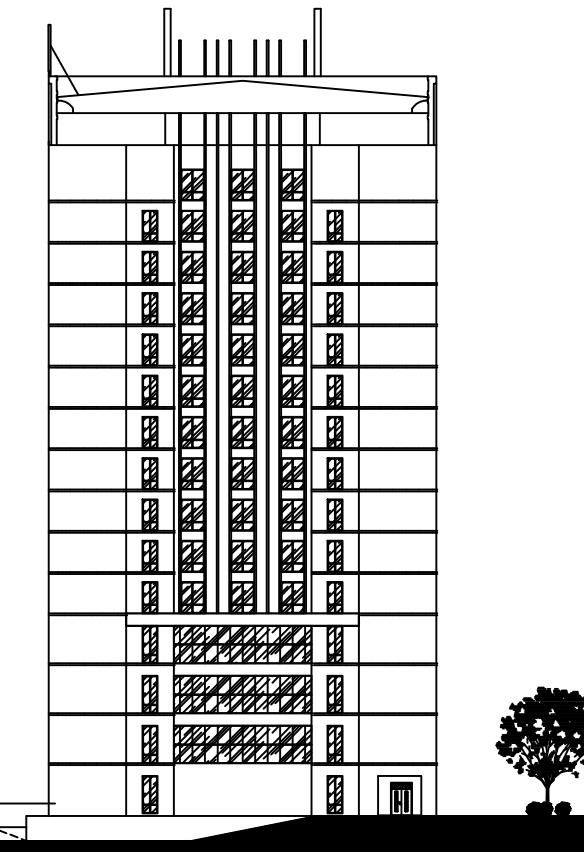
\*\*\*) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe



**Mamira Pile Shoe**  
(Special design)

**Thickness  
of Weld**

D (mm)	T (mm)	H (mm)	a (mm)
300	60	100	8
350	65	100	10
400	75	150	10
450	80	150	10
500	90	150	10
600	100	150	10



#### DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

#### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

#### NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

#### NRP

03111440000100

#### JUDUL GAMBAR

Tampak Depan dan  
Samping Eksisting Hotel

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
1	1 : 600	



### DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

### NAMA MAHASISWA

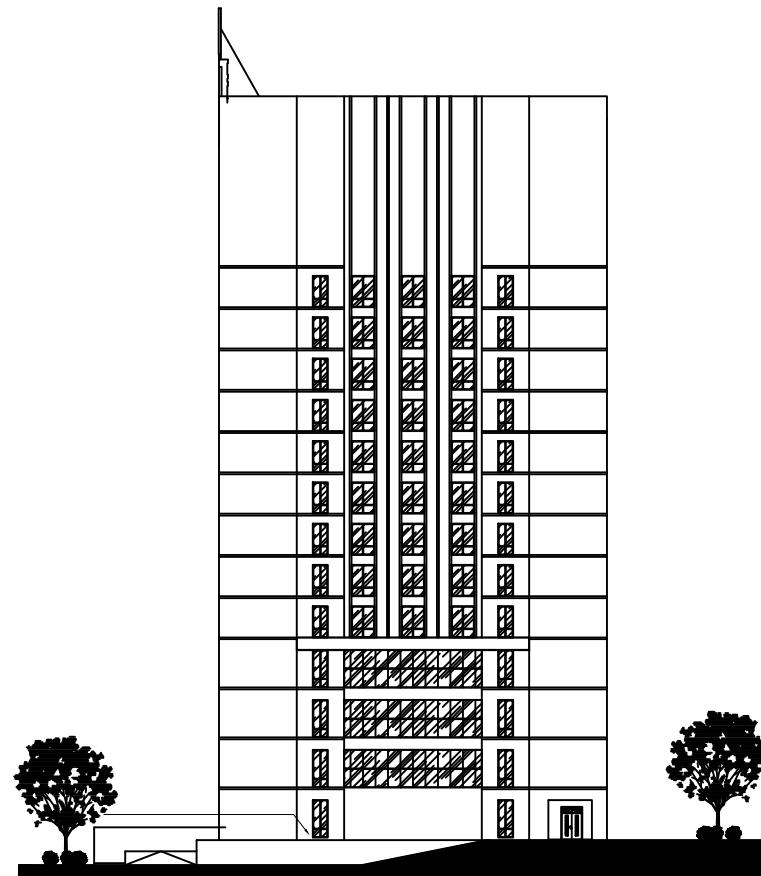
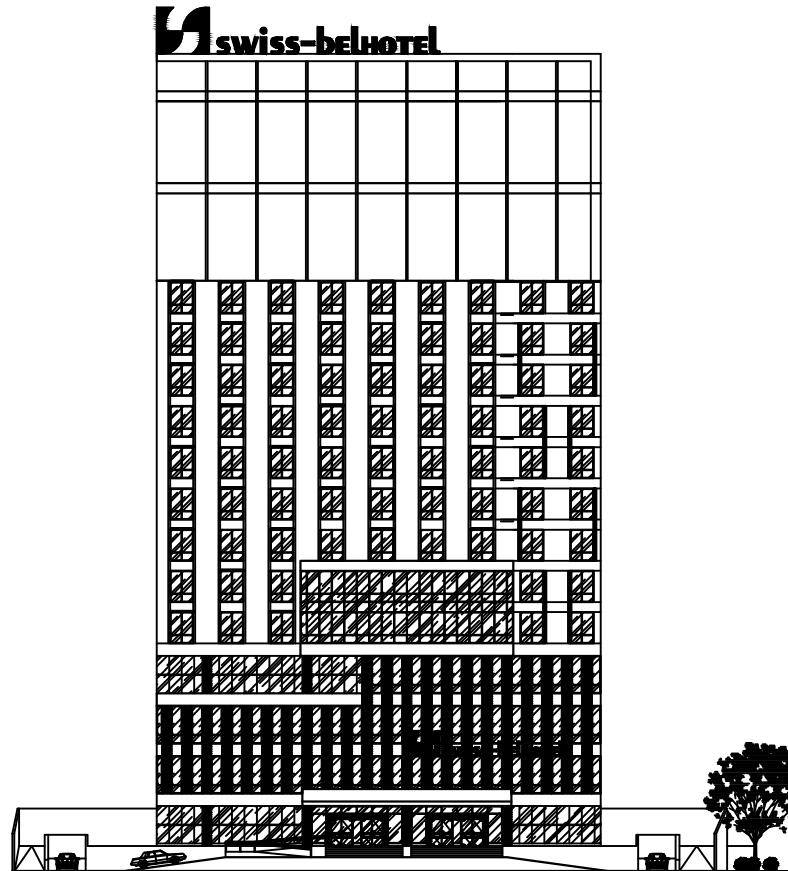
Muhammad Nur Fathihin

### NRP

03111440000100

### JUDUL GAMBAR

Tampak Depan dan  
Samping Rencana Hotel



NO. GMB	SKALA	KODE GMB
2	1 : 600	



### DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

### NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

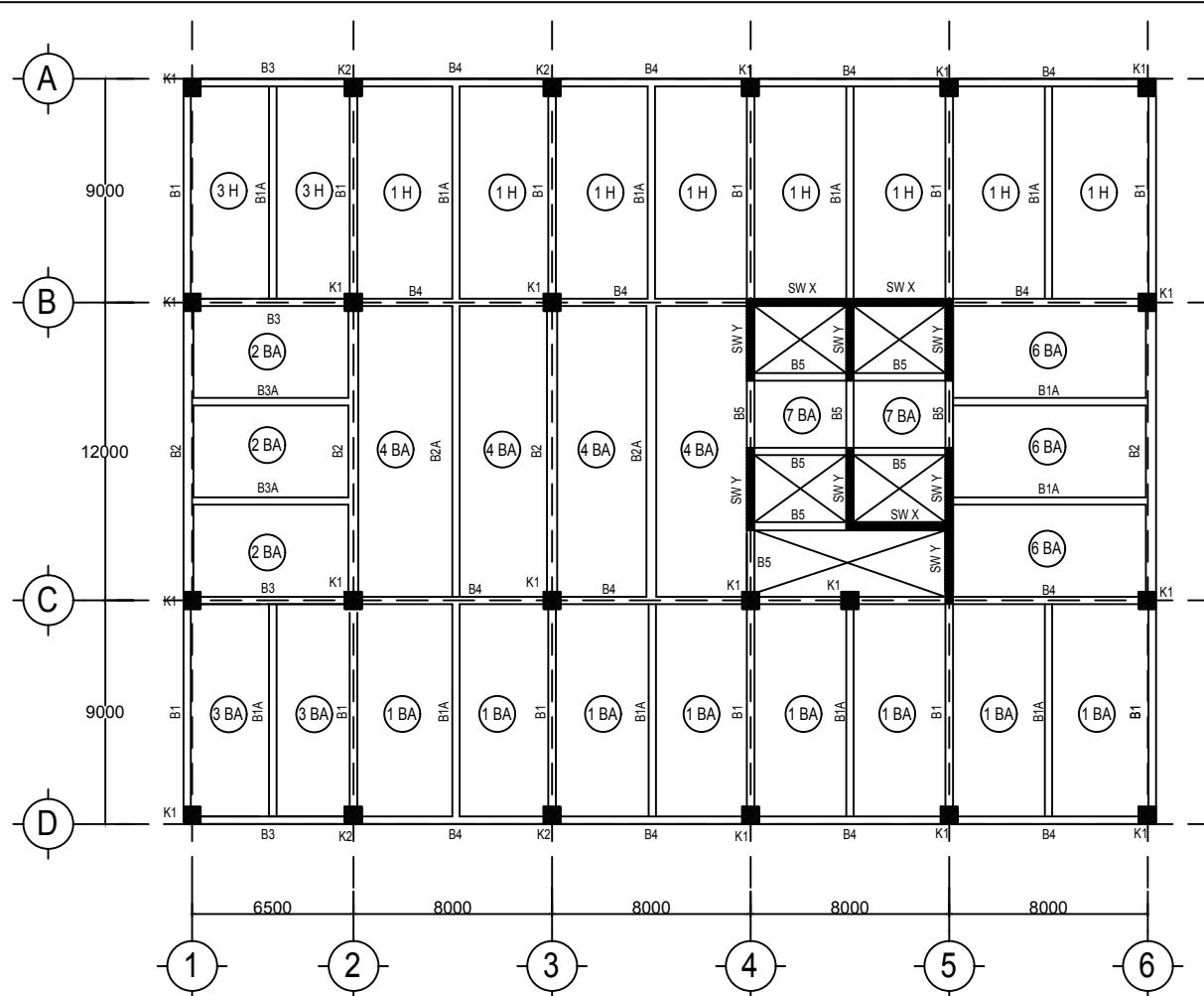
### NRP

03111440000100

### JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan dan Kolom  
Lantai Basement

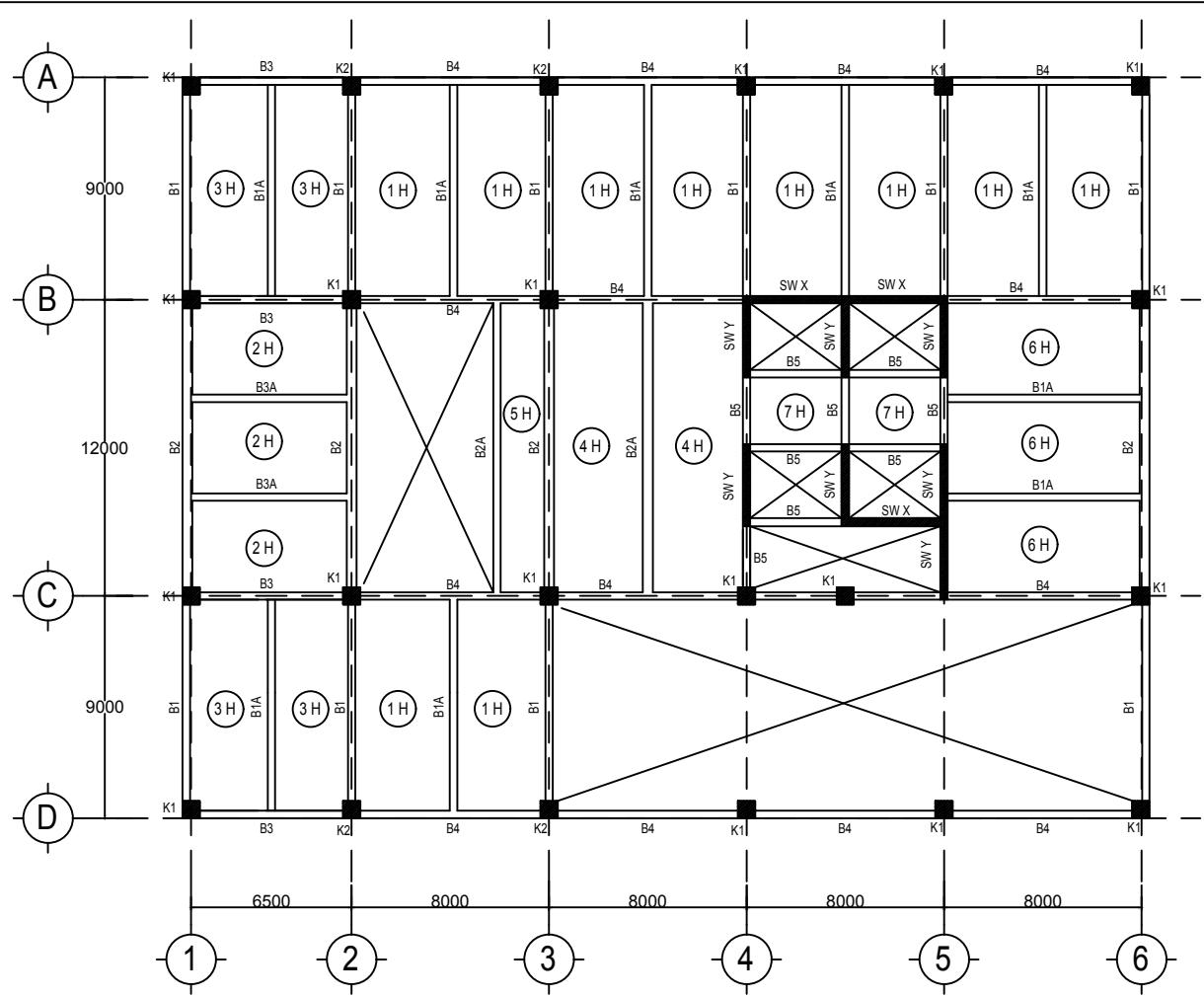
DIMENSI BALOK			
LANTAI BASEMENT			
B1	500 X 750	B5	500 X 750
B2	500 X 750	B1A	300 X 450
B3	350 X 500	B2A	300 X 500
B4	350 X 500	B3A	300 X 450



**DENAH LANTAI BASEMENT**

Skala 1: 300

3 1 : 300



**DENAH LANTAI 1 - MEZZANINE**

Skala 1: 300



**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

Muhammad Nur Fathihin

**NRP**

03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

Denah Pembalokan dan Kolom  
Lantai 1 - Mazzanine

DIMENSI BALOK			
LANTAI 1 - MEZZANINE			
B1	500 X 750	B5	500 X 750
B2	500 X 750	B1A	300 X 450
B3	350 X 500	B2A	300 X 500
B4	350 X 500	B3A	300 X 450

