



TUGAS AKHIR – RC184803

PERBANDINGAN PENGGUNAAN METODE *FORCE BASED DESIGN* (FBD) DENGAN METODE *PERFORMANCE BASED DESIGN* (PBD) DALAM PERANCANGAN GEDUNG HOTEL PATRA CIREBON

ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP: 03111745000052

Dosen Pembimbing I :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D

Dosen Pembimbing II :
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D

DEPARTEMENT TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

**)Halaman ini sengaja dikosongkan*



TUGAS AKHIR – RC184803

PERBANDINGAN PENGGUNAAN METODE *FORCE BASED DESIGN* (FBD) DENGAN METODE *PERFORMANCE BASED DESIGN* (PBD) DALAM PERANCANGAN GEDUNG HOTEL PATRA CIREBON

ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP: 03111745000052

Dosen Pembimbing I :
Prof. TAVIO, S.T, M.T, Ph.D

Dosen Pembimbing II :
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

**)Halaman ini sengaja dikosongkan*



FINAL PROJECT – RC184803

COMPARISON OF USE OF FORCE BASED DESIGN METHOD (FBD) WITH PERFORMANCE BASED DESIGN METHOD (PBD) IN BUILDING DESIGN OF PATRA HOTEL CIREBON

ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP: 03111745000052

Academic Supervisors I :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D

Academic Supervisors II :
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering, Planning, and Geology
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2020

**)Halaman ini sengaja dikosongkan*

LEMBAR PENGESAHAN

PERBANDINGAN PENGGUNAAN METODE *FORCE BASED DESIGN* (FBD) DENGAN METODE *PERFORMANCE BASED DESIGN* (PBD) DALAM PERANCANGAN GEDUNG HOTEL PATRA CIREBON

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memperoleh Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

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

Oleh:

ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D.

2. Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D.



Surabaya
Januari, 2020

**)Halaman ini sengaja dikosongkan*

**PERBANDINGAN PENGGUNAAN METODE
FORCED BASED DESIGN (FBD) DENGAN METODE
PERFORMANCE BASED DESIGN (PBD) DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL PATRA
CIREBON**

Nama Mahasiswa : Andhika Jafran Byakta
NRP : 03111745000052
Jurusan : Teknik Sipil
Dosen Konsultasi : Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D

Abstrak

Banyak daerah di Indonesia yang dikelompokkan kedalam tingkat kegempaan sedang sampai tinggi, dengan demikian pemilihan metode perancangan, permodelan, dan analisis gedung tahan gempa menjadi penting. Umumnya konsep desain perhitungan, berbasis gaya force based design (FBD), dimana konsep ini menganalisis berdasarkan kondisi elastis gedung. Namun ada metode lain, menggunakan performance based design (PBD) menganalisis gedung hingga mencapai keadaan inelastik-nya, dengan konsep substitute structure yang diwujudkan dalam penggunaan parameter efektif, serta daktilitas dan equivalent viscous damping. Perpindahan leleh yang pertama dalam proses iterasinya, digunakan di metode ini.

Karena peluang kondisi tersebut diatas, penulis melakukan perbandingan desain terhadap gedung Hotel Patra Cirebon menggunakan dua metode, yaitu metode FBD dan PBD. Hasil perancangan dimensi struktur dari kedua metode juga dibandingkan untuk mengetahui metode mana yang lebih efisien dari segi penggunaan material struktur.

Kata Kunci : *Struktur Gedung Tahan Gempa, Force Based Design, Performance Based Design, Sistem Ganda*

**)Halaman ini sengaja dikosongkan*

COMPARISON OF USE OF *FORCE BASED DESIGN* METHOD (FBD) WITH *PERFORMANCE BASED DESIGN* METHOD (PBD) IN BUILDING DESIGN OF PATRA CIREBON HOTEL

Student Name : Andhika Jafran Byakta
NRP : 03111745000052
Department : Teknik Sipil
Supervisor : Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D

Abstract

Many regions in Indonesia which is considered as regions with moderate to high earthquake level. Thus, method selection of designing, modelling, and analyzing of earthquake resistant building would be essential. Generally the concept of design, calculations style force-based design (FBD), where this concept analyzes elastic based on the conditions in the building. But there are other methods, using performance-based design (PBD) analyze the building to reach the state inelastic, the substitute structure that has occurred in the use of parameter effective, and ductility and equivalent viscous damping. Displacement melting iterating first in the process, used in this method.

Because of the condition of opportunities mentioned above, the writer did side-by-side comparisons on the building's design hotel Patra Cirebon used two methods, which is a method of FBD and PBD. The results of the design of dimensions structure of both a method of also compared to know which method that is more efficient in terms of the use of structure material.

Keyword : Earthquake Resistant Building Structure, Force Based Design, Performance Based Design, Dual System.

**)Halaman ini sengaja dikosongkan*

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penyusun panjatkan kehadirat Tuhan Yang Mahaesa, karena atas limpahan rahmat-Nya penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Tugas Akhir ini berjudul “Perbandingan Penggunaan Metode *Force Based Design* (FBD) dengan Metode *Performance Based Design* (PBD) dalam Perancangan Gedung Hotel Patra Cirebon”.

Penyusun ingin menyampaikan terimakasih kepada :

1. Bapak Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir
2. Bapak Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir
3. Bapak Ir. Faimun, M.Sc, Ph.D selaku dosen Mata Kuliah Teknik Penulisan Ilmiah
4. Semua pihak yang telah memberikan bantuan dan dukungan kepada penyusun, baik dukungan materiil maupun moril

Terakhir, penyusun memohon maaf apabila terdapat kesalahan baik dari segi isi maupun penulisan dari Tugas Akhir ini dan penyusun berharap semoga ada manfaat yang dapat diambil dari Tugas Akhir ini.

Surabaya, Januari 2020

Penyusun

**)Halaman ini sengaja dikosongkan*

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	v
Abstrak	vii
Abstract	ix
DAFTAR ISI	xiii
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR TABEL	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1. Konsep Bangunan Tahan Gempa	7
2.2. Tingkat Kinerja Struktur Bangunan Tahan Gempa.....	8
2.2.1. Tingkat Kinerja menurut ATC 40	10
2.2.2. Tingkat Kinerja menurut FEMA 356	13
2.3. Metode Direct Displacement Based Design.....	14
2.4. Beban Gempa Sesuai SNI 1726 2012	20
2.4.1. Kategori Resiko Bangunan.....	20
2.4.2. Faktor Keutamaan Gempa.....	20
2.4.3. Parameter Percepatan Gempa.....	21
2.4.4. Klasifikasi Situs.....	22
2.4.5. Faktor Koefisien Situs	23
2.4.6. Respon Spektrum Desain	25
2.4.7. Kategori Desain Seismik (KDS)	27
2.5. Evaluasi Kinerja	28
2.5.1. Analisis <i>Pushover</i> Statik.....	28
2.5.2. Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40).....	29
2.5.3. Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356).....	29
BAB III METODOLOGI	33
3.1 Umum.....	33

3.2	Pengumpulan Data.....	34
3.2.1	Data Umum Bangunan	34
3.2.2	Data Bahan	35
3.2.3	Data Lainnya.....	35
3.3	Studi Literatur.....	35
3.4	Preliminary Design.....	36
3.5	Pembebanan.....	36
3.5.1	Beban Mati	36
3.5.2	Beban Hidup.....	37
3.5.3	Beban Gempa	37
3.5.4	Kombinasi Pembebanan	37
3.6	Penentuan Kategori Kinerja Struktur.....	38
3.7	Permodelan dan Analisis Struktur	38
3.8	Perancangan Elemen Struktur.....	38
3.9	Kontrol <i>Design</i> dan Evaluasi Kinerja Struktur	38
3.10	Gambar Hasil Perancangan	39
3.11	Perbandingan Efisiensi Baja Tulangan.....	39
3.12	Penarikan Kesimpulan.....	39
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER		41
4.1.	Perencanaan Pelat.....	41
4.1.1.	Data Perencanaan Pelat.....	41
4.1.2.	Pembebanan Pelat	41
4.1.3.	Kebutuhan Tulangan Pelat Lantai.....	45
4.2.	Perencanaan Tangga.....	48
4.2.1.	Data Perencanaan Tangga.....	48
4.2.2.	Pembebanan Tangga	50
4.2.3.	Kebutuhan Tulangan Tangga	52
4.3.	Perencanaan Balok Bordes	54
4.3.1.	Data Perencanaan Balok Bordes	54
4.3.2.	Pembebanan Balok Bordes	55
4.3.3.	Tulangan Lentur Balok Bordes	55
4.3.4.	Tulangan Geser Balok Bordes	58
4.4.	Perencanaan Balok Lift	60
4.4.1.	Data Perencanaan Balok Lift	60
4.4.2.	Pembebanan Balok Lift.....	61

4.4.3. Analisis Gaya Dalam Balok Penumpu Depan	62
4.4.4. Tulangan Lentur Balok Lift	63
4.4.5. Tulangan Geser Balok Lift	66
BAB V ANALISIS STRUKTUR.....	69
5.1. Pembebanan Struktur Utama.....	69
5.1.1. Beban Mati.....	69
5.1.2. Beban Hidup	70
5.2. Respon Gempa Elastis (SNI 1726 2012).....	70
5.3. Perhitungan Base Shear dengan DDBD	73
5.3.1. Perhitungan Berat Bangunan	73
5.3.2. Perhitungan Base Shear Arah x-x (Sistem Rangka) ..	77
5.3.3. Perhitungan Base Shear Arah y-y (Sistem Ganda) ...	84
5.4. Perhitungan Base Shear dengan FBD.....	95
5.4.1. Faktor Sistem Penahan Gempa	95
5.4.2. Perkiraan Periode Fundamental Struktur	96
5.4.3. Gaya Geser Dasar	97
5.4.4. Distribusi Gaya Geser	97
5.5. Permodelan dan Analisis Struktur Dengan ETABS	100
5.5.1. Kontrol Partisipasi Massa	101
5.5.2. Kontrol Berat Struktur	101
5.5.3. Cek Base Shear	102
5.5.4. Cek Simpangan	102
BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA	105
6.1. Umum.....	105
6.2. Perencanaan Balok Induk B1 (L = 8.7 m).....	105
6.2.1. Output Gaya Dalam	106
6.2.2. Tulangan Longitudinal Balok Induk B1 (L = 8.7 m)	
.....	108
6.2.3. Tulangan Transversal Balok Induk.....	112
6.2.4. Panjang Penyaluran Tulangan Balok Induk.....	116
6.2.5. Rekapitulasi Perhitungan Balok Induk	118
6.3. Perencanaan Balok Anak BA1 (L = 8.7 m).....	120
6.3.1. Data Perencanaan Balok Anak	120
6.3.2. Tulangan Lentur Balok Anak	121
6.3.3. Tulangan Geser Balok Anak.....	124

6.3.4. Rekapitulasi Perhitungan Balok Anak	125
6.4. Perencanaan Kolom K1 (L = 4 m).....	126
6.4.1. Tulangan Longitudinal Kolom.....	127
6.4.2. Tulangan Transversal Kolom.....	135
6.4.3. Sambungan Lewatan Tulangan Longitudinal Kolom	141
6.4.4. Rekapitulasi Perhitungan Kolom	142
6.5. Hubungan Balok-Kolom.....	144
6.6. Perencanaan Dinding Geser.....	147
6.6.1. Tulangan Transversal Untuk Menahan Geser.....	147
6.6.2. Tulangan Longitudinal Untuk Menahan Kombinasi Aksial dan Lentur.....	149
6.6.3. Kebutuhan Elemen Pembatas Khusus.....	150
6.7. Perbandingan Efisiensi Tulangan.....	152
BAB VII EVALUASI KINERJA	155
7.1. Analisis Pushover	155
7.2. Gaya Geser vs Displacement.....	158
7.3. Evaluasi Kinerja Struktur	161
7.3.1. Metode Spektrum Kapasitas ATC40	162
7.3.2. Metode FEMA 356	164
7.3.3. Metode FEMA 440	165
7.3.4. Perbandingan Nilai <i>Drift</i> Dan <i>Displacement</i>	165
7.4. Resume	169
BAB VIII KESIMPULAN	171
8.1. Kesimpulan.....	171
8.2. Saran	172
DAFTAR PUSTAKA	xxi

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2 1	Hubungan Rencana Periode Gempa dan Tingkat Kinerja.....	9
Gambar 2 2	Performance Level ATC-40	10
Gambar 2 3	Performance Level FEMA 356	13
Gambar 2 4	Konsep Direct Displacement Based Design....	15
Gambar 2 5	Respon Seismik untuk Rangka Tidak Seragam 18	
Gambar 2 6	Spektra Respon Percepatan dan Spektra Respon Perpindahan	19
Gambar 2 7	Percepatan Batuan Dasar Perioda 0,2 Detik (S_s).	21
Gambar 2 8	Percepatan Batuan Dasar Perioda 1,0 Detik (S_1) 22	
Gambar 2 9	Spektrum Respons Desain.....	26
Gambar 2 10	Performance Point Capacity Spectrum ATC 40 29	
Gambar 3 1	Flowchart Tahapan Pengerjaan Tugas Akhir	34
Gambar 4 1	Rencana Tangga	49
Gambar 4 2	Permodelan Tangga dengan ETABS.....	51
Gambar 4 3	Momen Maksimum pada Tangga.....	51
Gambar 4 4	Hoistway Section (2 Cars) & Penampang Lift	61
Gambar 4 5	Model Mekanika Balok Lift	63
Gambar 5 1	Elastic Respons Spektrum Desain Wilayah Cirebon	72
Gambar 5 2	(a) Respons Spektrum Desain & (b) Spectra Displacement Pada Redaman 9.47%	82

Gambar 5 3	<i>Overturning Moment</i> Relatif	86
Gambar 5 4	(a) Respons Spektrum Desain & (b) Spectra Displacement Pada Redaman 13%	94
Gambar 5 5	Permodelan Struktur Dengan ETABS 2013 ..	100
Gambar 6 1	Denah Lokasi Balok B1.....	105
Gambar 6 2	Gaya Geser Desain V_e Pada Balok B1 Akibat Goyangan Ke Kanan.....	114
Gambar 6 3	Panjang Penyaluran Pada Kait B1.....	118
Gambar 6 4	Denah Lokasi Balok Anak BA1	120
Gambar 6 5	Denah Lokasi Kolom K1	126
Gambar 6 6	Diagram Interaksi Kolom Arah X-X	128
Gambar 6 7	Diagram Interaksi Kolom Arah Y-Y	129
Gambar 6 8	Mekanisme SCWB	130
Gambar 6 9	Nilai M_{nc} Kolom K1 HBK Arah X-X Bawah	132
Gambar 6 10	Nilai M_{nc} Kolom K1 HBK Arah Y-Y Bawah	132
Gambar 6 11	Nilai M_{nc} Kolom K1 HBK Arah X-X Atas ..	133
Gambar 6 12	Nilai M_{nc} Kolom K1 HBK Arah Y-Y Atas..	133
Gambar 6 13	Gaya Geser Desain untuk Kolom.....	138
Gambar 6 14	Nilai M_{pr} Kolom Ujung Bawah Arah X-X...	139
Gambar 6 15	Skema Geser Yang Terjadi Di Joint	144
Gambar 6 16	Diagram Interaksi P-M Dinding Geser	150
Gambar 7 1	Input static nonlinier case gravity	156
Gambar 7 2	Input static nonlinier pushover case	157
Gambar 7 3	Gaya Geser vs Displacement x-x.....	159
Gambar 7 4	Kurva Kapasitas arah y-y	161
Gambar 7 5	Spektrum Kapasitas Arah x-x	163
Gambar 7 6	Spektrum Kapasitas Arah y-y	163
Gambar 7 7	Perbandingan Drift & Displacement Profile Arah x-x.....	167
Gambar 7 8	Perbandingan Drift & Displacement Profile Arah y-y.....	168

DAFTAR TABEL

Tabel 2 1	Batasan Simpangan ATC-40	10
Tabel 2 2	Faktor Keutamaan Gempa	20
Tabel 2 3	Klasifikasi Situs	23
Tabel 2 4	Koefisien Situs, Fa.....	24
Tabel 2 5	Koefisien Situs, Fv	24
Tabel 2 6	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	27
Tabel 2 7	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik	27
Tabel 4 1	Penulangan Pelat Lantai Tipe 1	47
Tabel 4 2	Penulangan Pelat Lantai Tipe 2	47
Tabel 4 3	Pembebanan Pada Pelat Tangga	50
Tabel 4 4	Pembebanan Pada Bordes.....	50
Tabel 4 5	Penulangan Balok Bordes.....	58
Tabel 4 6	Penulangan Balok lift	66
Tabel 5 1	Respons Percepatan Desain	72
Tabel 5 2	Beban Mati Lantai Mezz	73
Tabel 5 3	Beban Hidup Lantai Mezz – Lantai 10.....	74
Tabel 5 4	Beban Mati Lantai 2	74
Tabel 5 5	Beban Mati Lantai 3 – Lantai 10.....	75
Tabel 5 6	Beban Mati Lantai 11 (Atap).....	76
Tabel 5 7	Beban Hidup Lantai 11 (Atap)	76
Tabel 5 8	Berat Seismik Efektif.....	77
Tabel 5 9	Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Arah x-x..	78
Tabel 5 10	Perhitungan Yeild Displacement Arah x-x.....	79
Tabel 5 11	Perhitungan Spektra Displacement Redaman 9.47% 80	
Tabel 5 12	Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah x-x.....	83
Tabel 5 13	Perhitungan Overturning Moment Relatif.....	85

Tabel 5 14	Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Arah y-y ..	88
Tabel 5 15	Perhitungan Spektra Displacement Redaman 13%...	91
Tabel 5 16	Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah y-y	95
Tabel 5 17	Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah x-x	98
Tabel 5 18	Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah y-y	99
Tabel 5 19	Kontrol Partisipasi Massa	101
Tabel 5 20	Kontrol Berat Struktur	101
Tabel 5 21	Kontrol Base Shear DDBD	102
Tabel 5 22	Kontrol Base Shear FBD	102
Tabel 5 23	Simpangan arah x-x	103
Tabel 5 24	Simpangan arah y-y	103
Tabel 6 1	Tulangan Lentur Balok B1 (L = 8.7 m)	111
Tabel 6 2	Kebutuhan Tulangan Balok B1 L = 8.7 m (DDBD) ..	118
Tabel 6 3	Kebutuhan Tulangan Balok B2 L = 8.0 m (DDBD) ..	118
Tabel 6 4	Kebutuhan Tulangan Balok B3 L = 8.7 m (DDBD) ..	119
Tabel 6 5	Kebutuhan Tulangan Balok B1 L = 8.7 m (FBD)	119
Tabel 6 6	Kebutuhan Tulangan Balok B2 L = 8.0 m (FBD)	119
Tabel 6 7	Kebutuhan Tulangan Balok B3 L = 8.7 m (FBD)	119
Tabel 6 8	Penulangan Balok Anak BA1	123
Tabel 6 9	Kebutuhan Tulangan Balok BA1 L = 8.7 m (DDBD)	125
Tabel 6 10	Kebutuhan Tulangan Balok BA2 L = 5.8 m (DDBD)	125
Tabel 6 11	Kebutuhan Tulangan Balok BA1 L = 8.7 m (FBD)	125
Tabel 6 12	Kebutuhan Tulangan Balok BA2 L = 5.8 m (FBD)	125
Tabel 6 13	Gaya Dalam Kolom K1	127
Tabel 6 14	Gaya Dalam Kolom K1-C18 pada HBK	131
Tabel 6 15	Perhitungan M_{nc} pada Joint K1	134
Tabel 6 16	Perhitungan M_{nb} pada Joint K1	135
Tabel 6 17	Perhitungan M_{pr} pada Kolom K1	139
Tabel 6 18	Kebutuhan Tulangan Kolom K1 (DDBD)	143

Tabel 6 19	Kebutuhan Tulangan Kolom K2 (DDBD).....	143
Tabel 6 20	Kebutuhan Tulangan Kolom K1 (FBD)	143
Tabel 6 21	Kebutuhan Tulangan Kolom K2 (FBD)	143
Tabel 6 22	Perhitungan Berat Tulangan Terpasang (DDBD)...	153
Tabel 6 23	Perhitungan Berat Tulangan Terpasang (FBD)	154
Tabel 7 1	Parameter Hasil Pushover Analisis.....	161
Tabel 7 2	Parameter Hasil Metode Spektrum Kapasitas ATC-40	164
Tabel 7 3	Perbandingan Nilai Drift Dan Displacement Arah x-x	166
Tabel 7 4	Perbandingan Nilai Drift Dan Displacement arah y-y	167
Tabel 7 5	Evaluasi hasil Desain Arah x-x.....	169
Tabel 7 6	Evaluasi hasil Desain Arah y-y.....	169

**)Halaman ini sengaja dikosongkan*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Perkembangan industri konstruksi sekarang ini mengalami kemajuan yang semakin pesat, khususnya dalam konstruksi gedung. Konstruksi-konstruksi gedung yang dibangun dengan material struktur beton maupun struktur baja semakin banyak dan semakin beragam jenisnya, baik itu dalam hal spesifikasi jenis material yang dipakai, metode dalam perancangan struktur gedung, hingga ke metode dalam pelaksanaan pembangunan struktur gedung. Ketiga hal tersebut merupakan contoh faktor-faktor yang akan mempengaruhi dalam hasil struktur yang diinginkan, dalam hal ini yang diinginkan oleh pemilik /owner. Struktur yang kuat, kaku/*durable*, cepat pelaksanaannya, dan murah tentunya merupakan kondisi ideal yang diinginkan oleh pihak pemilik bangunan, sehingga pertimbangan-pertimbangan tersebut menjadi dasar atas pemilihan ketiga faktor yang mempengaruhi hasil struktur yang diinginkan, seperti yang sudah disebutkan sebelumnya.

Sebagai konsultan atau perencana struktur gedung, dalam melakukan perancangan struktur tentunya akan menggunakan suatu metode perhitungan tertentu dalam merancang elemen-elemen struktur yang nantinya akan dibangun. Metode-metode dalam perancangan struktur pun juga mengalami perkembangan sejak dulu, yang awalnya dengan suatu metode tertentu akan menghasilkan penampang elemen struktur yang kurang ekonomis, hingga semakin kesini seiring dengan perkembangan ilmu pengetahuan yang juga dibarengi dengan perkembangan teknologi, dapat menghasilkan penampang elemen struktur yang lebih ekonomis dan lebih akurat dengan kondisi perlakuan struktur yang sebenarnya. Hal penting yang juga perlu

diperhatikan dalam memilih metode perancangan struktur ialah, pada saat struktur gedung tersebut nanti sudah berdiri, gedung tersebut harus mempunyai ketahanan tertentu ketika terjadi gempa, yang sekarang populer disebut sebagai bangunan gedung tahan gempa. Bangunan gedung tahan gempa menjadi kondisi ideal yang sejatinya harus dipenuhi bagi bangunan gedung yang berada di lokasi wilayah atau zona rawan gempa, khususnya di Indonesia yang hampir sebagian besar wilayahnya berada di wilayah atau zona tersebut. Sehingga, metode dalam perancangan struktur merupakan hal yang berpengaruh dalam suatu perancangan bangunan gedung tahan gempa.

Metode perancangan struktur yang paling umum digunakan dalam proses perancangan struktur gedung saat ini ialah metode yang didasarkan atas gaya-gaya atau beban-beban yang bekerja pada suatu struktur gedung, atau yang bisa disebut sebagai metode *Force Based Design* (FBD). Dengan menggunakan metode ini, pengecekan kekuatan dari struktur bisa dipastikan, tetapi hasil kinerja dari struktur ketika beban gempa terjadi tidak dapat diketahui sebelumnya untuk dikontrol.

Dalam beberapa tahun terakhir, telah terjadi kecenderungan besar terhadap desain seismik berbasis kinerja (PBD). Dimana berbagai metode telah dikembangkan yaitu *Capacity Spectrum Method*, *N-2 Method*, dan *Direct Displacement-Based Design Method* (DDBD). Salah satu prosedur perancangan seismik berbasis kinerja, DDBD yang diajukan oleh Priestley ini menganalisis gedung hingga mencapai keadaan inelastik-nya ketika terjadi beban gempa, konsep ini menggunakan acuan perpindahan untuk menetapkan kinerja suatu gedung pada proses perencanaan (Malekpour dkk, 2012).

Metode perancangan berdasarkan kinerja *Performance Based Design* yang akan dilakukan didalam Tugas Akhir ini ialah metode DDBD tersebut.

Untuk mengevaluasi perencanaan berdasarkan DDBD akan digunakan analisis statik beban dorong. Analisis statik beban dorong/ *static pushover analysis* adalah analisis statik non-linier

yang dapat digunakan untuk meramalkan performa struktur terhadap beban lateral atau gempa. Analisis statik beban dorong digunakan untuk menentukan hubungan antara gaya dan perpindahan atau kurva kapasitas untuk suatu struktur atau elemen struktur. Analisis dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian ditingkatkan hingga struktur mencapai suatu batas atau kondisi runtuh (ATC40, 1996).

Tugas akhir ini bertujuan untuk merancang ulang gedung HOTEL PATRA CIREBON 11 lantai dengan sistem struktur ganda berdasarkan dua metode perancangan, yakni metode FBD dan metode PBD (DDBD). Evaluasi kinerja struktur menggunakan analisis *pushover* pada program bantu, sehingga diharapkan gedung tersebut dapat mencapai kondisi batas dan *displacement* yang direncanakan diawal, dengan kondisi keamanan dan kenyamanan yang diinginkan untuk penghuninya. Terakhir akan dibandingkan hasil perancangan dari kedua metode tersebut, untuk mengetahui metode mana yang lebih efisien dalam penggunaan bahan material struktur.

1.2 Perumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang ada, maka dalam penulisan Tugas Akhir ini terdapat beberapa permasalahan, antara lain :

- Bagaimana cara menentukan gaya geser gempa yang bekerja pada struktur gedung tersebut, berdasarkan metode *Force Based Design* (FBD) dan metode *Performance Based Design* (PBD)
- Bagaimana cara menentukan target perpindahan maksimum dari struktur gedung, berdasarkan metode *Performance Based Design* (PBD)
- Bagaimana cara mendimensi elemen-elemen struktur gedung tersebut, berdasarkan metode *Force Based Design* (FBD) dan metode *Performance Based Design* (PBD)

- Bagaimana cara mengevaluasi level kinerja rencana gedung, berdasarkan metode *Performance Based Design* (PBD)
- Bagaimana kesimpulan yang didapat setelah evaluasi level kinerja rencana dengan metode PBD
- Metode desain manakah yang lebih efisien dan hemat dalam penggunaan bahan material struktur

1.3 Tujuan

Tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini, antara lain :

- Dapat menentukan gaya geser gempa yang bekerja pada struktur gedung tersebut, berdasarkan metode *Force Based Design* (FBD) dan metode *Performance Based Design* (PBD)
- Dapat menentukan target perpindahan maksimum dari struktur gedung, berdasarkan metode *Performance Based Design* (PBD)
- Dapat mendimensi elemen-elemen struktur gedung tersebut, berdasarkan metode *Force Based Design* (FBD) dan metode *Performance Based Design* (PBD)
- Dapat menyimpulkan hasil evaluasi level kinerja rencana dengan metode PBD
- Dapat menentukan metode desain yang lebih efisien dan hemat dalam penggunaan bahan material struktur

1.4 Batasan Masalah

Batasan-batasan yang membatasi dalam penulisan Tugas Akhir ini, antara lain :

- Bangunan gedung rencana yang ditinjau dalam perancangan hanya pada bagian *towernya* saja
- Tidak mempehitungkan perancangan terhadap struktur bawah

- Tidak memperhitungkan biaya total konstruksi
- Tidak memperhitungkan metode pelaksanaan konstruksi
- Tidak memperhitungkan terhadap aspek-aspek dari manajemen konstruksi
- Tidak memperhitungkan terhadap aspek arsitektural, MEP, dan sanitasi

1.5 Manfaat

Manfaat yang diharapkan dari Tugas Akhir ini ialah, agar penggunaan metode desain berbasis kinerja (PBD) bisa lebih dikenali baik itu oleh mahasiswa atau akademisi maupun oleh praktisi. Selain itu, agar penggunaan metode perancangan gedung tahan gempa kedepannya diharapkan bisa beralih dari metode FBD ke metode PBD yang bisa mengontrol hasil kinerja akhir struktur setelah terkena beban gempa. Yang terakhir, agar dapat diketahui metode perancangan mana yang lebih efisien dalam hal penggunaan bahan material struktur, dalam kondisi perancangan adalah optimum.

**)Halaman ini sengaja dikosongkan*

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Konsep Bangunan Tahan Gempa

(Budiono 2011 dalam Suhaimi, dkk 2014) menyatakan bahwa membangun bangunan yang dapat menahan bangunan tahan gempa adalah tidak ekonomis. Oleh karena itu, dalam perancangan bangunan tahan gempa selain menciptakan suatu bangunan yang kuat menahan gempa, tetapi juga mencegah terjadinya korban dan mengurangi kerugian harta benda ketika gempa terjadi dengan desain yang efisien. Terdapat 3 konsep dasar bangunan tahan gempa, yaitu:

- a. Saat terjadi gempa ringan, bangunan tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada komponen struktural dan non struktural, sehingga fungsi bangunan harus tetap dapat berjalan.
- b. Saat terjadi gempa menengah, bangunan diperbolehkan terjadi kerusakan pada komponen non struktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada komponen struktural.
- c. Saat terjadi gempa kuat, bangunan diperbolehkan mengalami kerusakan pada komponen struktural dan non struktural, namun tidak boleh sampai menyebabkan bangunan runtuh sehingga tidak menimbulkan korban jiwa atau meminimalkan jumlah korban jiwa.

Umumnya dalam menahan gaya gempa, dapat menggunakan komponen-komponen struktur kaku seperti dinding geser yang dapat menahan kombinasi gaya aksial, gaya geser, dan momen yang timbul akibat gaya gempa. Dengan adanya dinding geser yang kaku, sebagian gaya gempa yang membebani bangunan akan diserap oleh dinding geser tersebut.

2.2. Tingkat Kinerja Struktur Bangunan Tahan Gempa

Tingkat Kinerja struktur adalah gambaran jelas yang diharapkan pada struktur terhadap resiko terjadinya gempa yang diterima. Kinerja struktur memberikan informasi akan tingkat kerusakan maksimum/*level of damage*, ketahanan struktur, sehingga dapat memperkirakan keselamatan/*life*, kesiapan pakai/*occupancy* dan kerugian harta benda/*economics loss* yang akan terjadi, ini berarti bahwa struktur dapat mentoleransi tingkat kerusakan yang berbeda dan beberapa kerugian yang disebabkan oleh kerusakan pada tingkat intensitas gempa tertentu.

Metode DDBD menggunakan tingkat kinerja yang terdapat dalam dokumen VISION 2000 (OES, 1995), terdapat hubungan kategori resiko bangunan antara 4 tingkat kinerja dan 4 tingkat kekuatan gempa yang dipertimbangkan., 4 tingkat kinerja yang dimaksud adalah:

- Level 1:*Fully operational*, bangunan tetap berfungsi dengan kerusakan yang tak berarti.
- Level 2:*Operational*, bangunan tetap berfungsi dengan kerusakan minor dan gangguan kecil layan gedung yang tidak berarti.
- Level 3:*Life safe*, keselamatan jiwa pada dasarnya dilindungi, kerusakan yang terjadi sedang hingga luas.
- Level 4:*Near collapse*, keselamatan jiwa terancam, kerusakan parah, keruntuhan struktural dicegah.

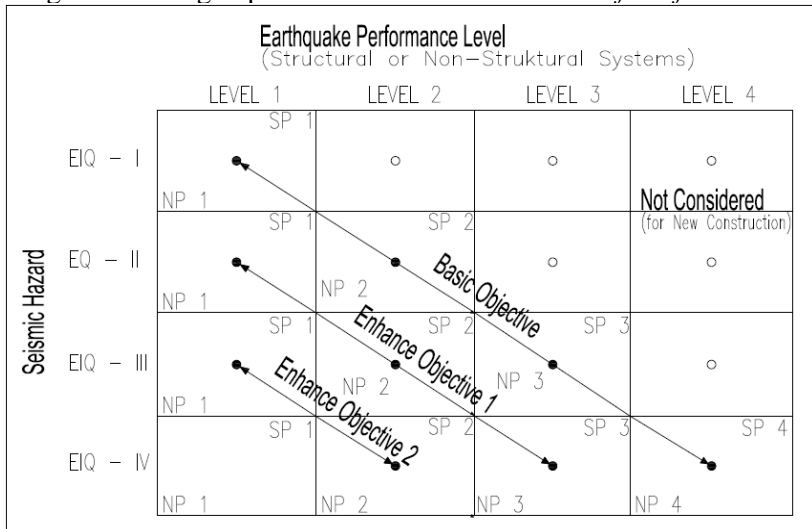
Sedangkan 4 Tingkat gempa yang diperhitungkan berdasarkan kemungkinan terjadinya gempa untuk merencanakan kondisi untuk batas yang berbeda :

- EQ 1: *Frequent*, probalitas gempa 87% dalam 50 tahun. Gempa periode 50 tahunan.
- EQ 2: *Occasional*, probalitas gempa 50% dalam 50 tahun. Gempa periode 100 tahunan.
- EQ 3: *Rare*, probalitas gempa 10% dalam 50 tahun. Gempa periode 500 tahunan.

- EQ 4: *Very Rare*, probabilitas gempa 2% dalam 50 tahun. Gempa periode 2500 tahunan.

Hubungan antara tingkat kinerja dan rencana gempa digambarkan pada Gambar 2 1, garis “*Basic Objective*” untuk bangunan dengan kategori resiko normal, sedangkan “*Essential Objective*” berhubungan dengan bangunan dengan kategori resiko yang lebih tinggi seperti fasilitas kesehatan, lalu “*Safety Critical Objective*” untuk bangunan yang sangat penting harus bisa beroperasi dengan kerusakan minor ketika terjadi gempa 2500 tahunan seperti pembangkit listrik tenaga nuklir. Perancangan gedung dengan filosofi kolom kuat balok lemah harus memenuhi tingkat kinerja “*Life Safe*”.

Peraturan pembebanan gempa di Indonesia menggunakan gempa periode 2500 tahunan, sedangkan bangunan hotel termasuk kategori bangunan normal, sehingga tingkat kinerja bangunan tahan gempa untuk Hotel Patra adalah “*Life Safe*”.



Gambar 2 1 Hubungan Rencana Periode Gempa dan Tingkat Kinerja

(Sumber: Vision 2000)

Adapun batasan simpangan lateral akibat beban gempa rencana menurut ATC-40 dapat dilihat pada Tabel 2 1.