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
4	1 : 300	



### DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

### NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

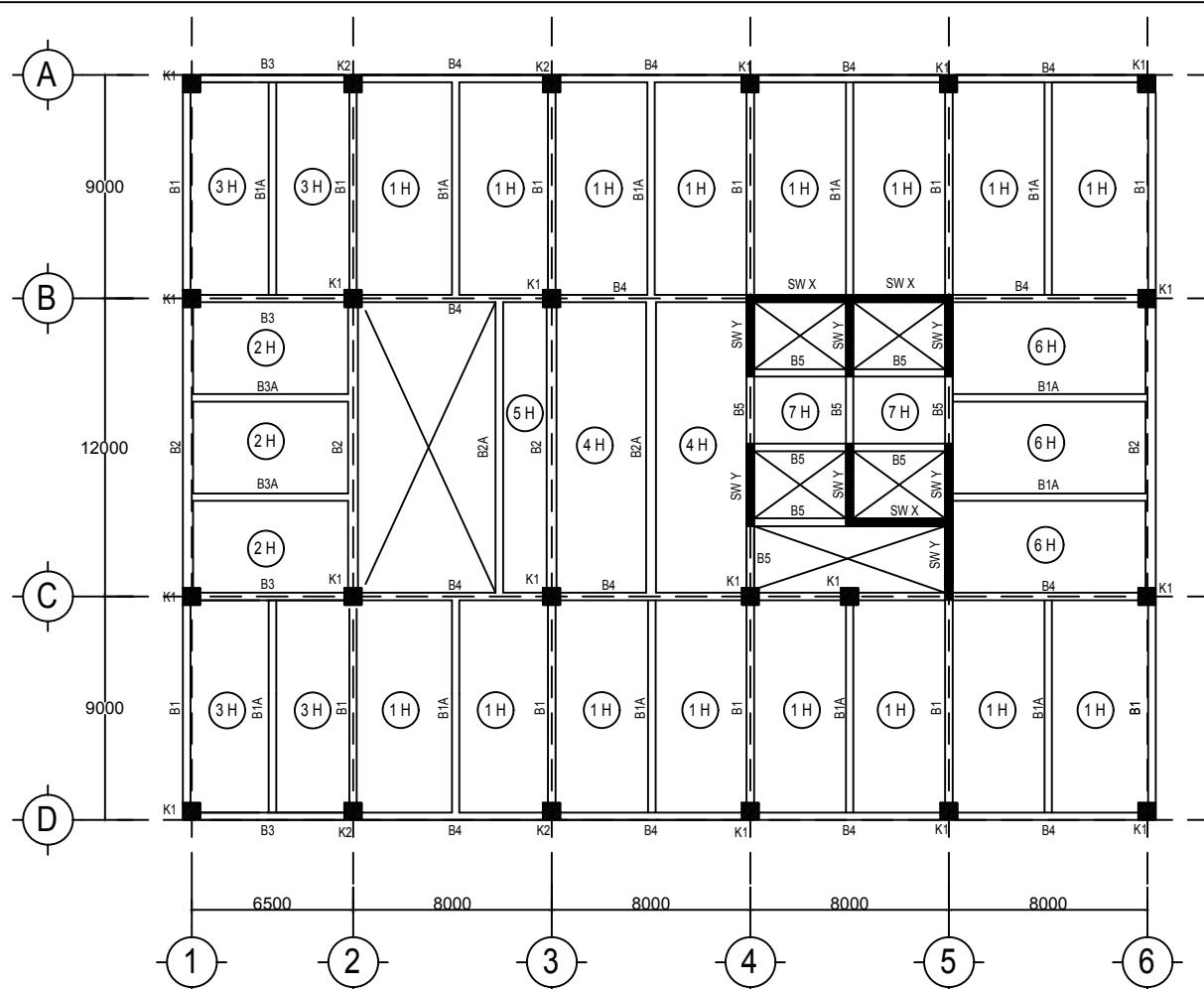
### NRP

03111440000100

### JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan dan Kolom  
Lantai 2

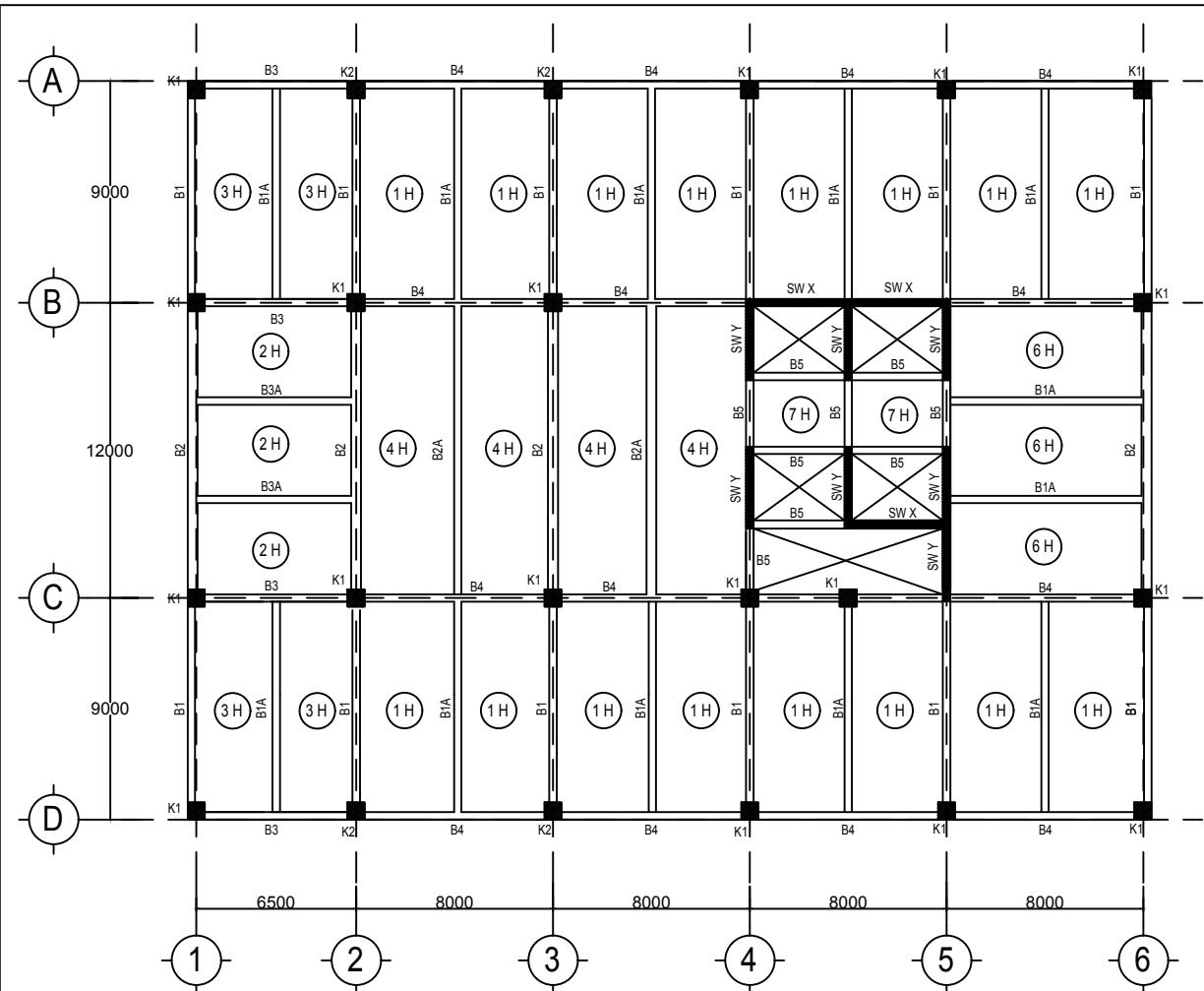
DIMENSI BALOK			
LANTAI 2			
B1	500 X 750	B5	500 X 750
B2	500 X 750	B1A	300 X 450
B3	350 X 500	B2A	300 X 500
B4	350 X 500	B3A	300 X 450



DENAH LANTAI 2

Skala 1: 300

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
5	1 : 300	



DENAH LANTAI 3 - 12

Skala 1: 300

DIMENSI BALOK			
LANTAI 3 - 12			
B1	500 X 750	B5	500 X 750
B2	500 X 750	B1A	300 X 450
B3	350 X 500	B2A	300 X 500
B4	350 X 500	B3A	300 X 450



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

## JUDUL TUGAS AKHIR

# DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN DARMO MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG

## NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

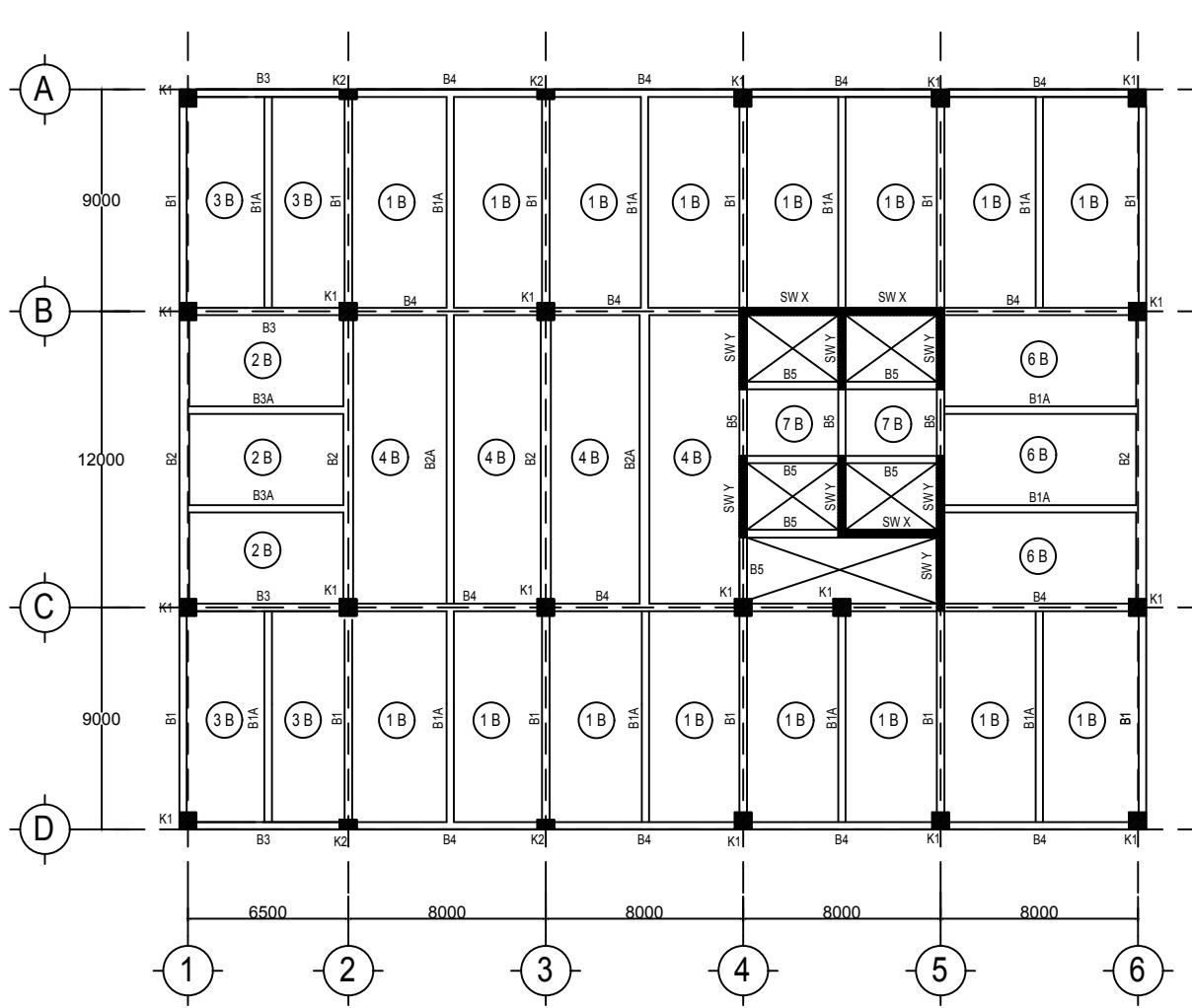
NRP

03111440000100

## JUDUL GAMBAR

## Denah Pembalokan dan Kolom Lantai 3 - 12

NO. GMB	SKALA	KODE GMB



DENAH LANTAI 13

Skala 1: 300

DIMENSI BALOK			
LANTAI 13			
B1	500 X 750	B5	500 X 750
B2	500 X 750	B1A	300 X 450
B3	350 X 500	B2A	300 X 500
B4	350 X 500	B3A	300 X 450



## DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

## JUDUL TUGAS AKHIR

# DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN DARMO MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

Muhammad Nur Fathihin

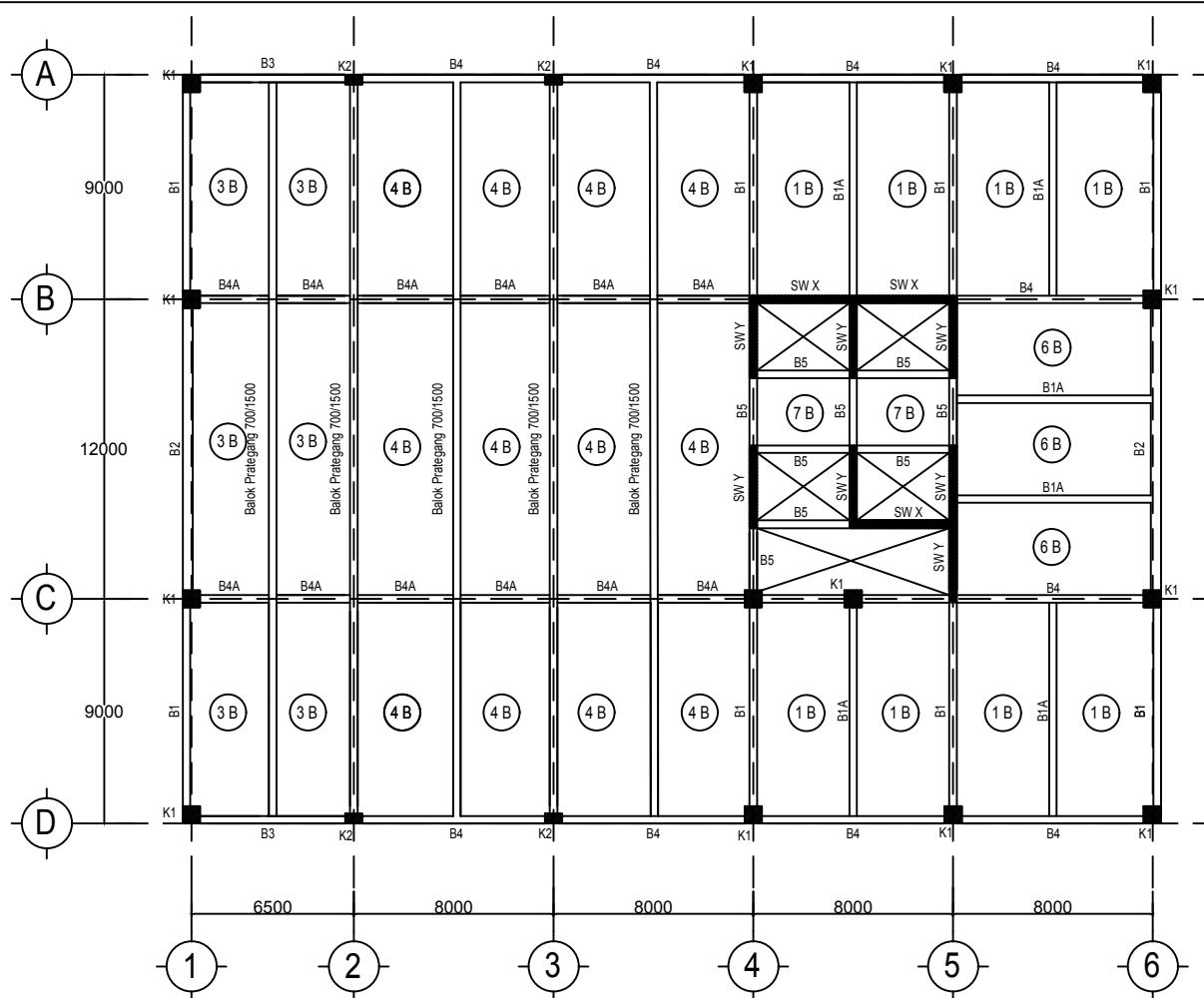
NRP

03111440000100

JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan dan Kolom  
Lantai 13

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
7	1 : 300	



DENAH LANTAI 14

Skala 1 : 300

DIMENSI BALOK			
LANTAI 14			
B1	500 X 750	B5	500 X 750
B2	500 X 750	B1A	300 X 450
B3	350 X 500	B4A	300 X 450
B4	350 X 500		

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

NRP

03111440000100

JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan dan Kolom  
Lantai 14

NO. GMB SKALA KODE GMB

8 1 : 300



### DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

### NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

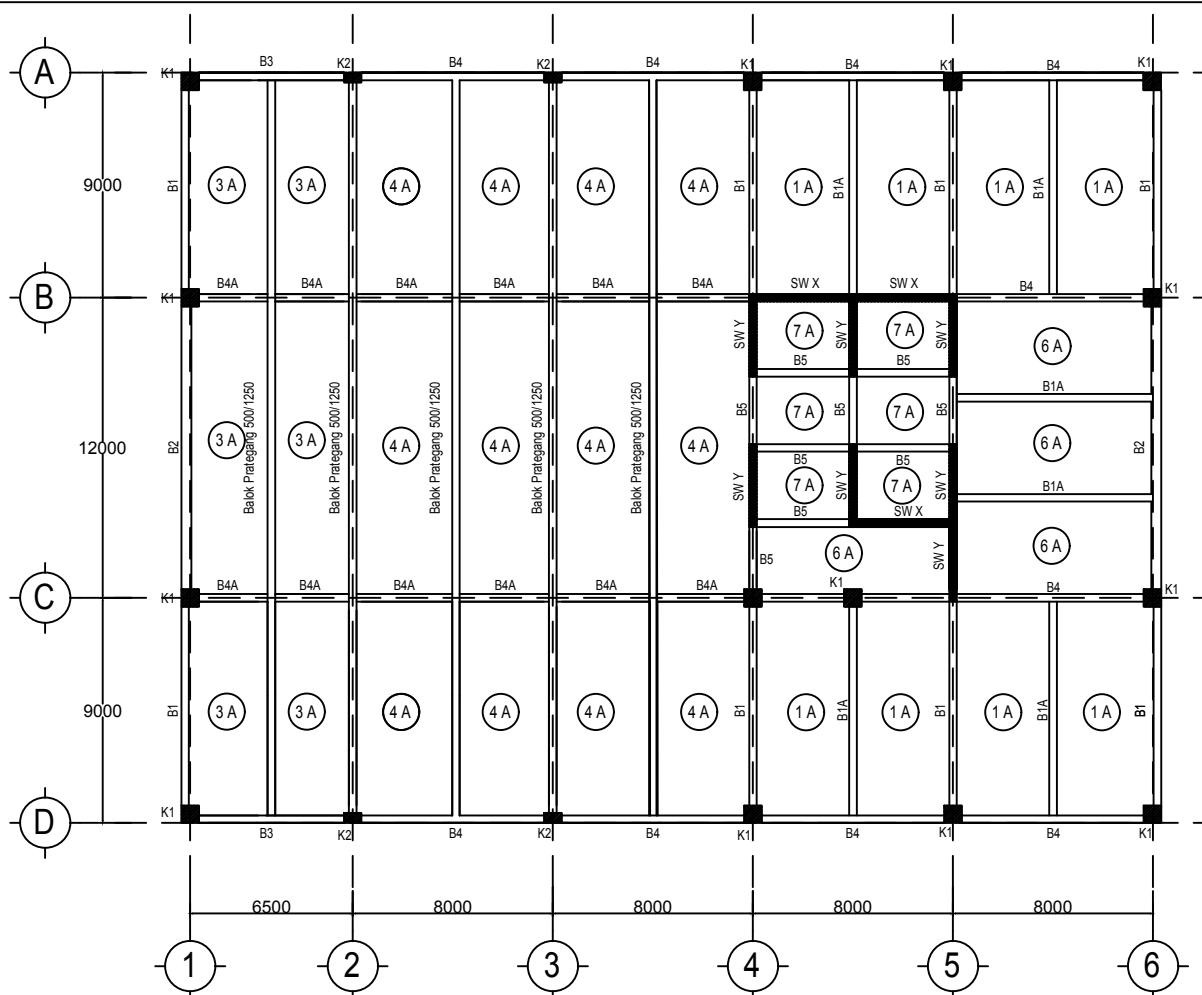
### NRP

03111440000100

### JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan dan Kolom  
Lantai Atap

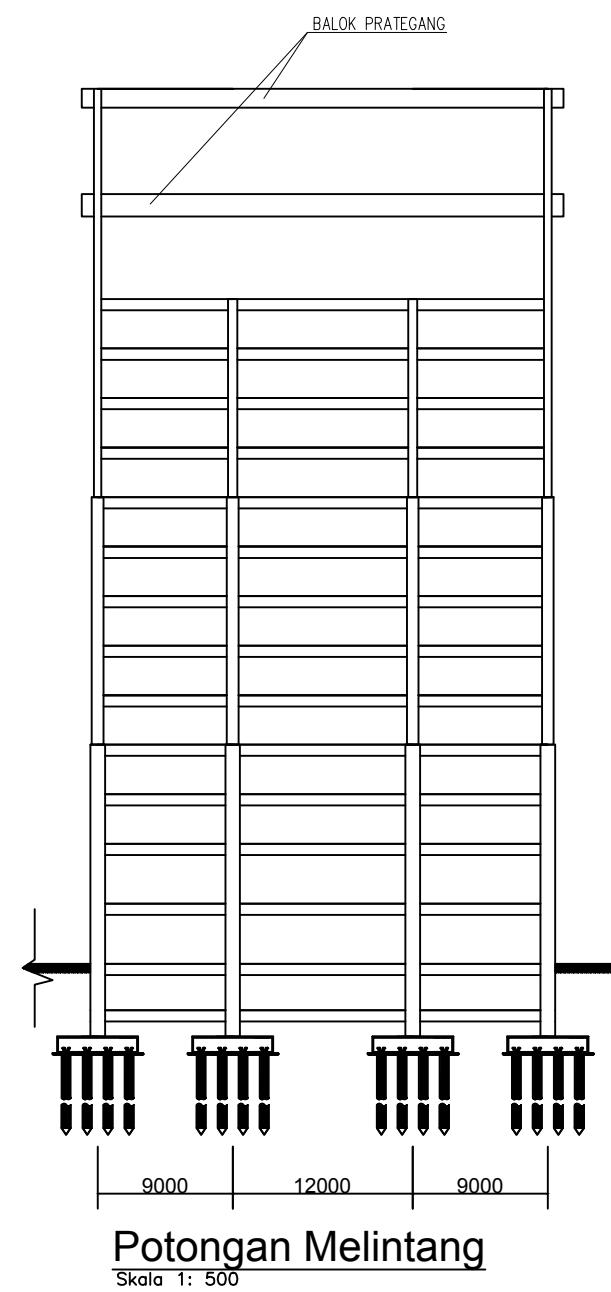
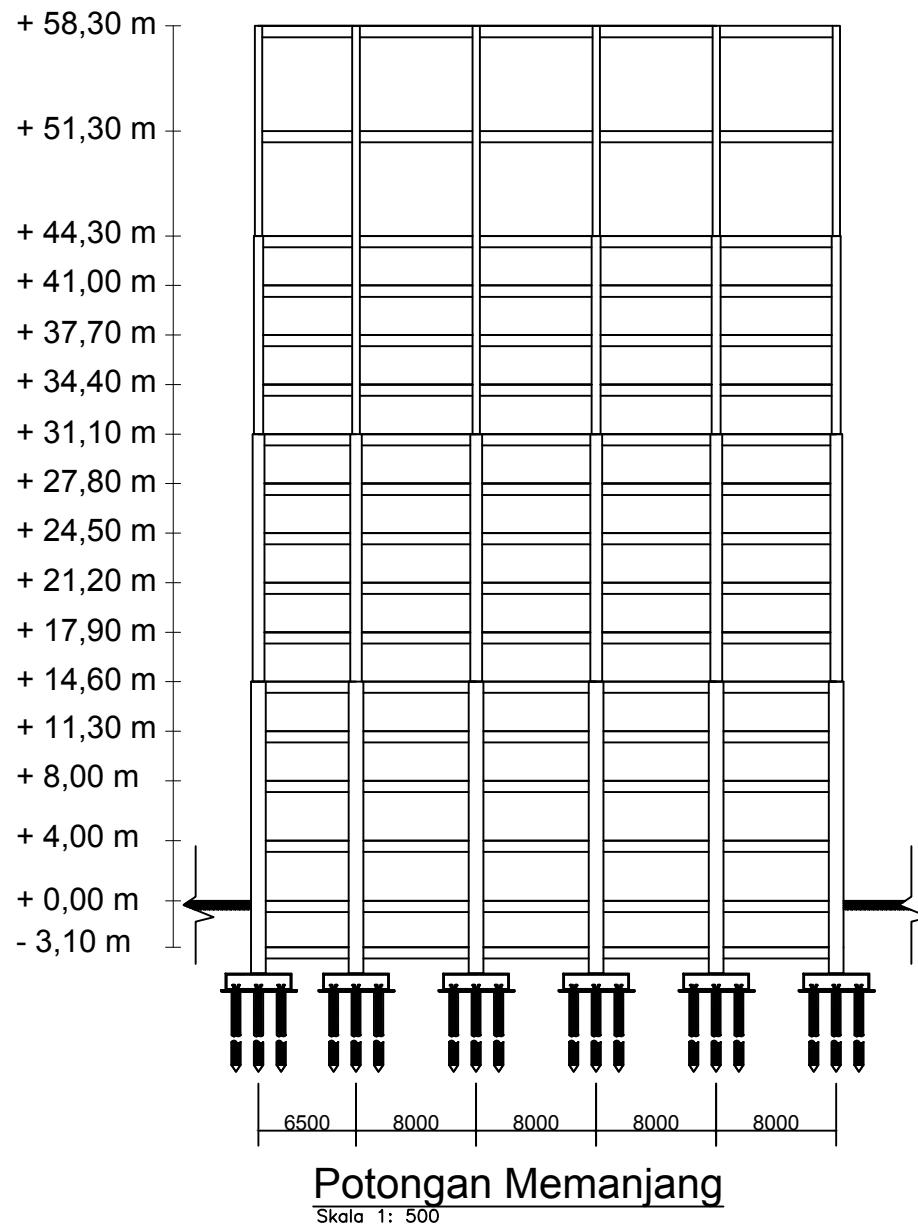
DIMENSI BALOK			
LANTAI ATAP			
B1	500 X 750	B5	500 X 750
B2	500 X 750	B1A	300 X 450
B3	350 X 500	B4A	300 X 450
B4	350 X 500		



**DENAH ATAP**

Skala 1: 300

9 1 : 300



**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

Muhammad Nur Fathihin

**NRP**

03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

Potongan  
Memanjang dan Melintang

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

10      1 : 500

**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

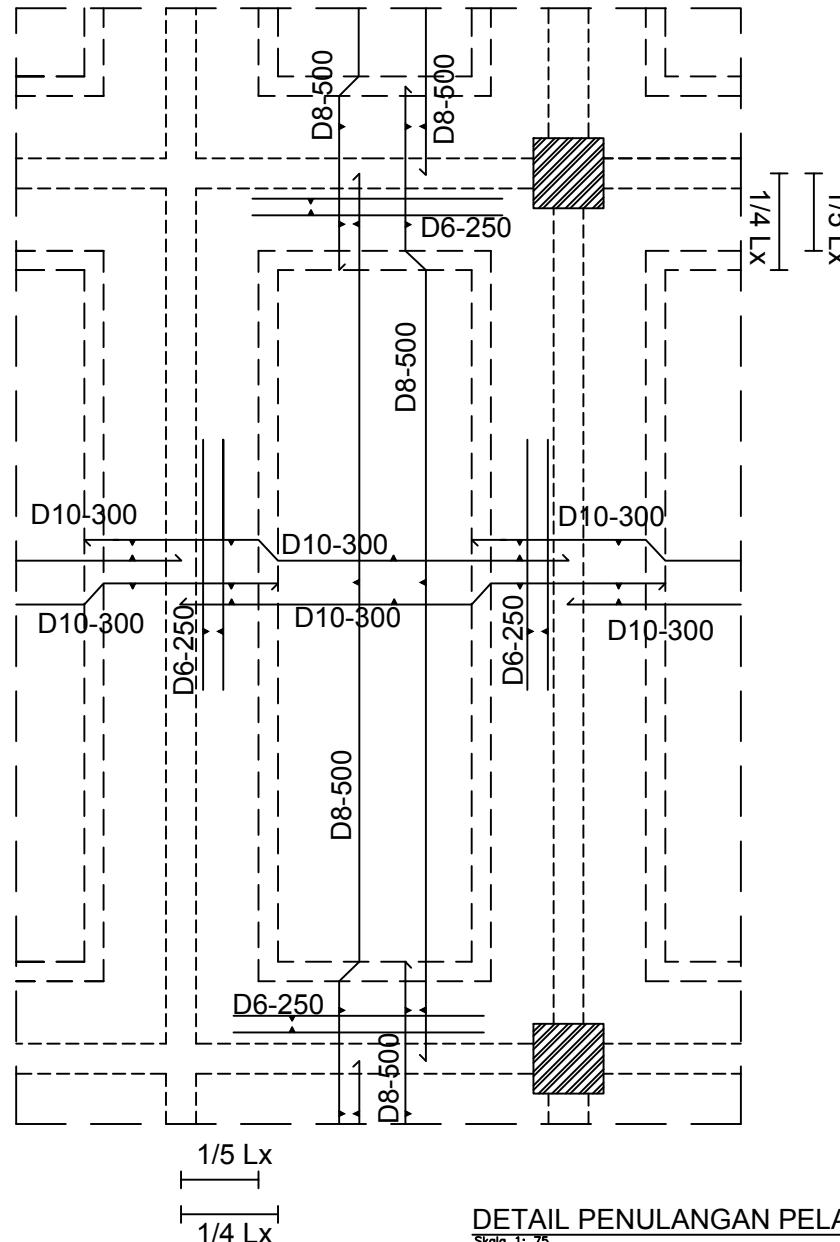
Muhammad Nur Fathihin

**NRP**

03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

Detail Penulangan Pelat  
Tipe 1H, 4H, 6H, 4B



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE 1H,4H,6H,4B

NO. GMB SKALA KODE GMB

11 1 : 75



### DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

### NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

### NRP

03111440000100

### JUDUL GAMBAR

Rekap  
Penulangan Pelat

TYPE	1A, 3A, 6A, 3B, 3H, 5H	TYPE	7A, 7B, 7H
1 ARAH $t = 12 \text{ cm}$		2 ARAH $t = 12 \text{ cm}$	
TULANGAN ARAH X	D10-200	TULANGAN ARAH X	D10-250
TULANGAN ARAH Y	D8-250	TULANGAN ARAH Y	D10-250
TYPE	1B, 6B	TYPE	1H, 4H, 6H, 4B
1 ARAH $t = 12 \text{ cm}$		1 ARAH $t = 12 \text{ cm}$	
TULANGAN ARAH X	D10-125	TULANGAN ARAH X	D10-150
TULANGAN ARAH Y	D8-250	TULANGAN ARAH Y	D8-250

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
12	1 : 200	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

## JUDUL TUGAS AKHIR

# DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN DARMO MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

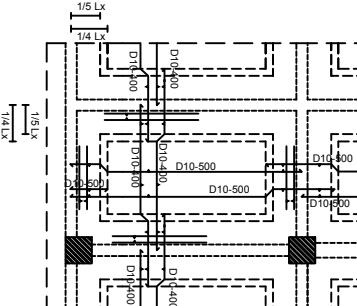
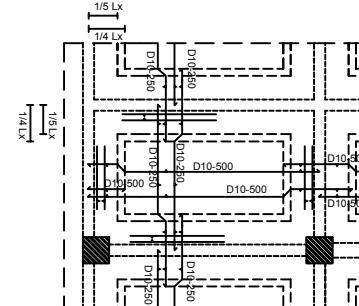
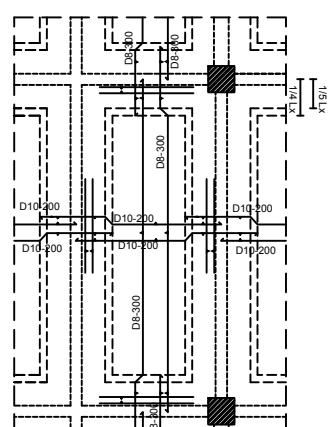
Muhammad Nur Fathihin