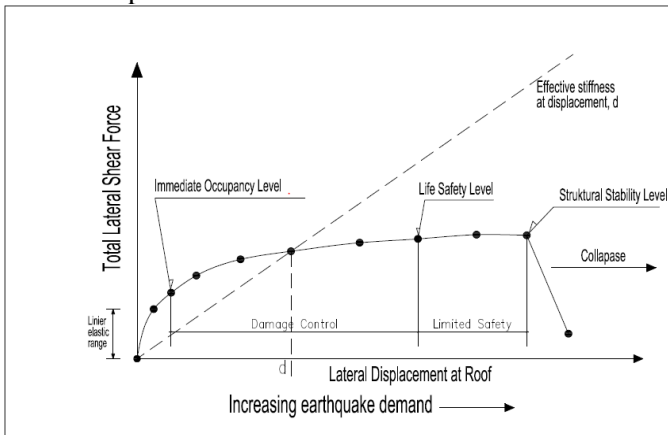
Tabel 2 1 Batasan Simpangan ATC-40, 1996

Batasan Simpangan Antar Tingkat	Tingkat Kinerja Struktur			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
Simpangan Total Maksimum	0,01	0,01 - 0,02	0,02	0,33 V_i/P_i
Simpangan Inelastis Maksimum	0,005	0,005 - 0,015	Tidak ada batasan	Tidak ada batasan

(Sumber: ATC 40, 1996)

2.2.1. Tingkat Kinerja menurut ATC 40, 1996

Tingkat kinerja struktur menurut ATC 40, 1996 digambarkan dengan dalam grafik hubungan gaya geser dan perpindahan seperti Gambar 2 2 dibawah ini :



Gambar 2 2 Performance Level ATC-40
(Sumber: ATC, 1996)

a. *Immediate Occupancy (IO) SP-1*

Dalam kategori ini bangunan aman saat terjadi gempa, resiko korban jiwa dan kegagalan struktur tidak terlalu berarti, gedung tidak mengalami kerusakan berarti, dan dapat segera difungsikan kembali. Yang termasuk dalam kategori ini adalah struktur bangunan yang mutlak difungsikan sebagai sarana penyelamatan, penyimpanan barang berbahaya, atau struktur bangunan yang dapat mempengaruhi ekonomi nasional. Contoh bangunan yang termasuk dalam kategori IO adalah Rumah sakit, Gudang bahan bakar atau bahan berbahaya, dan lain-lain.

b. *Damage Control (DO) SP-2*

Kategori ini sebenarnya bukan merupakan tingkatan spesifik, tetapi merupakan transisi antara Immediate Occupancy (IO) SP-1 dan Life Safety (LS) SP-3. Bangunan masih mampu menahan gempa yang terjadi, resiko korban jiwa manusia sangat kecil, contohnya perkuatan struktur untuk bangunan bersejarah, bangunan yang menjadi tempat penyimpanan barang-barang berharga.

c. *Life Safety (LS) SP-3*

Dalam kategori ini bangunan saat terjadi gempa mengalami kerusakan tetapi tidak diperkenankan mengalami keruntuhan yang menyebabkan korban jiwa manusia (resiko korban jiwa sangat rendah, struktur di desain terlalu daktail). Setelah terjadi gempa maka bangunan dapat berfungsi kembali setelah dilakukan perbaikan komponen struktural maupun non-struktural. Contoh bangunan yang termasuk di kategori ini adalah gedung perkantoran, perumahan, gudang dll.

d. *Limited Safety SP-4 Live*

Merupakan transisi antara SP-3 dan SP-4 dan bukan merupakan tingkatan serta tidak memperhitungkan aspek ekonomis dalam melakukan perbaikan pasca gempa.

e. *Structural Stability (SS) SP-5*

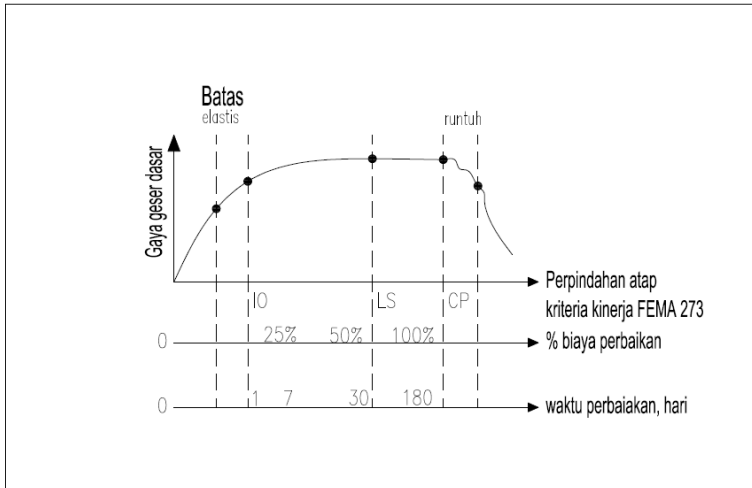
Dalam kategori ini struktur pasca gempa mengalami kerusakan hingga diambang keruntuhan total maupun parsial. Komponen struktur penahan beban gravitasi masih bekerja meskipun keseluruhan kesetabilan sudah diambang keseluruhan.

f. *Not Considered SP-6*

Bukan merupakan tingkatan kinerja struktur, tetapi hanya untuk melakukan evaluasi seismik non-struktural atau retrofit.

2.2.2. Tingkat Kinerja menurut FEMA 356

Berdasarkan FEMA 356 maka kinerja struktur bangunan saat terjadi gempa dibagi menjadi beberapa kategori dan dapat dilihat pada Gambar 2.3. sebagai berikut :



Gambar 2.3 Performance Level FEMA 356
(Sumber: FEMA 356, 2000)

a. Operasional

Dalam kategori ini berarti bangunan pasca gempa tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural maupun non struktural. Secara spesifik hal ini ditandai dengan tidak ada pergeseran permanen pada bangunan, sebagian besar struktur dapat mempertahankan kekuatan dan kekakuannya, sedikit retak serta semua sistem penting pada gedung dapat beroperasi dengan normal.

b. Immediate Occupancy (IO)

Dalam kategori ini berarti bangunan pasca gempa tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural.

Kekuatan dan kekakuan gedung masih hampir sama dengan kondisi sebelum struktur dilanda gempa. Pada komponen non-struktural, peralatan, dan isi gedung umumnya masih aman, tetapi secara operasional tidak dapat bekerja karena kegagalan mekanik atau kurangnya utilitas.

c. *Life safety (LS)*

Dalam kategori ini berarti bangunan pasca gempa terjadi beberapa kerusakan komponen struktur dan kekuatan dan kekakuannya berkurang. Struktur masih mempunyai kekuatan cukup untuk memikul beban-beban yang terjadi pada ambang keruntuhan. Komponen non-struktural masih ada tetapi tidak dapat berfungsi dan dapat digunakan kembali apabila telah dilakukan perbaikan.

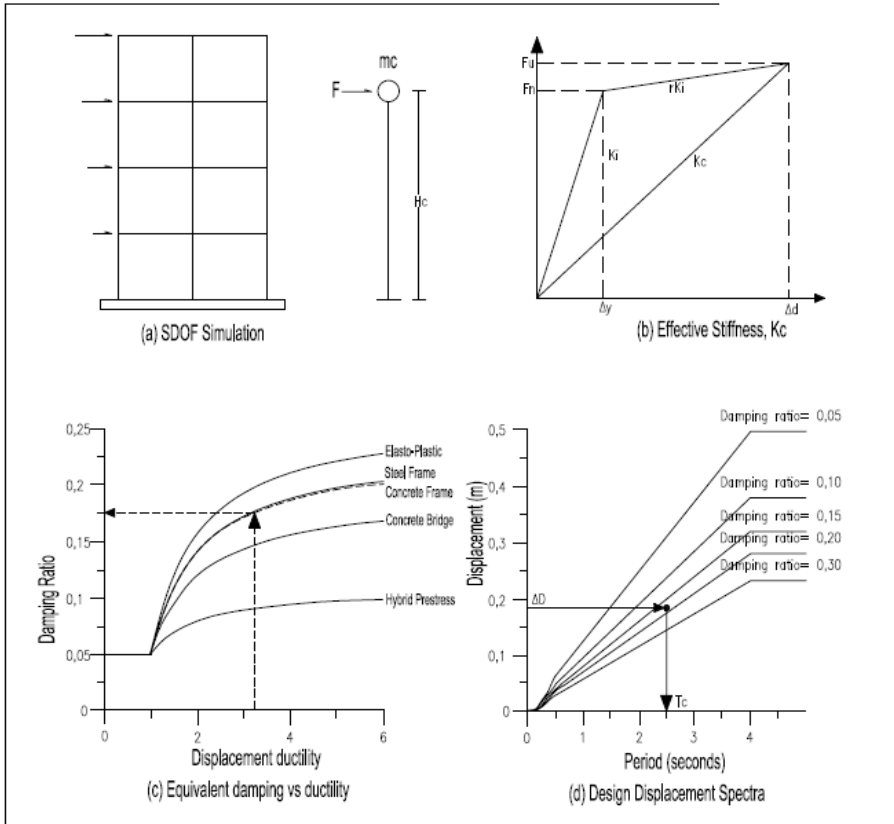
d. *Collapse Prevention (CP)*

Dalam kategori ini berarti bangunan pasca gempa terjadi kerusakan yang berarti pada komponen struktural maupun non-struktural pada bangunan. Kekuatan dan kekakuan struktur banyak berkurang, tetapi kolom dan dinding pemikul beban masih berfungsi meski sudah berada pada ambang keruntuhan.

2.3. Metode Direct Displacement Based Design

(Priestly dkk, 2007) Metode DDBD dibuat untuk menanggulangi kekurangan FBD yang ada saat ini. Perbedaan mendasar dari FBD adalah karakteristik struktur DDBD yang direncanakan merupakan sebuah representasi kinerja struktur *single-degree-of-freedom* (SDOF) ketika respon perpindahan maksimum, menggunakan kekakuan secant bukan menggunakan kekakuan awalnya. Filosofi mendasar dari pendekatan desain adalah merancang struktur yang akan dicapai performanya, bukan dibatasi oleh keadaan batas kinerja yang diberikan di bawah

intensitas seismik yang diberikan. Konsep perencanaan berbasis perpindahan DDBD secara umum diilustrasikan pada Gambar 2 4.



Gambar 2 4 Konsep *Direct Displacement Based Design*
(Sumber: Priestley dkk, 2007)

Berikut merupakan tahapan dalam melakukan perencanaan dengan metode DDBD menurut Priestly, dkk (2007):

- a. Menentukan Kinerja Struktur

Kinerja struktur ditentukan terlebih dahulu sesuai dengan kategori resiko dan keadaan batas seismik yang ditentukan sesuai sub bab 2. Perancangan menggunakan kolom kuat balok lemah minimal harus mencapai kinerja “*Life Safe*” untuk semua kategori resiko struktur. Setelah kinerja struktur ditentukan maka diperoleh simpangan maksimum.

- b. Preliminary Design
Preliminary design komponen struktur digunakan metode elastis pada persyaratan SNI 03-2847-2013
- c. Menentukan Perpindahan Tiap Lantai Rencana (Δ_i ; θ_y ; μ_{θ})
Perpindahan tiap lantai rencana dihitung menggunakan persamaan :

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (2.1)$$

dimana :

- Δ_i : Perpindahan tiap lantai.
- δ_i : Bentuk ragam inelastik lantai ke-i yang dinormalkan.
- Δ_c : Perpindahan kritis pada lantai pertama.
- δ_c : Bentuk kritis ragam inelastik lantai pertama dinormalkan.

Bentuk ragam yang dinormalkan bergantung pada tinggi (H_i) dan tinggi atap (H_n), berdasarkan jumlah lantai berikut :

$$\text{untuk } n \leq 4, \quad \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (2.2a)$$

$$\text{untuk } n > 4, \quad \delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{H_n} \right) \quad (2.2b)$$

- d. Perpindahan Rencana Struktur (Δ_d)
Merupakan perpindahan rencana ekuivalen pada struktur yang terkait dengan perpindahan rencana setiap lantai, dihitung menggunakan persamaan :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.3)$$

dimana :

Δ_d : Perpindahan rencana struktur.

m_i : Massa pada ketinggian H_i .

- e. Massa efektif, Tinggi Efektif, Daktilitas Perpindahan Rencana ($m_e ; H_e ; \mu$)
Massa efektif untuk SDOF dihitung menggunakan persamaan :

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (2.4)$$

Tinggi efektif untuk SDOF dihitung menggunakan persamaan :

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.5)$$

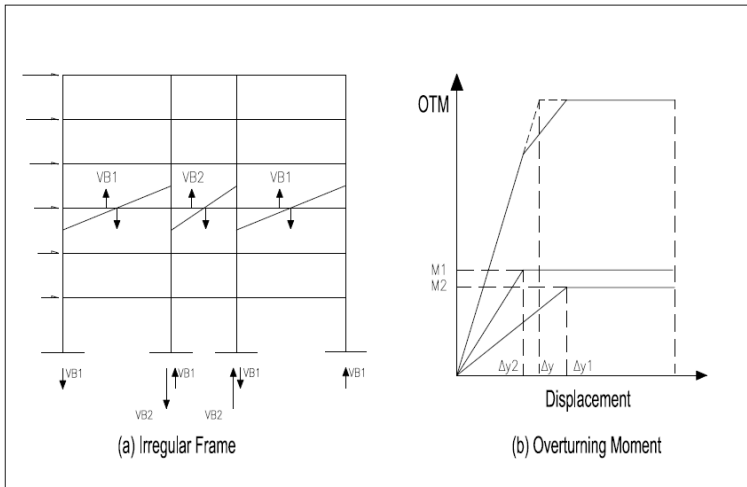
Daktilitas perpindahan rencana ditung menggunakan persamaan :

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (2.6)$$

dimana :

Δ_y : Perpindahan leleh.

Perpindahan leleh untuk rangka yang tidak seragam dihitung seperti ilustrasi Gambar 2 5



Gambar 2 5 Respon Seismik untuk Rangka Tidak Seragam
(Sumber: Priestley dkk, 2007)

$$\theta_{y1} = 0.5\epsilon_y \frac{L_{b1}}{h_{b1}} \quad \theta_{y2} = 0.5\epsilon_y \frac{L_{b2}}{h_{b2}} \quad (2.7)$$

$$M_{OTM} = 2M_1 + M_2 \quad (2.8a)$$

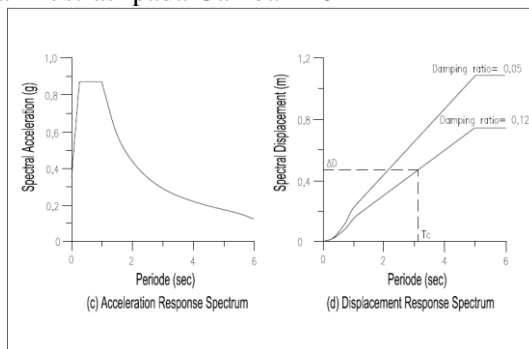
$$\Delta_y = \frac{2M_1\theta_{y1} + M_2\theta_{y2}}{2M_1 + M_2} \cdot H_e \quad (2.8b)$$

- f. Menghitung Redaman Ekuivalent (ξ_{eq})
Berdasarkan Gambar 2.4 c untuk struktur rangka menggunakan beton, maka redaman ekuivalen adalah :

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (2.9)$$

- g. Menentukan Periode Efektif dan Kekakuan Efektif (T_e ; K_e)

Periode efektif ditentukan dengan grafik perpindahan respon spektra yang dikonversi dari percepatan spektra, dengan ilustrasi pada Gambar 2 6



Gambar 2 6 Spektra Respon Percepatan dan Spektra Respon Perpindahan

(Sumber: Priestley dkk, 2007)

Sesuai dengan Gambar 2.6(d) maka Kekakuan efektif (*secant stiffness*) dihitung menggunakan persamaan :

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2 \quad (2.10)$$

- h. Menghitung Gaya Geser Dasar dan Gaya Geser Tiap Lantai (V_{Base} ; F_i)

Gaya geser dasar dihitung menggunakan :

$$F = V_{Base} = K_e \Delta_d \quad (2.11)$$

Distribusi Gaya geser tiap lantai dihitung menggunakan :

$$F_i = V_{Base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (2.12)$$

2.4. Beban Gempa Sesuai SNI 1726 2012

2.4.1. Kategori Resiko Bangunan

Kategori resiko bangunan bergantung pada jenis pemanfaatan bangunan itu, kategori resiko dibagi menjadi 4 sesuai Tabel 1 SNI 1726 2012

2.4.2. Faktor Keutamaan Gempa

Berbagai resiko bangunan gedung dan non gedung terhadap pengaruh gempa rencana harus dikalikan suatu faktor keutamaan I menurut Tabel. 2 2.

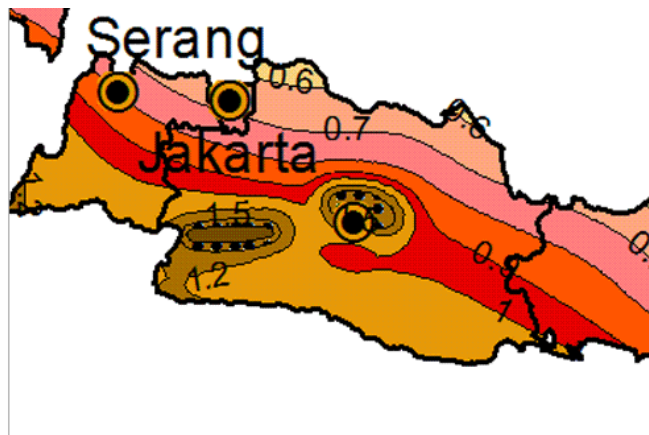
Tabel 2 2 Faktor Keutamaan Gempa

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

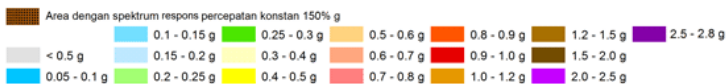
(Sumber: SNI 1726 2012)

2.4.3. Parameter Percepatan Gempa

Parameter percepatan gempa batuan dasar terdiri dari S_s (Percepatan batuan dasar perioda pendek 0,2 detik) Gambar 2 7 dan S_l (Percepatan batuan dasar perioda 1,0 detik) Gambar 2 8. Percepatan gempa batuan dasar diperoleh dari Peta Gempa untuk kelas situs SB pada parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-target (MCE_R -*Maximum Considered Earthquake Target Risk*) dengan perioda ulang gempa 2500 tahun.



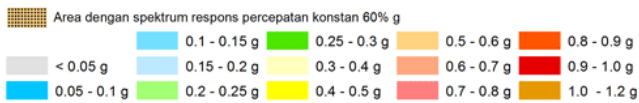
KETERANGAN (S_s , MCE_R):



Gambar 2 7 Percepatan Batuan Dasar Perioda 0,2 Detik (S_s)
(Sumber: *puskim.pu.go.id*)



KETERANGAN (S_1 , MCE_R):



Gambar 2 8 Percepatan Batuan Dasar Periode 1,0 Detik (S_1)
(Sumber: *puskim.pu.go.id*)

2.4.4. Klasifikasi Situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplitudasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan berdasarkan profil tanah 30 m paling atas. (SNI-1726-2012). Klasifikasi situs ditentukan dengan Tabel 2.3

Tabel 2 3 **Klasifikasi Situs**

Kelas situs	Vs (m/detik)	N atau Nch	Su (kPa)
SA (batuan)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik, sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan 3. Kuat geser nilai $Su < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik situs yang mengikuti pasal 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - Rawan dan berpotensi gaga atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3M$) - Lempung berkapasitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/ setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $Su < 50$ kPa		

(Sumber: SNI 1726 2012)

2.4.5. Faktor Koefisien Situs

Penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter

spektrum respons percepatan pada perioda 0,2 detik (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{MI}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan Persamaan 2.13 dan 2.14.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.13)$$

$$S_{MI} = F_v S_I \quad (2.14)$$

dimana:

S_s : Percepatan batuan dasar perioda 0,2 detik (g)

S_I : Percepatan batuan dasar perioda 1,0 detik (g)

Faktor amplifikasi dapat ditentukan dengan Tabel 2 4 dan Tabel 2 5

Tabel 2 4 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R terpetakan pada perioda pendek, T = 0,2 detik, S _s				
	S _s ≤ 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1	S _s ≥ 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

(Sumber: SNI 1726 2012)

Tabel 2 5 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R terpetakan pada perioda 1 detik, S _I				
	S _s ≤ 0,1	S _s = 0,2	S _s = 0,3	S _s = 0,4	S _s ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

(Sumber: SNI 1726 2012)

2.4.6. Respon Spektrum Desain

Respon spektrum atau respon spektra adalah nilai yang menggambarkan respon maksimum dari sistem berderajat kebebasan tunggal (SDOF) pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan terlebih dahulu sebelum dapat membuat kurva spektrum respons desain, S_{DS} dan S_{D1} dapat ditentukan dengan Persamaan 2.15 dan 2.16

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.15)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.16)$$

Spektrum respons desain dapat dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.9. dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

- a. Untuk peioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari Persamaan 2.17.

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.17)$$

- b. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ;
- c. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan Persamaan 2.18.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.18)$$

dimana :

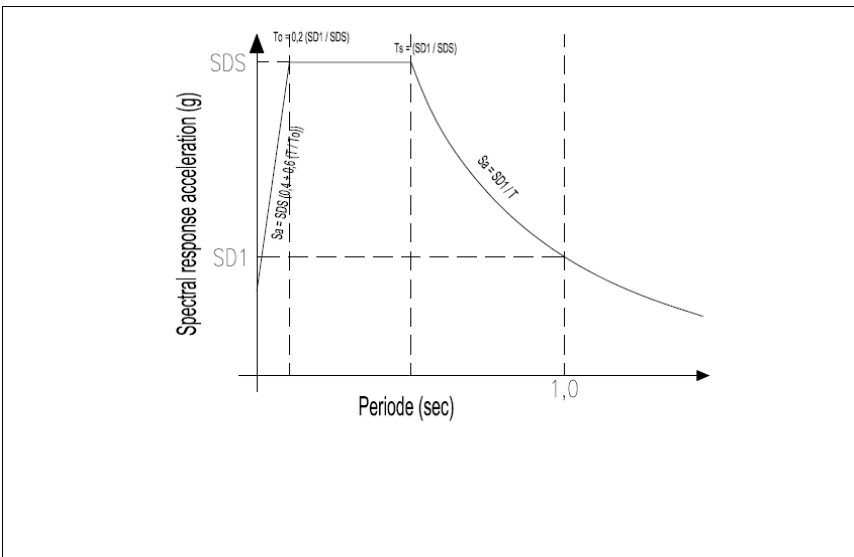
S_{DS} : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

S_{D1} : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik;

T : perioda getar fundamental struktur.

$$T_o = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.19)$$

$$T = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.20)$$



Gambar 2 9 Spektrum Respons Desain
(Sumber : ASCE 7-10, 2010)

2.4.7. Kategori Desain Seismik (KDS)

Kategori desain seismik dibedakan menjadi 6, mulai dari A sampai dengan F, klasifikasi ini ditentukan berdasarkan Kategori Resiko Bangunan dan tingkat gerakan tanah akibat gempa pada lokasi situs. Semakin meningkatnya resiko akibat pengaruh gempa maka persyaratan analisis dan prosedur yang digunakan pun berbeda dan persyaratan desain dan detailing juga semakin meningkat. Kategori desain seismik dapat ditentukan dengan nilai S_{DS} dan S_{D1} sesuai Tabel 2 6 dan Tabel 2 7.

Tabel 2 6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 1726 2012)

Tabel 2 7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DS} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} < 0,2$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 1726 2012)

Dimana: untuk lokasi dengan $S1 \geq 0,75$ g, maka

KDS = E , untuk Kategori Resiko I, II, III

KDS = F , untuk Kategori Resiko IV

2.5. Evaluasi Kinerja

Evaluasi kinerja dilakukan untuk mengetahui ketercapaian kinerja bangunan terhadap perilaku seismik struktur, ada dua jenis analisis yang saat ini umum digunakan, yaitu *Nonlinear Response History Analysis* (NLRHA), dan *Nonlinear Static Procedure* (NSP) atau *Pushover Analysis* (Sukamta & Alexander, 2016). Namun pada umumnya para engineer lebih menyukai menggunakan analisa statik non-linier (*pushover* atau NSP) dari pada dinamik nonlinier (NLRHA), walaupun analisis dinamik menghasilkan analisis yang lebih akurat tetapi memerlukan waktu yang lama saat running untuk menentukan seismic demands (Budiono & Wibowo, 2008).

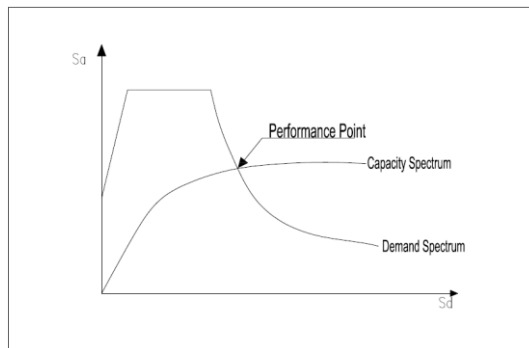
2.5.1. Analisis *Pushover* Statik

Analisis beban dorong statik/ *static pushover analysis* adalah analisis statik non-linier yang dapat digunakan untuk meramalkan performa struktur terhadap beban lateral atau gempa. Analisis statik beban dorong digunakan untuk menentukan hubungan antara gaya dan perpindahan atau kurva kapasitas untuk suatu struktur atau elemen struktur. Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian ditingkatkan hingga struktur mencapai suatu batas atau kondisi runtuh (ATC 40, 1996).

Setelah melakukan *pushover analysis* agar kinerja gedung /*performance point* dapat diketahui maka digunakan beberapa metode pendekatan seperti metode spektrum kapasitas (ATC 40, 1996) dan metode koefisien perpindahan (FEMA 356, 2000).

2.5.2. Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40, 1996)

Dalam metode ini menyajikan dua grafik spektrum yang diplotkan menjadi satu, yaitu spektrum kapasitas (*capacity spectrum*) yang mewakili gaya geser dasar (*base shear*) dan perpindahan pada atap bangunan (*roof displacement*), dan grafik respon spektrum dengan format *acceleration-displacement response spectra* (ADRS) yang menggambarkan tuntutan kinerja akibat gempa. Perpotongan kedua grafik tersebutlah yang nantinya menggambarkan titik kinerja (*performance point*) dari gedung. Titik kinerja diilustrasikan pada Gambar 2 10 dibawah ini.



Gambar 2 10 *Performance Point Capacity Spectrum* ATC 40
(Sumber : ATC 40, 1996)

2.5.3. Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356, 2000)

Metode koefisien perpindahan FEMA 356, 2000 adalah suatu metode pendekatan yang menyediakan perhitungan numerik langsung dari perpindahan global maksimum pada struktur. penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respons elastis dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut target perpindahan (δ_T). Prosedur dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif (T_e) yang memperhitungkan kondisi elastic bangunan. Waktu Getar efektif didapat dengan persamaan berikut.

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.21)$$

dimana :

- T_e : waktu getar efektif
 T_1 : waktu getar elastik
 K_i : kekakuan lateral elastik
 K_e : kekakuan lateral efektif

Selanjutnya target perpindahan (δ_T) didapat dari modifikasi respons elastik linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan berapa faktor koefisien perpindahan sebagai berikut :

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.22)$$

dimana :

- T_e : waktu getar efektif
 δ_T : target perpindahan
 C_0 : faktor modifikasi untuk perpindahan spektral menjadi perpindahan atap. Umumnya menggunakan faktor partisipasi ragam pertama atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356, 2000
 C_1 : faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier.
 : 1.0 untuk $T_e \geq T_s$
 : $[1.0 + (R - 1)T_s / T_e] / R$, untuk $T_e < T_s$ (2.23)
 T_s : waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respons spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.
 R : rasio kuat elastik perlu terhadap kuat leleh terhitung

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (2.24)$$

- S_a : akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau.
 V_y : gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva *pushover* menjadi bilinear.
 C_m : faktor masa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 pada FEMA 356, 2000.
 C_2 : faktor modifikasi yang mewakili efek dari bentuk histeresis pada perpindahan maksimum, diambil berdasarkan Tabel 3-3 pada FEMA 356, 2000.
 C_3 : koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat efek P-Delta. Jika gedung pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat) maka $C_3 = 1$, sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka,
- $$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| (R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.25)$$
- C_m : rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif
 g : percepatan gravitasi = 9.81 m/detik²

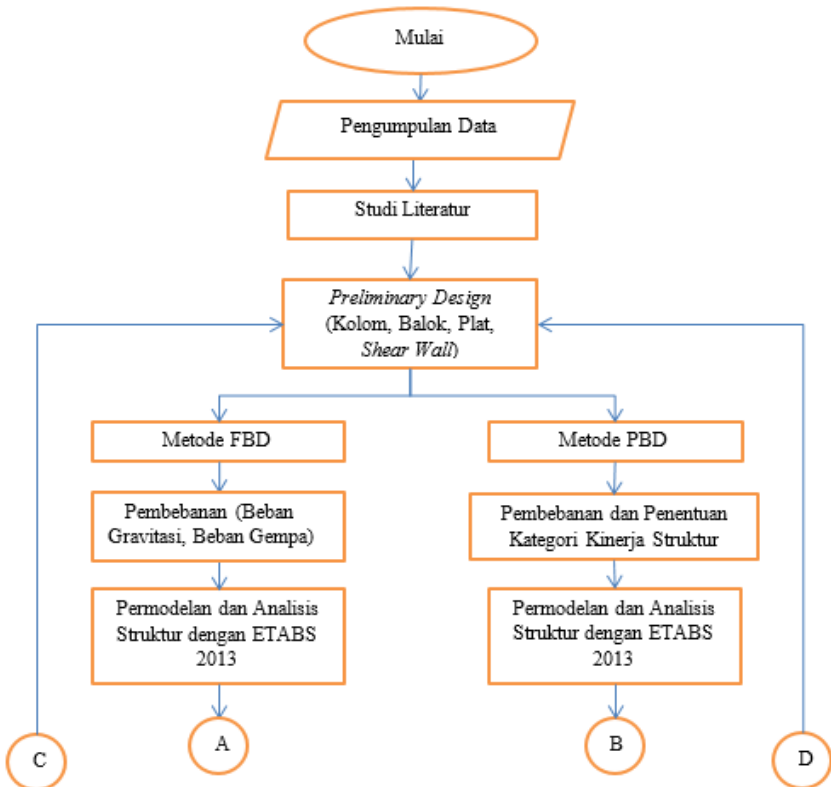
**)Halaman ini sengaja dikosongkan*

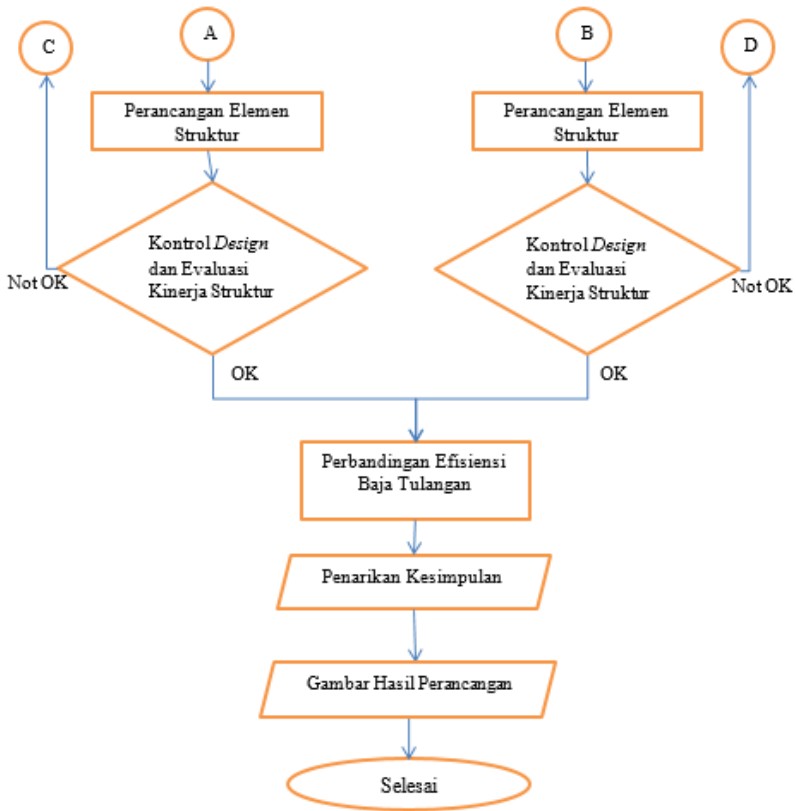
BAB III

METODOLOGI

3.1 Umum

Metodologi disini menjelaskan tahapan-tahapan apa saja yang akan dilakukan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, mulai dari awal hingga selesai. Tahapan-tahapan yang akan dilakukan dapat dilihat di diagram alur pada Gambar 3 1.





Gambar 3 1 *Flowchart* Tahapan Pengerjaan Tugas Akhir

3.2 Pengumpulan Data

Data-data yang dikumpulkan terlebih dahulu sebelum memulai pengerjaan, antara lain :

3.2.1 Data Umum Bangunan

- Nama Bangunan : Hotel Patra Cirebon
- Tipe Bangunan : Hotel atau Penginapan

- Lokasi Bangunan : Jl. Tuparev, Sutawinangun, Kedawung, Cirebon, Jawa Barat 45153
- Jumlah Lantai : 11 Lantai
- Tinggi Lantai : Lantai 1 : 4,00 m
Lantai Mezzanine : 5,00 m
Lantai 3-10 : 3,50 m
Lantai 11 (Atap) : 4,20 m
- Tinggi Bangunan : 41,2 m

3.2.2 Data Bahan

Mutu Beton

- Mutu Kolom : $f'_c = 35$ Mpa.
 Mutu Balok : $f'_c = 35$ Mpa.
 Mutu Pelat, Shear wall : $f'_c = 35$ Mpa.

Mutu Baja

- Tulangan Utama : $f_y = 400$ Mpa, $D \geq 10$ mm.
 Tulangan Sekunder : $f_y = 240$ Mpa, $\emptyset \leq 10$ mm.