NRP

03111440000100

JUDUL GAMBAR

Rekap  
Penulangan Pelat

TYPE	2B, 2H	TYPE	2BA
2 ARAH $t = 12 \text{ cm}$		2 ARAH $t = 20 \text{ cm}$	
TULANGAN ARAH X	D10-200	TULANGAN ARAH X	D10-125
TULANGAN ARAH Y	D10-250	TULANGAN ARAH Y	D10-250
TYPE	1BA, 3BA, 4BA, 5BA, 6BA		
1 ARAH $t = 20 \text{ cm}$			
TULANGAN ARAH X	D10-100		
TULANGAN ARAH Y	D8-150		



## DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

## NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

## NRP

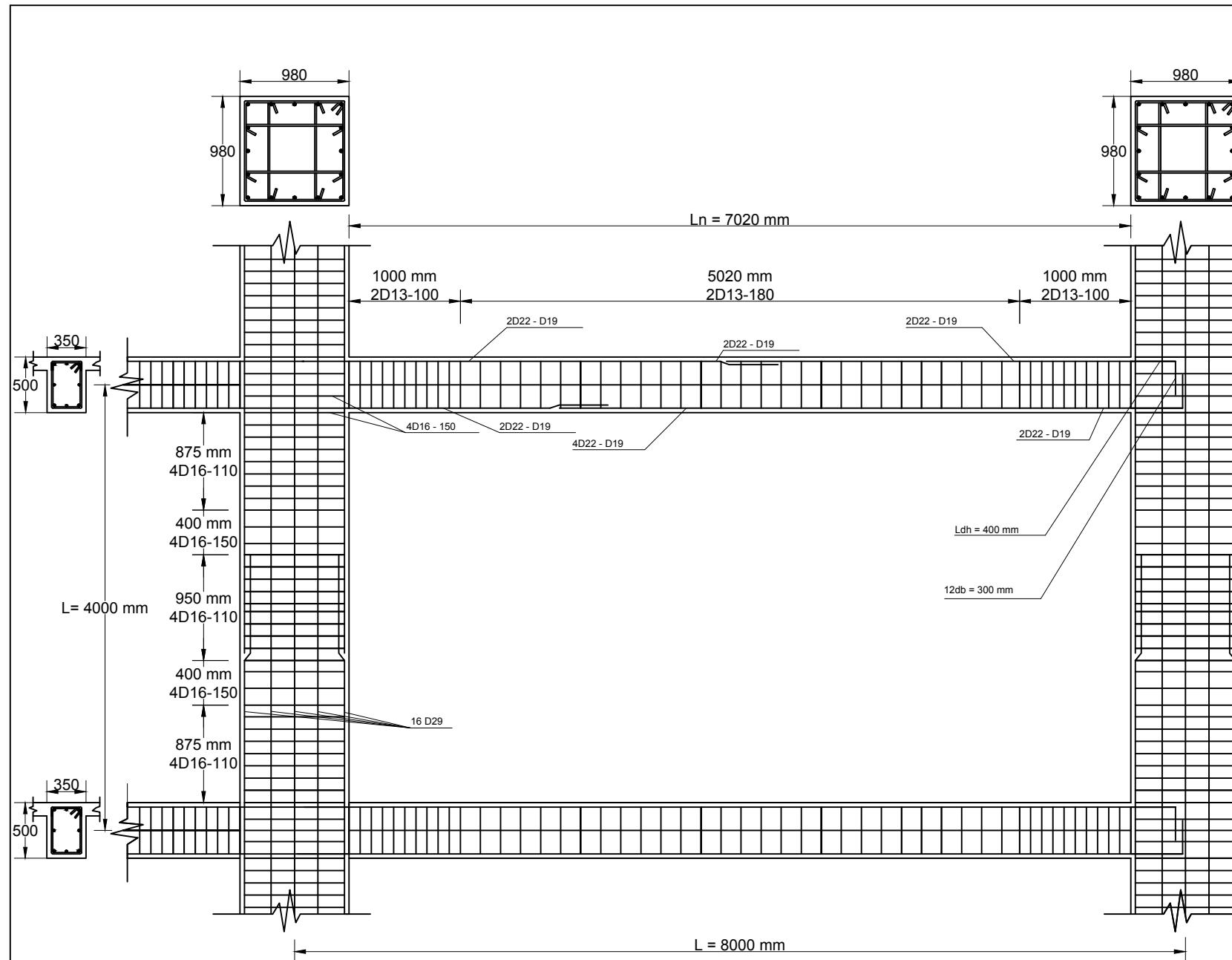
03111440000100

## JUDUL GAMBAR

Portal Penulangan  
Balok Kolom

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

14      1 : 50



## PENULANGAN BALOK KOLOM

Skala 1: 50

## PENULANGAN BALOK LT. 1 - LT. 12

TYPE	B1		B2	
DIMENSI BXH(mm)	500 x 750		500 x 750	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D22	5D22	5D22	5D22
TUL. BAWAH	5D22	5D22	5D22	5D22
TUL. PINGGANG	2D22	2D22	2D22	2D22
SENGKANG	2D13-130	2D13-300	2D13-130	2D13-250
TYPE	B5		B1A	
DIMENSI BXH(mm)	500 X 750		300 X 450	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D22	5D22	2D22	2D22
TUL. BAWAH	5D22	5D22	2D22	2D22
TUL. PINGGANG	2D22	2D22		
SENGKANG	2D13-100	2D13-300	2D13-150	2D13-150



### DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

### NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

### NRP

03111440000100

### JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok  
Lantai 1 - 12

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
15	1 : 25	

# PENULANGAN BALOK LT. 1 - LT. 12

B3		B4	
350 x 500		350 x 500	
TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
2D22 dan D19	2D22 dan D19	2D22 dan D19	2D22 dan D19
2D22 dan D19	2D22 dan D19	2D22 dan D19	4D22 dan D19
2D19	2D19	2D19	2D19
2D13-100	2D13-200	2D13-100	2D13-150
B2A		B3A	
300 X 500		300 X 450	
TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
2D22	2D22	2D22	2D22
2D22	2D22	2D22	2D22
2D13-200	2D13-200	2D13-150	2D13-150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

NRP

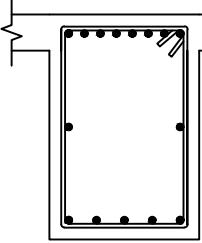
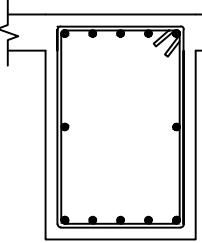
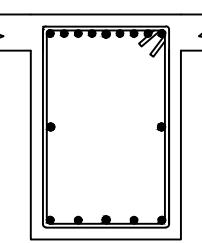
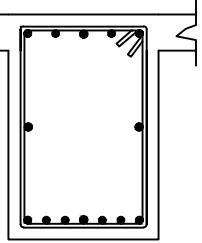
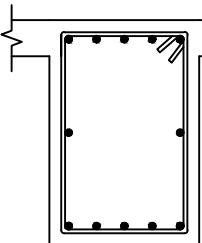
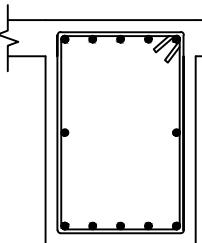
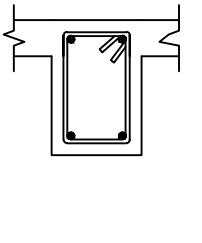
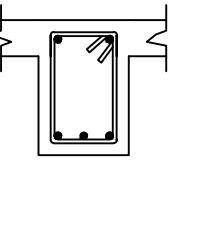
03111440000100

JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok  
Lantai 1 - 12

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
16	1 : 25	

## PENULANGAN BALOK LT. 13

TYPE	B1		B2	
DIMENSI BXH(mm)	500 x 750		500 x 750	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	8D22	5D22	8D22 dan D25	4D22 dan D25
TUL. BAWAH	5D22	5D22	4D22 dan D25	6D22 dan D25
TUL. PINGGANG	2D22	2D22	2D25	2D25
SENGKANG	2D13-130	2D13-300	2D13-130	2D13-250
TYPE	B5		B1A	
DIMENSI BXH(mm)	500 X 750		300 X 450	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D22	5D22	2D22	2D22
TUL. BAWAH	5D22	5D22	2D22	3D22
TUL. PINGGANG	2D22	2D22		
SENGKANG	2D13-100	2D13-300	2D13-150	2D13-150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

NRP

03111440000100

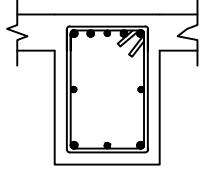
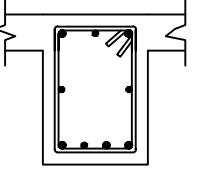
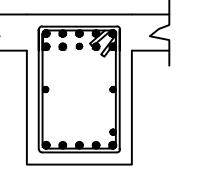
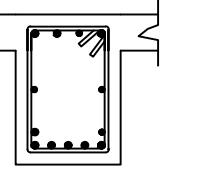
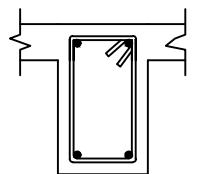
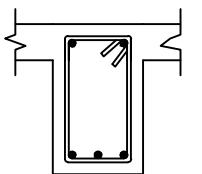
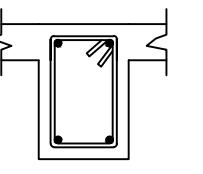
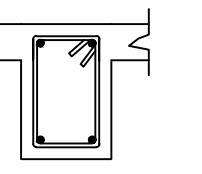
JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok  
Lantai 13

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

17	1 : 25	
----	--------	--

## PENULANGAN BALOK LT. 13

B3		B4	
350 x 500		350 x 500	
TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
			
4D22 dan D19	2D22 dan D19	9D22 dan D19	3D22 dan D19
2D22 dan D19	3D22 dan D19	5D22 dan D19	6D22 dan D19
2D19	2D19	2D19	2D19
2D13-100	2D13-200	2D13-100	2D13-150
B2A		B3A	
300 X 500		300 X 450	
TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
			
2D22	2D22	2D22	2D22
2D22	3D22	2D22	2D22
2D13-200	2D13-200	2D13-150	2D13-150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

NRP

03111440000100

JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok  
Lantai 13

NO. GMB SKALA KODE GMB

18 1 : 25

## PENULANGAN BALOK LT. 14

TYPE	B1		B2	
DIMENSI BXH(mm)	500 x 750		500 x 750	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	8D22	5D22	8D22 dan D25	4D22 dan D25
TUL. BAWAH	5D22	5D22	4D22 dan D25	6D22 dan D25
TUL. PINGGANG	2D22	2D22	2D25	2D25
SENGKANG	2D13-130	2D13-300	2D13-130	2D13-250
TYPE	B5		B1A	
DIMENSI BXH(mm)	500 X 750		300 X 450	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D22	5D22	2D22	2D22
TUL. BAWAH	5D22	5D22	2D22	3D22
TUL. PINGGANG	2D22	2D22		
SENGKANG	2D13-100	2D13-300	2D13-150	2D13-150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

NRP

03111440000100

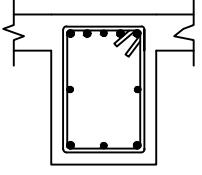
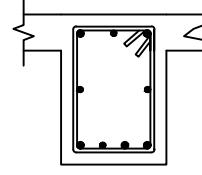
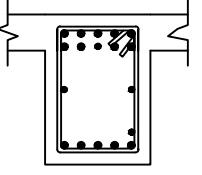
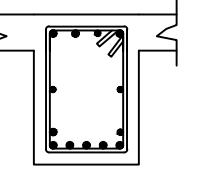
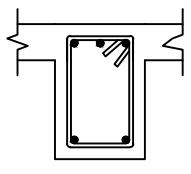
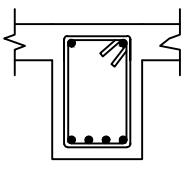
JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok  
Lantai 14

NO. GMB SKALA KODE GMB

19 1 : 25

## PENULANGAN BALOK LT. 14

B3		B4	
TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
			
4D22 dan D19	2D22 dan D19	9D22 dan D19	3D22 dan D19
2D22 dan D19	3D22 dan D19	5D22 dan D19	6D22 dan D19
2D19	2D19	2D19	2D19
2D13-100	2D13-200	2D13-100	2D13-150
B4A			
300 X 450			
TUMPUAN	LAPANGAN		
			
3D22	2D22		
2D22	4D22		
2D13-150	2D13-150		



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

NRP

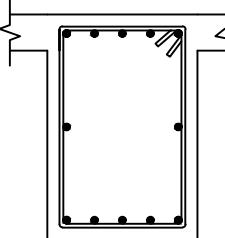
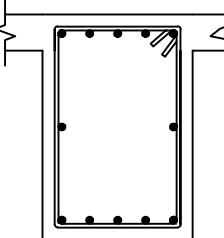
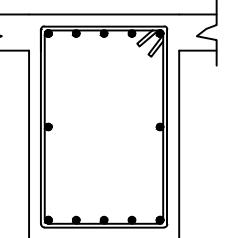
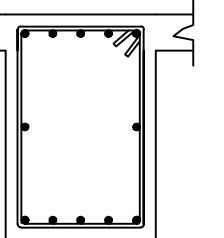
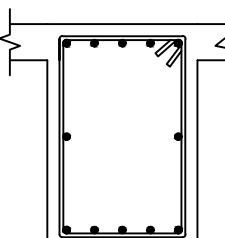
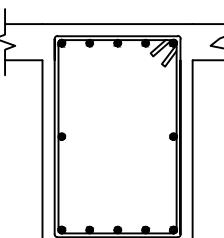
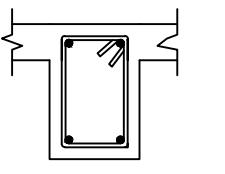
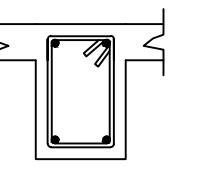
03111440000100

JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok  
Lantai 14

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
20	1 : 25	

## PENULANGAN BALOK ATAP

TYPE	B1		B2	
DIMENSI BXH(mm)	500 x 750		500 x 750	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D22	5D22	5D22	5D22
TUL. BAWAH	5D22	5D22	5D22	5D22
TUL. PINGGANG	2D22	2D22	2D22	2D22
SENGKANG	2D13-130	2D13-300	2D13-130	2D13-250
TYPE	B5		B1A	
DIMENSI BXH(mm)	500 X 750		300 X 450	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D22	5D22	2D22	2D22
TUL. BAWAH	5D22	5D22	2D22	2D22
TUL. PINGGANG	2D22	2D22		
SENGKANG	2D13-100	2D13-300	2D13-150	2D13-150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

NRP

03111440000100

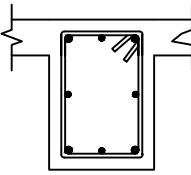
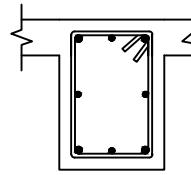
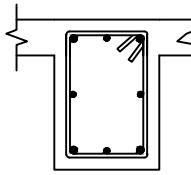
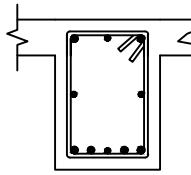
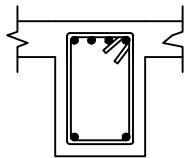
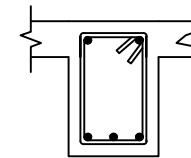
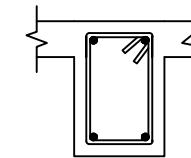
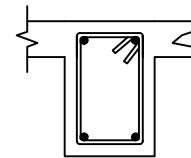
JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok  
Lantai Atap

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

21	1 : 25	
----	--------	--

## PENULANGAN BALOK ATAP

B3		B4	
350 x 500		350 x 500	
TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
			
2D22 dan D19	2D22 dan D19	2D22 dan D19	2D22 dan D19
2D22 dan D19	2D22 dan D19	2D22 dan D19	4D22 dan D19
2D19	2D19	2D19	2D19
2D13-100	2D13-200	2D13-100	2D13-150
B4A		BALOK PENUMPUI LIFT	
300 x 450		300 x 450	
TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
			
4D22	2D22	2D22	2D22
2D22	3D22	2D22	2D22
2D13-150	2D13-150	2D13-150	2D13-150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

NRP

03111440000100

JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok  
Lantai Atap

NO. GMB SKALA KODE GMB

22 1 : 25



### DETAIL PENULANGAN KOLOM

TYPE	K1 (500 x 500)		K1 & K2 (780 x 780)		K2 (500 x 700)
LT. 13 - Atap		LT. 4 - 9			
TULANGAN	8D25	TULANGAN	12D25	TULANGAN	8D25
SENGKANG	3D16-125/150	SENGKANG	4D16-140/150	SENGKANG	3D16-150/150
TYPE	K1 (600 x 600)		K1 & K2 (980 x 980)		
LT. 9 - 13		LT. Basement - 4			
TULANGAN	8D25	TULANGAN	16D29		
SENGKANG	3D16-150/150	SENGKANG	4D16-110/150		

### DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

### NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

### NRP

03111440000100

### JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan  
Kolom

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
23	1 : 25	

**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

Muhammad Nur Fathihin

**NRP**

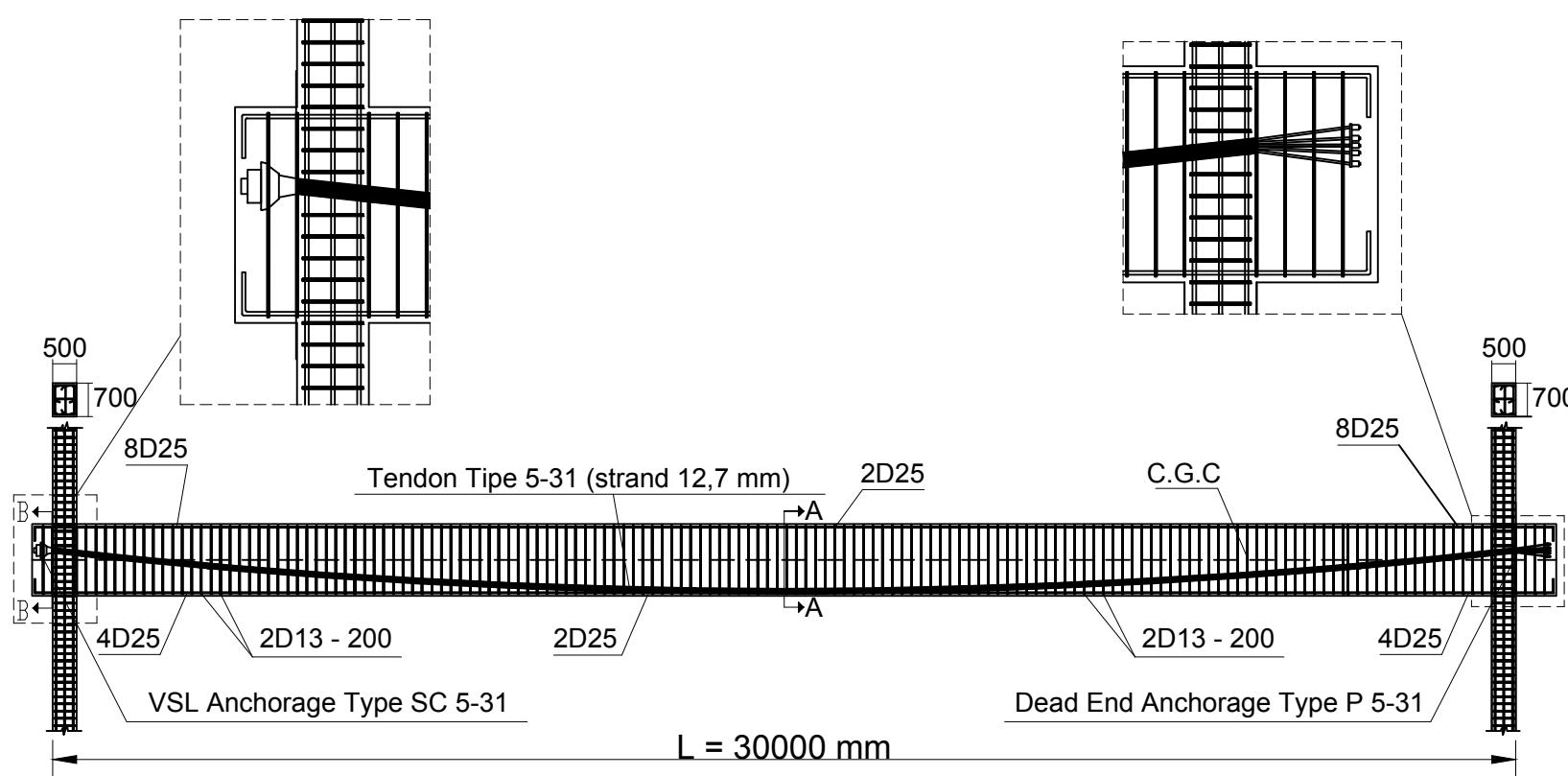
03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

Balok Prategang  
Lantai 14

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

24	1 : 150	
----	---------	--



X	0	2000	4000	6000	8000	10000	12000	14000	15000	16000	18000	20000	22000	24000	26000	28000	30000
Y	950	741	562	412	292	200	138	106	100	106	138	200	292	412	562	741	950



**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

Muhammad Nur Fathihin

**NRP**

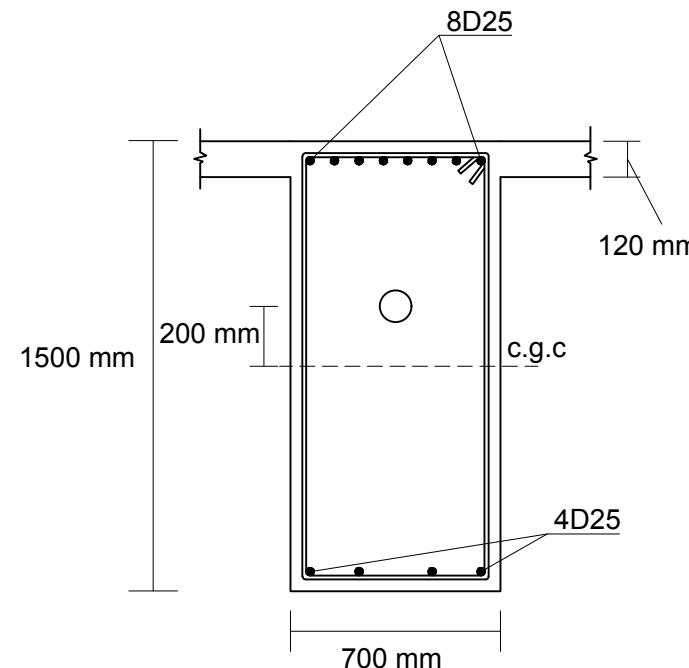
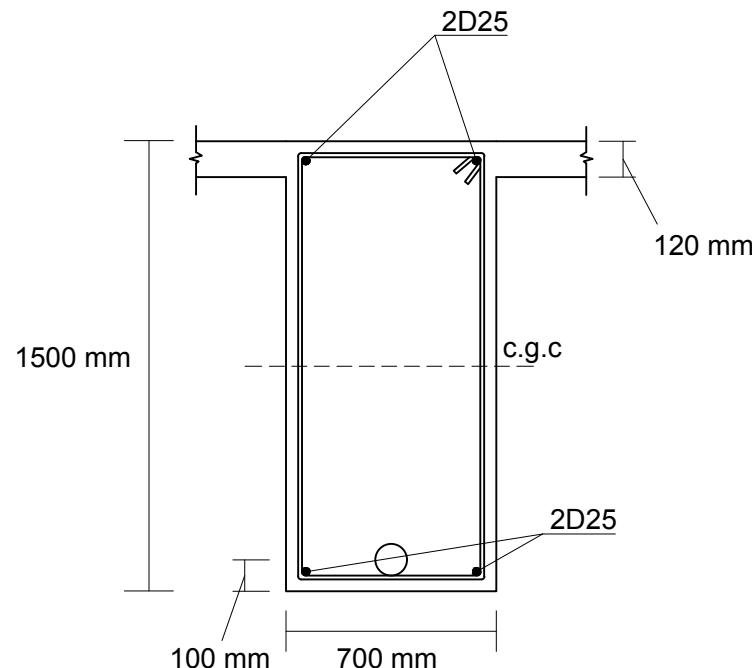
03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