3.2.3 Data Lainnya

Contoh gambar gedung terlampir

3.3 Studi Literatur

Literatur serta peraturan yang digunakan sebagai acuan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

- ASCE 7-10, 2010 *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*
- SNI 1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
- SNI 2847-2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung

- ATC 40, 1996 *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*
- FEMA 356, 2000 *Presandard anad Comentary For The Seismic Rehabilitation of Building*
- *Displacement –Based Seismic Design of Structure* oleh Priestly
- *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja* oleh Tavio dan Wijaya

3.4 Preliminary Design

Preliminary design adalah penentuan dimensi awal dari kolom, balok dan plat sesuai kebutuhan. Berikut peraturan atau pasal yang bisa digunakan untuk melakukan *preliminary design* :

- *Preliminary* Plat bisa menggunakan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3.3
- *Preliminary* Balok bisa menggunakan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.2.2
- *Preliminary* Kolom bisa menggunakan SNI 2847-2013 Pasal 7.8, dan 8.10

3.5 Pembebanan

Beban-beban yang bekerja pada struktur terdiri dari :

3.5.1 Beban Mati

Beban mati dikategorikan menjadi 2 yaitu berat sendiri struktur dan beban mati tambahan. Berat sendiri merupakan keseluruhan berat material elemen struktur inti termasuk struktur sekunder yang digunakan. Beban mati tambahan merupakan beban tetap yang dilimpahkan pada elemen struktur seperti spesi, keramik, plumbing, dan lain-lain. Berat material dan beban mati tambahan digunakan sesuai ketentuan ASCE 7-10, 2010.

3.5.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang bekerja pada bangunan sesuai dengan fungsi gedung yang akan direncanakan. Beban hidup digunakan sesuai ketentuan ASCE 7-10, 2010 sesuai fungsi bangunan yaitu Hotel atau Penginapan.

3.5.3 Beban Gempa

Beban gempa yang akan direncanakan mengacu kepada ketentuan SNI 1726-2012, yang memperhatikan lokasi atau wilayah bangunan, yaitu di daerah Cirebon, serta kondisi tanah yang ada pada bangunan tersebut.

3.5.4 Kombinasi Pembebanan

Pembebanan struktur beton harus mampu memikul semua beban kombinasi pembebanan di bawah ini, kombinasi ini berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 4.2.2 :

- $1,4D$
- $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
- $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + 0,5(L \text{ atau } 0,5W)$
- $1,2D + 1,0 W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
- $1,2D + 1,0E + L$
- $0,9D + 1,0W$
- $0,9D + 1,0E$

Dimana:

D	: Beban Mati
Lr	: Beban Hidup Pada Atap
L	: Beban Hidup
R	: Beban Hujan
W	: Beban Angin
E	: Beban Gempa

3.6 Penentuan Kategori Kinerja Struktur

Kinerja struktur bergantung dengan fungsi keutamaan bangunan yang akan direncanakan dan probabilitas gempa sesuai SNI 1726-2012. Kinerja struktur ditentukan berdasarkan bahasan pada sub-Bab 2.2 sesuai Gambar 2. 1 dan batasan simpangan sesuai dengan peraturan ATC 40, 1996 sesuai Tabel 2 1.

3.7 Permodelan dan Analisis Struktur

Permodelan dan analisis struktur menggunakan program bantu CSI ETABS (2013) dengan memasukkan beban beban yang sudah dihitung dan gaya gempa tiap lantainya sesuai dengan baik metode FBD maupun PBD (DDBD) untuk masing-masing arahnya. Selanjutnya gaya dalam dari setiap elemen akan digunakan untuk melakukan perancangan elemen struktur yang mengacu kepada SNI 2847-2013.

3.8 Perancangan Elemen Struktur

Perancangan dari elemen struktur mengacu kepada peraturan dari SNI 2847-2013, jenis elemen yang dirancang antara lain :

- Komponen yang mengalami lentur sesuai SNI 2847-2013 Pasal 21.5
- Komponen yang mengalami beban lentur dan aksial sesuai SNI 2847-2013 Pasal 21.6

3.9 Kontrol *Design* dan Evaluasi Kinerja Struktur

Dalam melakukan pengontrolan dan pengecekan dari desain struktur untuk kedua metode menggunakan analisis *pushover* dengan bantuan program CSI ETABS (2013). Untuk metode PBD (DDBD), hasil titik kinerja struktur akan dievaluasi menurut ketentuan ATC-40, 1996 dan FEMA-356, 2000.

3.10 Gambar Hasil Perancangan

Hasil perancangan struktur yang sudah final dituangkan kedalam gambar teknik yang bisa menunjukkan hasil perancangan tersebut secara jelas. Gambar hasil perancangan dibuat dengan menggunakan program bantu AutoCad.

3.11 Perbandingan Efisiensi Baja Tulangan

Berdasarkan hasil perhitungan dan gambar rancangan dari kedua metode desain, dapat dilakukan perhitungan jumlah tulangan total yang digunakan oleh elemen struktur yang dirancang dengan masing-masing metode. Kemudian hasilnya bisa dibandingkan untuk mengetahui metode mana yang lebih efisien dalam pemakaian bahan material struktur, yang dalam hal ini adalah pemakaian baja tulangan.

3.12 Penarikan Kesimpulan

Hal terakhir yang dilakukan, yaitu penarikan beberapa kesimpulan yang bisa dilakukan setelah hasil pengerjaan dari Tugas Akhir ini didapat. Penarikan kesimpulan bertujuan untuk menyimpulkan dan menjawab tujuan awal dan latar belakang dari pengerjaan Tugas Akhir ini.

**)Halaman ini sengaja dikosongkan*

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1. Perencanaan Pelat

Dalam perencanaan pelat terdapat 2 sistem pelat yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Pelat satu arah maupun pelat dua arah di tentukan dari rasio panjang terpanjang dengan panjang terpendek pada suatu luasan bersih pelat. Jika nilai rasio tersebut lebih besar dari 3 maka pelat itu dikatakan pelat satu arah, begitu pun sebaliknya.

4.1.1. Data Perencanaan Pelat

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan pelat adalah sebagai berikut :

Mutu beton ($f'c$)	: 35 MPa
Kuat tarik (f_y)	: 240 MPa
Tebal pelat (t)	: 120 mm
Selimut beton	: 20 mm
Diameter tulangan	: 10 mm

4.1.2. Pembebanan Pelat

Beban-beban yang bekerja pada pelat sesuai ASCE 7-10, 2010. Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 9.2.1.

1. Pelat Atap

Beban Mati (D)

Berat Sendiri	=	0.1	x	24.03	=	2.403	kN/m ²
<i>Waterproofing</i>					=	0.05	kN/m ²
<i>Ducting Mechanical</i>					=	0.195	kN/m ²
<i>Suspended Steel Channel Syestem</i>					=	0.0976	kN/m ²
<i>Accoustical Fiberboard</i>					=	0.05	kN/m ²
<i>qD</i>					=	2.7956	kN/m ²

Beban Hidup (L)

Beban Atap Datar	=	0.96	kN/m ²
<i>qL</i>	=	0.96	kN/m ²

Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1.2D \times 1.6L \\
 &= (1.2 \times 2.7956) \times (1.6 \times 0.96) \\
 &= 4.8907 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Pelat Lantai

Beban Mati (D)

Berat Sendiri	=	0.12	x	24.03	=	2.8836	kN/m ²
<i>Waterproofing</i>					=	0.05	kN/m ²
<i>Ceramic on 1/2 in mortar bed</i>					=	0.78	kN/m ²
<i>Ducting Mechanical</i>					=	0.195	kN/m ²
<i>Suspended Steel Channel Syestem</i>					=	0.0976	kN/m ²
<i>Accoustical Fiberboard</i>					=	0.05	kN/m ²
<i>qD</i>					=	4.0562	kN/m ²

Beban Hidup (L)

Beban Hunan	=	1.92	kN/m ²
Beban Pertisi	=	0.72	kN/m ²
<i>qL</i>	=	2.64	kN/m ²

Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 Qu &= 1.2D \times 1.6L \\
 &= (1.2 \times 4.0562) \times (1.6 \times 2.64) \\
 &= 9.0914 \quad \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Pelat dengan kondisi keempat tumpuannya bertumpu pada balok, untuk Pelat Lantai Tipe 1, dimana:

$$L_x = 4000 \text{ mm}$$

$$L_y = 8700 \text{ mm}$$

maka nilai, $L_y/L_x = 2.175$

Sehingga nilai X_1, X_2, X_3, X_4 (setelah interpolasi) sesuai (PBBI 1971 pasal 13.3 tabel 13.3.2 hal 202) adalah,

$$X_1 = 59.4 \quad X_3 = 82.35$$

$$X_2 = 14.65 \quad X_4 = 52.3$$

Maka momen pada Pelat Lantai Tipe 1 adalah sbb:

$$M_{lx} = + 0,001 \cdot Qu \cdot l_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_1 = 8,640,466.56 \text{ Nmm}$$

$$M_{ly} = + 0,001 \cdot Qu \cdot l_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_2 = 2,131,024.16 \text{ Nmm}$$

$$M_{tx} = - 0,001 \cdot Qu \cdot l_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_3 = -11,978,828.64 \text{ Nmm}$$

$$M_{ty} = - 0,001 \cdot Qu \cdot l_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_4 = -7,607,683.52 \text{ Nmm}$$

Kemudian, untuk Pelat Lantai Tipe 2, dimana:

$$L_x = 4000 \text{ mm}$$

$$L_y = 5800 \text{ mm}$$

maka nilai, $L_y/L_x = 1.45$

Sehingga nilai X_1, X_2, X_3, X_4 (setelah interpolasi) sesuai (PBBI 1971 pasal 13.3 tabel 13.3.2 hal 202) adalah,

$$X_1 = 43.75 \quad X_3 = 73.5$$

$$X_2 = 17.25 \quad X_4 = 54.75$$

Maka momen pada Pelat Lantai Tipe 2 adalah sbb:

$$M_{lx} = + 0,001 \cdot Qu \cdot l_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_1 = 6,363,980.00 \text{ Nmm}$$

$$M_{ly} = + 0,001 \cdot Qu \cdot l_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_2 = 2,509,226.40 \text{ Nmm}$$

$$M_{tx} = - 0,001 \cdot Qu \cdot l_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_3 = -10,691,486.40 \text{ Nmm}$$

$$M_{ty} = - 0,001 \cdot Qu \cdot l_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_4 = -7,964,066.40 \text{ Nmm}$$

Sedangkan untuk pelat atap diambil luasan pelat terbesar, dimana:

$$L_x = 4000 \text{ mm}$$

$$L_y = 8700 \text{ mm}$$

maka nilai, $L_y/L_x = 2.175$

Sehingga nilai X_1 , X_2 , X_3 , X_4 sesuai (PBBI 1971 pasal 13.3 tabel 13.3.2 hal 202) adalah

$$X_1 = 59.4 \quad X_3 = 82.35$$

$$X_2 = 14.65 \quad X_4 = 52.3$$

Maka momen pada Pelat Atap yang terjadi adalah sbb:

$$M_{lx} = + 0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_1 = 4,648,121.28 \text{ Nmm}$$

$$M_{ly} = + 0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_2 = 1,146,380.08 \text{ Nmm}$$

$$M_{tx} = - 0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_3 = -6,443,986.32 \text{ Nmm}$$

$$M_{ty} = - 0,001 \cdot Qu_{\text{lantai}} \cdot L_x^2 \cdot X_4 = -4,092,537.76 \text{ Nmm}$$

4.1.3. Kebutuhan Tulangan Pelat Lantai

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

diambil momen pada tumpuan arah x-x sbb:

$$M_{tx} = 11,978,828.64 \text{ Nmm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \times (35 - 28)}{7} = 0.8$$

$$d_x = t \text{ pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} \emptyset = 120 - 20 - \frac{1}{2}(10) = 95 \text{ mm}$$

Faktor momen pemikul

(dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi = 0.9$) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{11,978,828.64}{0.9 \times 1000 \times 95^2} = 1.47$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga:

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.47}{0.85 \times 35}} \right) \cdot 95 = 4.82 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 4.82 \times 1000}{240} = 597.5 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4.82}{0.8} = 6.025 \text{ mm}$$

$c/d_t = 6.025 / 95 = 0.0634 < 0.375$ (Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik)

Cek Syarat Min Tulangan ... (SNI 2847 2013 Ps. 7.12.2.1)

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{597.5}{1000 \times 95} = 0.0063$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.0018 \times \frac{420}{240} = 0.0032$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$, Maka rasio tulangan minimum terpenuhi, sehingga A_s *perlu* dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{s\ perlu}}{A_{s\ tul}} = \frac{597.5}{0.25 \times \pi \times 10^2} = 7.61 \sim 8 \text{ buah}$$

Jarak tulangan per 1 m pelat

$$s_{tul} = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

Jarak tulangan maksimum (SNI 2847 2013 Ps.10.5.4)

$$s_{max} \leq 2 \times h \leq 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan $\emptyset 10 - 125 \text{ mm}$ ($A_s = 628 \text{ mm}^2$)

Kontrol Lentutan

Lentutan maksimum yang diijinkan dalam SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk pelat lantai untuk lentutan seketika akibat beban hidup (LL) adalah :

$$\delta_{ijin} = \frac{l}{360} = \frac{4000}{360} = 11.11 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{35} = 27805.57 \text{ Mpa}$$

$$Q = 1LL = 2.64 \text{ N/mm}$$

$$I = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 1000 \times 120^3 = 1.44 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\delta^\circ = \left(\frac{5}{384} \times \frac{Q \times (L)^4}{EI} \right) = \left(\frac{5}{384} \times \frac{2.64 \times (4000)^4}{27805.57 \times 1.44 \times 10^8} \right)$$

$$= 2.2 \text{ mm} < \delta_{ijin} = 11.11 \text{ mm} \quad (\text{OK!})$$

Selanjutnya perhitungan kebutuhan tulangan untuk Pelat Lantai Tipe 1 ditabelkan pada Tabel 4 1. Dengan cara yang sama maka perhitungan kebutuhan tulangan untuk Pelat Lantai Tipe 2 dapat ditabelkan pada Tabel 4 2.

Tabel 4 1 Penulangan Pelat Lantai Tipe 1

Lokasi		Mu (Nmm)	As Perlu (mm ²)	Kebutuhan Tulangan	As psang (mm ²)	φMn (Nmm)
A	B	C	D	E	F	G
Tumpuan x	Pokok	11.98E+06	597.5	Ø10 - 125	628	12.56E+06
Lapangan x	Pokok	8.64E+06	427.7	Ø10 - 150	524	11.73E+06
Tumpuan y	Pokok	7.61E+06	378.1	Ø10 - 200	393	8.82E+06
Lapangan y	Pokok	2.13E+06	304	Ø10 - 200	393	8.82E+06

Tabel 4 2 Penulangan Pelat Lantai Tipe 2

Lokasi		Mu (Nmm)	As Perlu (mm ²)	Kebutuhan Tulangan	As psang (mm ²)	φMn (Nmm)
A	B	C	D	E	F	G
Tumpuan x	Pokok	10.69E+06	533	Ø10 - 125	628	12.56E+06
Lapangan x	Pokok	6.36E+06	314.1	Ø10 - 200	393	8.82E+06
Tumpuan y	Pokok	7.96E+06	394	Ø10 - 200	393	8.82E+06
Lapangan y	Pokok	2.51E+06	304	Ø10 - 200	393	8.82E+06

4.2. Perencanaan Tangga

Perencanaan tangga diambil perhitungan untuk Tangga Tipe 2 Lantai 1 dengan tinggi lantai 4.0 m.

4.2.1. Data Perencanaan Tangga

Data-data yang dibutuhkan dalam perhitungan tangga adalah sebagai berikut :

Mutu Beton (f_c')	= 35 MPa
Mutu Baja (f_y)	= 400 MPa
Tinggi Antar Lantai	= 4000 mm
Panjang Bordes	= 1636 mm
Lebar Bordes	= 2950 mm
Tebal Pelat (h)	= 15 cm = 150 mm
Tinggi Injakan (t)	= 166.67 mm
Lebar Injakan (i)	= 280 mm
Jumlah Tanjakan (nt)	= 24 buah
Jumlah Injakan (ni)	= 24 buah
Elevasi Bordes	= 2000 mm
Panjang Horizontal	= 3080 mm
Kemiringan Tangga (α)	= 31°
Tebal rata2 anak tangga	= $(i / 2) \times \sin \alpha$ = $(280 / 2) \times \sin 31^\circ$ = 72.105 mm
Tebal total	= 15 cm + 7.21 cm = 22.21 cm \approx 23 cm
Tulangan Pokok	= D13 mm
Tulangan Bagi	= D10 mm
Selimut Beton	= 20 mm

4.2.2. Pembebanan Tangga

Perhitungan beban pada tangga dapat ditabelkan pada Tabel 4.3 pada pelat tangga dan Tabel 4.4 pada bordes tangga sbb:

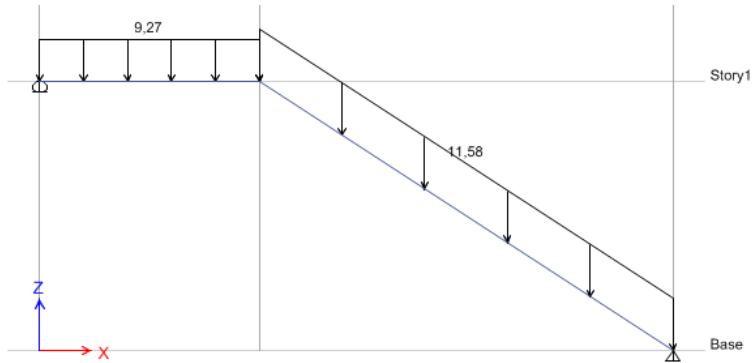
Tabel 4 3 Pembebanan Pada Pelat Tangga

Komponen Beban (a)	t (m) (b)	Q (c)		Beban Merata (d)
<u>Beban Mati</u>				
berat sendiri plat tangga	: 0.23	24.03	=	5.527 kN/m ²
Keramik & Spesi	: 2	0.78	=	1.56 kN/m ²
			DL =	7.09 kN/m ²
			LL =	1.92 kN/m ²
<u>Beban Hidup</u>				
<u>Kombinasi Beban</u>				
Qu	1.2 DL + 1.6 LL			
	1.2	7.09 + 1.6	1.92 =	11.58 kN/m ²

Tabel 4 4 Pembebanan Pada Bordes

Komponen Beban (a)	t (m) (b)	Q (c)		Beban Merata (d)
<u>Beban Mati</u>				
berat sendiri plat tangga	: 0.15	24.03	=	3.605 kN/m ²
Keramik & Spesi	: 2	0.78	=	1.56 kN/m ²
			DL =	5.165 kN/m ²
			LL =	1.92 kN/m ²
<u>Beban Hidup</u>				
<u>Kombinasi Beban</u>				
Qu	1.2 DL + 1.6 LL			
	1.2	5.165 + 1.6	1.92 =	9.27 kN/m ²

Selanjutnya gaya dalam dari tangga dihitung menggunakan bantuan *software* ETABS 2013, dengan mengidealisasikan beban yang bekerja sebagai beban garis sepanjang elemen batang tangga, sehingga didapat hasil sebagai berikut :



Gambar 4 2 Permodelan Tangga dengan ETABS



Gambar 4 3 Momen Maksimum pada Tangga

Dari hasil permodelan di dapat output gaya dalam sbb:

$$\text{Momen max Plat Tangga} = 31.783 \text{ KNm}$$

$$\text{Momen max Plat Bordes} = 30.821 \text{ KNm}$$

4.2.3. Kebutuhan Tulangan Tangga

Penulangan Plat Tangga

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

diambil momen maksimum pada plat tangga sbb:

$$M_{tx} = 31783000 \text{ Nmm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.8$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi=0.9$) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{31783000}{0.9 \times 1000 \times 123.5^2} = 2.315$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.315}{0.85 \times 35}} \right) \cdot 123.5 = 10.02 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 10.02 \times 1000}{400} = 745.24 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10.02}{0.8} = 12.525 \text{ mm}$$

$c/d = 12.525/123.5 = 0.101 < 0.375$ (Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik)

Tangga diidealisasikan berperilaku seperti balok sehingga:

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.10.5.1)

$$As_{\min 1} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} b.w.d \frac{0.25\sqrt{35}}{400} \times 1000 \times 123.5$$

$$= 456.647 \text{ mm}^2$$

$$As_{\min 2} = \frac{1.4.b.w.d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 123.5}{400} = 432.25 \text{ mm}^2$$

$$As = 745.24 \text{ mm}^2$$

$As > As_{\min}$, Maka syarat tulangan minimum terpenuhi, sehingga As perlu dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{As_{perlu}}{As_{1tul}} = \frac{745.24}{0.25 \times \pi \times 13^2} = 5.615 \text{ buah}$$

Jarak tulangan per 1 m pelat

$$s_{tul} = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{5.615} = 178.107 \text{ mm}$$

Jarak tulangan maksimum.....(SNI 2847 2013 Ps.13.3.2)

$$S_{\max} \leq 3 \times h \leq 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan D13–175 mm ($As=758.47 \text{ mm}^2$)

Kontrol Lentutan

Lentutan maksimum yang diijinkan dalam SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk pelat lantai untuk lentutan seketika akibat beban hidup (LL) & beban mati (DL) adalah :

$$\delta_{ijin} = \frac{l}{360} = \frac{3080}{360} = 8.56 \text{ mm}$$

$$Ec = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{35} = 27805.57 \text{ Mpa}$$

$$Q = 1DL+1LL= 9.01 \text{ N/mm}$$

$$I = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 1000 \times 150^3 = 281250000 \text{ mm}^4$$

$$\delta^{\circ} = \left(\frac{5}{384} \times \frac{Q \times (L)^4}{EI} \right) = \left(\frac{5}{384} \times \frac{9.01 \times (3080)^4}{27805.57 \times 2.81 \times 10^8} \right)$$

$$= 1.35 \text{ mm} < \delta_{\text{ijin}} = 8.56 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

Perhitungan Tulangan Susut dan Suhu

Didapatkan $\rho_{\text{susut}} = 0.00189$ untuk $f_y = 400 \text{ MPa}$..(SNI 2847-2013 Ps. 7.12.2.1)

$$\begin{aligned} A_s_{\text{susut}} &= 0.00189 \times b \times h \\ &= 0.00189 \times 1000 \times 150 \\ &= 283.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan susut

$$S = \frac{(0.25 \times \pi \times d^2) \times 1000}{A_s_{\text{susut}}} = \frac{(0.25 \times \pi \times 10^2) \times 1000}{283.5} = 277 \text{ mm}$$

$$S < 5h = 5 \times 150 = 750 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{SNI-03-2847-2013 Ps. 7.12.2.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan susut D10 – 275 mm

Selanjutnya perhitungan kebutuhan tulangan untuk tangga disepanjang bentang dan bordes disamakan untuk mempermudah pelaksanaan dilapangan.

4.3. Perencanaan Balok Bordes

4.3.1. Data Perencanaan Balok Bordes

Data-data yang dibutuhkan dalam perhitungan balok bordes adalah sebagai berikut :

Mutu beton ($f'c$)	: 35 MPa
Kuat tarik (f_y)	: 400 MPa
Selimut beton	: 40 mm
Diameter tul. pokok	: 13 mm
Senggang	: 10 mm
Ukuran B/H	: 200/400 mm
Bentang l_n	: 2950 mm

4.3.2. Pembebanan Balok Bordes

Beban Terbagi Merata pada Pelat Lantai

Beban Mati (D)

$$\text{Berat Sendiri Balok} = 0.2 \times 0.4 \times 24.03 = 1.92 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat Pengisi} = 1.6 \times 2.5 = 4 \text{ kN/m}$$

$$qD = 5.92 \text{ kN/m}$$

$$1.2 qD = 7.104 \text{ kN/m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$Qu = 1,2 qD + \text{Reaksi Perletakan Bordes}$$

$$= 7.104 + 26.42$$

$$= 33.524 \text{ kN/m}$$

$$= 33.524 \text{ N/mm}$$

Gaya Dalam Pada Balok Bordes

Pada perencanaan Balok Bordes, perhitungan struktur menggunakan ketentuan sesuai *Ps.8.3.3 SNI 2874 2013*

$$\begin{aligned} M \text{ tumpuan} &= 1/11 w_u \cdot l_n^2 \\ &= 1/11 \times 33.524 \times 2950^2 \\ &= 26522055.45 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ lapangan} &= 1/8 w_u \cdot l_n^2 \\ &= 1/8 \times 33.524 \times 2950^2 \\ &= 36467826.25 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= w_u \cdot l_n / 2 \\ &= 33.524 \times 2950 / 2 \\ &= 49447.9 \text{ N} \end{aligned}$$

4.3.3. Tulangan Lentur Balok Bordes

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

diambil momen pada lapangan sbb:

$$M \text{ lap} = 36467826.25 \text{ Nmm}$$

$$\beta l = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.8$$

$$\begin{aligned} dx &= H - \text{decking} - \text{Øskng} - \frac{1}{2} \text{Dtul.} \\ &= 400 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(13) = 343.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Faktor momen pemikul

(dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi=0.9$)(SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{36467826.25}{0.9 \times 200 \times 343.5^2} = 1.72$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekivalen (a), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga:

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.72}{0.85 \times 35}} \right) \cdot 343.5 = 20.47 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 20.47 \times 200}{400} = 304.49 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.47}{0.8} = 25.588 \text{ mm}$$

$c/d = 25.588 / 343.5 = 0.075 < 0.375$ (Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik)

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.10.5.1)

$$\begin{aligned} A_{s_{\min 1}} &= \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = \frac{0.25 \sqrt{35}}{400} \times 200 \times 343.5 \\ &= 254.02 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1.4 \cdot 200 \cdot 343.5}{400} = 240.45 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 304.49 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s_{\min}}$, Maka syarat tulangan minimum terpenuhi, sehingga A_s perlu dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tul}}} = \frac{304.49}{0.25 \times \pi \times 13^2} = 2.29 = 3 \text{ buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{bw - 2.dckng - 2.\emptyset sggk - n.\emptyset tul \text{ utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{200 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 13}{3 - 1} = 30.5 \text{ mm} \dots \dots (\text{OK!})$$

A_s pasang = $3 \times 0.25 \times \pi \times 13^2 = 398.2 \text{ mm}^2$

Kontrol Lentutan

Lentutan maksimum yang diijinkan dalam SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk pelat lantai untuk lentutan seketika akibat beban hidup (LL) adalah :

$$\delta_{ijin} = \frac{l}{360} = \frac{2950}{360} = 8.19 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{35} = 27805.57 \text{ Mpa}$$

$$Q = 1LL + 1DL = 33.524 \text{ N/mm}$$

$$I = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 200 \times 400^3 = 1.067 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\delta^\circ = \left(\frac{5}{384} \times \frac{Q \times (L)^4}{EI} \right) = \left(\frac{5}{384} \times \frac{33.524 \times (2950)^4}{27805.57 \times 1.067 \cdot 10^8} \right)$$

$$= 1.11 \text{ mm} < \delta_{ijin} = 8.19 \text{ mm} \dots \dots (\text{OK!})$$

Cek Kapasitas Penampang

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot xb} = \frac{398.2 \times 400}{0.85 \times 35 \times 200} = 26.77 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - 0.5a)$$

$$= 0.9 \times 398.2 \times 400 (343.5 - (0.5 \times 26.77))$$

$$= 47322645.48 \text{ Nmm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$36467826.25 \text{ Nmm} < 47322645.48 \text{ Nmm}$$

Sehingga Dipasang :

Tulangan Atas : 2D13

Tulangan Bawah : 3D13

Selanjutnya perhitungan kebutuhan tulangan untuk balok bordes ditabelkan pada Tabel 4.5.

Tabel 4 5 Penulangan Balok Bordes

Lokasi		Mu (Nmm)	As Perlu (mm ²)	Kebutuhan Tulangan	As Pasang (mm ²)	ϕM_n (Nmm)
a	b	b	c	d	e	f
End Spam	Kiri Neg	2.65E+07	254.02	2 D13	265.5	3.21E+07
	Kiri Pos	-	-	2 D13	265.5	3.21E+07
	Knn Neg	2.65E+07	254.02	2 D13	265.5	3.21E+07
	Knn Pos	-	-	2 D13	265.5	3.21E+07
Middle Spam	Negative	-	-	2 D13	265.5	3.21E+07
	Positive	3.65E+07	304.49	3 D13	398.2	4.73E+07

4.3.4. Tulangan Geser Balok Bordes

a. Tumpuan

$$V_u = 49447.9 \text{ N}$$

$$V_c = (0.17\lambda\sqrt{f_c'}) \times bw \times d$$

(SNI 2847 2013 Ps 11.2.1.1)

$$= (0.17 \times 1 \times \sqrt{35}) \times 200 \times 343.5 = 69093.9 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 69093.9 = 51820.42 \text{ N}$$

Maka,

$V_u < \phi V_c$, maka digunakan tulangan geser minimum.

Syarat spasi tulangan geser balok

(SNI 2847 2013 Ps 11.4.7.2)

$$S \leq d/2 = 343.5/2 = 171.75 \text{ mm}$$

Digunakan Senggang Tumpuan Ø10-150

b. Lapangan

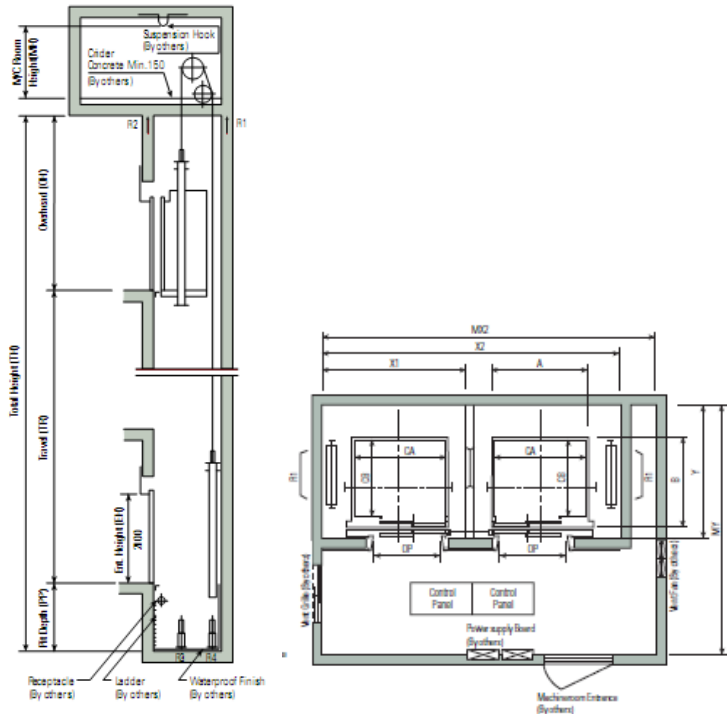
Digunakan sengkang daerah lapangan dengan penulangan geser minimum $\emptyset 10-150$

4.4. Perencanaan Balok Lift

4.4.1. Data Perencanaan Balok Lift

Pada perancangan lift ini meliputi balok – balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift. Untuk lift pada bangunan ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai dengan data – data sebagai berikut :

- Tipe lift : Passenger
- Merk : Hyundai
- Kapasitas : 10 orang /700kg
- Lebar pintu (opening width) : 800 mm
- Dimensi ruang luncur (hoistway) : 3700 x 2050 mm²
- Dimensi sangkar (car size)
 - Inside : 1100 x 1600 mm²
 - Outside : 1160 x 1792 mm²
- Dimensi ruang mesin : 4000 x 3800 mm²
- Beban reaksi ruang mesin
 - $R_1 = 4200$ kg (berat mesin penggerak lift + beban kereta + perlengkapan)
 - $R_2 = 2700$ kg (berat bandul pemberat + perlengkapan)
- Mutu beton ($f'c$) : 35 MPa
- Kuat tarik (f_y) : 400 MPa
- Tebal pelat (t) : 100 mm
- Selimut beton : 20 mm
- Diameter tul. pokok : 19 mm
- Sengkang : 10 mm
- Ukuran B/H : 250/350 mm
- Bentang ln : 3800 mm



Gambar 4 4 Hoistway Section (2 Cars) & Penampang Lift

4.4.2. Pembebanan Balok Lift

A. Beban Kejut

Sesuai dengan *PPIUG 1983 Psl 3.3.3.hal 16*, Menyatakan bahwa keran yang membebani struktur terdiri dari berat sendiri keran ditambah dengan berat muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus sebagai berikut

$$\psi = (1 + (k_1 \times k_2 \times V)) \geq 1,15$$

$$\psi = (1 + (0,6 \times 1,3 \times 1)) \geq 1,15$$

$$\psi = 1,78 > 1,15$$

Dimana :

ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

V =kecepatan angkat maksimum dalam m/dt pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu lebih dari 1,00 m/dt

k_1 =koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran induk, untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0,6

k_2 =koefisien yang tergantung pada sifat-sifat mesin angkat dari keran angkatnya dan dapat diambil sebesar 1,3.