Potongan Balok  
Prategang Lantai 14

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

25      1 : 25





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

NRP

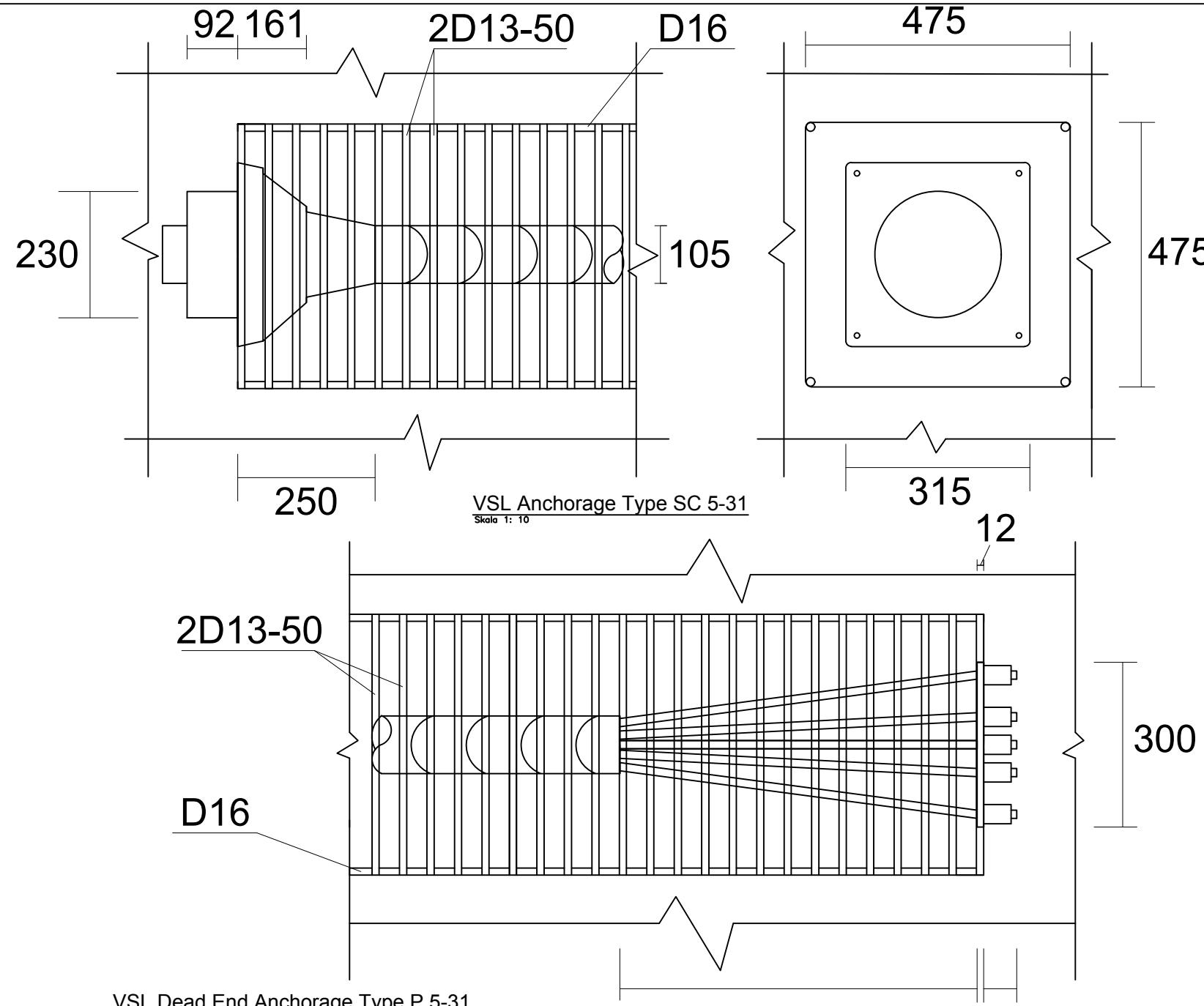
03111440000100

JUDUL GAMBAR

Detail Anchorage  
Balok Prategang Lantai 14

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

26	1 : 10	
----	--------	--



**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

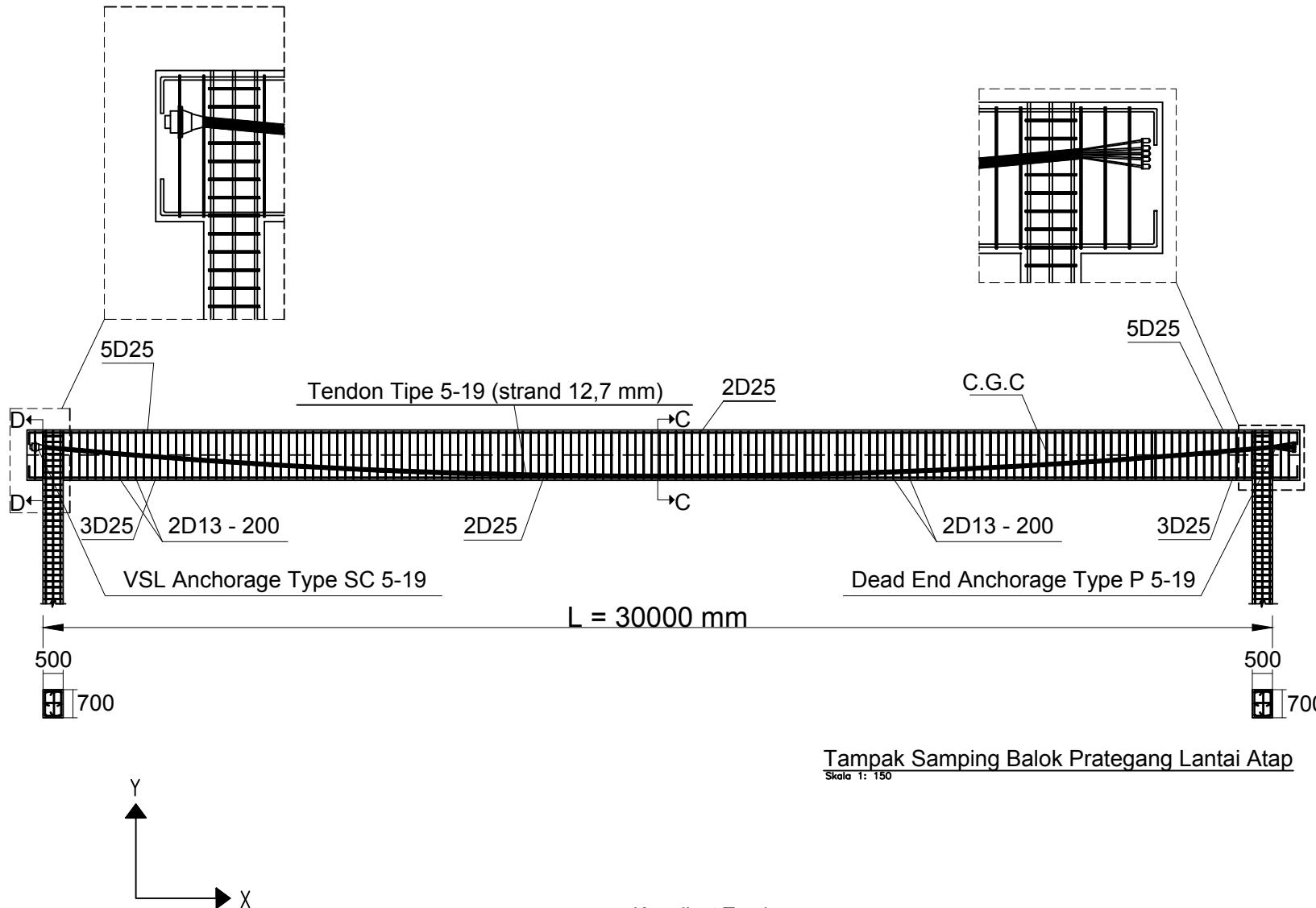
Muhammad Nur Fathihin

**NRP**

03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

Balok Prategang  
Lantai Atap



NO. GMB SKALA KODE GMB

27 1 : 150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

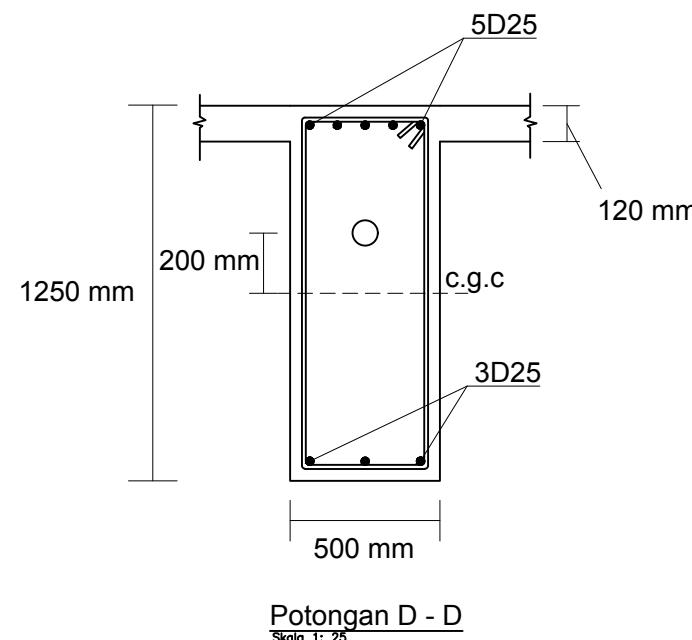
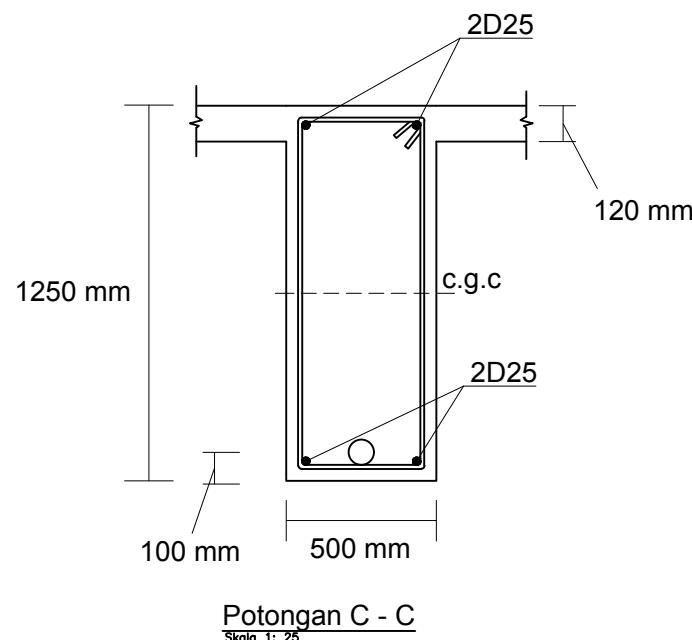
NRP