Beban lift $R_1 = 4200$ kg

Dengan menggunakan $\psi = 1,78$ maka beban terpusat yang bekerja pada balok adalah :

$$P = R_2 \times \psi = 4200 \text{ kg} \times 1,78 = 7476 \text{ kg}$$

4.4.3. Analisis Gaya Dalam Balok Penumpu Depan

Beban Terbagi Merata pada Pelat Lantai

Beban Mati (D)

$$\text{Berat Sendiri Plat} = 0.12 \times 24.03 = 2.884 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Waterproffing} = 0.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ducting Mechanical} = 0.195 \text{ kN/m}^2$$

$$qD = 3.129 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup

$$\text{Beban Atap} = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

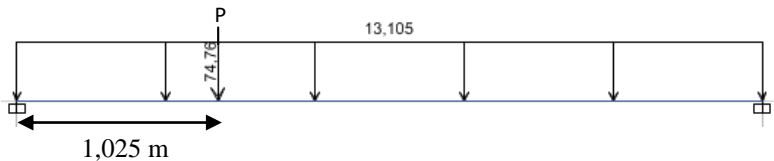
$$qL = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

Beban Merata Sepanjang Bentang Balok Lift

$$W_u = 2.523 \text{ (BS Balok)} + 10.582 = 13.105 \text{ kN/m}$$

Analisis gaya dalam yang digunakan untuk penampang menggunakan ETABS dengan data yang diketahui adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} P &= 74.76 \text{ kN} \\ Q &= 13.105 \text{ kN/m} \\ L &= 3.8 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 4 5 Model Mekanika Balok Lift

Dari hasil permodelan di dapat output gaya dalam sbb:

$$\begin{aligned} \text{Momen Tumpuan} &= 53,225,200 \text{ Nmm} \\ \text{Momen Lapangan} &= 26,525,400 \text{ Nmm} \\ \text{Gaya Geser max} &= 84,452.50 \text{ N} \end{aligned}$$

4.4.4. Tulangan Lentur Balok Lift

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

diambil momen pada tumpun sbb:

$$M_{\text{tump}} = 53225200 \text{ Nmm}$$

$$\beta I = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.8$$

$$\begin{aligned} dx &= H - \text{decking} - \text{Øskng} - \frac{1}{2} \text{Dtul.} \\ &= 350 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(19) = 290.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi=0.9$) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{53225200}{0.9 \times 250 \times 290.5^2} = 2.8$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.8}{0.85 \times 35}} \right) \cdot 290.5 = 28.77 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 28.77 \times 250}{400} = 534.94 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{28.77}{0.8} = 35.96 \text{ mm}$$

$c/d = 35.96 / 290.5 = 0.124 < 0.375$ (Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik)

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.10.5.1)

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w \cdot d = \frac{0.25 \sqrt{35}}{400} \times 250 \times 290.5$$

$$= 268.53 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1.4 \cdot 250 \cdot 290.5}{400} = 254.19 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 534.94 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s_{\min}}$, Maka syarat tulangan minimum terpenuhi, sehingga A_s perlu dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\text{tul}}}} = \frac{534.94}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 1.89 \sim 2 \text{ buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{bw - 2.dckng - 2.\emptyset sgkg - n.\emptyset \text{ tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{250 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 19}{2 - 1} = 112 \text{ mm} \dots (\text{OK!})$$

d aktual = 290.5 mm

As aktual = $2 \times (0.25 \pi 19^2) = 567.06 \text{ mm}^2$

Kontrol Lendutan

Lendutan maksimum yang diijinkan dalam SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk pelat lantai untuk lendutan seketika akibat beban hidup (LL) & beban mati (DL) adalah :

$$\delta_{\text{ijin}} = \frac{l}{360} = \frac{3800}{360} = 10.56 \text{ mm}$$

$E_c = 4700 \sqrt{f_y} = 4700 \sqrt{35} = 27805.57 \text{ Mpa}$

$Q = 1DL + 1LL = 10.281 \text{ N/mm}$

$I = 1/12 b h^3 = 1/12 \times 250 \times 350^3 = 8.93 \times 10^8 \text{ mm}^4$

$$\delta^\circ = \left(\frac{5}{384} \times \frac{Q \times (L)^4}{EI} \right) = \left(\frac{5}{384} \times \frac{10.281 \times (3800)^4}{27805.57 \times 8.93 \times 10^8} \right)$$

$$= 1.124 \text{ mm} < \delta_{\text{ijin}} = 10.56 \text{ mm} \dots (\text{OK!})$$

Cek Kapasitas Penampang

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{567.06 \times 400}{0.85 \times 35 \times 250} = 30.497 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - 0.5a)$$

$$= 0.9 \times 567.06 \times 400 (290.5 - (0.5 \times 30.497))$$

$$= 56190281.61 \text{ Nmm}$$

$$Mu \leq \phi Mn$$

$53225200 \text{ Nmm} < 56190281.61 \text{ Nmm}$

Sehingga Dipasang :

Tulangan Atas : 2D19

Tulangan Bawah : 2D19

Selanjutnya perhitungan kebutuhan tulangan untuk balok lift ditabelkan pada Tabel 4.6.

Tabel 4 6 Penulangan Balok lift

Lokasi		Mu (Nmm)	As Perlu (mm ²)	Kebutuhan Tulangan	As Pasang (mm ²)	φMn (Nmm)
End	Kiri Neg	5.32E+07	534.94	2 D19	567.06	5.62E+07
	Kiri Pos	-	-	2 D19	567.06	5.62E+07
Spam	Knn Neg	5.32E+07	534.94	2 D19	567.06	5.62E+07
	Knn Pos	-	-	2 D19	567.06	5.62E+07
Interior Spam	Negative	-	-	2 D19	567.06	5.62E+07
	Positive	2.65E+07	268.53	2 D19	567.06	5.62E+07

4.4.5. Tulangan Geser Balok Lift

a. Tumpuan

$$V_u = 84452.5 \text{ N}$$

$$V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f_c'}) x b_w x d \dots Ps 11.2.1.1 SNI 2847 2013$$

$$= (0.17 x 1 x \sqrt{35}) x 250 x 290.5 = 73041.4 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 x 73041.4 = 54781.1 \text{ N}$$

Maka, $V_u > \phi V_c$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 39561.87 \text{ N}$$

(SNI 2847 2013 Ps 11.4.7.1)

$$V_{s_{\max}} = 0.66 \sqrt{f_c'} b_w d = 283572.4942 \text{ N},$$

sehingga dipakai $V_s = 39561.87 \text{ N}$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{157 \times 240 \times 290.5}{39561.87} = 276.68 \text{ mm}$$

(SNI 2847 2013 Ps 11.4.7.1)

Syarat spasi tulangan geser balok

(SNI 2847 2013 Ps 11.4.7.2)

$$S \leq d/2 = 290.5/2 = 145.25 \text{ mm}$$

Digunakan Sengkang Tumpuan Ø 10-125.

b. Lapangan

Digunakan sengkang daerah lapangan dengan penulangan geser minimum Ø 10-125.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

ANALISIS STRUKTUR

5.1. Pembebanan Struktur Utama

Perencanaan pembebanan diambil sesuai dengan ASCE 7-10 *Minimum Design Load for Buildings and Other Structure*. Untuk beban gempa diambil sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung dengan wilayah gempa Cirebon.

5.1.1. Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri elemen struktur dan beban mati tambahan.

A. Berat Sendiri Struktur

Beban Material Beton Bertulang : 24.03 kN/m^3 (ASCE 7-10, 2010 Table C3-1, *Concrete, Reinforced Stone (including gravel)*)

B. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan berupa dinding didistribusikan sebagai beban terbagi merata sepanjang balok eksterior sebesar 2 kN/m^2 , sedangkan beban mati tambahan yang didistribusikan pada plat lantai adalah sebagai berikut :

Lantai Mezz – Lantai 10

- Beban Keramik + Spesi : 0.78 kN/m^2 (ASCE 7-10, 2010 Table C3-1 *Ceramic, or quarry tile (3/4 in) on 1/2in mortar bed*)
- Beban ducting mekanikal : $0,195 \text{ kN/m}^2$ (ASCE 7-10 Table C3-1, *Mechanical Duct Allowance*)

- Beban penggantung langit-langit : 0,0975 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1 , *Suspended Steel Channel System*)
 - Beban Plafon : 0,05 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1, *Acoustical fiberboard*)
- Total : 1.1226 kN/m²**

Lantai 11 (Atap)

- Beban lapisan *waterproofing* : 0,05 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1, *Waterproofing Membranes Liquid Applied*)
 - Beban ducting mekanikal : 0,195 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1, *Mechanical Duct Allowance*)
 - Beban penggantung langit-langit : 0,0975 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1 , *Suspended Steel Channel System*)
 - Beban Plafon : 0,05 kN/m² (ASCE 7-10 Table C3-1, *Acoustical fiberboard*)
- Total : 0.3926 kN/m²**

5.1.2. Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan tidak dikalikan dengan faktor reduksi. Rincian beban hidup yang digunakan adalah :

A. Lantai Mezz-10

Lantai hunian : 1,92 kN/m² (ASCE 7-10, 2010)

Beban Partisi : 0,72 kN/m² (ASCE 7-10, 2010)

B. Lantai 11 (Atap)

Atap datar : 0,96 kN/m² (ASCE 7-10, 2010)

5.2. Respon Gempa Elastis (SNI 1726 2012)

Perhitungan Respon Gempa sesuai SNI 1726 2012 dengan redaman kritis 5% dengan probabilitas terjadinya gempa 2% dalam kurun waktu 50 tahun adalah sbb :

Lokasi	: Cirebon
Tanah dasar	: Tanah Sedang (Nspt 15-50)
Kategori Resiko	: II

Faktor Keutamaan Gempa (I_e) : 1
 Percpt. batuan dasar perioda 0,2 dt (S_S) : 0.7
 Percpt. batuan dasar perioda 1,0 dt (S_I) : 0.29
 Klasifikasi Situs : SD
 Fak. Koefisien situs perioda 0,2 dt (F_a) : 1.24
 Fak. Koefisien situs perioda 1,0 dt (F_v) : 1.82

1. Parameter respons percepatan pada periode 0,2 dt (S_{MS})

$$S_{MS} = F_a \times S_S = 1.24 \times 0.7 = 0.868 \text{ g}$$

2. Parameter respons percepatan pada periode 1,0 dt (S_{MI})

$$S_{MI} = F_v \times S_I = 1.82 \times 0.29 = 0.528 \text{ g}$$

3. Parameter spektral percepatan pada perioda 0,2 dt (S_{DS})

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 2/3 \times 0.868 = 0.579 \text{ g}$$

4. Parameter spektral percepatan pada perioda 1,0 dt (S_{D1})

$$S_{D1} = 2/3 S_{MI} = 2/3 \times 0.528 = 0.352 \text{ g}$$

5. Periode getar Fundamental Struktur

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 \frac{0.352}{0.579} = 0.12 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.352}{0.579} = 0.61 \text{ detik}$$

6. Spektrum respons percepatan desain (S_a)

$$\text{Untuk } T < T_0 \quad \text{maka, } S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

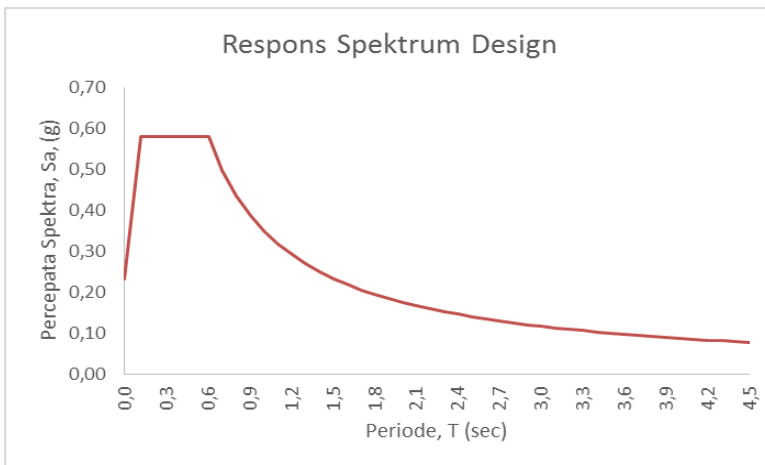
$$\text{Untuk } T_0 \leq T \leq T_s \quad \text{maka, } S_a = S_{DS}$$

$$\text{Untuk } T \geq T_s \quad \text{maka, } S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Selanjutnya dihitung dan dapat dilihat pada Tabel 5.1 dan Gambar 5.1 sbb:

Tabel 5 1 Respons Percepatan Desain

T (sec)	Sa (g)	T (sec)	Sa (g)	T (sec)	Sa (g)
0.00	0.23	1.81	0.19	3.21	0.11
0.12	0.58	1.91	0.18	3.31	0.11
0.61	0.58	2.01	0.18	3.41	0.10
0.71	0.50	2.11	0.17	3.51	0.10
0.81	0.44	2.21	0.16	3.61	0.10
0.91	0.39	2.31	0.15	3.71	0.09
1.01	0.35	2.41	0.15	3.81	0.09
1.11	0.32	2.51	0.14	3.91	0.09
1.21	0.29	2.61	0.13	4.01	0.09
1.31	0.27	2.71	0.13	4.11	0.09
1.41	0.25	2.81	0.13	4.21	0.08
1.51	0.23	2.91	0.12	4.31	0.08
1.61	0.22	3.01	0.12	4.41	0.08
1.71	0.21	3.11	0.11	4.51	0.08

**Gambar 5 1** Elastic Respons Spektrum Desain Wilayah Cirebon

5.3. Perhitungan Base Shear dengan DDBD

Dalam menghitung base shear dengan DDBD, target kinerja (*performance level*) pada gedung Hotel Patra Cirebon di rencanakan pada level kinerja *Life Safety* dengan simpangan rencana menurut ATC-40 (1996) adalah 0.02. Untuk arah x-x didesain dengan Sistem Rangka dan arah y-y didesain dengan Sistem Ganda. Dalam perhitungan gaya geser dasar dengan DDBD dihitung masing-masing pada arah yang ditinjau. Semua perhitungan gaya geser dasar (*base shear*) dengan DDBD dihitung sesuai Priestly dkk (2007) dan untuk respon gempa dihitung sesuai SNI 1726 2012 dengan tingkat redaman 5%. Berat Seismik efektif adalah 1.0 Beban Mati + 0.5 Beban Hidup.

5.3.1. Perhitungan Berat Bangunan

Berat masing-masing lantai dihitung pada Tabel sbb :

Tabel 5 2 Beban Mati Lantai Mezz

Komp. Beban	Ket.	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi (m)	q	Jumlah	Berat (KN)
Berat Sendiri							
Balok B1		58.00	0.50	0.65	24.03		452.97
Balok B2		144.00	0.35	0.65	24.03		787.22
Balok B3		26.10	0.30	0.65	24.03		122.30
Balok Anak 1		87.00	0.30	0.65	24.03		407.67
Balok Anak 2		23.20	0.30	0.55	24.03		91.99
Kolom K1		0.60	1.00	4.00	24.03	5	288.36
Pelat Lantai	Luasan	629.3		0.12	24.03		1814.65
Shear Wall	Luasan	2.4		4.00	24.03	4	922.75
Kolom K2		0.60	0.80	4.00	24.03	10	461.38
Beban Mati Tambahan							
Keramik & Spesi					0.78		
Plafond					0.05		
Penggantung					0.0976		
Ducting Mec.					0.195		
	Lantai	629.3			1.1226	1	706.45
	Dinding	125.00		4.00	2		1000.00
Total							: 7055.74

Tabel 5 3 Beban Hidup Lantai Mezz – Lantai 10

Komp. Beban	ket.	Luas (m ²)	q	jumlah	Berat (KN)
Lantai Hunian			1.92		
Partisi			0.72		
	Lantai	629.3	2.64	1	1661.35
Total				:	1661.35

Tabel 5 4 Beban Mati Lantai 2

Komp. Beban	Ket.	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi (m)	q	Jumlah	Berat (KN)
Berat Sendiri							
Balok B1		58.00	0.50	0.65	24.03		452.97
Balok B2		144.00	0.35	0.65	24.03		787.22
Balok B3		26.10	0.30	0.65	24.03		122.30
Balok Anak 1		87.00	0.30	0.65	24.03		407.67
Balok Anak 2		23.20	0.30	0.55	24.03		91.99
Kolom K1		0.60	1.00	5.00	24.03	5	360.45
Pelat Lantai	Luasan	629.3		0.12	24.03		1814.65
Shear Wall	Luasan	2.4		5.00	24.03	4	1153.44
Kolom K2		0.60	0.80	5.00	24.03	10	576.73
Beban Mati Tambahan							
Keramik & Spesi					0.78		
Plafond					0.05		
Penggantung					0.0976		
Ducting Mec.					0.195		
	Lantai	629.3			1.1226	1	706.45
	Dinding	125.00		5.00	2		1250.00
Total						:	7723.87

Tabel 5 5 Beban Mati Lantai 3 – Lantai 10

Komp. Beban	Ket.	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi (m)	q	Jumlah	Berat (KN)
Berat Sendiri							
Balok B1		58.00	0.50	0.65	24.03		452.97
Balok B2		144.00	0.35	0.65	24.03		787.22
Balok B3		26.10	0.30	0.65	24.03		122.30
Balok Anak 1		87.00	0.30	0.65	24.03		407.67
Balok Anak 2		23.20	0.30	0.55	24.03		91.99
Kolom K1		0.60	1.00	3.50	24.03	5	252.32
Pelat Lantai	Luasan	629.3		0.12	24.03		1814.65
Shear Wall	Luasan	2.4		3.50	24.03	4	807.41
Kolom K2		0.60	0.80	3.50	24.03	10	403.71
Beban Mati Tambahan							
Keramik & Spesi					0.78		
Plafond					0.05		
Penggantung					0.0976		
Ducting Mec.					0.195		
	Lantai	629.3			1.1226	1	706.45
	Dinding	125.00	3.50		2		875.00
Total						:	6721.69

Tabel 5 6 Beban Mati Lantai 11 (Atap)

Komp. Beban	Ket.	Panjang (m)	Lebar (m)	Tinggi (m)	q	Jumlah	Berat (KN)
Berat Sendiri							
Balok B1		58.00	0.50	0.65	24.03		452.97
Balok B2		144.00	0.35	0.65	24.03		787.22
Balok B3		26.10	0.30	0.65	24.03		122.30
Balok Anak 1		87.00	0.30	0.65	24.03		407.67
Balok Anak 2		23.20	0.30	0.55	24.03		91.99
Kolom K1		0.60	1.00	2.10	24.03	5	151.39
Pelat Lantai	Luasan	696		0.10	24.03		1672.49
Shear Wall	Luasan	2.4		2.10	24.03	4	484.44
Kolom K2		0.60	0.80	2.10	24.03	10	242.22
Beban Mati Tambahan							
Waterproofing					0.05		
Plafond					0.05		
Penggantungan					0.0976		
Ducting Mec.					0.195		
	Lantai	696			0.3926	1	273.25
	Dinding	125.00		2.10	2		525.00
Total							: 5210.94

Tabel 5 7 Beban Hidup Lantai 11 (Atap)

Komp. Beban	ket.	Luas (m²)	q	jumlah	Berat (KN)
Beban Atap Datar			0.96		
	Atap	696	0.96	1	668.16
Total					: 668.16

Tabel 5 8 Berat Seismik Efektif

Lantai	DL (KN)	LL (KN)	1D+0.5L (KN)	1D+0.5L (ton)
11 (Atap)	5210.94	668.16	5545.02	554.502
10	6721.69	1661.35	7552.37	755.237
9	6721.69	1661.35	7552.37	755.237
8	6721.69	1661.35	7552.37	755.237
7	6721.69	1661.35	7552.37	755.237
6	6721.69	1661.35	7552.37	755.237
5	6721.69	1661.35	7552.37	755.237
4	6721.69	1661.35	7552.37	755.237
3	6721.69	1661.35	7552.37	755.237
2	7723.87	1661.35	8554.55	855.455
Mezzanine	7055.74	1661.35	7886.42	788.642
1	0.00	0.00	0.00	0.00

5.3.2. Perhitungan Base Shear Arah x-x (Sistem Rangka)

Dalam perhitungan gaya geser dasar dengan metode DDBD untuk sistem rangka langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut di bawah :

5.3.2.1. Profil Perpindahan Rencana

Menentukan *inelastic mode shape* digunakan rumus sbb.

$$\text{Untuk } n > 4 \text{ ,maka nilai } \delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right)$$

(H_i = tinggi struktur di lantai i ; H_n = tinggi total struktur)

Menentukan profil perpindahan,

$$\Delta_1 = \theta \cdot H_1, \text{ untuk lantai pertama}$$

$$\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_1}{\delta_1}, \text{ untuk lantai berikutnya}$$

Nilai Δ_i harus di kalikan faktor koreksi yang dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034 H_n \leq 1.0$$

Perhitungan profil perpindahan rencana ditabelkan pada Tabel 5.9, dimana nilai $\theta = 0.02$ (Life Safety)

Tabel 5 9 Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Arah x-x

Lantai	Tinggi Hi (m)	Mass mi (ton)	δ	Δ_i (m)	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i H_i$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
11 (Atap)	41.2	554.502	1,000	0,633	351,207	222,445	14469,71
10	37.0	755.237	0,929	0,588	444,181	261,238	16434,69
9	33.5	755.237	0,864	0,547	413,178	226,043	13841,45
8	30.0	755.237	0,794	0,503	379,873	191,070	11396,19
7	26.5	755.237	0,720	0,456	344,267	156,930	9123,07
6	23.0	755.237	0,640	0,406	306,359	124,274	7046,27
5	19.5	755.237	0,556	0,352	266,151	93,793	5189,94
4	16.0	755.237	0,468	0,296	223,640	66,224	3578,25
3	12.5	755.237	0,374	0,237	178,829	42,344	2235,36
2	9.0	855.455	0,275	0,174	149,194	26,020	1342,75
Mezzanine	4.0	788.642	0,126	0,080	63,091	5,047	252,37
1	0.0	0.000	0.0000	0.000	0.0000	0.0000	0.00
Jumlah					3119,969	1415,429	84910,03

5.3.2.2. Rencana Perpindahan SDOF

Rencana perpindahan dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{1415.429}{3119.969} = 0.454 \text{ m}$$

5.3.2.3. Tinggi Efektif

Tinggi efektif dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$H_E = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{84910.03}{3119.969} = 27.215 \text{ m}$$

5.3.2.4. Masa Efektif

Masa efektif dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{3119.969}{0.454} = 6872.178 \text{ ton}$$

5.3.2.5. Redaman Efektif Ekuivalen

Daktalitas pada frame arah $x-x$ dihitung berdasarkan bentang (L_b) dan tinggi balok (H_b), dan nilai $M_1=M_i$. Nilai *drift* leleh frame, θ_{yf} dan *yield displacement* pada frame, Δ_y dihitung dengan rumus dibawah ini.

$$\theta_{yf} = 0.5\varepsilon_y \cdot L_b / H_b ; (\text{Concrete Frame})$$

Tabel 5 10 Perhitungan Yeild Displacement Arah x-x

L_b	H_b	M	Jumlah (n)	θ_y	$n.M.\theta_y$	n.M
7.4	0.65	1.000	6	0.01252	0.07512	6
Jumlah					0.07512	6

$$\Delta_y = \frac{\sum_{i=1}^n (M_i \theta_i)}{\sum_{i=1}^n M_i} H_e = \frac{0.07512}{6} \times 27.215 = 0.341$$

Sehingga nilai daktalitas strukturnya dapat dihitung sbb.

$$\mu_F = \Delta_D / \Delta_y = 0.454 / 0.341 = 1.331$$

Redaman Efektif *frame*

$$\begin{aligned} \zeta_F &= 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) = 0.05 + 0.565 \left(\frac{1.331 - 1}{1.331 \times \pi} \right) \\ &= 0.0947 (9.47\%) \end{aligned}$$

5.3.2.6. Periode Efektif

Periode efektif dihitung berdasarkan grafik *spektra displacement* (S_D) dari table 5 11 sbb.

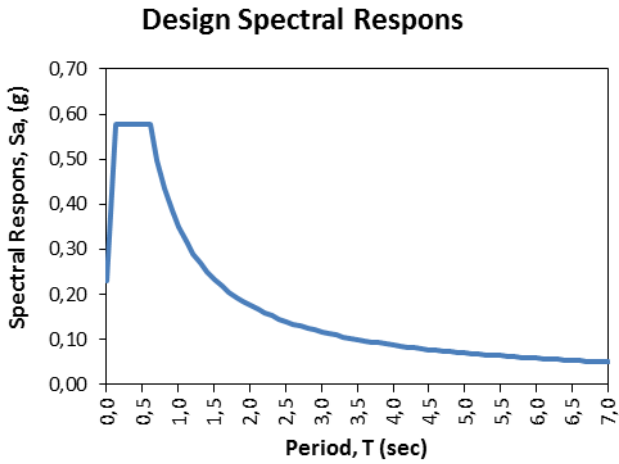
Tabel 5 11 Perhitungan Spektra Displacement Redaman 9.47%

T (sec)	S _a (g)	Redaman	Redaman 9.47%		Δ _d (m)
		5%	Rξ	S _D (m)	
(1)	(2)	S _D (m)	(4)	(5)	(6)
0.00	0.231	0.000	0.781	0.000	0.454
0.12	0.579	0.002	0.781	0.002	0.454
0.61	0.579	0.053	0.781	0.042	0.454
0.71	0.497	0.062	0.781	0.048	0.454
0.81	0.435	0.071	0.781	0.055	0.454
0.91	0.387	0.079	0.781	0.062	0.454
1.01	0.349	0.088	0.781	0.069	0.454
1.11	0.318	0.097	0.781	0.076	0.454
1.21	0.291	0.106	0.781	0.083	0.454
1.31	0.269	0.114	0.781	0.089	0.454
1.41	0.250	0.123	0.781	0.096	0.454
1.51	0.233	0.132	0.781	0.103	0.454
1.61	0.219	0.141	0.781	0.110	0.454
1.71	0.206	0.149	0.781	0.117	0.454
1.81	0.195	0.158	0.781	0.123	0.454
1.91	0.184	0.167	0.781	0.130	0.454
2.01	0.175	0.176	0.781	0.137	0.454
2.11	0.167	0.184	0.781	0.144	0.454
2.21	0.159	0.193	0.781	0.151	0.454
2.31	0.152	0.202	0.781	0.158	0.454
2.41	0.146	0.211	0.781	0.164	0.454
2.51	0.140	0.219	0.781	0.171	0.454
2.61	0.135	0.228	0.781	0.178	0.454
2.71	0.130	0.237	0.781	0.185	0.454
2.81	0.125	0.246	0.781	0.192	0.454
2.91	0.121	0.254	0.781	0.199	0.454
3.01	0.117	0.263	0.781	0.205	0.454
3.11	0.113	0.272	0.781	0.212	0.454
3.21	0.110	0.280	0.781	0.219	0.454
3.31	0.106	0.289	0.781	0.226	0.454
3.41	0.103	0.298	0.781	0.233	0.454
3.51	0.100	0.307	0.781	0.240	0.454
3.61	0.098	0.315	0.781	0.246	0.454
3.71	0.095	0.324	0.781	0.253	0.454
3.81	0.092	0.333	0.781	0.260	0.454
3.91	0.090	0.342	0.781	0.267	0.454

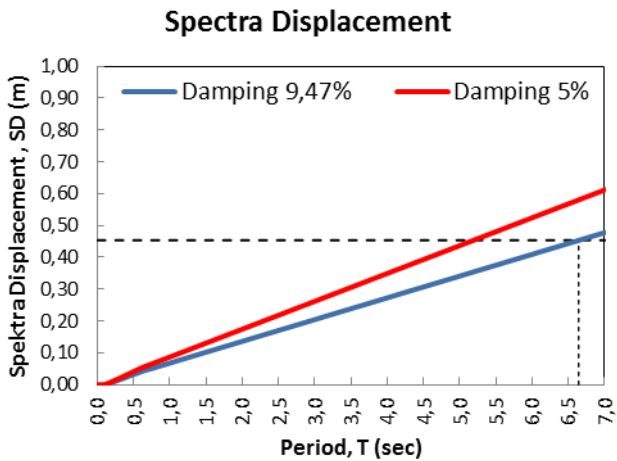
Tabel 5.11 Lanjutan

T (sec)	S _a (g)	Redaman		Δ_d (m)	
		5%	Redaman 9.47%		
(1)	(2)	S _D (m)	R ξ	S _D (m)	(6)
4.01	0.088	0.350	0.781	0.274	0.454
4.11	0.086	0.359	0.781	0.281	0.454
4.21	0.084	0.368	0.781	0.287	0.454
4.31	0.082	0.377	0.781	0.294	0.454
4.41	0.080	0.385	0.781	0.301	0.454
4.51	0.078	0.394	0.781	0.308	0.454
4.61	0.076	0.403	0.781	0.315	0.454
4.71	0.075	0.412	0.781	0.322	0.454
4.81	0.073	0.420	0.781	0.328	0.454
4.91	0.072	0.429	0.781	0.335	0.454
5.01	0.070	0.438	0.781	0.342	0.454
5.11	0.069	0.447	0.781	0.349	0.454
5.21	0.068	0.455	0.781	0.356	0.454
5.31	0.066	0.464	0.781	0.363	0.454
5.41	0.065	0.473	0.781	0.369	0.454
5.51	0.064	0.482	0.781	0.376	0.454
5.61	0.063	0.490	0.781	0.383	0.454
5.71	0.062	0.499	0.781	0.390	0.454
5.81	0.061	0.508	0.781	0.397	0.454
5.91	0.060	0.517	0.781	0.403	0.454
6.01	0.059	0.525	0.781	0.410	0.454
6.11	0.058	0.534	0.781	0.417	0.454
6.21	0.057	0.543	0.781	0.424	0.454
6.31	0.056	0.552	0.781	0.431	0.454
6.41	0.055	0.560	0.781	0.438	0.454
6.51	0.054	0.569	0.781	0.444	0.454
6.61	0.053	0.578	0.781	0.451	0.454
6.71	0.052	0.587	0.781	0.458	0.454
6.81	0.052	0.595	0.781	0.465	0.454
6.91	0.051	0.604	0.781	0.472	0.454
7.01	0.050	0.613	0.781	0.479	0.454

Selanjutnya nilai T_e pada redaman efektif 9.47% adalah 6.643 detik. Nilai T_e ini dihitung berdasarkan grafik *spektra displacement* (S_D) pada Gambar 5 2



(a)



(b)

Gambar 5 2 (a) Respons Spektrum Desain & (b) *Spectra Displacement* Pada Redaman 9.47%

5.3.2.7. Kekakuan Efektif

$$K_e = \frac{4.\pi^2 .m_e}{T_e^2} = \frac{4.\pi^2 \times 6877.216}{6.643^2} = 6152.698 \text{ KN/m}$$

5.3.2.8. Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar hasil perhitungan DDBD pada saat pelepasan pertama adalah sbb.

$$V_{Base} = K_e x \Delta_d = 6152.698 \times 0.454 = 2791.279 \text{ KN}$$

Distribusi gaya geser tiap lantai arah x-x dapat dihitung dengan persamaan sbb dan ditabelkan pada Tabel 5.12

$$F_i = F_t + 0.9V_{base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n m_i \Delta_i$$

Dimana

$$F_t = 0.1V_{base} \text{ untuk lantai atap}$$

$$F_t = 0 \text{ untuk selain lantai atap}$$

Tabel 5 12 Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah x-x

Tingkat (1)	Tinggi (2)	Mass (3)	Δ_i (5)	$m_i \Delta_i$ (7)	V_{base} (8)	F_i (9)
11 (Atap)	41.2	554.50	0.633	351.207	2791.28	561.914
10	37.0	755.24	0.588	444.181	2791.28	357.648
9	33.5	755.24	0.547	413.178	2791.28	332.684
8	30.0	755.24	0.503	379.873	2791.28	305.868
7	26.5	755.24	0.456	344.267	2791.28	277.198
6	23.0	755.24	0.406	306.359	2791.28	246.676
5	19.5	755.24	0.352	266.151	2791.28	214.300
4	16.0	755.24	0.296	223.640	2791.28	180.072
3	12.5	755.24	0.237	178.829	2791.28	143.990
2	9.0	855.46	0.174	149.194	2791.28	120.129
Mezz	4.0	788.64	0.080	63.091	2791.28	50.800
1	0.0	0.00	0.000	0.000	2791.28	0.000
Jumlah		8240.50		3119.97		2791.28

5.3.3. Perhitungan Base Shear Arah y-y (Sistem Ganda)

Dalam perhitungan gaya geser dasar dengan metode DDBD untuk sistem ganda langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut di bawah :

5.3.3.1. Distribusi Gaya Geser Dasar Pada *Frame* dan Dinding Geser

Dalam menentukan proporsi gaya geser dasar pada *frame* dan dinding geser, struktur harus dimodelkan terlebih dahulu dengan program bantu ETABS 2013. Pada permodelan ini diberikan pola beban gempa dengan metode Respon Spektrum dengan respon gempa elastis seperti yang sudah dihitung sebelumnya. Hasil permodelan hanya digunakan untuk mendapatkan *output* gaya geser dasar (*base shear*) pada *frame* dan dinding geser saja.

Dari hasil permodelan didapatkan nilai proporsi gaya geser dasar pada *frame* terhadap gaya geser total pada sistem struktur sebesar 20.311 %, atau $V_F = 20.311\% V_{Base}$.

5.3.3.2. Tinggi *RC-Wall Contraflexure* (H_{CF})

Nilai H_{CF} dihitung berdasarkan nilai *overturning moment* relatif yang terjadi pada dinding geser. Pertama, hitung nilai-nilai rasio gaya geser relatif, F_i dengan persamaan,

$$F_i = \frac{m_i H_i}{\sum_{i=1}^n (m_i H_i)}$$

Dari nilai F_i , maka hitung total gaya geser lantai ke-i, V_{Ti} , yang merupakan kumulatif dari nilai F_i .

Kemudian hitung total *overturning moment* relatif lantai ke-i, $M_{OTM,i}$ dengan persamaan,

$$M_{OTM,i} = V_i \times H_n$$

Dengan H_n adalah tinggi struktur pada lantai ke-i. Lalu nilai proporsi gaya geser dasar pada *frame* terhadap gaya geser total

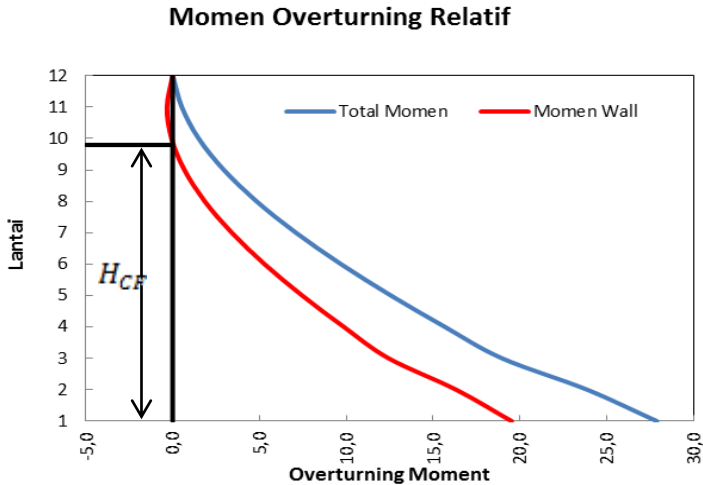
yang sudah didapat sebelumnya dari karakteristik sistem struktur hasil permodelan, V_{Fi} bisa dimasukkan kedalam tabel.

Setelah proporsi gaya geser pada *frame* dan gaya geser dasar total pada lantai ke- i , maka hitung gaya geser total lantai ke- i yang terjadi pada dinding geser, V_{Wi} yaitu dengan mengurangi nilai V_{Ti} dengan nilai V_{Fi} . Yang terakhir adalah menghitung total *overturning moment* pada dinding geser lantai ke- i , M_{Wi} dengan mengalikan nilai V_{Wi} dengan tinggi struktur pada lantai ke- i (H_n).

Perhitungan *overturning moment* relatif untuk menentukan tinggi H_{CF} secara lengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.13. Dari Tabel 5.13 dapat dibuat Grafik pada Gambar 5.3 yang menunjukkan perbandingan antara total *overturning moment* relatif lantai ke- i , $M_{OTM,i}$ dan total *overturning moment* pada dinding geser lantai ke- i , M_{Wi} .