03111440000100

JUDUL GAMBAR

Potongan Balok  
Prategang Lantai Atap

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
28	1 : 25	





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

NRP

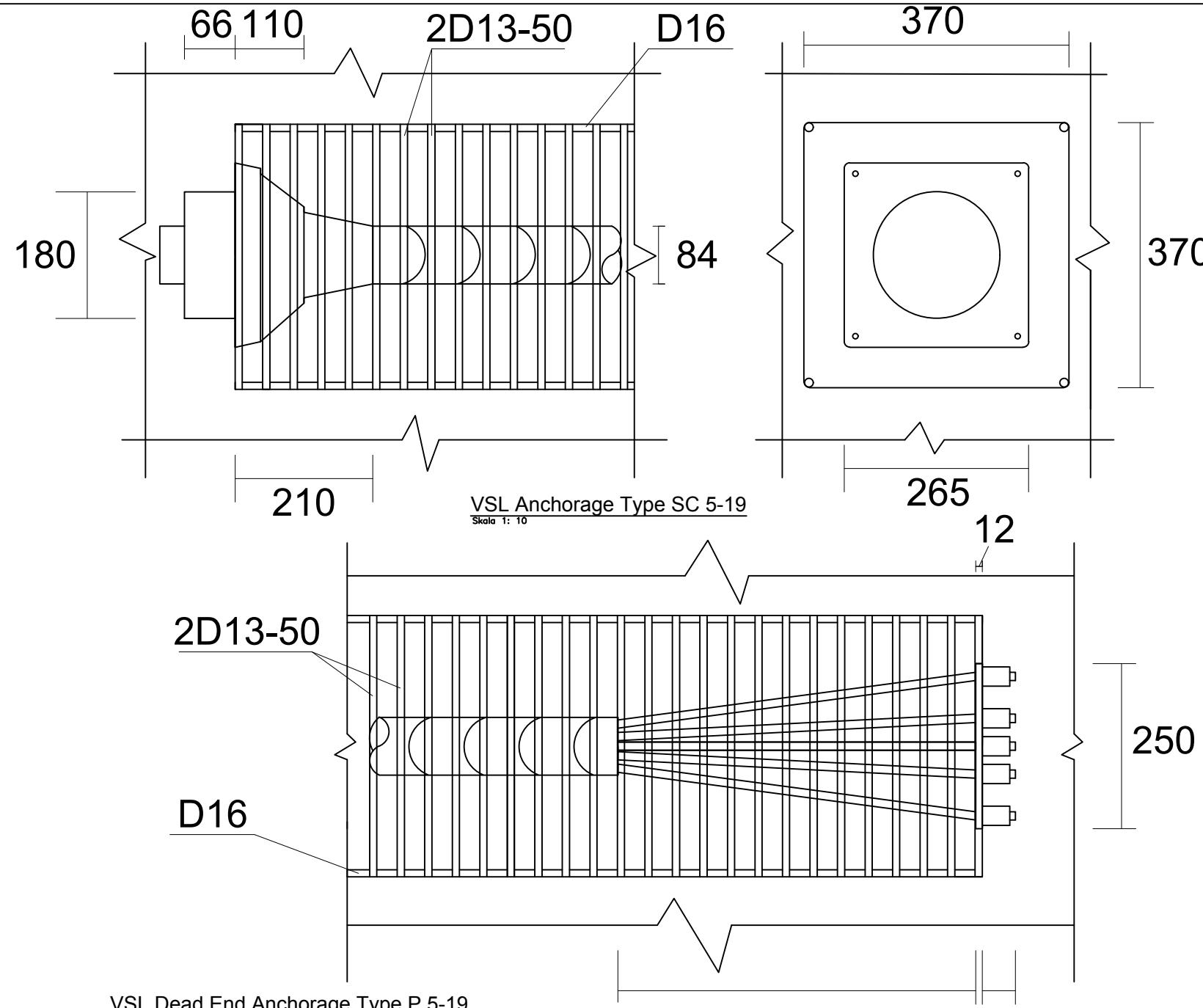
03111440000100

JUDUL GAMBAR

Detail Anchorage  
Balok Prategang Lt. Atap

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

29	1 : 10	
----	--------	--





**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

Muhammad Nur Fathihin

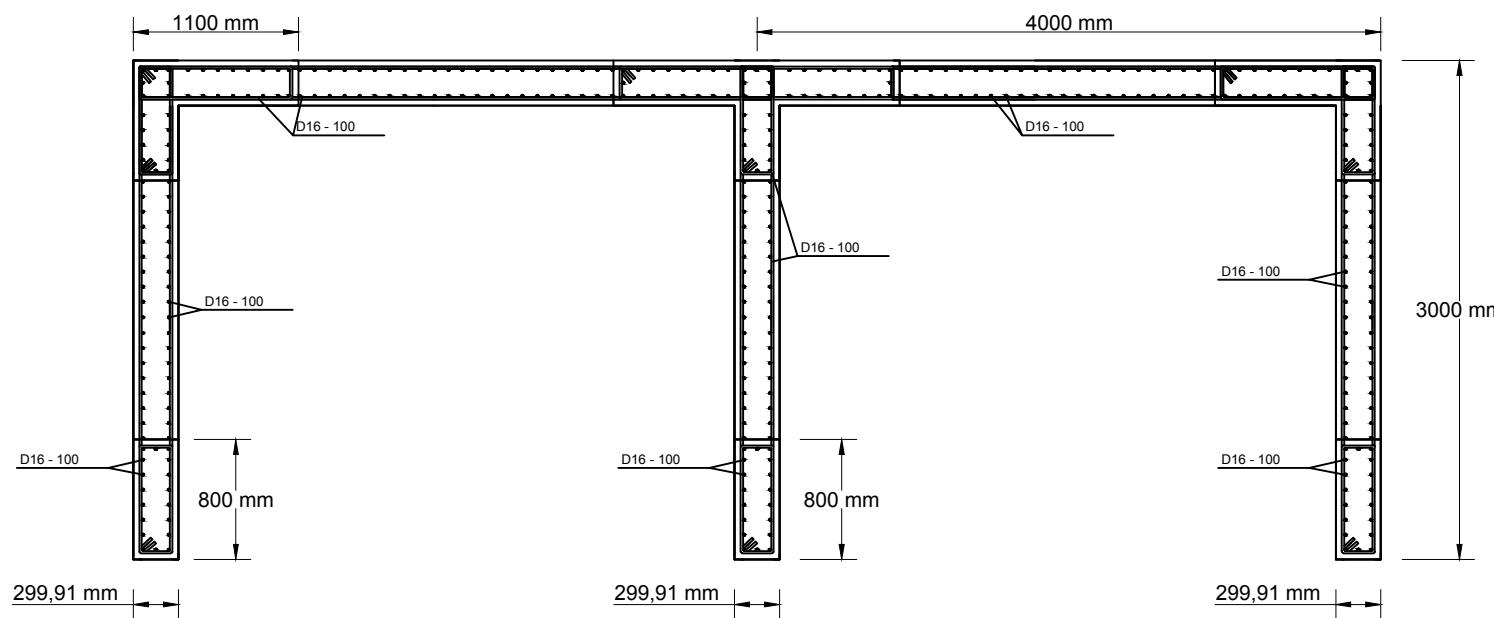
**NRP**

03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

Penulangan Shearwall  
Tipe 1

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
30	1 : 50	





**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

Muhammad Nur Fathihin

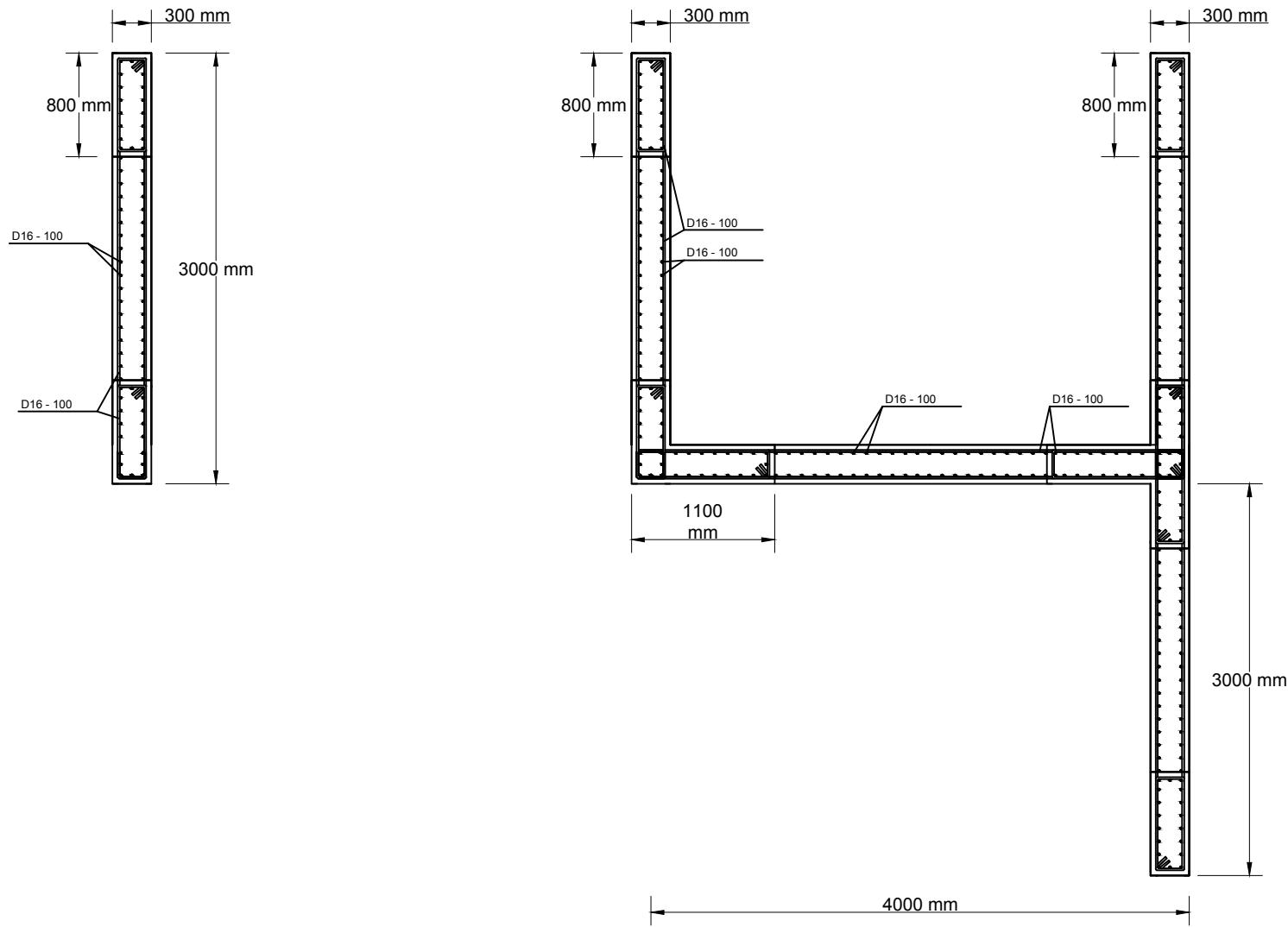
**NRP**

03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

Penulangan Shearwall  
Tipe 2

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
31	1 : 50	

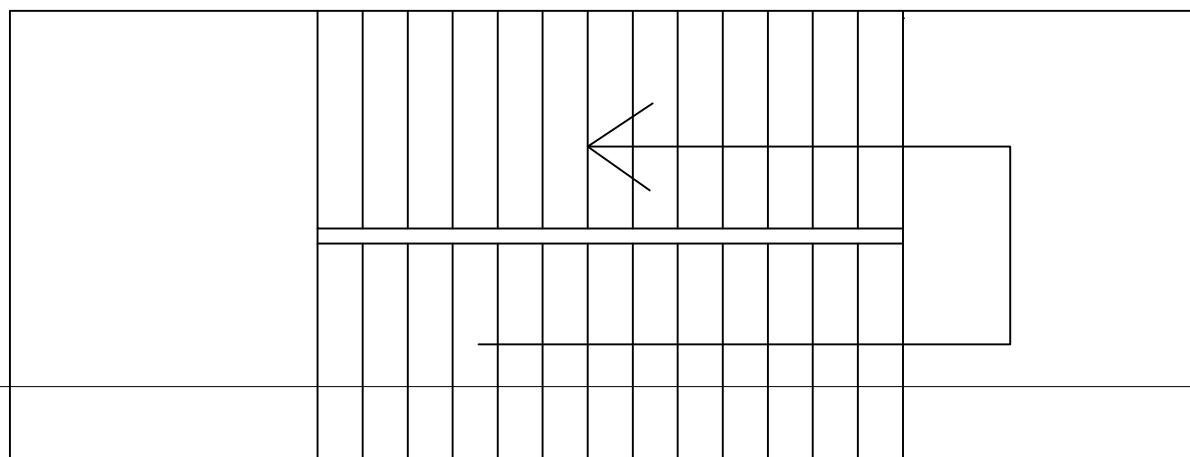




2050 mm

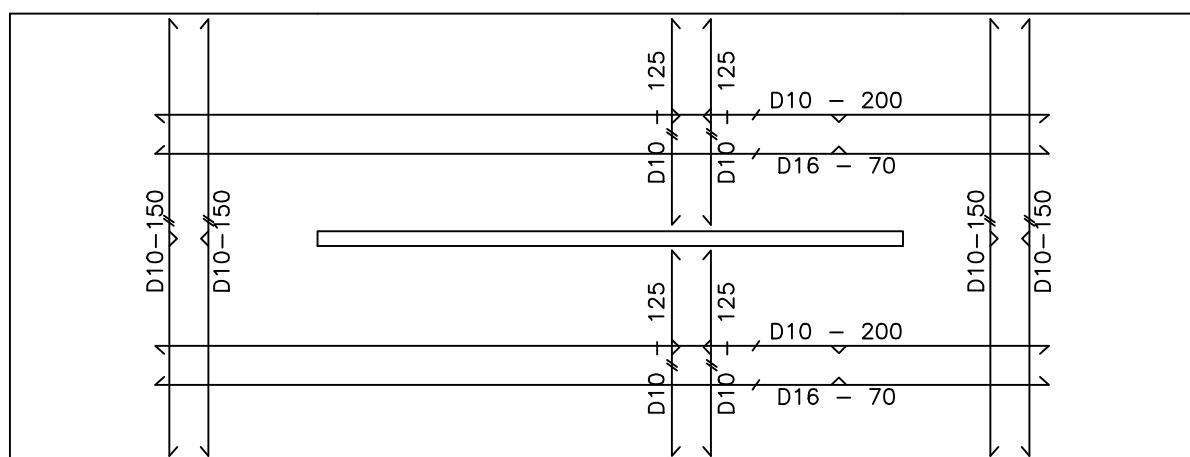
3900 mm

3000 mm



H

H



DOSEN PEMBIMBING		
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D		
JUDUL TUGAS AKHIR		
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN DARMO MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG		
NAMA MAHASISWA		
Muhammad Nur Fathihin		
NRP		
03111440000100		
JUDUL GAMBAR		
Denah Tangga		
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
32	1 : 50	



**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

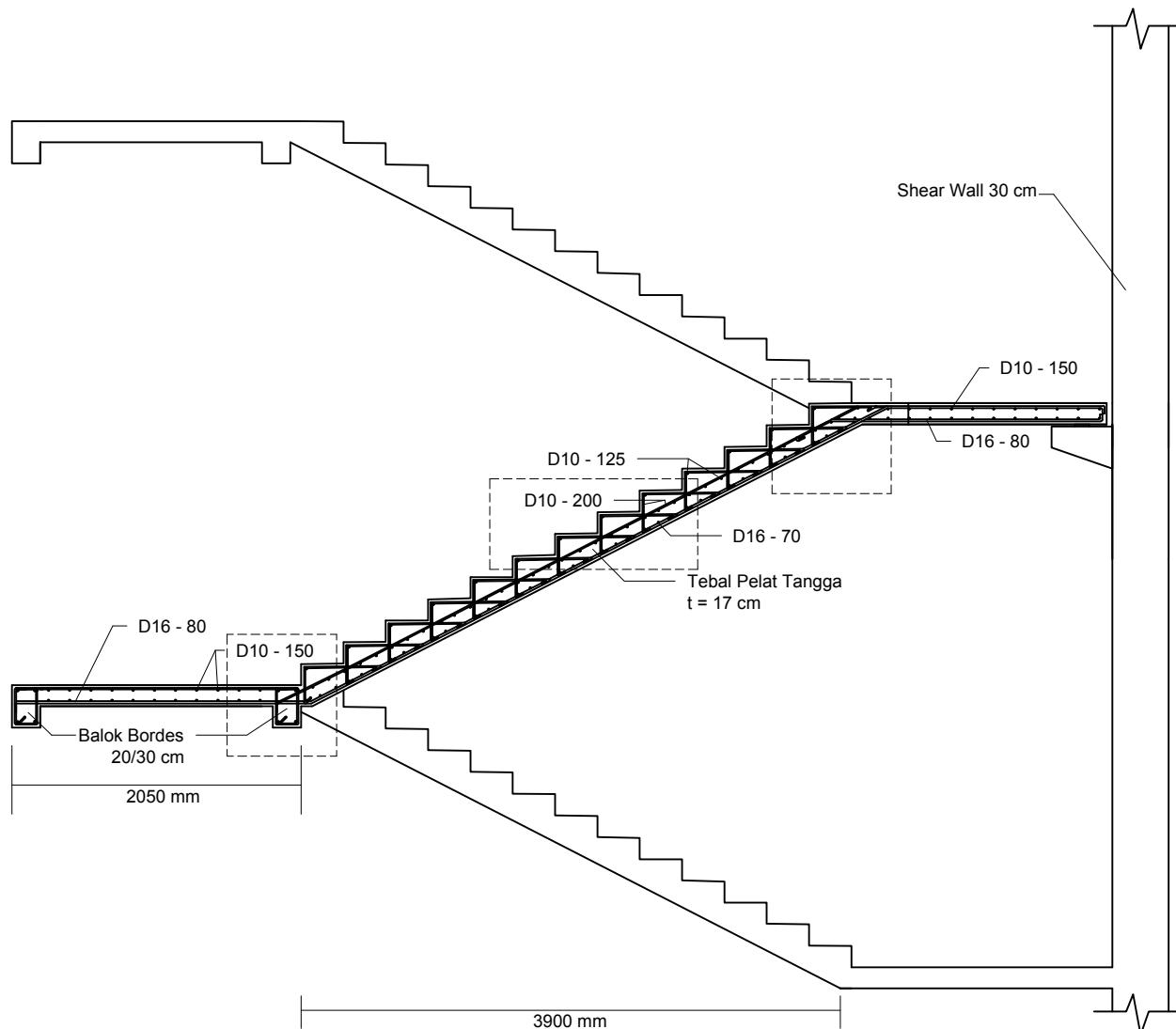
Muhammad Nur Fathihin

**NRP**

03111440000100

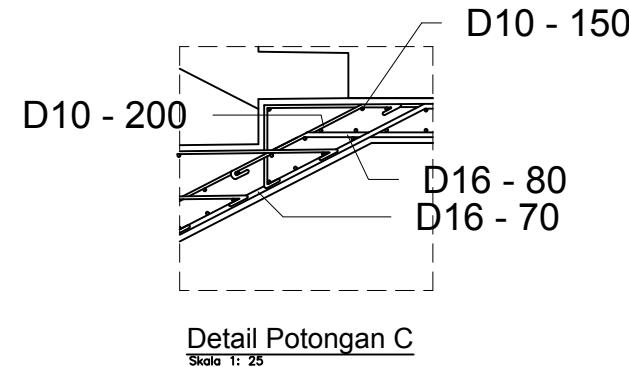
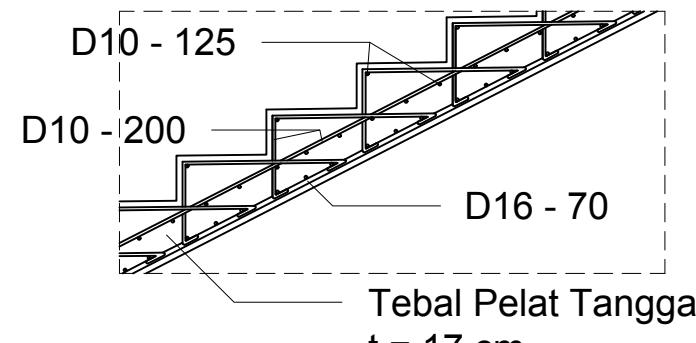
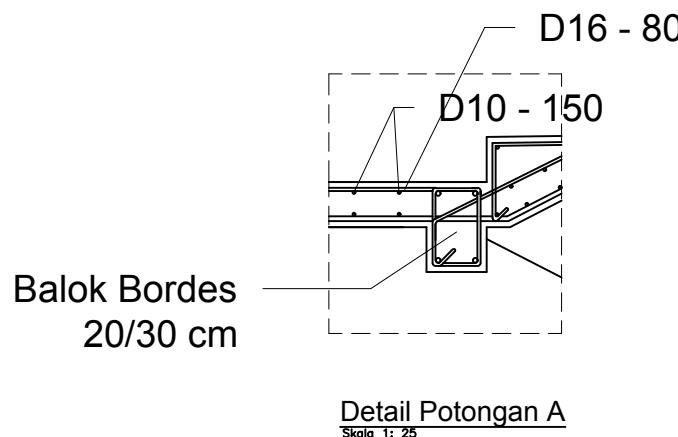
**JUDUL GAMBAR**

Potongan H - H Tangga



NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

33      1 : 50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Muhammad Nur Fathihin