Tabel 5 13 Perhitungan Overturning Moment Relatif

Level	Tinggi	Massa	$m_i \cdot H_i$	F_i	V_{Ti}	$M_{OTM,i}$	V_{Fi}	V_{Wi}	M_{Wi}
(1)	H_i (m)	m_i (ton)	(ton.m)	(rel.)	(rel.)	(rel.)	<i>frame</i>	<i>wall</i>	<i>wall</i>
	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
11								-	
(Atap)	41,2	554,50	22845,482	0,125	0,125	0,000	0,203	0,078	0,000
10	37,0	755,24	27943,769	0,153	0,277	0,524	0,203	0,074	-0,329
9	33,5	755,24	25300,440	0,138	0,415	1,494	0,203	0,212	-0,070
8	30,0	755,24	22657,110	0,124	0,539	2,947	0,203	0,336	0,672
7	26,5	755,24	20013,781	0,109	0,648	4,833	0,203	0,445	1,848
6	23,0	755,24	17370,451	0,095	0,743	7,102	0,203	0,540	3,405
5	19,5	755,24	14727,122	0,080	0,823	9,702	0,203	0,620	5,295
4	16,0	755,24	12083,792	0,066	0,889	12,584	0,203	0,686	7,465
3	12,5	755,24	9440,463	0,052	0,941	15,696	0,203	0,738	9,867
2	9,0	855,46	7699,095	0,042	0,983	18,989	0,203	0,780	12,448
Mezz	4,0	788,64	3154,568	0,017	1,000	23,903	0,203	0,797	16,347
1	0,0	0,00	0,000	0,000	1,000	27,903	0,203	0,797	19,534
Jumlah		8240,50	183236,071	1,000					



Gambar 5 3 *Overturning Moment* Relatif

Dari grafik pada gambar di atas, dapat terlihat adanya titik *inflection* atau *overturning*, pada titik tersebut merupakan nilai H_{CF} yang ingin dicari. Sehingga dari grafik didapat tinggi $H_{CF} = 32.8$ meter (interpolasi angka dari tinggi lantai).

5.3.3.3. Profil Perpindahan Leleh Dinding Geser

Profil perpindahan dinding geser ditentukan oleh karakteristik dinding geser yang di desain. Karakteristik yang paling menentukan adalah panjang dinding geser. Panjang dinding diketahui sama untuk keempat dinding geser yang terdapat pada gedung.

Panjang dinding geser :

$$L_w = 8 \text{ m}$$

Yield Strength tulangan dinding geser :

$$f_{ye} = 1.1 f_y = 1.1 \times 400 = 440 \text{ MPa}$$

Regangan material tulangan pada dasar dinding geser :

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{440}{200000} = 0.002$$

Kelengkungan leleh pada dasar dinding :

$$\phi_{ywall} = \frac{2.0\varepsilon_y}{L_w} = \frac{2.0 \times 0.0022}{8} = 0.00055 /m$$

Sehingga nilai perpindahan leleh dinding geser, Δ_{yi} dihitung dengan persamaan,

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right) \quad (\text{jika } H_i \leq H_{CF})$$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \quad (\text{jika } H_i > H_{CF})$$

Hasil dari perpindahan leleh dinding geser tiap lantainya akan ditabelkan ketika menghitung desain perpindahan rencana tiap lantai.

5.3.3.4. Desain Perpindahan Rencana

Kelengkungan desain dinding geser didesain sebagai *Damage-control curvature* sesuai *Priestly et.al. (2007) Bab 7.2.1*, dan nilainya direduksi sebesar 10%.

$$\phi_{dc} = 0.9 \times 0.072 / L_w = 0.9 \times 0.072 / 8 = 0.0081 /m$$

Nilai f_u :

$$f_u = 1.35 \times f_y = 1.35 \times 400 = 540 \text{ MPa}$$

Konstanta k :

$$k = 0.2 \times (f_u / f_y - 1) = 0.2 \times (540 / 400 - 1) = 0.07 \leq 0.08$$

Diameter tulangan pokok dinding geser rencana, $d_{bi} = 22 \text{ mm}$

Panjang penetrasi regangan ke pondasi :

$$L_{sp} = 0.022 \times f_{ye} \times d_{bi} = 0.022 \times 440 \times 22 = 213 \text{ mm}$$

Maka panjang sendi plastis :

$$L_p = k \times H_{cf} + 0.1L_w + L_{sp} = 0.07 \times 32.8 + 0.1 \times 8 + 0.213 = 3.309 \text{ m}$$

Cek *Drift Limit* pada tinggi H_{CF} :

$$\begin{aligned}\theta_{CF} &= \phi_{Yw}H_{CF} / 2 + (\phi_{dc} - \phi_{yw})L_p \\ &= 0.00055 \times 32.8 / 2 + (0.0081 - 0.00055) \times 3.309 \\ &= 0.034 > 0.02\end{aligned}$$

maka, $\theta_{CF} > \theta_C$, sehingga profil perpindahan rencana Δ_{Di} , dihitung menggunakan persamaan,

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\theta_c - \phi_{yw}H_{CF} / 2)H_i$$

Dengan nilai *drift* θ_C , dikoreksi dengan faktor koreksi ω_θ sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\omega_\theta &= 1 - \left(\frac{n-5}{100} \times \left(\frac{M_{OTM.F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right) \right) \\ &= 1 - \left(\frac{11-5}{100} \times \left(\frac{8.369}{27.903} + 0.25 \right) \right) = 0.967\end{aligned}$$

dimana n merupakan jumlah lantai gedung.

Sehingga nilai profil perpindahan rencana dapat dihitung dan ditabelkan pada **Tabel 5.14**

Tabel 5 14 Perhitungan Profil Perpindahan Rencana Arah y-y

Level	Tinggi H_i (m)	Mass m (ton)	Δ_{yi} (m)	Δ_{Di} (m)	$m_i \cdot \Delta_{Di}$	$m_i \cdot \Delta_{Di}^2$	$m_i \cdot \Delta_{Di} \cdot H_i$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
11 (Atap)	41.2	554.50	0,273	0,698	387,147	270,302	15950,472
10	37.0	755.24	0,235	0,617	465,952	287,474	17240,225
9	33.5	755.24	0,204	0,549	414,830	227,854	13896,806
8	30.0	755.24	0,172	0,482	363,754	175,200	10912,631
7	26.5	755.24	0,141	0,415	313,114	129,814	8297,516
6	23.0	755.24	0,111	0,349	263,451	91,900	6059,364
5	19.5	755.24	0,084	0,285	215,308	61,381	4198,500
4	16.0	755.24	0,059	0,224	169,228	37,919	2707,650
3	12.5	755.24	0,038	0,167	125,755	20,939	1571,934
2	9.0	855.46	0,020	0,113	96,767	10,946	870,904
Mezz	4.0	788.64	0,004	0,046	35,884	1,633	143,536
1	0.0	0.00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Jumlah		8240.5			2851,190	1315,363	81849,539

5.3.3.5. Rencana Perpindahan SDOF

Rencana perpindahan dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{1315.363}{2851.190} = 0.461 \text{ m}$$

5.3.3.6. Tinggi Efektif

Tinggi efektif dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$H_E = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{81849.539}{2851.190} = 28.707 \text{ m}$$

5.3.3.7. Massa Efektif

Massa efektif dari sistem SDOF dihitung sbb.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{2851.190}{0.461} = 6180.258 \text{ ton}$$

5.3.3.8. Redaman Efektif Ekuivalen

Perpindahan leleh dinding geser pada saat tinggi efektif, dimana $H_e \leq H_{CF}$ maka,

$$\begin{aligned} \Delta_{yW} &= \phi_{yW} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right) \\ &= 0.00055 \times \left(\frac{28.707^2}{2} - \frac{28.707^3}{6 \times 32.8} \right) = 0.1605 \text{ m} \end{aligned}$$

Daktilitas dinding geser :

$$\mu_W = \Delta_D / \Delta_{yW} = 0.461 / 0.1605 = 2.872$$

Redaman efektif *RC-Wall* :

$$\begin{aligned}\xi_w &= 0.05 + 0.444 \times \left(\frac{\mu_w - 1}{\mu_w \pi} \right) = 0.05 + 0.444 \times \left(\frac{2.872 - 1}{2.872 \pi} \right) \\ &= 0.142 \text{ (14.2\%)}\end{aligned}$$

Daktilitas pada *frame*, dimana panjang balok untuk arah y-y, dengan L diambil rata-rata dari panjang balok yang ada pada gedung, $L = (4/11 \times 5.8) + (7/11 \times 8.7) = 7.645$ m. Bentang bersih balok, $L_b = (7.645 - 0.9 = 6.745$ m) dan tinggi balok, $H_b = 0.65$ m. Sehingga *drift* leleh *frame*, θ_{yf} sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\theta_{yf} &= 0.5 \varepsilon_y \times L_b / H_b = 0.5 \times 0.0022 \times 6.745 / 0.65 = 0.0114 \\ \Delta_{yf} &= \theta_{yf} \times H_e = 0.0114 \times 28.707 = 0.327 \\ \mu_F &= \Delta_D / \Delta_{yf} = 0.461 / 0.327 = 1.41\end{aligned}$$

Redaman Efektif *frame* :

$$\begin{aligned}\xi_F &= 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) = 0.05 + 0.565 \left(\frac{1.41 - 1}{1.41 \times \pi} \right) \\ &= 0.102 \text{ (10.2\%)}\end{aligned}$$

Sehingga redaman efektif ekuivalen adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\xi_{eq} &= \frac{M_{OTM.W} \xi_w + M_{OTM.F} \xi_F}{M_{OTM}} \\ &= \frac{19.534 \times 0.142 + (27.903 - 19.534) \times 0.102}{27.903} \\ &= 0.13 \text{ (13\%)}\end{aligned}$$

5.3.3.9. Periode Efektif

Periode efektif dihitung berdasarkan grafik *spektra displacement* (S_D) dari tabel 5.15 sbb.

Tabel 5 15 Perhitungan Spektra Displacement Redaman 13%

T (sec)	S _a (g)	Redaman	Redaman 13%		Δ_d (m)
		5% S _D (m)	R ξ	S _D (m)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0.00	0,231	0,000	0.683	0,000	0.461
0.12	0,579	0,002	0.683	0,001	0.461
0.61	0,579	0,053	0.683	0,036	0.461
0.71	0,497	0,062	0.683	0,042	0.461
0.81	0,435	0,071	0.683	0,048	0.461
0.91	0,387	0,079	0.683	0,054	0.461
1.01	0,349	0,088	0.683	0,060	0.461
1.11	0,318	0,097	0.683	0,066	0.461
1.21	0,291	0,106	0.683	0,072	0.461
1.31	0,269	0,114	0.683	0,078	0.461
1.41	0,250	0,123	0.683	0,084	0.461
1.51	0,233	0,132	0.683	0,090	0.461
1.61	0,219	0,141	0.683	0,096	0.461
1.71	0,206	0,149	0.683	0,102	0.461
1.81	0,195	0,158	0.683	0,108	0.461
1.91	0,184	0,167	0.683	0,114	0.461
2.01	0,175	0,176	0.683	0,120	0.461
2.11	0,167	0,184	0.683	0,126	0.461
2.21	0,159	0,193	0.683	0,132	0.461
2.31	0,152	0,202	0.683	0,138	0.461
2.41	0,146	0,211	0.683	0,144	0.461
2.51	0,140	0,219	0.683	0,150	0.461
2.61	0,135	0,228	0.683	0,156	0.461
2.71	0,130	0,237	0.683	0,162	0.461
2.81	0,125	0,246	0.683	0,168	0.461
2.91	0,121	0,254	0.683	0,174	0.461
3.01	0,117	0,263	0.683	0,180	0.461
3.11	0,113	0,272	0.683	0,186	0.461
3.21	0,110	0,280	0.683	0,192	0.461
3.31	0,106	0,289	0.683	0,198	0.461
3.41	0,103	0,298	0.683	0,204	0.461

Tabel 5 15 Lanjutan

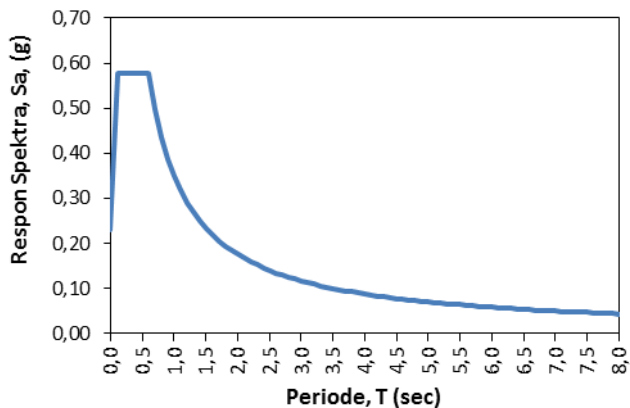
T (sec)	S _a (g)	Redaman	Redaman 13%		Δ_d (m)
		5%	R ξ	S _D (m)	
(1)	(2)	S _D (m)	(4)	(5)	(6)
3.51	0,100	0,307	0.683	0,210	0.461
3.61	0,098	0,315	0.683	0,216	0.461
3.71	0,095	0,324	0.683	0,221	0.461
3.81	0,092	0,333	0.683	0,227	0.461
3.91	0,090	0,342	0.683	0,233	0.461
4.01	0,088	0,350	0.683	0,239	0.461
4.11	0,086	0,359	0.683	0,245	0.461
4.21	0,084	0,368	0.683	0,251	0.461
4.31	0,082	0,377	0.683	0,257	0.461
4.41	0,080	0,385	0.683	0,263	0.461
4.51	0,078	0,394	0.683	0,269	0.461
4.61	0,076	0,403	0.683	0,275	0.461
4.71	0,075	0,412	0.683	0,281	0.461
4.81	0,073	0,420	0.683	0,287	0.461
4.91	0,072	0,429	0.683	0,293	0.461
5.01	0,070	0,438	0.683	0,299	0.461
5.11	0,069	0,447	0.683	0,305	0.461
5.21	0,068	0,455	0.683	0,311	0.461
5.31	0,066	0,464	0.683	0,317	0.461
5.41	0,065	0,473	0.683	0,323	0.461
5.51	0,064	0,482	0.683	0,329	0.461
5.61	0,063	0,490	0.683	0,335	0.461
5.71	0,062	0,499	0.683	0,341	0.461
5.81	0,061	0,508	0.683	0,347	0.461
5.91	0,060	0,517	0.683	0,353	0.461
6.01	0,059	0,525	0.683	0,359	0.461
6.11	0,058	0,534	0.683	0,365	0.461
6.21	0,057	0,543	0.683	0,371	0.461
6.31	0,056	0,552	0.683	0,377	0.461
6.41	0,055	0,560	0.683	0,383	0.461
6.51	0,054	0,569	0.683	0,389	0.461
6.61	0,053	0,578	0.683	0,395	0.461
6.71	0,052	0,587	0.683	0,401	0.461
6.81	0,052	0,595	0.683	0,407	0.461
6.91	0,051	0,604	0.683	0,413	0.461
7.01	0,050	0,613	0.683	0,419	0.461

Tabel 5 15 Lanjutan

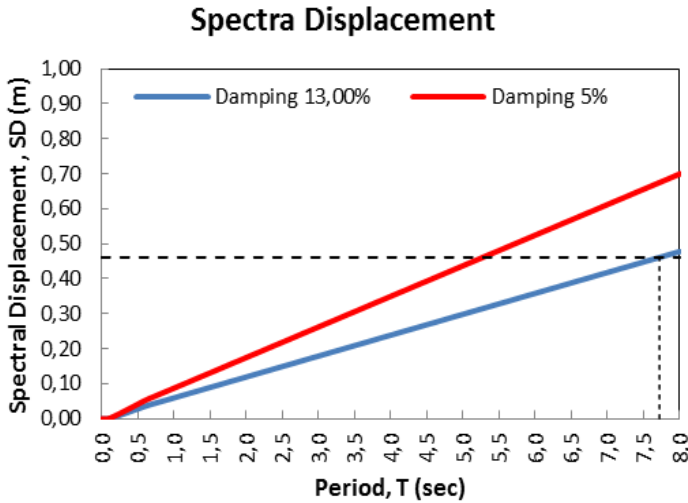
T (sec)	S _a (g)	Redaman		Δ_d (m)	
		5%	Redaman 13%		
(1)	(2)	S _D (m)	R ξ	S _D (m)	(6)
7.11	0,050	0,621	0.683	0,425	0.461
7.21	0,049	0,630	0.683	0,431	0.461
7.31	0,048	0,639	0.683	0,437	0.461
7.41	0,047	0,648	0.683	0,442	0.461
7.51	0,047	0,656	0.683	0,448	0.461
7.61	0,046	0,665	0.683	0,454	0.461
7.71	0,046	0,674	0.683	0,460	0.461
7.81	0,045	0,683	0.683	0,466	0.461
7.91	0,044	0,691	0.683	0,472	0.461
8.01	0,044	0,700	0.683	0,478	0.461

Selanjutnya nilai T_e pada redaman efektif 13% adalah 7.724 detik. Nilai T_e ini dihitung berdasarkan grafik spektra displacement (S_D) pada Gambar 5 4

Respons Spektrum Desain



(a)



(b)

Gambar 5 4 (a) Respons Spektrum Desain & (b) Spectra Displacement Pada Redaman 13%

5.3.3.10. Kekakuan Efektif

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot 6180 \cdot 258}{7.724^2} = 4089.864 \text{ KN/m}$$

5.3.3.11. Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar hasil perhitungan DDBD pada saat pelelehan pertama adalah sbb.

$$V_{Base} = K_e \cdot x_{\Delta_d} = 4089.864 \times 0.461 = 1886.811 \text{ KN}$$

Distribusi gaya geser tiap lantai arah y-y dapat dihitung dengan persamaan sbb dan ditabelkan pada Tabel 5 16

$$F_i = F_t + 0.9V_{base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n m_i \Delta_i$$

dimana,

$$F_t = 0.1V_{base} \text{ untuk lantai atap}$$

$$F_t = 0 \text{ untuk selain lantai atap}$$

Tabel 5 16 Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah y-y

Tingkat (1)	Tinggi (2)	Mass (3)	ΔDi (5)	$m_i \Delta Di$ (7)	V_{base} (8)	F_i (9)
11 (Atap)	41,20	554,50	0,698	387,1	1886,8	419,3
10	37,00	755,24	0,617	466,0	1886,8	277,5
9	33,50	755,24	0,549	414,8	1886,8	247,1
8	30,00	755,24	0,482	363,8	1886,8	216,6
7	26,50	755,24	0,415	313,1	1886,8	186,5
6	23,00	755,24	0,349	263,5	1886,8	156,9
5	19,50	755,24	0,285	215,3	1886,8	128,2
4	16,00	755,24	0,224	169,2	1886,8	100,8
3	12,50	755,24	0,167	125,8	1886,8	74,9
2	9,00	855,46	0,113	96,8	1886,8	57,6
Mezz	4,00	788,64	0,046	35,9	1886,8	21,4
1	0,00	0,00	0,000	0,0	1886,8	0,0
Jumlah		8240,50		2851,19		1886,81

5.4. Perhitungan Base Shear dengan FBD

Dalam menghitung base shear dengan FBD, ketentuan-ketentuan diambil berdasarkan SNI 1726-2012. Sistem struktur untuk arah x-x adalah Sistem Rangka sedangkan untuk arah y-y adalah Sistem Ganda. Nilai dari berat struktur bangunan adalah sama seperti yang telah dihitung sebelumnya pada metode DDBD.

5.4.1. Faktor Sistem Penahan Gempa

Berdasarkan Tabel 9 pada SNI 1726-2012, untuk sistem struktur rangka beton bertulang pemikul momen khusus, nilai Koefisien Modifikasi Respon (R), Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω_o), dan Faktor Pembesaran Defleksi (Cd) adalah :

$$R = 8$$

$$\Omega_o = 3$$

$$Cd = 5.5$$

Sedangkan untuk sistem struktur ganda, nilainya adalah sebagai berikut :

$$R = 7$$

$$\Omega_o = 2.5$$

$$Cd = 5.5$$

5.4.2. Perkiraan Periode Fundamental Struktur

Berdasarkan SNI 1726-2012 Ps.7.8.2, penentuan perkiraan periode fundamental (T_a) harus ditentukan dari Persamaan 26 pada SNI 1726-2012, dengan parameter C_t dan x diambil dari Tabel 15 SNI 1726-2012. Untuk tipe struktur beton bertulang, nilainya adalah sebagai berikut :

$$C_t = 0.0466$$

$$x = 0.9$$

Maka, nilai T_a dapat dihitung dengan persamaan berikut,

$$T_a = C_t \times hn^x = 0.0466 \times 41.2^{0.9} = 1.324 \text{ detik}$$

dimana hn merupakan tinggi total bangunan.

Selanjutnya untuk batas atas periode bisa didapatkan dengan mengalikan nilai periode fundamental perkiraan dengan koefisien C_u yang didapat dari Tabel 14 SNI 1726-2012.

$$S_{D1} = 0.352 \text{ g} > 0.3 \text{ g, maka nilai } C_u = 1.4$$

$$\text{Maka, } C_u \times T_a = 1.4 \times 1.324 = 1.854 \text{ detik}$$

Nilai periode fundamental struktur (T) untuk masing-masing arah yang didapatkan dari hasil permodelan struktur dengan bantuan ETABS, adalah sebagai berikut :

$$T (x-x) = 2.085 \text{ detik}$$

$$T (y-y) = 1.666 \text{ detik}$$

5.4.3. Gaya Geser Dasar

Untuk menghitung gaya geser dasar diperlukan nilai Koefisien Seismik (C_s) yang ditentukan menurut SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1, sebagai berikut :

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.579}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0724$$

dan nilai C_s tidak perlu diambil lebih besar dari persamaan sbb.

$$C_{s_x} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.352}{2.085\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0211$$

$$C_{s_y} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.352}{1.666\left(\frac{7}{1}\right)} = 0.0302$$

Dan nilai C_s tidak boleh kurang dari persamaan sbb.

$$C_s = 0.044S_{Ds}I_e = 0.044 \times 0.579 \times 1 = 0.0255$$

Sehingga digunakan nilai C_s ,

$$C_{s_x} = 0.0255$$

$$C_{s_y} = 0.0302$$

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1 penentuan gaya geser dasar (V) dihitung menggunakan Persamaan 21 SNI 1726-2012 sbb.

$$V_x = C_{s_x} \times W = 0.0255 \times 82405 = 2101.328 \text{ kN}$$

$$V_y = C_{s_y} \times W = 0.0302 \times 82405 = 2488.631 \text{ kN}$$

5.4.4. Distribusi Gaya Geser

Gaya lateral yang disalurkan ke tiap tingkat harus ditentukan dengan koefisien distribusi yang dihitung berdasarkan Persamaan 31 SNI 1726-2012 sbb.

$$C_{V_x} = (w_x h_x^k) / \sum_{i=1}^n w_i h_i^k$$

dimana k merupakan koefisien yang nilainya adalah sbb.

untuk $T < 0.5$ detik ; maka nilai $k = 1$

untuk $T > 2.5$ detik ; maka nilai $k = 2$

Sehingga nilai k diperoleh dari hasil interpolasi dari kedua nilai k diatas,

$$k_x = 1.7925$$

$$k_y = 1.583$$

Distribusi gaya geser tiap lantai arah x-x dan arah y-y dapat dihitung dengan Persamaan 30 SNI 1726-2012 sebagai berikut dan ditabelkan pada Tabel 5 17 dan Tabel 5 18

$$F_x = C_{v_x} \times V$$

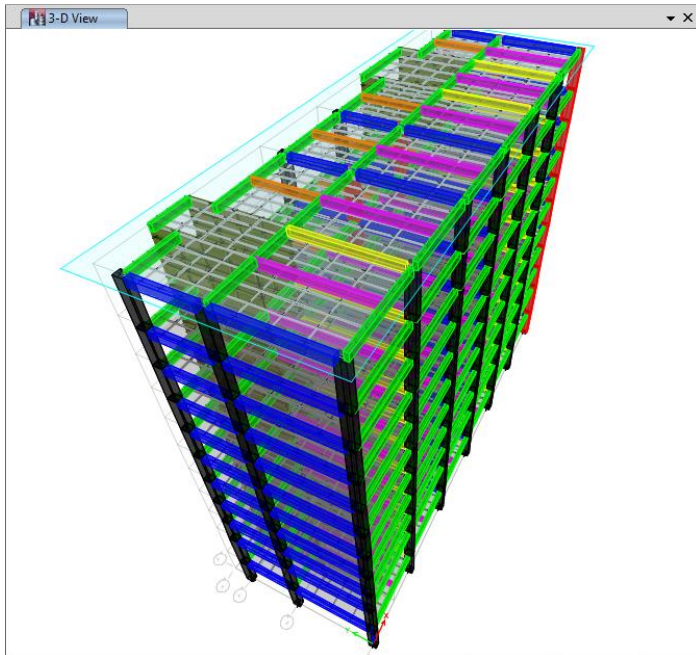
Tabel 5 17 Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah x-x

Tingkat (1)	Tinggi (2)	Mass (3)	h^k (5)	$w_i \cdot h_i^k$ (7)	C_{v_x} (8)	F_i (9)
11 (Atap)	41,20	554,50	784,70	435117	0,172	361,01
10	37,00	755,24	647,14	488748	0,193	405,51
9	33,50	755,24	541,55	409003	0,161	339,35
8	30,00	755,24	444,37	335601	0,133	278,45
7	26,50	755,24	355,77	268690	0,106	222,93
6	23,00	755,24	275,99	208440	0,082	172,94
5	19,50	755,24	205,30	155049	0,061	128,64
4	16,00	755,24	144,01	108760	0,043	90,24
3	12,50	755,24	92,51	69871	0,028	57,97
2	9,00	855,46	51,34	43921	0,017	36,44
Mezz	4,00	788,64	12,00	9464	0,004	7,85
1	0,00	0,00	0,000	0	0,000	0,00
Jumlah		8240,50		2532664	1,000	2101,33

Tabel 5 18 Distribusi Gaya Geser Tiap Lantai Arah y-y

Tingkat (1)	Tinggi (2)	Mass (3)	hi^k (5)	wi.hi^k (7)	Cv_x (8)	F_i (9)
11 (Atap)	41,20	554,50	360,07	199657	0,159	396,57
10	37,00	755,24	303,71	229375	0,183	455,60
9	33,50	755,24	259,51	195988	0,156	389,29
8	30,00	755,24	217,91	164576	0,131	326,89
7	26,50	755,24	179,06	135233	0,108	268,61
6	23,00	755,24	143,09	108068	0,086	214,65
5	19,50	755,24	110,19	83216	0,066	165,29
4	16,00	755,24	80,56	60842	0,049	120,85
3	12,50	755,24	54,50	41162	0,033	81,76
2	9,00	855,46	32,40	27718	0,022	55,06
Mezz	4,00	788,64	8,98	7078	0,006	14,06
1	0,00	0,00	0,00	0	0,000	0,00
Jumlah		8240,50	360,07	1252914	1,000	2488,63

5.5. Permodelan dan Analisis Struktur Dengan ETABS



Gambar 5 5 Permodelan Struktur Dengan ETABS 2013

Design Data :

Material	: Concrete
f_y (rebar)	: 400 MPa
f_c' Balok dan Plat	: 35 MPa
f_c' Kolom dan Shearwall	: 35 MPa
E_c	: $4700(f_c')^{0.5}$
Angka poisson, ν	: 0.2
Modulus Geser, G	: Default
Element & Object	
Object	: Balok, Kolom, Plat Lantai, Shearwall
Element Plat lantai	: Shell
Element Shear Wall	: Shell

5.5.1. Kontrol Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI Gempa 03-1726-2012 Pasal 7.2.1 disebutkan bahwa jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons harus menghasilkan partisipasi massa minimum 90%.

Tabel 5 19 Kontrol Partisipasi Massa

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal 1	1	2,085	83,05	0,00076	0	83,05	0,00076
Modal 2	2	1,666	0,00007	54,04	0	83,05	54,04
Modal 3	3	1,491	0,00411	16,59	0	83,06	70,63
Modal 4	4	0,97	8,1	0,00108	0	91,16	70,63
Modal 5	5	0,531	2,65	0,00009	0	93,81	70,63
Modal 6	6	0,404	0,00022	9,5	0	93,81	80,13
Modal 7	7	0,358	0,00311	7,51	0	93,81	87,64
Modal 8	8	0,344	1,53	0,01	0	95,34	87,65
Modal 9	9	0,242	1,37	0	0	96,72	87,65
Modal 10	10	0,182	1,64	0	0	98,36	87,65
Modal 11	11	0,176	0	2,68	0	98,36	90,33
Modal 12	12	0,155	0	2,91	0	98,36	93,23

5.5.2. Kontrol Berat Struktur

Untuk memastikan bahwa beban yang diinputkan pada program bantu ETABS 2013 sudah sesuai maka perlu dicek dengan perhitungan beban secara manual, toleransi perbedaan beban harus $\pm 5\%$.

Tabel 5 20 Kontrol Berat Struktur

Load	FZ (ton)	Etabs (ton)	Manual (ton)	Selisih
Dead	7135.99	7135.99	7376.41	3.26%
Live	1730.60	1730.60	1728.17	0.14%

Hasil cek perbedaan beban yang diinputkan dengan yang dihitung manual $< 5\%$, maka beban pada permodelan sudah benar.

5.5.3. Cek Base Shear

Beban gempa DDBD dan FBD diinputkan kedalam permodelan dengan cara statik ekuivalen pada pusat massa yang telah dimodifikasi akibat pengaruh torsi bawaan model, perlu diperiksa apakah gaya gempa yang dimasukkan telah terdistribusi dengan benar dan direpson struktur pada reaksi gaya geser dasar perletakkan

Tabel 5 21 Kontrol Base Shear DDBD

Summation	EQX	EQY	DDBD X	DDBD Y
0, 0, Base	-2791.28	0	2791.28	1886.81
0, 0, Base	0	-1886.81		

Tabel 5 22 Kontrol Base Shear FBD

Summation	EQX	EQY	DDBD X	DDBD Y
0, 0, Base	-2101.33	0	2101.33	2488.63
0, 0, Base	0	-2488.63		

5.5.4. Cek Simpangan

Kriteria persyaratan simpangan mengacu pada SNI Gempa 2012 dengan faktor- faktor sebagai berikut :

- Faktor pembesaran defleksi (C_d) untuk SRPMK dan Sistem Ganda = 5,5 (Tabel 20 SNI 1726 : 2012)
- Faktor Keutamaan Gempa (I_e) = 1,5 (Tabel 2 SNI 1726 : 2012)
- Faktor redundansi untuk gedung dengan KDS D adalah $\rho = 1,3$ (Pasal 7.3.4.2 1726 : 2012)
- Simpangan antara lantai yang diijinkan untuk gedung dengan kriteria risiko II adalah $\Delta = (0,02) \times H$, dimana H : tinggi tingkat (Tabel 16 SNI 1726- 2012).

Besarnya simpangan struktur untuk masing – masing arah ditunjukkan pada tabel dibawah ini :

Tabel 5 23 Simpangan arah x-x

Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Simpangan Elastis (mm)	Perpindahan yang Diperbesar	Simpangan antar Lantai (mm)	Diizinkan (mm)	Ket.
Atap	4200	138,069	506,253	20,698	84	OK
10	3500	132,424	485,555	22,957	70	OK
9	3500	126,163	462,598	29,399	70	OK
8	3500	118,145	433,198	35,944	70	OK
7	3500	108,342	397,254	42,060	70	OK
6	3500	96,871	355,194	47,593	70	OK
5	3500	83,891	307,600	52,532	70	OK
4	3500	69,564	255,068	57,116	70	OK
3	3500	53,987	197,952	62,308	70	OK
2	5000	36,994	135,645	96,246	100	OK
Mezz	4000	10,745	39,398	39,398	80	OK

Tabel 5 24 Simpangan arah y-y

Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Simpangan Elastis (mm)	Perpindahan yang Diperbesar	Simpangan antar Lantai (mm)	Diizinkan (mm)	Ket.
Atap	4200	34,744	127,395	14,872	84	OK
10	3500	30,688	112,523	12,690	70	OK
9	3500	27,227	99,832	13,009	70	OK
8	3500	23,679	86,823	11,260	70	OK
7	3500	20,608	75,563	15,257	70	OK
6	3500	16,447	60,306	13,028	70	OK
5	3500	12,894	47,278	12,426	70	OK
4	3500	9,505	34,852	11,385	70	OK
3	3500	6,400	23,467	9,823	70	OK
2	5000	3,721	13,644	10,245	100	OK
Mezz	4000	0,927	3,399	3,399	80	OK

**) lembar ini sengaja di kosongkan*

BAB VI

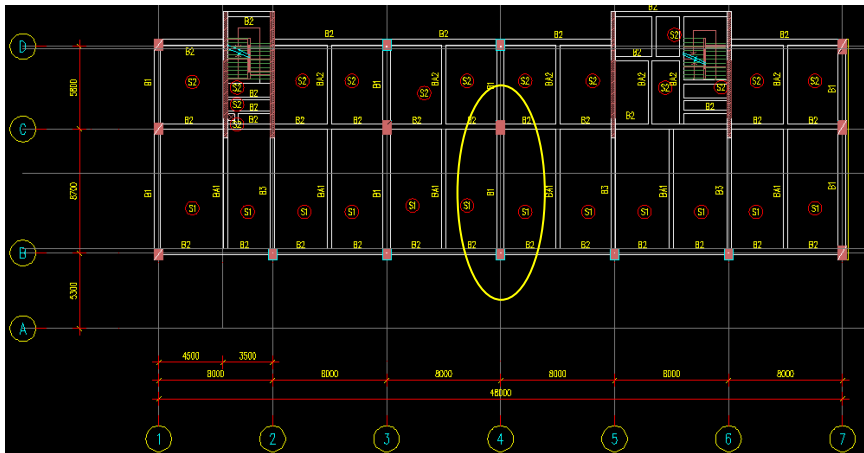
PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

6.1. Umum

Struktur berbasis *performance based desain* dan *force based design* harus didetailkan dengan pendetailan khusus. Pendetailan khusus dilakukan agar struktur tersebut dapat merespon beban gempa yang terjadi sesuai dengan tingkat daktilitas struktur. Pada tugas akhir ini struktur utama direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus untuk arah x-x dan Sistem Ganda untuk arah y-y yang pendetailannya di rencanakan sesuai SNI 2847:2013.

6.2. Perencanaan Balok Induk B1 (L = 8.7 m)

Dalam perhitungan perencanaan tulangan balok B1, diambil balok B1 (50x65) dengan gaya momen terbesar, yaitu pada As 4-AB lantai 10. Lokasi balok dapat dilihat pada Gambar 6.1.



Gambar 6 1 Denah Lokasi Balok B1

Data Perencanaan :

Mutu beton	= 35	MPa
Mutu tulangan	= 400	MPa
Diameter tulangan lentur	= D19	mm
Diameter tulangan geser	= D10	mm
Diameter tulangan torsi	= D16	mm
Selimut beton	= 40	mm

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} \quad (\text{SNI 2847 2013 Ps. 10.2.7.3})$$

$$= 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.8$$

Karena struktur gedung ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), maka persyaratan untuk batang lentur sesuai *SNI2847:2013 pasal 21.5.1* berikut ini harus dipenuhi

- Gaya aksial tekan terfaktor tidak melebihi $0,1Agf'_c$ (*SNI2847:2013 pasal 21.5.1.1*)
 $P_u < 0,1Agf'_c \Rightarrow$ memenuhi syarat.
- Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya (*SNI2847:2013 pasal 21.5.1.2*).
 $L_n = 7800 \text{ mm}$
 $d = 650 - 40 - 10 - (19/2) = 590.5 \text{ mm}$
 $4d = 4 (590.5) = 2362 \text{ mm}$
 $L_n > 4d \Rightarrow$ memenuhi syarat
- Lebar komponen tidak boleh kurang dari 0,3 h dan 250 mm (*SNI2847:2013 pasal 21.5.1.3*).
 $b_w/h = 500/650 = 0.769 \text{ h} \Rightarrow$ memenuhi syarat.