NRP

03111440000100

JUDUL GAMBAR

Detail Potongan  
Tangga

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
34	1 : 25	



**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

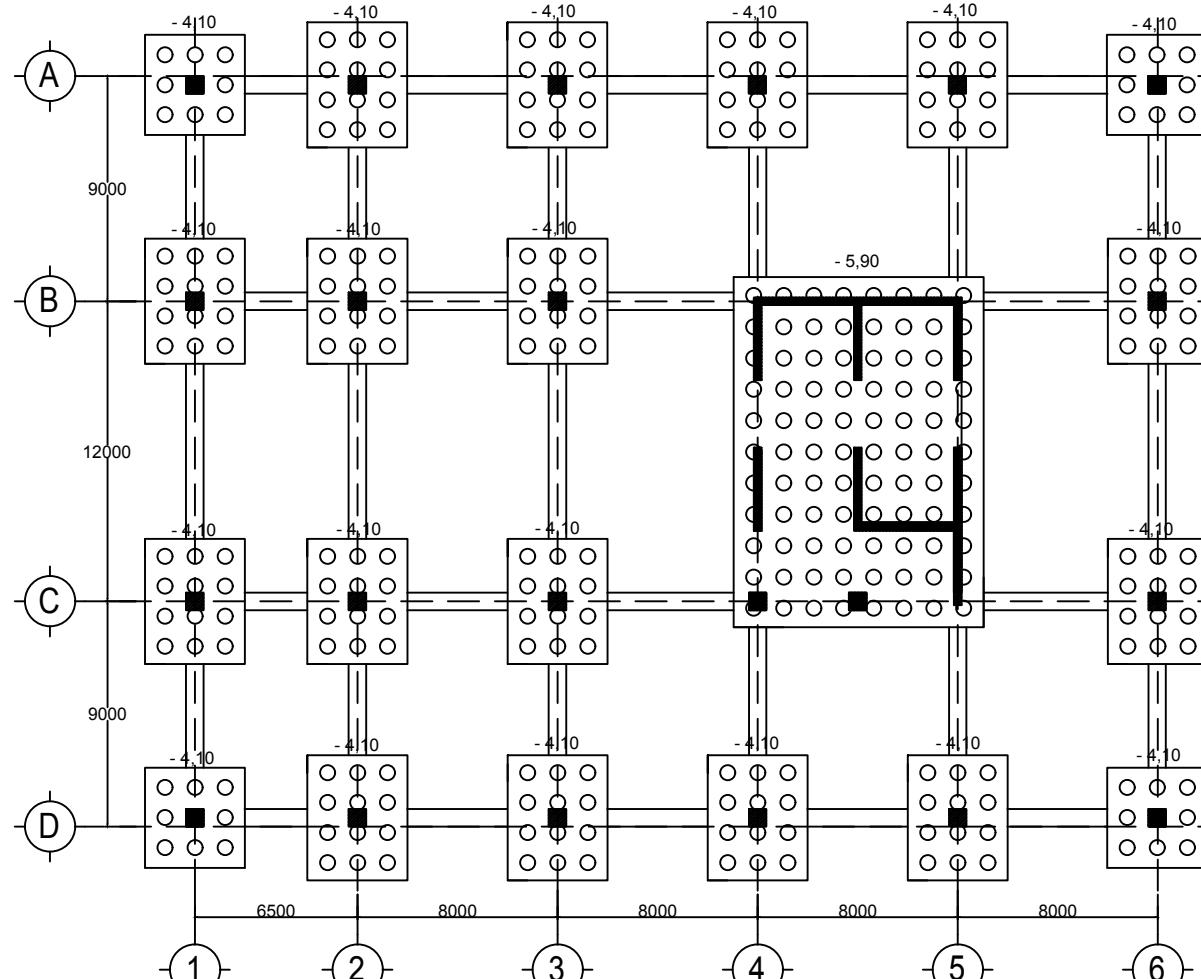
Muhammad Nur Fathihin

**NRP**

03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

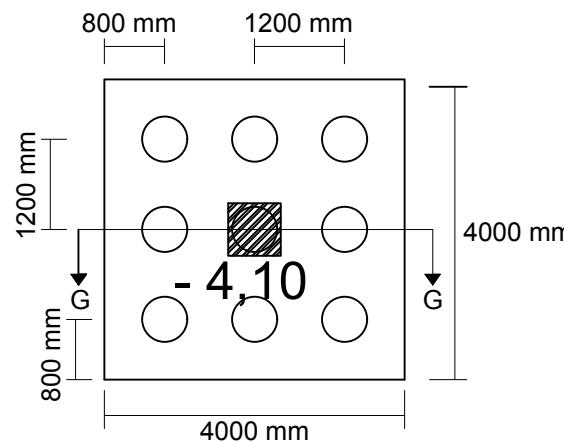
Denah Pondasi



**DENAH PONDASI**

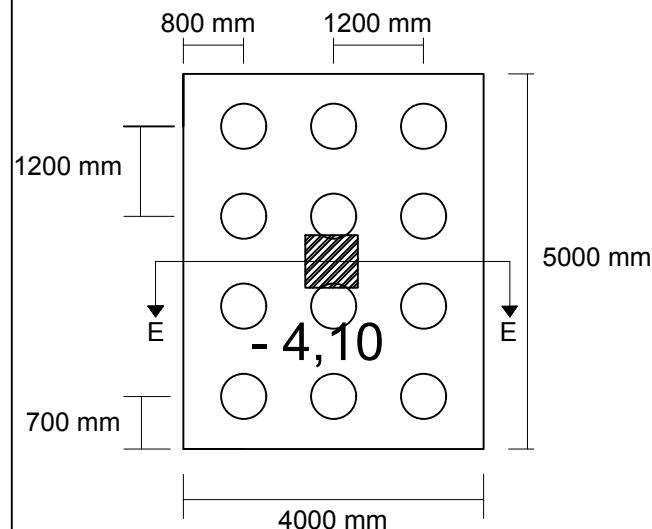
Skala 1: 300

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
35	1 : 300	



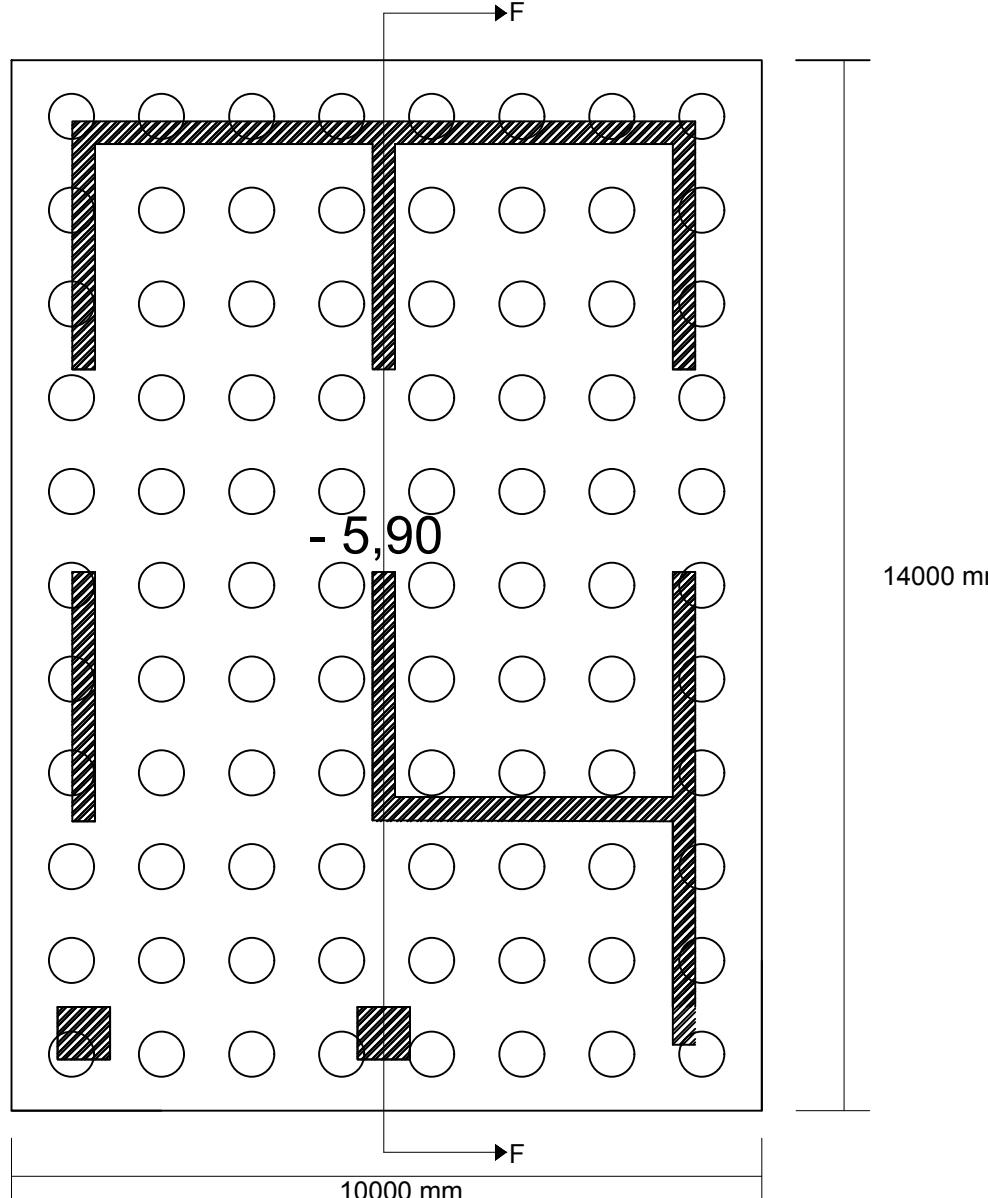
**Grup Tiang Tipe 3**

Skala 1: 100



**Grup Tiang Tipe 1**

Skala 1: 100



**Grup Tiang Tipe 2**

Skala 1: 100



**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

Muhammad Nur Fathihin

**NRP**

03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

Grup Tiang  
Tipe 1, 2 dan 3

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
36	1 : 100	



**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

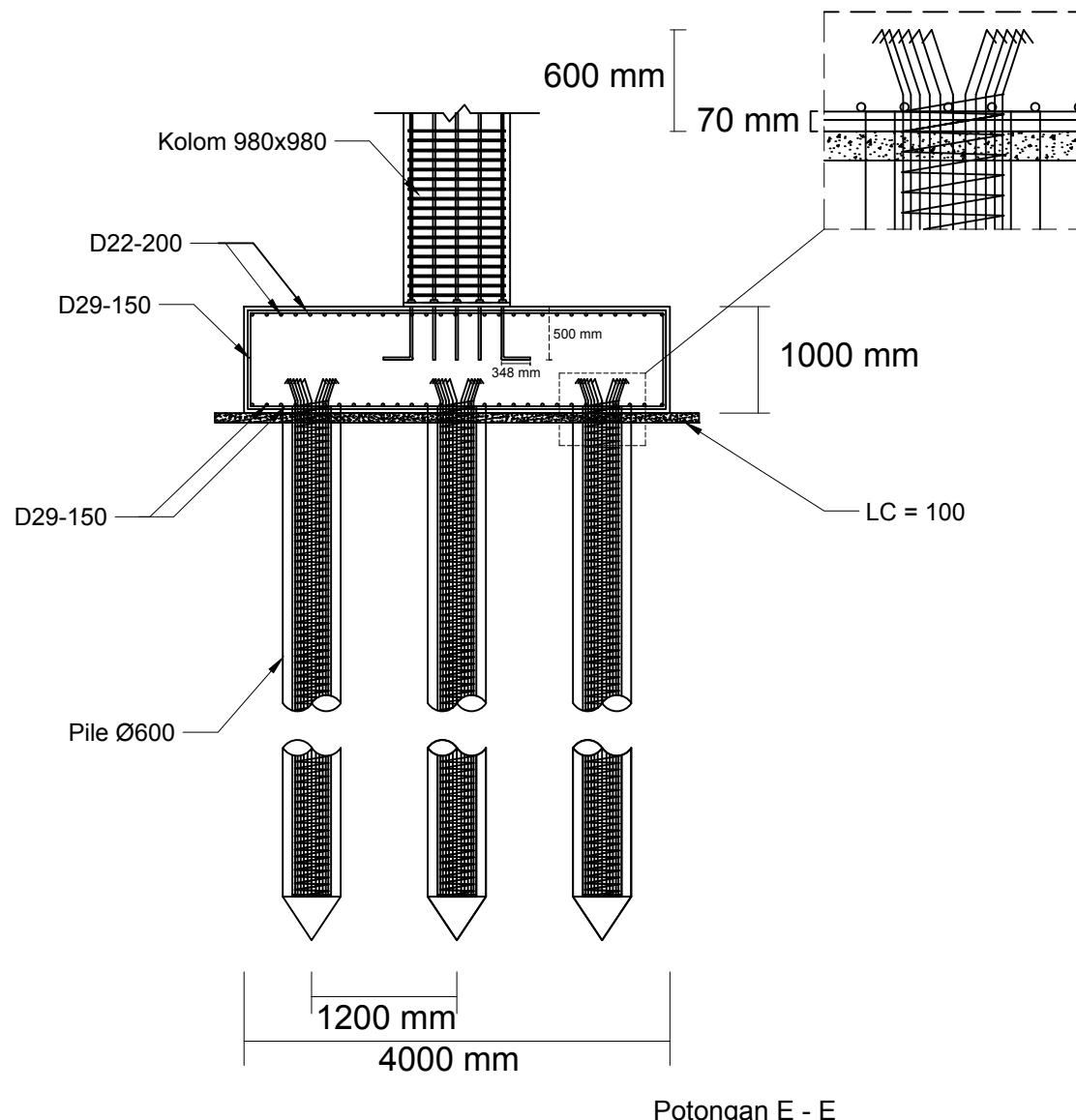
Muhammad Nur Fathihin

**NRP**

03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

Potongan E - E  
Skala 1: 75  
Pondasi



Potongan E - E  
Skala 1: 75

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

37	1 : 75	
----	--------	--



**DOSEN PEMBIMBING**

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

**JUDUL TUGAS AKHIR**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

**NAMA MAHASISWA**

Muhammad Nur Fathihin

**NRP**

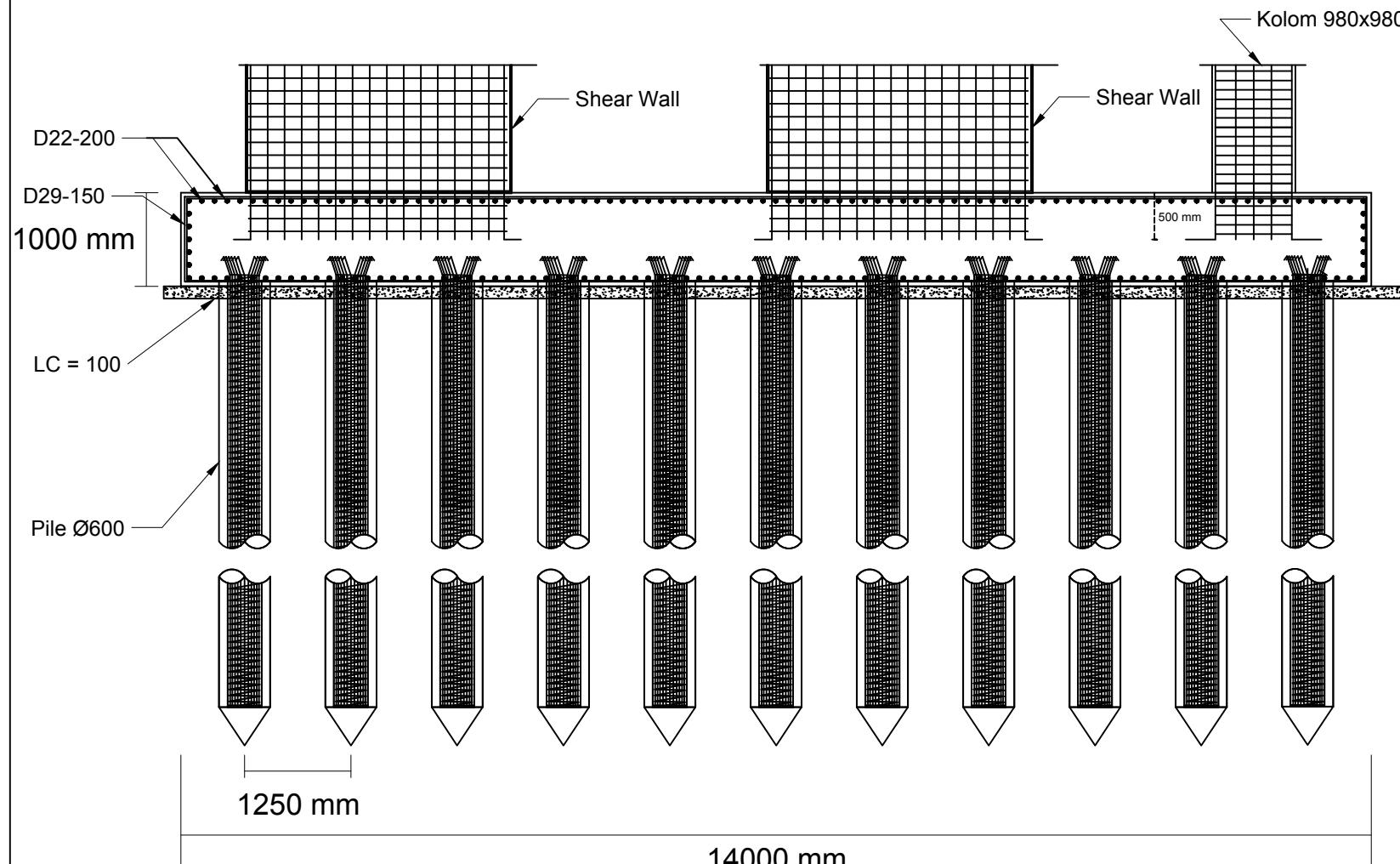
03111440000100

**JUDUL GAMBAR**

Potongan F - F  
Pondasi

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

38	1 : 75	
----	--------	--





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL SWISS-BELINN  
DARMO MENGGUNAKAN SISTEM  
BALOK PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

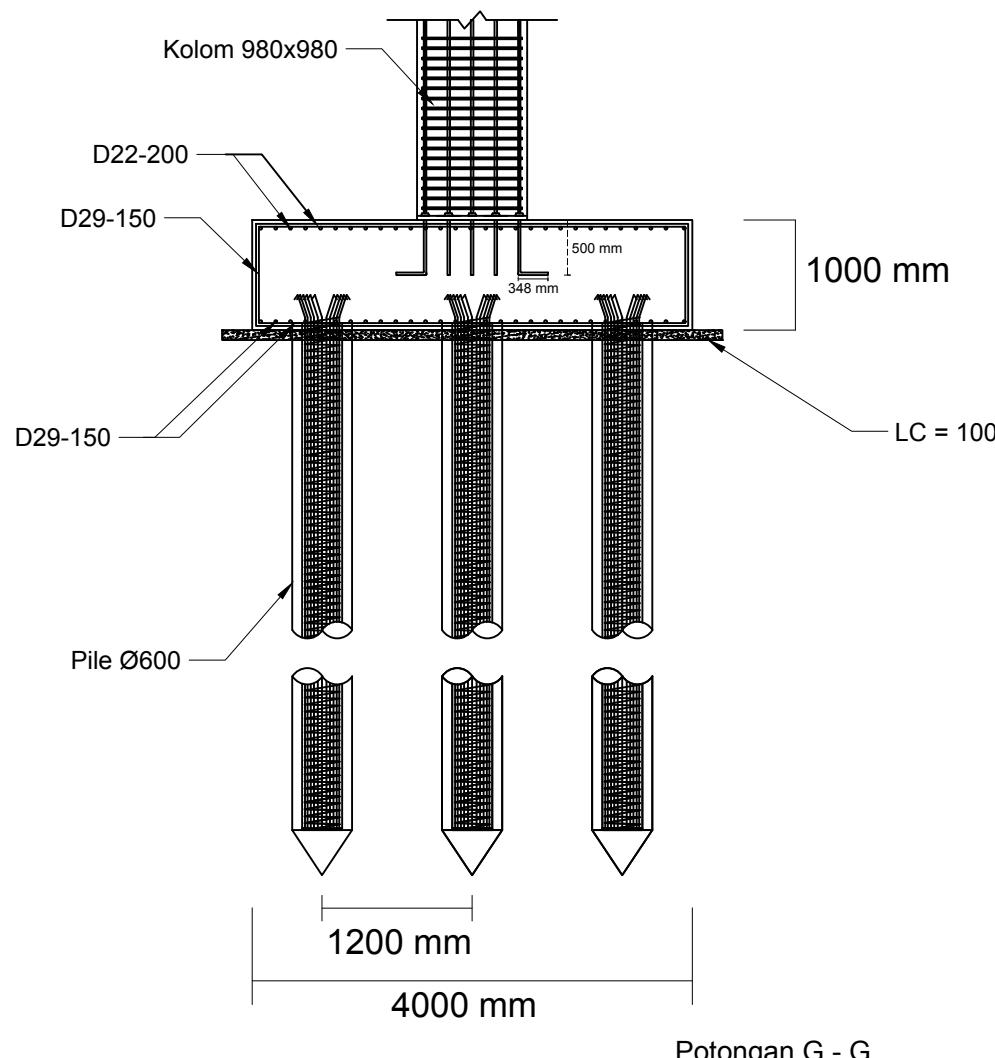
Muhammad Nur Fathihin

NRP

03111440000100

JUDUL GAMBAR

Potongan G - G  
Skala 1: 75  
Pondasi



Potongan G - G  
Skala 1: 75

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
39	1 : 75	

## BIODATA PENULIS



### **Muhammad Nur Fathihin**

Lahir di Jambi, pada tanggal 13 November 1996, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara pasangan Saifullah dan Susanti. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDIT Al Muhajirin Depok, SMPN 2 Depok, dan SMAN 3 Depok. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSLK-ITS)

Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP. 31114100100. Selama menempuh studi, penulis aktif di organisasi kemahasiswaan dengan ranah sosial masyarakat Badan Eksekutif Mahasiswa Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan sebagai Wakil Ketua. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir "**Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Swiss-Belinn Darmo Menggunakan Sistem Balok Prategang**".

Narahubung

Email : [nurfathihin@gmail.com](mailto:nurfathihin@gmail.com)