6.2.1. Output Gaya Dalam

Output gaya dalam dari hasil pemodelan dan analisa struktur yang dibutuhkan dalam perencanaan balok berupa momen, geser dan torsi dari kombinasi gaya terfaktor.

a. Gaya Momen

Momen rencana untuk pendetailan khusus harus memenuhi ketentuan sesuai *SNI2847:2013 Pasal 21.5.2.2* yaitu (a) Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah momen negatifnya (b) Kekuatan momen negative dan positif pada sembarang penampang sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat momen maksimumnya, maka momen desainnya adalah sbb:

Tump. kanan (-)	= 182.247	kN.m
½ Momen (-)	= 91.124	kN.m
Tump. kiri (-)	= 329.89	kN.m
½ Momen (-)	= 164.945	kN.m
Momen Maksimum	= 329.89	kN.m
¼ Momen Maksimum	= 82.473	kN.m
Lapangan (+)	= 152.774	kN.m

Maka momen desainnya adalah

Tump. kanan (-)	= 329.89	kN.m
Tump. kanan (+)	= 164.945	kN.m
Tump. kiri (-)	= 329.89	kN.m
Tump. kiri (+)	= 164.945	kN.m
Lapangan (-)	= 82.473	kN.m
Lapangan (+)	= 152.774	kN.m

b. Gaya Geser

Untuk perencanaan geser dibutuhkan gaya geser grafitasi (1.2DL + 1.0LL) hasil analisis struktur dengan ETABS. Didapat gaya geser maksimum di muka tumpuan hasil kombinasi grafitasi sebesar 175.544 kN.

c. Gaya Torsi

Nilai torsi di muka tumpuan terbesar hasil kombinasi envelope adalah 9.198 kNm

6.2.2. Tulangan Longitudinal Balok Induk B1 (L = 8.7 m)

a. Tulangan Longitudinal Untuk Lentur

Tumpuan Kanan Negatif (-)

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi=0.9$) (SNI2847:2013 Ps. 9.3.2.1)

$$M_u = 329890000 \text{ N.mm}$$

$$d = 650 - 40 - 10 - 19/2 = 590.5 \text{ mm (dipasang 1 baris)}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{329890000}{0.9 \times 500 \times 590.5^2} = 2.102$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a):

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.102}{0.85 \times 35}} \right) \times 590.5$$

$$= 43.31 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 43.31 \times 500}{400} = 1610.59 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang Awal ... (SNI2847:2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43.31}{0.8} = 54.138 \text{ mm}$$

$$c/d = 54.138/590.5 = 0.092 < 0.375 \text{ (terkendali tarik OK!)}$$

Cek Syarat Tulangan Perlu (SNI2847:2013 Ps. 21.5.2.1)

$$A_s = 1610.59 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b w d = \frac{0.25 \sqrt{35}}{400} \times 500 \times 590.5$$

$$= 1091.7 \text{ mm}^2 < A_s \text{ (OK!)}$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{1.4 \cdot b w d}{f_y} = \frac{1.4 \cdot 500 \cdot 590.5}{400}$$

$$= 1033.375 \text{ mm}^2 < A_s \text{ (OK!)}$$

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

$$A_{s_{\max}} = 0.025 \times 500 \times 590.5 = 7381.25 \text{ mm}^2 > A_s \text{ (OK!)}$$

Maka syarat tulangan terpenuhi, sehingga A_s perlu dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{s\text{ perlu}}}{A_{s_{tul}}} = \frac{1610.59}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 5.68, \text{ digunakan } 6 \text{ buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{bw - 2.d_{ckng} - 2.\emptyset_{sngkg} - n.\emptyset_{tul\text{ utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 6 \times 19}{6 - 1} = 57.2 > 25 \text{ mm} \dots (\text{OK!})$$

d aktual = 590.50 mm

A_s aktual = $6 \times (0.25 \pi 19^2) = 1701.172 \text{ mm}^2$

Cek Kapasitas Penampang Aktual

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot xb} = \frac{1701.172 \times 400}{0.85 \times 35 \times 500} = 45.746 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - 0.5a)$$

$$= 0.9 \times 1701.172 \times 400 (590.5 - (0.5 \times 45.746))$$

$$= 347627303.4 \text{ Nmm}$$

$$Mu \leq \phi Mn$$

329890000 Nmm < 347627303.4 Nmm (OK!)

Tumpuan Kanan Positif (+)

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

Faktor momen pemikul (dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi = 0.9$) (SNI2847:2013 Ps. 9.3.2.1)

$Mu = 164945000 \text{ N.mm}$

$d = 650 - 40 - 10 - 19/2 = 590.5 \text{ mm}$ (dipasang 1 baris)

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{164945000}{0.9 \times 500 \times 590.5^2} = 1.051$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekivalen (a):

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85x'fc'}}\right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.051}{0.85 \times 35}}\right) \times 590.5$$

$$= 21.243 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot fc' \cdot a \cdot b}{fy} = \frac{0.85 \times 35 \times 21.243 \times 500}{400} = 789.974 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang Awal ... (SNI2847:2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.243}{0.8} = 26.55 \text{ mm}$$

$$c/dt = 26.55/590.5 = 0.045 < 0.375 \quad (\text{terkendali tarik OK!})$$

Cek Syarat Tulangan Perlu (SNI2847:2013 Ps. 21.5.2.1)

$$A_s = 789.974 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{0.25 \sqrt{fc'}}{fy} \cdot bw \cdot d = \frac{0.25 \sqrt{35}}{400} \times 500 \times 590.5$$

$$= 1091.7 \text{ mm}^2 > A_s$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{1.4 \cdot bw \cdot d}{fy} = \frac{1.4 \cdot 400 \cdot 540.5}{400}$$

$$= 1033.375 \text{ mm}^2 > A_s$$

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

$$A_s = 1091.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.025 \times 500 \times 590.5 = 7381.25 \text{ mm}^2 > A_s \dots \text{ (OK!)}$$

Maka syarat tulangan tidak terpenuhi, sehingga $A_s \min$ yang digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\text{tul}}}} = \frac{1091.7}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 3.85, \text{ digunakan 4 buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{bw - 2.dckng - 2.\emptyset sngkg - n.\emptyset \text{ tul utama}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 19}{4-1} = 108 > 25 \text{ mm} \dots (\text{OK!})$$

$$d \text{ aktual} = 590.50 \text{ mm}$$

$$As \text{ aktual} = 4 \times (0.25 \pi 19^2) = 1134.115 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fc' \cdot xb} = \frac{1134.115 \times 400}{0.85 \times 35 \times 500} = 30.497 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{30.497}{0.8} = 38.12 \text{ mm}$$

$$c/dt = 38.12 / 590.5 = 0.065 < 0.375 \text{ (terkendali tarik OK!)}$$

Cek Kapasitas Penampang Aktual

$$\phi Mn = \phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - 0.5a)$$

$$= 0.9 \times 1134.115 \times 400 (590.5 - (0.5 \times 30.497))$$

$$= 234864487.8 \text{ Nmm}$$

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$164945000 \text{ Nmm} < 234864487.8 \text{ Nmm} \dots \dots \dots (\text{OK!})$$

Untuk kebutuhan tulangan lentur di sepanjang bentang balok B1 dihitung dengan cara yang sama. Selanjutnya hasil hitungan ditabelkan pada Tabel 6.1.

Tabel 6 1 Tulangan Lentur Balok B1 (L = 8.7 m)

Lokasi		Mu	As Perlu	Kebutuhan	As	ϕMn
		(Nmm)	(mm ²)	Tulangan	psang	(Nmm)
a	b	b	c	d	e	f
End	Kiri Tarik	3.30E+08	1610.59	6 D19	1701.2	3.48E+08
	Kiri Tekan	1.65E+08	1091.7	4 D19	1134.1	2.35E+08
Span	Kanan Tarik	3.30E+08	1610.59	6 D19	1701.2	3.48E+08
	Kanan Tekan	1.65E+08	1091.7	4 D19	1134.1	2.35E+08
Interior	Lap Tekan	8.25E+07	1091.7	4 D19	1134.1	2.35E+08
	Span Lap Tarik	1.53E+08	1091.7	4 D19	1134.1	2.35E+08

b. Tulangan Longitudinal Untuk Torsi

Pengaruh torsi diatur dalam *SNI2847:2013 Ps. 15.5.1*, untuk komponen *non-prategang* jika T_u kurang dari

$\phi 0.083 \lambda \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$ maka pengaruh torsi dapat

diabaikan. Untuk balok B1 pengaruh torsi dapat diabaikan karena memungkinkannya terjadi redistribusi momen ke pelat lantai yang mengapit sisi balok tersebut sehingga hanya dipasang tulangan tengah 2D16 saja.

6.2.3. Tulangan Transversal Balok Induk

Penulangan transversal atau geser harus di desain sesuai persyaratan *SNI2847:2013 Ps. 21.5.3*. Gaya geser harus di dasarkan pada gaya geser desain (V_e) sesuai *Ps.21.5.4.1*. hal ini diartikan bahwa tulangan geser atau tulangan transversal dapat menjamin kekangan saat terbentuk sendi plastis pada ujung balok akibat goyangan.

a. Mengitung Gaya Geser Desain

Gaya geser desain dihitung berdasarkan momen ujung balok (M_{pr}). Momen ujung dihitung berdasarkan nilai tegangan tarik baja sebesar $1.25 f_y$ (*SNI2847:2013 Pasal 21.6.2.2*). Akibat goyangan gempa maka momen ujung kanan akan bekerja bersamaan dengan momen ujung kiri begitu juga sebaliknya.

Menghitung momen ujung (M_{pr}) akibat goyangan ke kanan

Momen ujung tumpuan kiri negative (M_{pr1})

$$a_{pr} = \frac{A_s \cdot 1.25 f_y}{0.85 \times f_c' \times b} = \frac{1701.2 \times 1.25 \times 400}{0.85 \times 35 \times 500} = 57.18 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= A_s \cdot 1.25 f_y \cdot (d - 0.5a) \\ &= 1701.2 \times 1.25 \times 400 (590.5 - (0.5 \times 57.18)) \\ &= 477960646 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen ujung tumpuan kanan positif (M_{pr4})

$$a_{pr} = \frac{As \cdot 1.25 f_y}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{1134.1 \times 1.25 \times 400}{0.85 \times 35 \times 500} = 38.12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr4} &= As \cdot 1.25 f_y \cdot (d - 0.5a) \\ &= 1134.1 \times 1.25 \times 400 (590.5 - (0.5 \times 38.12)) \\ &= 324035052 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Gaya Geser Terfaktor Akibat Beban Gravitasi

$$V_g = \frac{Wu \cdot l_n}{2} = 175544 \text{ N (ETABS)}$$

$$L_n = 7800 \text{ mm}$$

Sehingga Gaya Geser Desain akibat goyangan ke kanan diilustrasikan pada Gambar 6.2. Nilai V_e di ujung-ujung bentang (ujung kanan dan kiri) dihitung sbb.

$$\begin{aligned} V_{e1} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{l_n} + V_g \\ &= \frac{477960646 + 324035052}{7800} + 175544 \\ &= 278363.96 \text{ N} \end{aligned}$$

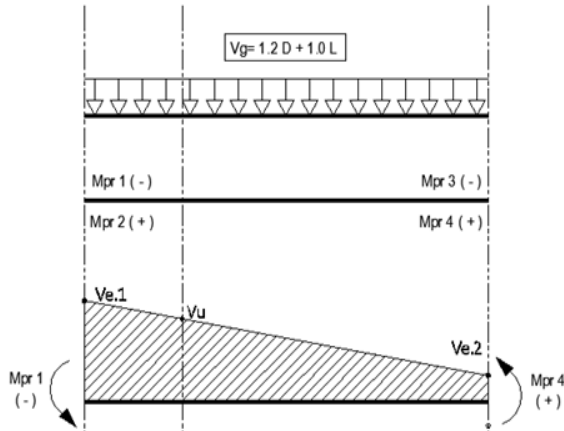
$$\begin{aligned} V_{e2} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{l_n} - V_g \\ &= \frac{477960646 + 324035052}{7800} - 175544 \\ &= -72724.04 \text{ N} \end{aligned}$$

V_{e2} bernilai negatif, maka perlu dicari titik dimana nilai geser bernilai 0, $V(0)$ dengan jarak x dari sebelah kiri.

$$\frac{V_{e2}}{V_{e1}} = \frac{72724.04}{278363.96} = 0.261x$$

$$0.261x + x = 7800 \rightarrow x = 7800/1.261 = 6185.57 \text{ mm.}$$

Sehingga gaya geser bernilai 0 pada titik sejauh 6185.57 mm dari muka kolom sebelah kiri.



Gambar 6 2 Gaya Geser Desain V_e Pada Balok B1 Akibat Goyangan Ke Kanan

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar $2h$ dari muka kolom = $2 \times 650 = 1300$ mm, maka gaya geser desainnya sbb:

$$V_u = \frac{(6185.57 - 1300) \times (278363.96)}{6185.57}$$

$$= 219861.16 \text{ N}$$

Nilai gaya geser desain akibat gempa kanan dan gempa kiri bernilai sama karena desain tulangan lentur untuk masing-masing ujung (kanan dan kiri) adalah sama.

b. Penulangan Geser di daerah sendi plastis

Untuk daerah sendi plastis sepanjang $2h$ dari muka kolom = $2 \times 650 = 1300$ mm,

$$V_c = 0 \quad (\text{SNI2847:2013 Ps. 21.5.4.2})$$

$$\phi = 0,75 \quad (\text{SNI2847:2013 Ps. 9.3.2.3})$$

Tumpuan Kanan

$$V_e = 278363.96 \text{ N}$$

$$d = 650 - 40 - 10 - 1/2 \times 19 = 590.5 \text{ mm}$$

$$V_s = (V_e / \phi) - V_c$$

$$= (278363.96 / 0.75) - 0 = 371151.95 \text{ N}$$

$$V_{s \max} = 0.66 \sqrt{f_c'} x b x d$$

$$= 0.66 \sqrt{35} \times 500 \times 590.5 = 1152836.89 \text{ N}$$

$$V_s \text{ pakai} = 371151.95 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D10 = $A_v : 157 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 590.5}{371151.95} = 99.95 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 03-2847:2013 pasal 21.5.3.2)

$$S = d/4 = 590.5/4 = 147.625 \text{ mm}$$

$$S = 6 \times d_b = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai Sengkang 2D10-100

Tumpuan Kiri

$$V_e = 278363.96 \text{ N}$$

$$d = 650 - 40 - 10 - 1/2 \times 19 = 590.5 \text{ mm}$$

$$V_s = (V_e / \phi) - V_c$$

$$= (278363.96 / 0.75) - 0 = 371151.95 \text{ N}$$

$$V_{s \max} = 0.66 \sqrt{f_c'} x b x d$$

$$= 0.66 \sqrt{35} \times 500 \times 590.5 = 1152836.89 \text{ N}$$

$$V_s \text{ pakai} = 371151.95 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D10 = $A_v : 157 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 590.5}{371151.95} = 99.95 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 03-2847:2013 pasal 21.5.3.2)

$$S = d/4 = 590.5/4 = 147.625 \text{ mm}$$

$$S = 6 \times d_b = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai Sengkang 2D10-100

c. Penulangan Geser di daerah luar sendi plastis

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar 2h dari muka kolom $> 2 \times 650 = 1300 \text{ mm}$, beton dianggap dapat berkontribusi menahan geser (V_c) yang terjadi sehingga:

$$V_u = 219861.16 \text{ N}$$

$$V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f'_c}) x b w x d$$

$$= 0.17 \sqrt{35} x 500 x 590.5 = 296942.83 \text{ N}$$

$V_u < V_c$, maka digunakan tulangan minimum (SNI 2847:2013 Ps. 11.4.6.3)

$$S = \frac{A_v f_y}{0.062 \sqrt{f'_c} b w} = \frac{157 \times 400}{0.062 \times \sqrt{35} \times 500} = 342.42 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah luar sendi plastis (SNI 2847:2013 Ps. 21.5.3.4)

$$S = d/2 = 590.5/2 = 295.25 \text{ mm}$$

Dipakai Sengkang 2D10-290

6.2.4. Panjang Penyaluran Tulangan Balok Induk

a. Panjang Penyaluran Tulangan Kondisi Tarik

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$\Psi_t = 1,0 \text{ (SNI2847:2013 pasal 12.2.4(a))}$$

$$\Psi_e = 1,0 \text{ (SNI2847:2013 pasal 12.2.4(b))}$$

$$\Psi_s = 0,8 \text{ (SNI2847:2013 pasal 12.2.4(c))}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (SNI2847:2013 pasal 12.2.4(d))}$$

$$c_b = \text{Decking} + D_{\text{tul geser}} + 0,5 D_{\text{tul lentur}} = 59,5 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = 0 \text{ (SNI2847:2013 pasal 12.2.3)}$$

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) Pasal. 12.2.3 SNI 2847 2013

$$(c_b + K_{tr}) / d_b = (59.5 + 0) / 19 = 3.13 > 2.5, \text{ maka diambil} \\ = 2.5$$

$$ld = \left(\frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}} \times \frac{\psi_e\psi_s}{\left(\frac{cb + Ktr}{db}\right)} \right) db = \left(\frac{400}{1.1\sqrt{35}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8}{(2.5)} \right) \times 19$$

$$= 373.71 \text{ mm}$$

$ld_{min} = 300 \text{ mm}$(SNI2847:2013 pasal 12.2.1)
dipakai $ld = 380 \text{ mm}$

b. Panjang Penyaluran Tulangan Kondisi Tekan

Panjang penyaluran tulangan kondisi tekan (ldc) tidak boleh diambil lebih kecil dari 200 mm (SNI2847:2013 Pasal.12.3.1)

$$ldc_1 = \left(\frac{0.24 f_y}{\lambda\sqrt{f_c'}} \right) db = \left(\frac{0.24 \times 400}{1\sqrt{35}} \right) \times 19 = 308.31 \text{ mm}$$

$$ldc_2 = (0.043 f_y) db = (0.043 \times 400) \times 19 = 326.8 \text{ mm}$$

dipakai $ldc = 380 \text{ mm}$

c. Panjang Kait

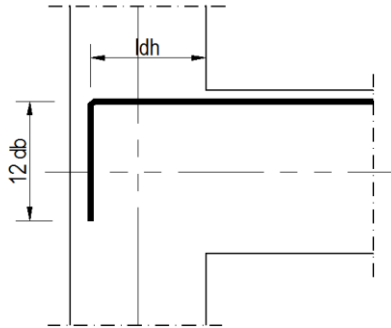
Panjang penyaluran yang dibutuhkan oleh kait diilustrasikan pada Gambar S12.12 SNI-2847:2013 dan dapat dihitung untuk kait 90° sbb :

$$ldh = \left(\frac{0.24\psi_e f_y}{\lambda\sqrt{f_c'}} \right) db = \frac{0.24 \times 1 \times 400}{1\sqrt{35}} \times 19 = 308.31 \text{ mm}$$

dipakai $ldh = 350 \text{ mm}$

$$12 db = 12 \times 19 = 228 \text{ mm, diambil } 250 \text{ mm}$$

Untuk lebih jelasnya pada panjang penyaluran yang dibutuhkan oleh kait dapat dilihat pada Gambar 6 3.



Gambar 6 3 Panjang Penyaluran Pada Kait B1

6.2.5. Rekapitulasi Perhitungan Balok Induk

Rekapitulasi kebutuhan tulangan pada Balok Induk dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 6 2 Kebutuhan Tulangan Balok B1 L = 8.7 m (DDBD)

	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	
Tul Atas	6	D19	4	D19	6	D19
Tul Bawah	4	D19	4	D19	4	D19
Tul Samping	2	D16	2	D16	2	D16
Sengkang	2D10	- 100	2D10	- 290	2D10	- 100

Tabel 6 3 Kebutuhan Tulangan Balok B2 L = 8.0 m (DDBD)

	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	
Tul Atas	10	D19	3	D19	10	D19
Tul Bawah	5	D19	5	D19	5	D19
Tul Samping	2	D16	2	D16	2	D16
Sengkang	2D10	- 80	2D10	- 230	2D10	- 80

Tabel 6 4 Kebutuhan Tulangan Balok B3 L = 8.7 m (DDBD)

	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Tul Atas	7 D19	2 D19	7 D19
Tul Bawah	4 D19	4 D19	4 D19
Tul Samping	2 D16	2 D16	2 D16
Sengkang	2D10 - 90	2D10 - 280	2D10 - 90

Tabel 6 5 Kebutuhan Tulangan Balok B1 L = 8.7 m (FBD)

	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Tul Atas	7 D19	4 D19	7 D19
Tul Bawah	4 D19	4 D19	4 D19
Tul Samping	2 D16	2 D16	2 D16
Sengkang	2D10 - 90	2D10 - 290	2D10 - 90

Tabel 6 6 Kebutuhan Tulangan Balok B2 L = 8.0 m (FBD)

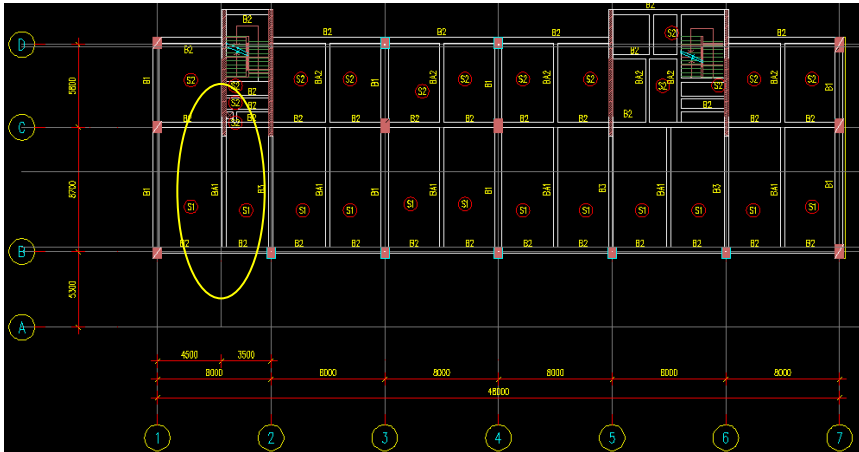
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Tul Atas	10 D19	3 D19	10 D19
Tul Bawah	5 D19	5 D19	5 D19
Tul Samping	2 D16	2 D16	2 D16
Sengkang	2D10 - 80	2D10 - 230	2D10 - 80

Tabel 6 7 Kebutuhan Tulangan Balok B3 L = 8.7 m (FBD)

	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Tul Atas	8 D19	2 D19	8 D19
Tul Bawah	4 D19	4 D19	4 D19
Tul Samping	2 D16	2 D16	2 D16
Sengkang	2D10 - 80	2D10 - 280	2D10 - 80

6.3. Perencanaan Balok Anak BA1 ($L = 8.7 \text{ m}$)

Dalam perhitungan perencanaan tulangan balok anak BA1 diambil balok anak BA1 (30x65) yang memiliki nilai gaya momen terbesar, yaitu pada As AB-12 lantai 1. Lokasi balok anak tersebut dapat dilihat pada Gambar 6 4.



Gambar 6 4 Denah Lokasi Balok Anak BA1

Perencanaan balok anak untuk menahan beban gravitasi yaitu kombinasi beban mati dan beban hidup ($1,2DL + 1,6LL$).

6.3.1. Data Perencanaan Balok Anak

Data-data yang dibutuhkan dalam perhitungan balok anak adalah sebagai berikut :

Mutu beton ($f'c$)	: 35 MPa
Kuat tarik (f_y)	: 400 MPa
Tebal pelat (t)	: 120 mm
Selimut beton	: 40 mm
Diameter tul. pokok	: 19 mm
Sengkang	: 10 mm
Ukuran B/H	: 300/650 mm
Bentang l	: 8700 mm

Gaya Dalam Pada Balok Anak

Gaya dalam maksimum yang didapat dari hasil analisis ETABS adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M \text{ tumpuan} &= 235388000 \text{ Nmm} \\ M \text{ lapangan} &= 154041500 \text{ Nmm} \\ V_u &= 141883.6 \text{ N} \end{aligned}$$

6.3.2. Tulangan Lentur Balok Anak

Menghitung Kebutuhan Tulangan Awal

diambil momen pada tumpuan sbb:

$$M \text{ tumpuan} = 235388000 \text{ Nmm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.8$$

$$\begin{aligned} dx &= H - \text{decking} - \emptyset \text{skng} - \frac{1}{2} D_{\text{tul.}} \\ &= 650 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(19) = 590.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Faktor momen pemikul

(dengan asumsi penampang terkendali tarik $\phi=0.9$) (SNI 2847 2013 Ps. 9.3.2.1)

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{235388000}{0.9 \times 300 \times 590.5^2} = 2.5$$

Tinggi blok tegangan beton persegi ekuivalen (a), dengan asumsi bahwa penampang dalam kondisi setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan sehingga:

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \cdot x f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.5}{0.85 \times 35}} \right) \cdot 590.5 = 51.9 \text{ mm}$$

Luas Tulangan Perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 51.9 \times 300}{400} = 1158.02 \text{ mm}^2$$

Cek Kondisi Penampang (SNI 2847 2013 Ps. 9.3)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{51.9}{0.8} = 64.88 \text{ mm}$$

$c/dt = 64.88/590.5 = 0.11 < 0.375$ (Asumsi awal benar, penampang terkendali tarik)

Cek Syarat Min Tulangan (SNI 2847 2013 Ps.10.5.1)

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = \frac{0.25\sqrt{35}}{400} \times 300 \times 590.5$$

$$= 655.02 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{1.4 b_w d}{f_y} = \frac{1.4 \cdot 300 \cdot 590.5}{400} = 620.03 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1158.02 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s_{\min}}$, Maka syarat tulangan minimum terpenuhi, sehingga A_s perlu dapat digunakan.

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

Jarak tulangan Utama

$$n_{tul} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{1tul}}} = \frac{1158.02}{0.25 \times \pi \times 19^2} = 4.08 \sim 5 \text{ buah}$$

Cek spasi tulangan asumsi awal (dipasang 1 baris)

$$S = \frac{b_w - 2.d_{ckng} - 2.\emptyset_{sgkg} - n.\emptyset_{tul \text{ utama}}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 5 \times 19}{5-1} = 26.25 \text{ mm} \quad (\text{OK!})$$

d aktual= 590.5 mm

A_s aktual= $5 \times (0.25 \pi 19^2) = 1417.64 \text{ mm}^2$

Kontrol Lendutan

Lendutan maksimum yang diijinkan dalam SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b) untuk lendutan seketika akibat beban hidup (LL) adalah :

$$\delta_{\text{ijin}} = \frac{l}{360} = \frac{8700}{360} = 24.17 \text{ mm}$$

$\delta^\circ = 13.69 \text{ mm}$ (dari hasil analisis ETABS)

$\delta^\circ (13.69 \text{ mm}) < \delta_{\text{ijin}} (24.17 \text{ mm}) \dots\dots\dots(\text{OK!})$

Cek Kapasitas Penampang

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot xfc' \cdot xb} = \frac{1417.64 \times 400}{0.85 \times 35 \times 300} = 63.54 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - 0.5a) \\ &= 0.9 \times 1417.64 \times 400 (590.5 - (0.5 \times 63.54)) \\ &= 285149137.6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$235388000 \text{ Nmm} < 285149137.6 \text{ Nmm}$$

Sehingga Dipasang :

Tulangan Tarik : 5D19

Tulangan Tekan : 2D19

Selanjutnya perhitungan kebutuhan tulangan untuk balok anak ditabelkan pada Tabel 6 8.

Tabel 6 8 Penulangan Balok Anak BA1

Lokasi		Mu (Nmm)	As Perlu (mm ²)	Kebutuhan Tulangan	As psang (mm ²)	φMn (Nmm)
a	b	b	c	d	E	f
End Spam	Ekst. Neg	2.35E+08	1158	1158	1417.6	5 D19
	Ekst. Pos	-	-	-	567.1	2 D19
	Int. Neg	2.35E+08	1158	1158	1417.6	5 D19
	Int. Pos	-	-	-	567.1	2 D19
Interior Spam	Negative	-	-	-	567.1	2 D19
	Positive	1.54E+08	745.7	745.7	1417.6	5 D19

6.3.3. Tulangan Geser Balok Anak

a. Tumpuan

$$V_u = 141883.60 \text{ N}$$

$$V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f_c'}) \times b_w x d$$

(SNI 2847 2013 Ps 11.2.1.1)

$$= (0.17 \times 1 \times \sqrt{35}) \times 300 \times 590.5 = 178165.7 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 178165.7 = 133624.28 \text{ N}$$

Maka, $V_u > \phi V_c$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 11012.43 \text{ N}$$

(SNI 2847 2013 Ps 11.4.7.1)

$$V_{s_{\max}} = 0.66 \sqrt{f_c'} b_w d = 761399.47 \text{ N},$$

sehingga dipakai $V_s = 11012.43 \text{ N}$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 240 \times 590.5}{11012.43} = 2020.45 \text{ mm}$$

(SNI 2847 2013 Ps 11.4.7.1)

Syarat spasi tulangan geser balok

(SNI 2847 2013 Ps 11.4.7.2)

$$S \leq d/2 = 590.5/2 = 295.25 \text{ mm}$$

Digunakan Sengkang Tumpuan $\emptyset 10-250$

b. Lapangan

Digunakan sengkang daerah lapangan dengan penulangan geser minimum $\emptyset 10-250$

6.3.4. Rekapitulasi Perhitungan Balok Anak

Rekapitulasi kebutuhan tulangan pada Balok Anak dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 6 9 Kebutuhan Tulangan Balok BA1 L = 8.7 m (DDBD)

	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Tul Atas	5 D19	2 D19	5 D19
Tul Bawah	2 D19	5 D19	2 D19
Tul Samping	2 D16	2 D16	2 D16
Sengkang	2Ø10 - 250	2Ø10 - 250	2Ø10 - 250

Tabel 6 10 Kebutuhan Tulangan Balok BA2 L = 5.8 m (DDBD)

	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Tul Atas	3 D19	2 D19	3 D19
Tul Bawah	2 D19	3 D19	2 D19
Tul Samping	2 D16	2 D16	2 D16
Sengkang	2Ø10 - 200	2Ø10 - 200	2Ø10 - 200

Tabel 6 11 Kebutuhan Tulangan Balok BA1 L = 8.7 m (FBD)

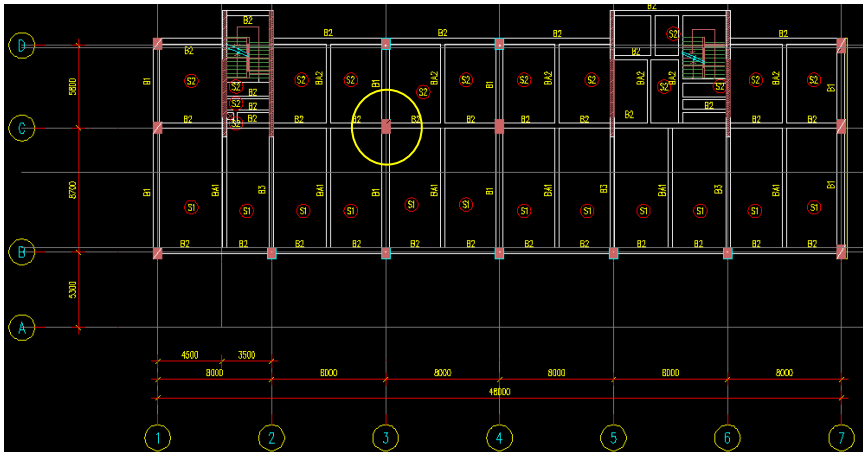
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Tul Atas	5 D19	2 D19	5 D19
Tul Bawah	2 D19	5 D19	2 D19
Tul Samping	2 D16	2 D16	2 D16
Sengkang	2Ø10 - 250	2Ø10 - 250	2Ø10 - 250

Tabel 6 12 Kebutuhan Tulangan Balok BA2 L = 5.8 m (FBD)

	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Tul Atas	4 D19	2 D19	4 D19
Tul Bawah	2 D19	4 D19	2 D19
Tul Samping	2 D16	2 D16	2 D16
Sengkang	2Ø10 - 200	2Ø10 - 200	2Ø10 - 200

6.4. Perencanaan Kolom K1 (L = 4 m)

Perencanaan kolom harus di desain dengan prinsip *Beam Sway Mechanism* dimana kekuatan kolom harus lebih kuat dibanding dengan kekuatan balok (*Strong Column Weak Beam*). Dalam perhitungan tulangan kolom K1, diambil contoh kolom K1 (60x100) dengan gaya aksial terbesar, yaitu pada As B-3 lantai 1. Lokasi kolom dapat dilihat pada gambar 6 5.



Gambar 6 5 Denah Lokasi Kolom K1

Data Perencanaan :

Mutu beton = 35 MPa

Mutu tulangan = 400 MPa

Diameter tulangan longitudinal = D25 mm

Diameter tulangan transversal = D12 mm

Selimut beton = 40 mm

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f_c' - 28)}{7} \quad (\text{SNI 2847 2013 Ps. 10.2.7.3})$$

$$= 0.85 - \frac{0.05 \cdot (35 - 28)}{7} = 0.8$$

6.4.1. Tulangan Longitudinal Kolom

a. Output Gaya Dalam

Gaya dalam yang diambil untuk perhitungan merupakan gaya ultilimit dari 18 Kombinasi Pembebebanan sesuai *SNI1727:2013*. Gaya dalam yang terjadi dapat dilihat pada tabel 6 13.

Tabel 6 13 Gaya Dalam Kolom K1

Kombinasi	Ujung Bawah			Ujung Atas		
	PU	My	Mx	PU	My	Mx
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)
COMB1	6714,11	0,88	4,96	6647,80	20,53	100,27
COMB2	8464,90	0,81	11,36	8408,06	27,64	146,98
COMB3	6319,01	704,50	34,58	6262,17	82,18	91,71
COMB4	6455,82	705,80	50,99	6398,98	81,18	120,17
COMB5	6747,79	707,34	38,05	6690,96	122,66	89,86
COMB6	6884,61	706,04	47,52	6827,77	123,65	118,32
COMB7	6309,47	208,85	135,62	6252,63	11,64	57,87
COMB8	6438,10	214,71	136,66	6381,27	49,81	57,31
COMB9	6765,51	213,16	149,60	6708,67	8,33	152,72
COMB10	6894,15	210,39	148,56	6837,31	53,12	152,16
COMB11	4033,41	704,71	37,86	3990,79	89,72	51,15
COMB12	4170,22	706,00	47,70	4127,60	88,72	79,61
COMB13	4462,20	707,13	41,33	4419,57	115,12	49,30
COMB14	4599,01	705,84	44,23	4556,38	116,11	77,76
COMB15	4023,87	209,05	138,90	3981,25	19,18	17,31
COMB16	4152,51	214,50	139,94	4109,88	42,27	16,75
COMB17	4479,91	213,37	146,31	4437,29	15,87	112,16
COMB18	4608,55	210,18	145,27	4565,92	45,58	111,60

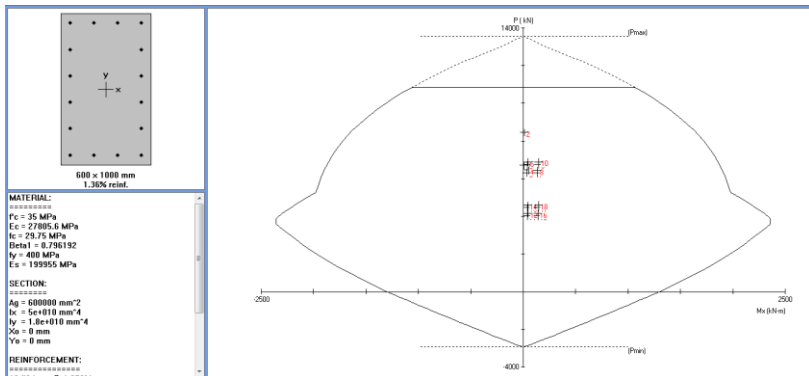
b. Cek Syarat Kolom Sebagai Struktur Penahan Gempa

1. Nilai Pu harus lebih besar dari $Ag \cdot f_c' / 10$ (*SNI2847:2013 Pasal 21.6.1*)
 $Ag \cdot f_c' / 10 = (600 \times 1000) \times 35 / 10 = 2100000 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK!})$
2. Dimensi penampang kolom terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm (*SNI2847:2013 Pasal 21.6.1.1*)

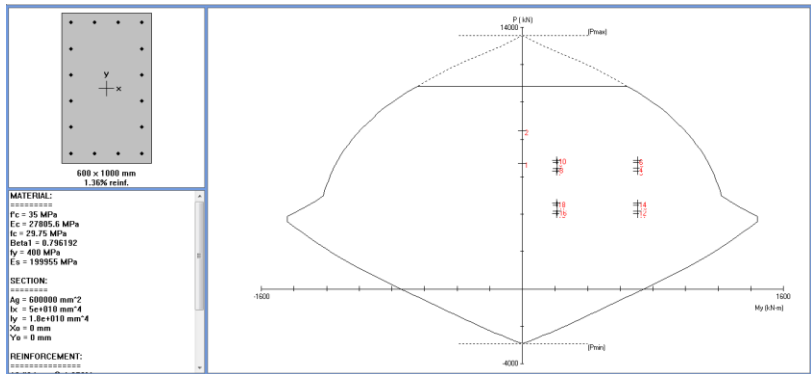
- Dimensi kolom = 600 mm x 1000 mm.....(OK!)
3. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap penampang tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0.4 (SNI2847:2013 Pasal 21.6.1.2)
- $b/h = 600/1000 = 0.6 > 0.4$ (OK!)

c. Perhitungan Tulangan Longitudinal

Perhitungan tulangan longitudinal kolom menggunakan program bantu PCA-COL. Gaya-gaya yang bekerja pada kolom di-*input* masuk ke dalam program. Hasil dari perhitungan awal dengan program PCA-COL didapatkan rasio tulangan 1.36 % dengan diameter tulangan D-25. Diagram interaksi kolom K1 hasil perhitungan dengan program PCA-COL untuk masing-masing arah dapat dilihat pada Gambar 6 6 dan Gambar 6 7.



Gambar 6 6 Diagram Interaksi Kolom Arah X-X



Gambar 6 7 Diagram Interaksi Kolom Arah Y-Y

d. Kontrol Rasio Penulangan & Spasi Tulangan

Menurut (SNI2847:2013 Pasal 21.6.3.1), rasio penulangan untuk daerah dengan wilayah gempa tinggi tidak boleh kurang dari $0.01 A_g$ atau lebih dari $0.06 A_g$ atau dengan kata lain rasio tulangan berkisar antara 1% - 6%.

Rasio tul hasil = 1.36 % (OK!)

Spasi Tulangan

Spasi bersih minimum antar batang tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar d_b tetapi tidak kurang dari 25 mm (SNI2847:2013 pasal 7.6.1)

$$S = \frac{b_w - 2.d_{ckng} - 2.\emptyset sngkg - n.\emptyset \text{ tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S_{x-x} = \frac{1000 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 6 \times 25}{6 - 1} = 149.2 > 25 \text{ mm (OK!)}$$

$$S_{y-y} = \frac{600 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 4 \times 25}{4 - 1} = 132 > 25 \text{ mm (OK!)}$$

e. **Cek Syarat Strong Column Weak Beam (SCWB)**

Menurut SNI 2847 2013 pasal 21.6.2.2 .Kekuatan kolom harus memenuhi persamaan dibawah ini

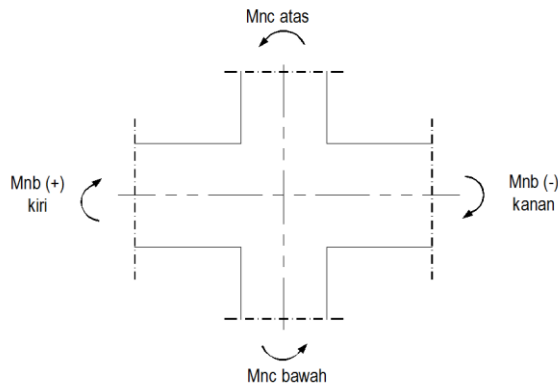
$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana:

$\sum M_{nc}$ =jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur terendah.

$\sum M_{nb}$ =jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint

Mekanisme SCWB pada joint diilustrasikan pada Gambar 6 8.



Gambar 6 8 Mekanisme SCWB

Menentukan Nilai M_{nc}

Nilai M_{nc} diambil pada pangkal dan ujung kolom pada joint kolom K1 As B-3 antara lantai 1 dan 2 untuk masing-masing arah. Nilai M_{nc} diperoleh dari diagram interaksi kolom (PCA-Col), yaitu dengan mencari momen terendah yang dihasilkan dari kombinasi beban aksial terfaktor untuk masing-masing arah. Beban aksial terfaktor untuk masing-masing arah pada joint di kolom K1 ditabelkan pada Tabel 6 14.

Tabel 6 14 Gaya Dalam Kolom K1-C18 pada HBK

Kombinasi	Bawah			Atas		
	PU (KN)	My (KN.m)	Mx (KN.m)	PU (KN)	My (KN.m)	Mx (KN.m)
COMB1	6647,80	20,53	100,27	6087,63	16,39	32,51
COMB2	8408,06	27,64	146,98	7661,56	21,60	34,73
COMB3	6262,17	82,18	91,71	5729,86	484,45	62,48
COMB4	6398,98	81,18	120,17	5860,57	486,97	7,61
COMB5	6690,96	122,66	89,86	6102,61	454,15	67,62
COMB6	6827,77	123,65	118,32	6233,31	451,64	2,46
COMB7	6252,63	11,64	57,87	5707,83	153,01	146,04
COMB8	6381,27	49,81	57,31	5819,65	128,57	147,59
COMB9	6708,67	8,33	152,72	6143,52	161,38	87,57
COMB10	6837,31	53,12	152,16	6255,35	120,20	86,02
COMB11	3990,79	89,72	51,15	3661,75	478,58	53,36
COMB12	4127,60	88,72	79,61	3792,46	481,09	16,72
COMB13	4419,57	115,12	49,30	4034,49	460,02	58,51
COMB14	4556,38	116,11	77,76	4165,20	457,51	11,57
COMB15	3981,25	19,18	17,31	3639,72	147,14	136,93
COMB16	4109,88	42,27	16,75	3751,54	134,44	138,47
COMB17	4437,29	15,87	112,16	4075,41	155,51	96,68
COMB18	4565,92	45,58	111,60	4187,23	126,07	95,13

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu
1	6647.0	100.0	1885.7	18.837
2	8408.0	146.0	1657.8	11.355
3	6262.0	91.0	1915.7	21.051
4	6398.0	120.0	1904.9	15.875
5	6690.0	89.0	1879.8	21.122
6	6827.0	118.0	1867.0	15.822
7	6252.0	57.0	1916.4	33.622
8	6381.0	57.0	1906.3	33.444
9	6708.0	152.0	1878.2	12.357
10	6837.0	152.0	1866.1	12.277
11	3990.0	51.0	2337.3	45.830
12	4127.0	79.0	2307.5	29.209
13	4419.0	49.0	2229.9	45.507
14	4556.0	77.0	2193.9	28.493
15	3981.0	17.0	2339.2	137.602
/13/20 pcaColumn V3.63 - PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - 3:30:41 Licensed to: Institute Technology of Surabaya				
16	4109.0	16.0	2311.5	144.468
17	4437.0	112.0	2225.3	19.868
18	4565.0	111.0	2191.5	19.743
*** Program completed as requested! ***				

Gambar 6 9 Nilai Mnc Kolom K1 HBK Arah X-X Bawah

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Muy kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	6647.0	20.0	1146.2	57.308
2	8408.0	27.0	1003.1	37.152
3	6262.0	82.0	1167.7	14.240
4	6398.0	81.0	1160.4	14.326
5	6690.0	122.0	1143.6	9.374
6	6827.0	123.0	1135.1	9.228
7	6252.0	11.0	1168.2	106.201
8	6381.0	49.0	1161.3	23.701
9	6708.0	8.0	1142.5	142.809
10	6837.0	53.0	1134.4	21.404
11	3990.0	89.0	1407.5	15.815
12	4127.0	88.0	1382.9	15.714
13	4419.0	115.0	1327.8	11.546
14	4556.0	116.0	1300.3	11.210
15	3981.0	19.0	1409.5	74.183
/13/20 pcaColumn V3.63 - PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - 3:39:02 Licensed to: Institute Technology of Surabaya				
16	4109.0	42.0	1386.1	33.003
17	4437.0	15.0	1324.2	88.282
18	4565.0	45.0	1298.5	28.855
*** Program completed as requested! ***				

Gambar 6 10 Nilai Mnc Kolom K1 HBK Arah Y-Y Bawah

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu
1	6087.0	32.0	1928.5	60.270
2	7661.0	34.0	1771.1	52.090
3	5729.0	62.0	1952.5	31.491
4	5860.0	7.0	1944.1	277.736
5	6102.0	67.0	1927.6	28.770
6	6233.0	2.0	1917.9	958.946
7	5707.0	146.0	1953.8	13.382
8	5819.0	147.0	1946.8	13.244
9	6143.0	87.0	1924.6	22.122
10	6255.0	86.0	1916.2	22.282
11	3661.0	53.0	2370.4	44.725
12	3792.0	16.0	2377.7	148.608
13	4034.0	58.0	2327.9	40.137
14	4165.0	11.0	2298.9	208.990
15	3639.0	136.0	2365.8	17.395
/13/20 pcaColumn V3.63 - PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - :58:38 Licensed to: Institute Technology of Surabaya				
16	3751.0	138.0	2385.9	17.289
17	4075.0	96.0	2319.0	24.156
18	4187.0	95.0	2293.9	24.146

*** Program completed as requested! ***

Gambar 6 11 Nilai Mnc Kolom K1 HBK Arah X-X Atas

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Muy kN-m	fMny kN-m	fMn/Mu
1	6087.0	16.0	1176.0	73.499
2	7661.0	21.0	1073.8	51.132
3	5729.0	484.0	1192.4	2.464
4	5860.0	486.0	1186.6	2.442
5	6102.0	454.0	1175.2	2.589
6	6233.0	451.0	1169.2	2.592
7	5707.0	153.0	1193.4	7.800
8	5819.0	128.0	1188.5	9.285
9	6143.0	161.0	1173.2	7.287
10	6255.0	120.0	1168.0	9.734
11	3661.0	478.0	1448.3	3.030
12	3792.0	481.0	1457.1	3.029
13	4034.0	460.0	1399.5	3.042
14	4165.0	457.0	1375.9	3.011
15	3639.0	147.0	1445.1	9.831
/13/20 pcaColumn V3.63 - PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - :04:48 Licensed to: Institute Technology of Surabaya				
16	3751.0	134.0	1460.5	10.899
17	4075.0	155.0	1392.2	8.982
18	4187.0	126.0	1371.9	10.888

*** Program completed as requested! ***

Gambar 6 12 Nilai Mnc Kolom K1 HBK Arah Y-Y Atas

Tabel 6 15 Perhitungan M_{nc} pada Joint K1

Arah	h kolom	M_{nc} atas (kNm)	M_{nc} bawah (Nmm)	ΣM_{nc} (Nmm)
x-x	1000	1771100000	1657800000	3428900000
y-y	600	1073800000	1003100000	2076900000

Menentukan Nilai M_{nb}

Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke muka joint, ΣM_{nb} dihitung dari penjumlahan M_{nb} pada muka joint (kanan dan kiri) pada masing-masing arah. Untuk arah x-x maka :

Balok Tumpuan Kanan (-)

Luas Tulangan Bagian Atas

$$\text{As Balok} = 6 \text{ D19} = 1701.17 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 59.5 = 590.5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot xfc' \cdot xb} = \frac{1701.17 \cdot 400}{0.85 \cdot 35 \cdot 500} = 45.75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= As \cdot fy \cdot (d - 0.5a) \\ &= 1701.17 \cdot 400 (590.5 - (0.5 \cdot 45.75)) \\ &= 386250648.5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Balok Tumpuan Kiri (+)

Luas Tulangan Bagian Bawah

$$\text{As Balok} = 4 \text{ D19} = 1134.11 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 40 - 10 - 19/2 = 590.5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot xfc' \cdot xb} = \frac{1134.11 \cdot 400}{0.85 \cdot 35 \cdot 500} = 30.5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= As \cdot fy \cdot (d - 0.5a) \\ &= 1134.11 \cdot 400 (590.5 - (0.5 \cdot 30.5)) \\ &= 260958711 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Untuk arah y-y dihitung dengan cara yang sama, sehingga nilai M_{nb} pada muka Joint K1 ditabelkan pada Tabel 6 16.

Tabel 6 16 Perhitungan M_{nb} pada Joint K1

Arah	Ukuran balok	M_{nb} Kiri (Nmm)	M_{nb} Kanan (Nmm)	$1.2 \Sigma M_{nb}$ (Nmm)
x-x	50/65	260958711	386250648.5	776651231.4
y-y	35/65	195719033.3	321875540.4	621113488.4

Sehingga syarat SCWB dapat dihitung sbb,

Joint K1 Arah x-x

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$3428900000 \text{ Nmm} > 776651231.4 \text{ Nmm} \dots(\text{OK!})$$

Joint K1 Arah y-y

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$2076900000 \text{ Nmm} > 621113488.4 \text{ Nmm} (\text{OK!})$$

6.4.2. Tulangan Transversal Kolom

a. *Tulangan Transversal Sebagai Confinement*

Daerah sendi plastis kolom

Daerah Pemasangan Tulangan

Daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (*hoops*). Tulangan *hoops* diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar dari 1,2 atau 3 sbb: (SNI2847:2013 pasal 21.6.4.1)

- 1) Tinggi komponen struktur di joint, $h = 1000 \text{ mm}$
- 2) $\frac{1}{6}$ bentang bersih komponen struktur = $\frac{1}{6} \times 3350 = 558.33 \text{ mm}$
- 3) 450 mm

Maka jarak untuk l_o digunakan 1000 mm

Spasi maksimum *hoops*

Spasi maksimum *hoops*, s_{max} , pada daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. Nilai s_{max} tidak boleh melebihi dari nilai terkecil dari 1,2 dan 3 sbb: (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3) :

- 1) Seperempat dimensi komponen struktur minimum = $1/4 \times 600 = 150 \text{ mm}$
- 2) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil = $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 3) s_o , dengan s_o tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.

$$s_o = 100 + \frac{350 - 0.5hx}{3}$$

$$= 100 + \frac{350 - 0.5 \times 508}{3} = 132 \text{ mm}$$

Maka digunakan spasi *hoops* (s) = 60 mm (maksimum) sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom.

Luas tulangan *confinement*.

Untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom total luas penampang *hoops* tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara a dan b. (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4) :

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \dots\dots\dots (a)$$

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \dots\dots\dots (b)$$

Dimana:

b_c = lebar penampang inti beton (yang terkekang), mm
 $= b - 2(\text{selimut} + 1/2d_b)$

$b_c (x-x) = 600 - 2 (40 + 1/2 (12))$
 $= 508 \text{ mm}$

$b_c (y-y) = 1000 - 2 (40 + 1/2 (12))$
 $= 908 \text{ mm}$

A_{ch} = luas penampang yang diukur sampai tepi luar tulangan transversal, mm^2

$$\begin{aligned}
 A_{ch} &= (b - 2t_{selimut}) \times (h - 2t_{selimut}) \\
 &= (600 - 2(40)) \times (1000 - 2(40)) \\
 &= 478400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

arah (x-x), lebar : 600 mm

$$\begin{aligned}
 A_{sh1} &= 0.3 \left(\frac{S.b.c.fc'}{fyt} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\
 &= 0.3x \left(\frac{60x508x35}{400} \right) \left(\frac{600x1000}{478400} - 1 \right) = 203.37 \text{ mm}^2 \\
 A_{sh2} &= 0.09 \left(\frac{S.b.c.fc'}{fyt} \right) = 0.09x \left(\frac{60x508x35}{400} \right) = 240.03 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan sengkang (hoops) 3 kaki D12-60

$$\begin{aligned}
 A_{Spasang} &= 3 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (12)^2 \\
 &= 339.29 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 240.03 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK!})
 \end{aligned}$$

arah (y-y), lebar : 1000 mm

$$\begin{aligned}
 A_{sh1} &= 0.3 \left(\frac{S.b.c.fc'}{fyt} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\
 &= 0.3x \left(\frac{60x908x35}{400} \right) \left(\frac{600x1000}{478400} - 1 \right) = 363.5 \text{ mm}^2 \\
 A_{sh2} &= 0.09 \left(\frac{S.b.c.fc'}{fyt} \right) = 0.09x \left(\frac{60x908x35}{400} \right) = 429.03 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan sengkang (hoops) 4 kaki D12-60

$$\begin{aligned}
 A_{Spasang} &= 4 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (12)^2 \\
 &= 452.39 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 429.03 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK!})
 \end{aligned}$$

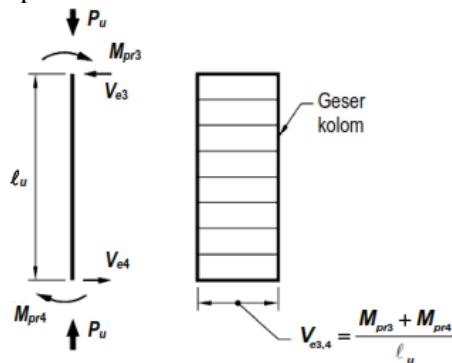
Daerah luar sendi plastis kolom

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum diambil nilai terkecil antara 1 dan 2 sbb : (SNI2847:2013 pasal 21.6.4 5) :

- 1) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil =
 $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
 - 2) 150 mm
- Digunakan spasi *hoops* = 150 mm

b. Tulangan Transversal Sebagai Penahan Gaya Geser
Daerah sendi plastis kolom

Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser harus di desain dengan gaya geser desain V_e yang diatur dalam Pasal 21.6.5.1 SNI 2847 2013, dimana nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor dari analisis struktur. Perhitungan V_e dihitung dengan ketentuan Pasal 21.6.2.2 seperti Gambar 6 13



Gambar 6 13 Gaya Geser Desain untuk Kolom

Nilai M_{pr} didapat dari diagram interaksi kolom yang menghasilkan nilai momen terfaktor akibat beban P_u terfaktor terbesar yang bekerja dengan menggunakan $f_s = 1.25 f_y$ dan $\phi = 1$ dan dengan $l_n = 3.35 \text{ m}$ (lantai 1). Perhitungan M_{pr} dengan beban aksial terfaktor di-input dari Tabel 6.7 menggunakan PCA-Col, hasil dapat dilihat pada Gambar 6 14.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu
1	6714.0	4.0	3156.3	789.085
2	8464.0	11.0	3123.2	283.930
3	6319.0	34.0	3123.9	92.056
4	6455.0	50.0	3139.4	62.787
5	6747.0	38.0	3158.4	83.116
6	6884.0	47.0	3166.7	67.376
7	6309.0	135.0	3129.2	23.179
8	6438.0	136.0	3138.2	23.075
9	6765.0	149.0	3159.5	21.205
10	6894.0	148.0	3167.3	21.400
11	4033.0	37.0	2847.3	76.955
12	4170.0	47.0	2871.0	61.085
13	4462.0	41.0	2920.2	71.226
14	4599.0	44.0	2942.8	66.881
15	4023.0	138.0	2845.6	20.620
16	4152.0	139.0	2867.9	20.632
17	4479.0	146.0	2923.1	20.021
18	4608.0	145.0	2944.2	20.305

./13/20 pcaColumn V3.63 - PORTLAND CEMENT ASSOCIATION -
.:12:44 Licensed to: Institute Technology of Surabaya

*** Program completed as requested! ***

Gambar 6 14 Nilai M_{pr} Kolom Ujung Bawah Arah X-X

Dari Gambar 6 14 didapat nilai M_{pr} yaitu pada kolom K1 arah x-x ujung bawah adalah 3123.2 kNm, sehingga dengan cara yang sama nilai M_{pr} untuk masing-masing arah dapat ditabelkan pada Tabel 6 17

Tabel 6 17 Perhitungan M_{pr} pada Kolom K1

Arah	h kolom	M_{pr} atas (Nmm)	M_{pr} bawah (Nmm)	ΣM_{pr} (Nmm)
x-x	1000	2823100000	3123200000	5946300000
y-y	600	1782100000	1905500000	3687600000

Maka V_e bisa dihitung :

$$V_e = \frac{M_{pr.bawah} + M_{pr.Atas}}{L_n}$$

$$V_{e\ x-x} = \frac{5946300000}{3350} = 1775014.93\ \text{N}$$

$$V_{e\ y-y} = \frac{3687600000}{3350} = 1100776.12\ \text{N}$$

V_u dari ETABS = 186451 N

maka pakai nilai V_e untuk masing-masing arah.

Menghitung Kebutuhan Tulangan Geser

Nilai $V_c=0$ untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom bila mana syarat keduanya (a) dan (b) terpenuhi (SNI 2847:2013 pasal 21.6. 5.2) :

a) Gaya geser yang ditimbulkan gempa, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o .

$$50\% \times V_e > V_u$$

$$50\% \times 1775014.93\ \text{N} > 186451\ \text{N}$$

$$887507.47\ \text{N} > 186451\ \text{N} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

b) Gaya tekan Aksial terfaktor termasuk gaya aksial gempa tidak melampaui $A_g f'_c / 10$. (nilai P_u diambil nilai dari gaya terfaktor terkecil table 6.7)

$$P_u < A_g f'_c / 10 = 0.6 \times 1 \times 35 (1000) / 10$$

$$4023.87\ \text{kN} > 2100\ \text{kN} \dots\dots\dots(\text{Not})$$

Maka diambil nilai V_c diperhitungkan,

$$V_c\ y-y = 0.17(1 + N_u / 14A_g) \lambda \sqrt{f_c b_w d}$$

$$= 0.17(1 + 4023.9 / 14.600.1000) 1 \sqrt{35.600.935.5}$$

$$= 564.789\ \text{kN}$$

$$V_c\ x-x = 0.17(1 + N_u / 14A_g) \lambda \sqrt{f_c b_w d}$$

$$= 538.828\ \text{kN}$$

Besarnya nilai V_s dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang dari hasil perhitungan *confinement*.

arah (x-x), lebar : 60 cm (3 kaki D12-60)

$$A_{sh} = 3\ \text{tul} \times 0,25 \times \pi \times (12)^2 = 339.292\ \text{mm}^2$$

$d = 600 - 40 - 12 - 25/2 = 535.5 \text{ mm}$, sehingga,

$$V_{S_{pasang}} = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{339.29 \times 400 \times 535.5}{60} = 1211.27 \text{ kN}$$

Maka,

$$\begin{aligned} \phi \cdot (V_c + V_s) &= 0,75 \times (538.828 \text{ kN} + 1211.27 \text{ kN}) \\ &= 1312.57 \text{ kN} > 1100.78 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{OK!}) \end{aligned}$$

arah (y-y), lebar : 100 cm (4 kaki D12-60)

$$A_{sh} = 4 \text{ tul} \times 0,25 \times \pi \times (12)^2 = 452.39 \text{ mm}^2$$

$d = 1000 - 40 - 12 - 25/2 = 935.5 \text{ mm}$, sehingga;

$$V_{S_{pasang}} = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{452.39 \times 400 \times 935.5}{60} = 2821.41 \text{ kN}$$

Maka ;

$$\begin{aligned} \phi \cdot (V_c + V_s) &= 0,75 \times (564.79 \text{ kN} + 2821.41 \text{ kN}) \\ &= 2539.65 \text{ N} > 1775.01 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{OK!}) \end{aligned}$$

Maka, tulangan transversal penahan geser hasil perhitungan tulangan transversal sebagai *confinement* aman digunakan untuk menahan gaya geser.

Daerah luar sendi plastis kolom

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4 5) :

- 1) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil =
 $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 2) 150 mm

Digunakan Sengkang (*hoops*) 3D12 – 150

6.4.3. Sambungan Lewatan Tulangan Longitudinal Kolom

Sesuai Pasal 21.6.3.3 SNI 2847 2013 sambungan lewatan harus diletakkan ditengah panjang kolom dan dihitung sebagai sambungan tarik, 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 $1,3\ell_d$. (SNI3-2847:2013 pasal 12.15.1).

$$db = 25 \text{ mm}$$

$$\Psi_t = 1,0 \text{(SNI 03-2847:2013 pasal 12.2.4(a))}$$

$$\Psi_e = 1,0 \text{(SNI 03-2847:2013 pasal 12.2.4(b))}$$

$$\Psi_s = 1,0 \text{(SNI 03-2847:2013 pasal 12.2.4(c))}$$

$$\lambda = 1,0 \text{(SNI 03-2847:2013 pasal 12.2.4(d))}$$

$$c_b = \text{Decking} + D_{\text{tul geser}} + 0,5D_{\text{tul lentur}} \\ = 40+12+0.5 \times 25 = 64.5 \text{ mm}$$

$$K_{tr} = 0 \text{(SNI 03-2847:2013 pasal 12.2.3)}$$

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) Pasal. 12.2.3 SNI 2847 2013

$$(c_b+K_{tr}) / db = (64.5+ 0) / 25 = 2.58 > 2.5 , \text{ maka diambil} \\ = 2.5$$

$$ld = \left(\frac{fy}{1.1\lambda\sqrt{fc'}} \times \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{db} \right)} \right) db \\ = \left(\frac{400}{1.1\sqrt{35}} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{(2.5)} \right) \times 25 = 614.66 \text{ mm}$$

$$ld \text{ min} = 300 \text{ mm(SNI 03-2847:2013 pasal 12.2.1)}$$

$$1.3 ld = 1.3 \times 614.66 = 799.06 \text{ mm, dipakai } 800 \text{ mm}$$

6.4.4. Rekapitulasi Perhitungan Kolom

Rekapitulasi kebutuhan tulangan kolom ditabelkan pada table di bawah ini.

Tabel 6 18 Kebutuhan Tulangan Kolom K1 (DDBD)

Tulangan	Tumpuan Atas	Lapangan	Tumpuan Bawah
Pokok	16 D25	16 D25	16 D25
Senggang (x-x)	3D12 - 60	3D12 - 150	3D12 - 60
Senggang (y-y)	4D12 - 60	3D12 - 150	4D12 - 60

Tabel 6 19 Kebutuhan Tulangan Kolom K2 (DDBD)

Tulangan	Tumpuan Atas	Lapangan	Tumpuan Bawah
Pokok	12 D25	12 D25	12 D25
Senggang (x-x)	3D12 - 60	3D12 - 150	3D12 - 60
Senggang (y-y)	3D12 - 60	3D12 - 150	3D12 - 60

Tabel 6 20 Kebutuhan Tulangan Kolom K1 (FBD)

Tulangan	Tumpuan Atas	Lapangan	Tumpuan Bawah
Pokok	16 D25	16 D25	16 D25
Senggang (x-x)	3D12 - 60	3D12 - 150	3D12 - 60
Senggang (y-y)	4D12 - 60	3D12 - 150	4D12 - 60

Tabel 6 21 Kebutuhan Tulangan Kolom K2 (FBD)

Tulangan	Tumpuan Atas	Lapangan	Tumpuan Bawah
Pokok	12 D25	12 D25	12 D25
Senggang (x-x)	3D12 - 60	3D12 - 150	3D12 - 60
Senggang (y-y)	3D12 - 60	3D12 - 150	3D12 - 60

6.5. Hubungan Balok-Kolom

a. Cek Syarat Panjang Joint

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok (SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3).

$$b = 600 \text{ mm} > 20d_b = 20 (19) = 380 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

$$h = 1000 \text{ mm} > 20d_b = 20 (19) = 380 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{OK!})$$

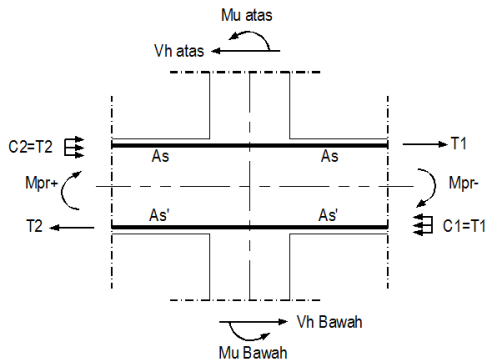
b. Kebutuhan Tulangan Transversal Untuk Confinement Pada Joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom. Spasi vertikal tulangan confinement ini diizinkan untuk diperbesar hingga 150 mm (SNI2847:2013 pasal 21.7.3.2).

Dicoba menggunakan s max = 150 mm, maka digunakan sengkang (hoops) sbb:

- arah x-x 3D12-150
- arah y-y 4D12-150

c. Hitung Gaya Geser Pada Joint



Gambar 6 15 Skema Geser Yang Terjadi Di Joint

Arah Sumbu X-X

$$As \text{ Balok} = 6 \text{ D19} = 1701.17 \text{ mm}^2$$

$$As' = 4 \text{ D19} = 850.16 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 59.5 = 590.5 \text{ mm}$$

$$d' = 650 - 59.5 = 590.5 \text{ mm}$$

$$T1 = As \cdot 1.25 \cdot fy = 850585 \text{ N}$$

$$T2 = As' \cdot 1.25 \cdot fy = 425080 \text{ N}$$

Atas (M_{pr^-})

$$a_{pr} = \frac{T1}{0.85 \cdot xfc' \cdot xb} = \frac{As \cdot 1.25 \cdot fy}{0.85 \cdot xfc' \cdot xb} = \frac{1701.17 \cdot 1.25 \cdot 400}{0.85 \cdot 35 \cdot 500}$$

$$= 57.18 \text{ mm}$$

$$M_{pr^-} = As \cdot 1.25 \cdot fy \cdot (d - 0.5a)$$

$$= 1701.17 \cdot 1.25 \cdot 400 \cdot (590.5 - (0.5 \cdot 57.18))$$

$$= 479637014.9 \text{ Nmm}$$

Bawah (M_{pr^+})

$$a_{pr} = \frac{T2}{0.85 \cdot xfc' \cdot xb} = \frac{As' \cdot 1.25 \cdot fy}{0.85 \cdot xfc' \cdot xb} = \frac{850.16 \cdot 1.25 \cdot 400}{0.85 \cdot 35 \cdot 500}$$

$$= 28.58 \text{ mm}$$

$$M_{pr^+} = As' \cdot 1.25 \cdot fy \cdot (d - 0.5a)$$

$$= 850.16 \cdot 1.25 \cdot 400 \cdot (590.5 - (0.5 \cdot 28.58))$$

$$= 244936025.5 \text{ Nmm}$$

$$Mu \text{ atas} = Mu \text{ Bawah} = (M_{pr^-} + M_{pr^+})/2$$

$$= (479637014.9 + 244936025.5)/2$$

$$= 362286520.2 \text{ Nmm}$$

$$Vu = Vh_{bawah} + Vh_{atas} = \frac{Mu_{bawah}}{hn/2} + \frac{Mu_{atas}}{hn/2}$$

$$= \left(\frac{362286520.2}{3350/2} \right) + \left(\frac{362286520.2}{3350/2} \right)$$

$$= 432580.92 \text{ N}$$

Maka dari skema gaya-gaya yang bekerja pada joint seperti pada Gambar 6 15 didapat gaya geser Arah x-x sbb:

$$\begin{aligned} V_u \text{ x-x} &= T1 + T2 - V_u \\ &= 850585 + 425080 - 432580.92 \\ &= 843084.08 \text{ N} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama maka untuk Arah y-y didapatkan $V_u \text{ y-y} = 681200.48 \text{ N}$

d. Cek Kuat Geser Joint

Kuat geser joint yang terkekang oleh balok pada empat muka atau sesuai (SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1) adalah

$$V_n = 1.7 \sqrt{f_c'} \cdot A_j$$

Lebar Efektif Pada HBK

$$\begin{aligned} b_{\text{eff}} &= b+h \leq b + 2x \\ \text{x-x} &= 500 + 1000 < 500 + (2 \times 50), \\ &\quad \text{dipakai } b_{\text{eff}} = 600 \text{ mm} \\ \text{y-y} &= 350 + 600 < 350 + (2 \times 325), \\ &\quad \text{dipakai } b_{\text{eff}} = 950 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas Efektif Pada HBK

$$\begin{aligned} A_j \text{ x-x} &= b_{\text{eff}} \times h = 600 \times 1000 = 600000 \text{ mm}^2 \\ A_j \text{ y-y} &= b_{\text{eff}} \times h = 950 \times 600 = 570000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat Geser Nominal Pada HBK

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.75 \times 1.7 \sqrt{f_c'} \cdot A_j \\ \phi V_n \text{ x-x} &= 0.75 \times 1.7 \sqrt{35} \times (600000) = 4525801.03 \text{ N} \\ \phi V_n \text{ y-y} &= 0.75 \times 1.7 \sqrt{35} \times (570000) = 4299510.98 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Kuat Geser Pada HBK

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u \\ \text{Arah x-x: } &4525801.03 \text{ N} > 843084.08 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK!}) \\ \text{Arah y-y: } &4299510.98 \text{ N} > 681200.48 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

6.6. Perencanaan Dinding Geser

Desain dinding geser diambil pada dinding geser yang berada di As-6 lantai 1, karena dinding geser tersebut memikul gaya geser yang paling besar dibanding dinding geser yang lainnya. Data perencanaan dinding geser dapat dilihat sebagai berikut:

Tinggi Dinding Total, (h_w)	= 41200 mm
Tebal Dinding, (h)	= 300 mm
Panjang Dinding, (l_w)	= 8000 mm
Mutu Beton, (f_c')	= 35 MPa
Mutu Baja Tulangan, (f_y)	= 400 Mpa

Gaya dalam yang bekerja pada dinding diperoleh dari kombinasi *envelope* hasil analisis struktur dengan ETABS dengan nilainya sebagai berikut :

P_u	= 10022121.8 N
V_u	= 558488.5 N
M_u	= 12090883300 Nmm

6.6.1. Tulangan Transversal Untuk Menahan Geser

a. Kebutuhan Jumlah Tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2, bila V_u melebihi $0.17\lambda \times A_{cv} \sqrt{f_c'}$ harus digunakan dua tirai tulangan.

$$A_{cv} = l_w \times h = 8000 \times 300 = 2400 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$V_u \geq 0.17\lambda \times A_{cv} \sqrt{f_c'} = 0.17 \times 1 \times 2400000 \times \sqrt{35} \\ = 2413760.55 \text{ N}$$

$$558488.5 \text{ N} < 2413760.55 \text{ N}$$

Maka tidak perlu digunakan 2 tirai tulangan.

b. Perhitungan Kekuatan Geser Oleh Beton

Menentukan kekuatan geser beton (V_c) sesuai SNI 2847:2013 Pasal 11.9.6, dimana V_c diambil nilai yang lebih kecil diantara (a) dan (b) sebagai berikut :

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 8000 = 6400 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.27 \lambda \sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{P_u \times d}{4l_w}$$

$$= 0.27 \times \sqrt{35} \times 300 \times 6400 + \frac{10022121.8 \times 6400}{4 \times 8000}$$

$$= 5071320.12 \text{ N} \dots \dots \dots (a)$$

$$V_c = \left(0.05 \lambda \sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left(0.1 \lambda \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) \times h \times d$$

$$= \left(0.05 \sqrt{35} + \frac{8000 \left(0.1 \sqrt{35} + 0.2 \frac{10022121.8}{8000 \times 300} \right)}{\frac{1209088330}{558488.5} - \frac{8000}{2}} \right) \times 300 \times 6400$$

$$= 1809659.67 \text{ N} \dots \dots \dots (b)$$

Maka, digunakan $V_c = 1809659.67 \text{ N}$

c. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal

$$V_u / \phi = 558488.5 / 0.75 = 744651.33 \text{ N}$$

$$V_u / \phi (744651.33 \text{ N}) < V_c (1809659.67 \text{ N})$$

Maka, digunakan tulangan geser minimum.

Dicoba menggunakan tulangan transversal 2D12 dengan $s = 300 \text{ mm}$

$$A_{vt} = 226.19 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.1 rasio tulangan transversal dan longitudinal (ρ_t dan ρ_l) minimal sebesar 0.0025 dan spasi antar tulangan, baik longitudinal maupun transversal tidak melebihi 450 mm, maka :

$$\rho_t = A_{vt} / (t \times s) = 226.19 / (300 \times 300) = 0.0025 \text{ (OK!)}$$

$$s = 300 \text{ mm} < 450 \text{ mm (OK!)}$$

Sehingga didapat nilai kuat geser tulangan transversal,
 $V_s = (A_{vt} \times f_y \times d) / s = (226.19 \times 400 \times 6400) / 300$
 $= 1930154.67 \text{ N}$

Kuat geser penampang nominal total,
 $V_n = V_c + V_s = 1809659.67 + 1930154.67$
 $= 3739814.34 \text{ N}$

d. Cek Syarat Kekuatan Geser Nominal Penampang

Nilai V_n yang digunakan tidak boleh melebihi ketentuan pada SNI2847-2013 Pasal 21.9.4.1

$h_w / l_w = 300 / 8000 = 0.0375 < 1.5$, sehingga $\alpha_c = 0.17$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y)$$

$$= 2400000 (0.17 \sqrt{35} + 0.0025 \times 400)$$

$$= 4813760.55 \text{ N}$$

Sehingga, $3739814.34 \text{ N} < 4813760.55 \text{ N}$ (OK!)

e. Cek Syarat Kekuatan Geser Nominal Maksimum

Untuk semua segmen dinding geser nilai V_n tidak boleh lebih besar dari $0.66 A_{cv} \sqrt{f_c'}$ (SNI 2847-2013 Pasal 21.9.4.4)

$$V_n < 0.66 A_{cv} \sqrt{f_c'}$$

$$3739814.34 < 0.66 \times 2400000 \sqrt{35}$$

$$3739814.34 \text{ N} < 9371070.38 \text{ N}$$
 (OK!)

f. Cek Syarat Kekuatan Geser Penampang

$\phi V_n > V_u$

$$0.75 \times 3739814.34 \text{ N} > 558488.5 \text{ N}$$

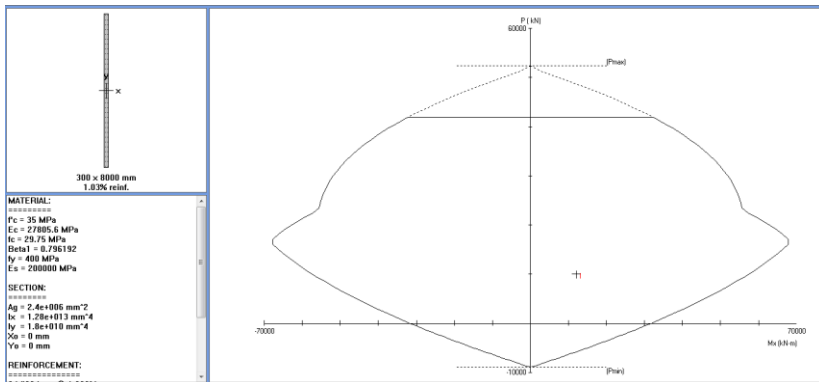
$$2804860.76 \text{ N} > 558488.5 \text{ N}$$
 (OK!)

6.6.2. Tulangan Longitudinal Untuk Menahan Kombinasi Aksial dan Lentur

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.1 rasio tulangan transversal dan longitudinal minimum sebesar 0.0025 dan

spasi antar tulangan, baik longitudinal maupun transversal tidak melebihi 450 mm, maka :

Tulangan longitudinal didesain menggunakan D22-250. Dilakukan *trial* menggunakan diagram interaksi P - M dari PCA-Col dengan rasio tulangan 1.03% dan konfigurasi pemasangan tulangan seperti pada Gambar 6 16. Diketahui bahwa persyaratan tulangan dinding geser yang dirancang masih memenuhi persyaratan dan rasio tulangan $1.03\% > 0.0025$ (OK!).



Gambar 6 16 Diagram Interaksi P - M Dinding Geser

6.6.3. Kebutuhan Elemen Pembatas Khusus

Penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan *displacement*. Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.2 daerah tekan harus diberi komponen batas apabila persamaan berikut terpenuhi :

$$c > \frac{\lambda_w}{600(\delta_u / h_w)}$$

Dimana :

c : sumbu netral terbesar akibat aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal yang konsisten dengan perpindahan desain

δ_u : nilai simpangan atau perpindahan maksimum dinding geser di puncak gedung (Δ)

δ_u / h_w tidak boleh diambil < 0.007

Nilai Syarat Komponen Batas (*Boundary Element*)

Dari permodelan ETABS didapat nilai $\Delta = 35$ mm

$\delta_u / h_w = 35 / 41200 = 0.00085 < 0.007$

Maka dipakai $\delta_u / h_w = 0.007$

Nilai c didapatkan dengan bantuan program PCA-CoL, dengan P_u dan M_u diambil terbesar dari hasil analisis ETABS. Didapatkan nilai $c = 2214$ mm.

$$\text{Maka : } \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} = \frac{8000}{600 \times 0.007} = 1904.76 \text{ mm} < c$$

Sehingga dinding geser harus menggunakan *boundary element*.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.4, *boundary element* harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang daripada :

$$(c - 0.1\lambda_w) = 2214 - (0.1 \times 8000) = 1414 \text{ mm}$$

$$c/2 = 2214/2 = 1107 \text{ mm}$$

Jadi *boundary element* dipasang sejauh 1500 mm dari serat tekan terluar.

Tulangan transversal pada elemen pembatas khusus harus memenuhi SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.2 sampai 21.6.4.4 dimana luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari persamaan berikut ini :

$$A_{sh} = 0.09 \times \frac{s \times b_c \times f_c'}{f_{yt}}$$

Dimana :

A_{sh} = Luas penampang total tulangan transversal (mm^2)

S = Spasi tulangan transversal pada arah longitudinal (mm)

b_c = Dimensi penampang inti kolom dihitung dari sumbu-sumbu tulangan pengekang (mm)

Jarak tulangan transversal diambil yang terkecil antara 1/3 dimensi terkecil penampang, $6d_b$, atau S_o :

$$1/3 \times 300 = 100 \text{ mm}$$

$$6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + (350 - 0.5hx) / 3$$

$$= 100 + (350 - 0.5 \times (500 - 2 \times 40 - 12/2)) / 3$$

$$= 147.67 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 100 \text{ mm}$

Maka nilai A_{sh} untuk sisi sepanjang *boundary element*, (lebar : 1500 mm) :

$$A_{sh} = 0.09 \times \frac{s \times b_c \times f_c'}{f_{yt}} = 0.09 \times \frac{100 \times 1454 \times 35}{400}$$

$$= 1145.03 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang (hoops) 11 kaki D12,

$$As \text{ pasang} = 11 \times 0.25 \times \pi \times 12^2$$

$$= 1244.07 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 1145.03 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)}$$

6.7. Perbandingan Efisiensi Tulangan

Perbandingan efisiensi tulangan dari kedua metode (FBD dan PBD) didasarkan pada berat tulangan yang terpasang pada komponen struktur. Dengan berat isi tulangan diambil sebesar

7850 kg/m³ yang akan dikalikan dengan luas tulangan, panjang tulangan, serta jumlah tulangan. Hasil rekapitulasi perhitungan berat tulangan pada komponen struktur dapat dilihat pada Tabel 6 22 dan Tabel 6 23.

Tabel 6 22 Perhitungan Berat Tulangan Terpasang (DDBD)

Komponen Struktur		Berat Tulangan Terpasang (kg)			Berat Total (kg)
		Utama	Samping	Senggang	
B1 (500x650)	Tumpuan	10D19	2D16	2D10-100	99,42
	2,6 m	57,87	8,21	33,34	
L = 8.7 m	Lapangan	8D19	2D16	2D10-290	154,80
	6,1 m	108,61	19,26	26,93	
B2 (350x650)	Tumpuan	15D19	2D16	2D10-80	131,23
	2,6 m	86,80	8,21	36,22	
L = 8.0 m	Lapangan	8D19	2D16	2D10-230	139,53
	5,4 m	96,15	17,05	26,34	
B3 (300x650)	Tumpuan	11D19	2D16	2D10-90	101,90
	2,6 m	63,66	8,21	30,04	
L = 8.7 m	Lapangan	6D19	2D16	2D10-280	123,50
	6,1 m	81,46	19,26	22,79	
BA1 (300x650)	Tumpuan	7D19	2D16	2P10-250	60,11
	2,6 m	40,51	8,21	11,39	
L = 8.7 m	Lapangan	7D19	2D16	2P10-250	140,19
	6,1 m	95,04	19,26	25,89	
BA2 (300x550)	Tumpuan	5D19	2D16	2P10-200	49,00
	2,6 m	28,93	8,21	11,86	
L = 5.8 m	Lapangan	5D19	2D16	2P10-200	60,31
	3,2 m	35,61	10,10	14,60	
K1 (600x1000)	Tumpuan	16D25	-	4D12-60	295,97
	2,0 m	123,31	0,00	172,66	
L = 4.0 m	Lapangan	16D25	-	3D12-150	181,48
	2,0 m	123,31	0,00	58,17	
K2 (600x800)	Tumpuan	12D25	-	3D12-60	171,79
	1,6 m	73,98	0,00	97,80	
L = 4.0 m	Lapangan	12D25	-	3D12-150	168,93
	2,4 m	110,98	0,00	57,96	
SW (300x8000)	L = 4.0	64D22	11D12-100	2D12-300	1233,39
	m	763,915	265,634	203,842	
JUMLAH					3111,55

Tabel 6 23 Perhitungan Berat Tulangan Terpasang (FBD)

Komponen Struktur		Berat Tulangan Terpasang (kg)			Berat Total (kg)
		Utama	Samping	Senggang	
B1 (500x650)	Tumpuan	11D19	2D16	2D10-90	109,05
	2,6 m	63,66	8,21	37,19	
L = 8.7 m	Lapangan	8D19	2D16	2D10-290	154,80
	6,1 m	108,61	19,26	26,93	
B2 (350x650)	Tumpuan	15D19	2D16	2D10-80	131,23
	2,6 m	86,80	8,21	36,22	
L = 8.0 m	Lapangan	8D19	2D16	2D10-230	139,53
	5,4 m	96,15	17,05	26,34	
B3 (300x650)	Tumpuan	12D19	2D16	2D10-80	111,83
	2,6 m	69,44	8,21	34,18	
L = 8.7 m	Lapangan	6D19	2D16	2D10-280	123,50
	6,1 m	81,46	19,26	22,79	
BA1 (300x650)	Tumpuan	7D19	2D16	2P10-250	60,11
	2,6 m	40,51	8,21	11,39	
L = 8.7 m	Lapangan	7D19	2D16	2P10-250	140,19
	6,1 m	95,04	19,26	25,89	
BA2 (300x550)	Tumpuan	6D19	2D16	2P10-200	54,79
	2,6 m	34,72	8,21	11,86	
L = 5.8 m	Lapangan	6D19	2D16	2P10-200	67,43
	3,2 m	42,73	10,10	14,60	
K1 (600x1000)	Tumpuan	16D25	-	4D12-60	295,97
	2,0 m	123,31	0,00	172,66	
L = 4.0 m	Lapangan	16D25	-	3D12-150	181,48
	2,0 m	123,31	0,00	58,17	
K2 (600x800)	Tumpuan	12D25	-	3D12-60	171,79
	1,6 m	73,98	0,00	97,80	
L = 4.0 m	Lapangan	12D25	-	3D12-150	168,93
	2,4 m	110,98	0,00	57,96	
SW (300x8000)	L = 4.0	64D22	11D12-100	2D12-300	1233,39
	m	763,91	265,63	203,84	
JUMLAH					3144,02

Dari rekapitulasi tabel diatas, dapat disimpulkan bahwa metode DDBD lebih efisien dari segi material tulangan yang dipakai. Nilai efisiensinya berdasar berat tulangan yang terpasang pada balok dan kolom adalah $= 1 - (1878.16 / 1910.63) = 0.017 = 1.7\%$.

BAB VII

EVALUASI KINERJA

7.1. Analisis Pushover

Untuk mengetahui kinerja dari struktur yang didesain, maka perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*) harus dianalisis dengan *pushover analysis* dengan memasukan property material yang digunakan seperti mutu beton, jumlah tulangan dll. Analisis pushover dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS 2013. Prinsip dari analisis pushover adalah dengan memberikan beban dorong statik secara bertahap sampai gedung tersebut mengalami keruntuhan. Beberapa tahapan yang penting dalam permodelan dengan Analisa Pushover adalah sebagai berikut :

Step 1 : Menentukan Gravity Nonlinier Case

Dalam hal ini prosentase beban yang digunakan dalam analisis pushover yaitu 100% beban mati (termasuk beban mati tambahan) dan 50% beban hidup. Selain itu efek P-Delta harus ditambahkan karena pada analisis pushover *displacement* yang terjadi akan terus bertambah seiring dengan penambahan beban dorong statik yang diberikan pada bangunan.

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name | GRAV

Options

Load to Level Defined by Pattern

Push to Disp. Magnitude

Use Conjugate Displ. for Control

Monitor | LUX | 1315 | ATAP

Start from Previous Case

Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps | 1

Maximum Null Steps | 50

Maximum Total Steps | 200

Maximum Iterations/Step | 20

Iteration Tolerance | 1.000E-04

Event Tolerance | 0.01

Member Unloading Method | Unload Entire Structure

Geometric Nonlinearly Effects | P-Delta

Load Pattern	Load	Scale Factor	
DEAD		1.	Add
DEAD		1.	
SUPERDEAD		1.	Modify
LIVE		0.5	Delete

Stage	Active Group	
1	ALL	Add
		Modify
		Insert
		Delete

Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

Gambar 7 1 Input static nonlinier case gravity

Step 2 : Menentukan *Nonlinier Pushover Case*

Nonlinier Pushover Case dengan menentukan pushover untuk tingkat *displacement* dengan memasukan target *displacement magnitude* = 1 dengan arti bahwa pushover-step atau kalkulasi perhitungan akan berhenti pada nilai *displacement* atap sebesar 1 m (jika struktur belum mengalami keruntuhan). selanjutnya digunakan pengaturan secara default ETABS seperti pada Gambar 7 2

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name

Options

Load to Level Defined by Pattern Minimum Saved Steps

Push to Disp. Magnitude Maximum Null Steps

Use Conjugate Displ. for Control Maximum Total Steps

Monitor Maximum Iterations/Step

Start from Previous Case Iteration Tolerance

Save Positive Increments Only Event Tolerance

Member Unloading Method

Geometric Nonlinearity Effects

Load Pattern

Load	Scale Factor
acc dir X	-1.
acc dir X	-1.

Add
Modify
Delete

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

Add
Modify
Insert
Delete

Loads Apply to Added Elements Only

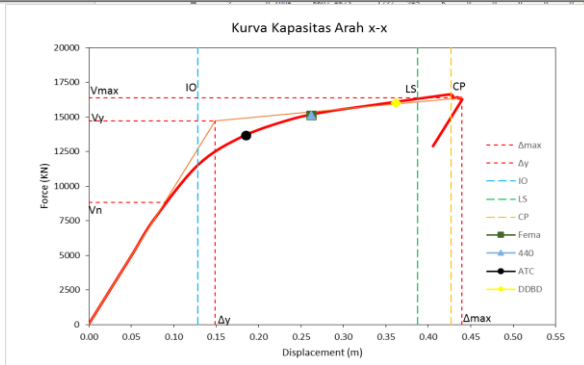
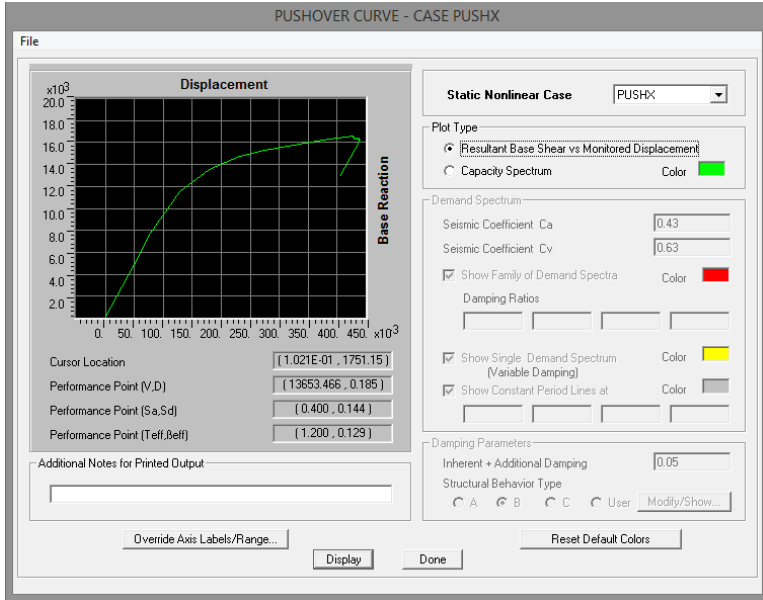
OK Cancel

Gambar 7 2 Input static nonlinier pushover case

Selanjutnya di *run- static nonlinear analysis* pada ETABS, runing akan dilakukan secara otomatis dengan program ETABS dengan memberikan beban dorong secara bertahap sampai struktur mengalami keruntuhan. Setelah selesai runing akan didapatkan kurva kapasitas, kurva kapasitas dari struktur akan digunakan untuk evaluasi kinerja struktur tersebut dengan 3 metode yaitu ATC-40 (1996), FEMA 356 (2000), FEMA 440 (2005).

7.2. Gaya Geser vs Displacement

Gaya Geser vs Displacement hasil analisis pushover pada masing-masing arah dapat dilihat pada Gambar 7.3 dan Gambar 7.4.



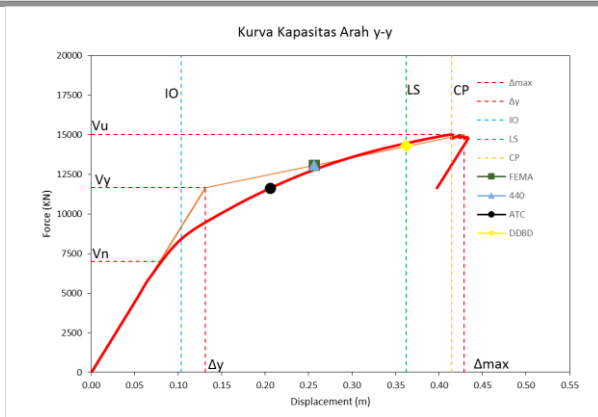
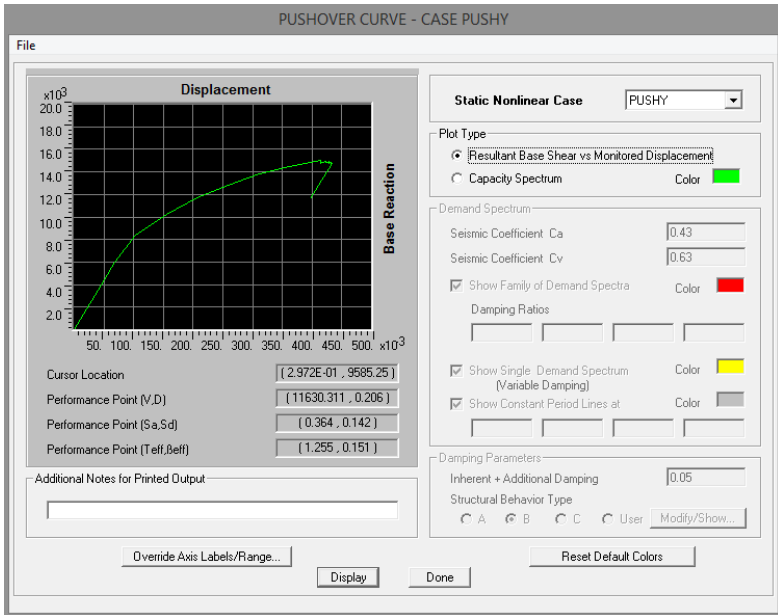
(a) grafik gaya geser vs displacement

PUSHOVER CURVE

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-5.649E-04	0.0000	1577	0	0	0	0	0	0	0	1577
1	0.0494	4906.0313	1576	1	0	0	0	0	0	0	1577
2	0.0779	7702.7441	1379	198	0	0	0	0	0	0	1577
3	0.1283	11514.9189	1238	283	56	0	0	0	0	0	1577
4	0.1784	13513.4336	1119	281	176	1	0	0	0	0	1577
5	0.2319	14713.2324	1092	172	249	64	0	0	0	0	1577
6	0.2750	15325.9209	1082	75	249	171	0	0	0	0	1577
7	0.3339	15848.0488	1063	64	131	319	0	0	0	0	1577
8	0.3875	16310.5791	1046	69	57	404	0	1	0	0	1577
9	0.4268	16634.0215	1046	68	58	404	0	0	1	0	1577
10	0.4268	16521.7520	1046	68	56	404	0	2	1	0	1577
11	0.4287	16542.5547	1045	69	56	403	0	0	4	0	1577
12	0.4287	16326.3662	1045	69	56	403	0	0	4	0	1577
13	0.4296	16354.5195	1045	69	51	407	0	1	4	0	1577
14	0.4349	16419.2168	1045	69	51	407	0	0	5	0	1577
15	0.4349	16327.6543	1045	69	47	411	0	0	5	0	1577
16	0.4367	16359.1289	1045	69	47	410	0	1	5	0	1577
17	0.4385	16381.2949	1045	69	47	409	0	1	6	0	1577
18	0.4386	16293.3975	1045	69	47	409	0	0	7	0	1577
19	0.4386	16230.5273	1045	69	47	408	0	1	7	0	1577
20	0.4398	16254.9121	1045	69	47	408	0	1	7	0	1577
21	0.4054	12882.4941	1577	0	0	0	0	0	0	0	1577

(b) gaya geser & displacement setiap step

Gambar 7 3 Gaya Geser vs Displacement x-x



(a) grafik gaya geser vs displacement

PUSHOVER CURVE											
File	Step	Displacement	Base Force	A-B	B-ID	ID-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E TOTAL
	0	4.826E-04	0.0000	1577	0	0	0	0	0	0	1577
	1	0.0505	4466.4922	1576	1	0	0	0	0	0	1577
	2	0.0676	5997.7134	1376	201	0	0	0	0	0	1577
	3	0.1038	8430.7607	1230	335	12	0	0	0	0	1577
	4	0.1552	10218.2510	1157	253	167	0	0	0	0	1577
	5	0.2070	11662.7363	1114	186	243	34	0	0	0	1577
	6	0.2588	12851.2627	1087	145	214	131	0	0	0	1577
	7	0.3120	13793.7363	1042	147	166	222	0	0	0	1577
	8	0.3621	14470.0996	1015	137	148	276	0	1	0	1577
	9	0.4142	15024.5781	1015	137	145	279	0	0	1	1577
	10	0.4142	14756.7441	1015	136	141	284	0	0	1	1577
	11	0.4185	14865.8867	1015	132	140	288	0	1	1	1577
	12	0.4233	14933.8594	1015	131	141	288	0	0	2	1577
	13	0.4233	14817.8408	1015	131	132	297	0	0	2	1577
	14	0.4269	14879.1953	1015	130	133	296	0	1	2	1577
	15	0.4287	14899.4336	1015	130	133	296	0	0	3	1577
	16	0.4287	14790.5186	1015	129	132	298	0	0	3	1577
	17	0.4307	14831.8613	1015	128	132	298	0	1	3	1577
	18	0.4324	14853.6826	1015	126	134	298	0	0	4	1577
	19	0.4324	14756.1572	1015	126	134	297	0	1	4	1577
	20	0.4334	14781.2607	1015	126	134	297	0	0	5	1577
	21	0.3975	11641.9717	1577	0	0	0	0	0	0	1577

(b) gaya geser & displacement setiap step

Gambar 7 4 Kurva Kapasitas arah y-y

Dari gambar 7 3 dan 7 4 didapat beberapa parameter dan ditabelkan pada Tabel 7 1 sbb:

Tabel 7 1 Parameter Hasil Pushover Analisis

Parameter (a)	Arah x-x (b)	Arah y-y (c)
<i>Displacement yield, Δy (m)</i>	0.1488	0.1315
<i>Ultimate displacement, Δu (m)</i>	0.4398	0.4287
<i>Base Force yeild, $Vb-y$ (KN)</i>	14713.23	11662.74
<i>Base Force ultimate, $Vb-u$ (KN)</i>	16381.29	15024.58

7.3. Evaluasi Kinerja Struktur

Dari output analisis pushover didapatkan kurva kapasitas dari struktur, selanjutnya dari kurva kapasitas tadi di evaluasi kinerjanya dengan 3 metode yaitu ATC-40 (1996), FEMA 356 (2000), dan FEMA 440 (2005).

7.3.1. Metode Spektrum Kapasitas ATC40

Metode Spektrum Kapasitas atau *Capacity Spectrum* (ATC 40, 1996) secara default sudah *built-in* pada program ETABS 2013 yang digunakan dalam analisis pushover ini. Untuk mendapatkan *performance point* maka kita terlebih dahulu harus memasukan beberapa parameter yang dihitung sesuai dengan dokumen ATC 40 (1996). Dari **Bab 5.1.3** pada perhitungan respons gempa untuk wilayah Cirebon didapatkan :

Parameter respons percepatan pada periode 2,0 dt (S_{MS})

$$S_{MS} = 0.87 \text{ g}$$

Parameter respons percepatan pada periode 1,0 dt (S_{M1})

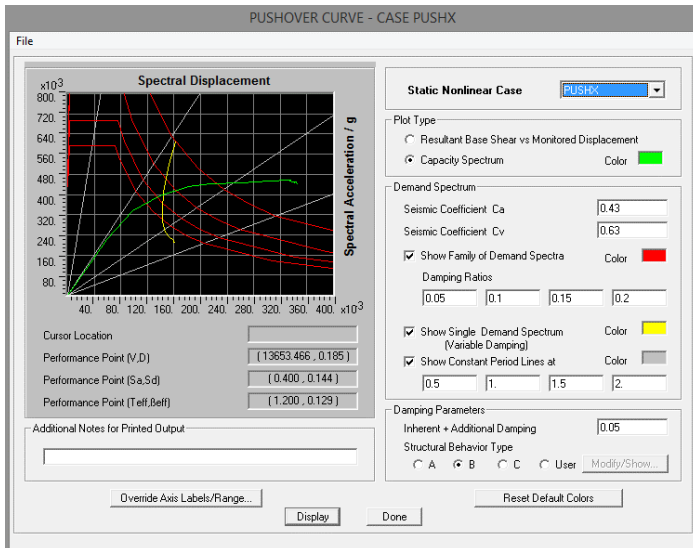
$$S_{M1} = 0.63 \text{ g}$$

Selanjutnya berdasarkan ATC 40 (1996) Pasal 4.4.3.1 dapat dihitung parameter nilai C_A dan C_V sbb:

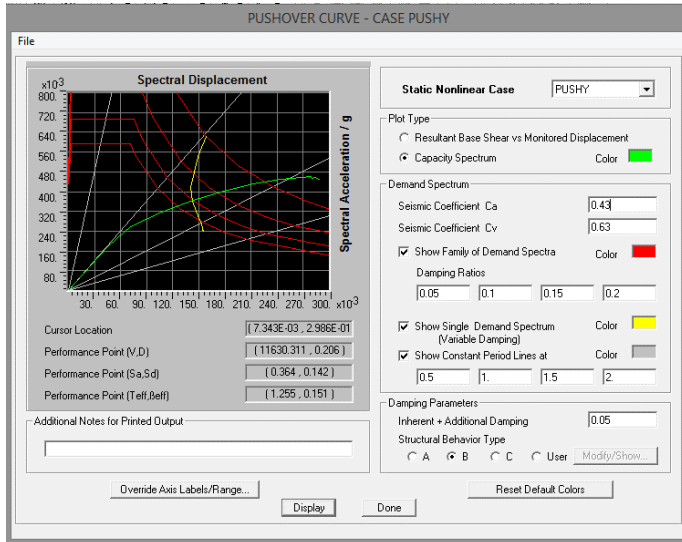
$$C_A = 0.4 S_{MS} = 0.4 \times 0.87 = 0.348 \text{ g}$$

$$C_V = S_{M1} = 0.63 \text{ g}$$

Selain parameter nilai C_A dan C_V kita harus menentukan *damping* parameter dan *Structural Behavior Type*, disini *damping* parameter diisikan nilai 0.05 atau 5% (*damping* pada bangunan beton bertulang). Untuk *Structural Behavior Type* di pilih type B, yang artinya struktur merupakan bangunan baru dan mempunyai *long periode respons* (ATC 40, 1996 Ps.4.4.3.1). Setelah memasukan parameter-parameter diatas maka *performance point* untuk masing-masing arah dapat dilihat pada Gambar 7 5 dan Gambar 7 6



Gambar 7 5 Spektrum Kapasitas Arah x-x



Gambar 7 6 Spektrum Kapasitas Arah y-y

Dari Spektrum Kapasitas sesuai ATC-40 (1996) pada Gambar 7 5 dan 7 6 didapat parameter-parameter hasil pada Tabel 7 2 dibawah ini.

Tabel 7 2 Parameter Hasil Spektrum Kapasitas ATC-40 (1996)

Parameter (a)	Arah x-x (b)	Arah y-y (c)
Target Perpindahan, δ (m)	0.185	0.206
Gaya Geser Dasar, V_{base} (KN)	13653.47	11630.31
Periode Efektif, T_{eff} (det)	1.200	1.225
Redaman Efektif Ekuivalen, β_{eff}	0.129	0.151

Selanjutnya untuk menentukan tingkat kinerja struktur parameter yang diperlukan adalah nilai target perpindahan lantai. Bila ditinjau dari rentang nilai displacement untuk kinerja *Life Safety* berdasarkan arah x-x adalah 0.0779 m sampai 0.3875 m, sedangkan rentang displacement arah y-y adalah 0.0505 m sampai 0.4142 m. Sehingga target perpindahan lantai berada di level kinerja *Life Safety*.

7.3.2. Metode FEMA 356

Pada metode FEMA 356 diambil contoh perhitungan untuk arah x-x sbb:

Menghitung Periode Efektif Struktur :

kekakuan efektifnya:

$$k_e = \frac{0.6 \times V_e}{0.6 \times \Delta_y} = \frac{0.6 \times 14713.23}{0.6 \times 0.149} = 98879.9 \text{ KN/m}$$

$$k_i = k_e = 98879.9 \text{ KN/m}$$

$$T_i = 1.037 \text{ det.}$$

Maka periode efektifnya sbb:

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad T_e = 1.037 \sqrt{\frac{98879.9}{98879.9}} = 1.037 \text{ det.}$$

Menghitung Target Perpindahan Rencana :

$$T_e = 1.037 \text{ det}$$

$$C_0 = 1.5 \text{ (Tabel 3-2 FEMA 356 untuk bangunan } > 10 \text{ lt)}$$

$$C_1 = 1.0 \text{ untuk } T_e \geq T_s$$

$$T_s = 0.61 \text{ det}$$

$$C_2 = 1 \text{ (Tabel 3-3 FEMA356 dengan Framing Type 2 dengan Level kinerja Life Safety dan } T_e \geq T_s \text{)}$$

$$C_3 = 1 \text{ (kekakuan pasca leleh positif)}$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T_e} = \frac{0.352}{1.037}$$

maka target perpindahannya sbb:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$= 1.5 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.653 \times \frac{1.037^2}{4\pi^2} \times 9.81 = 0.262 \text{ m}$$

untuk arah y-y dengan cara yang sama didapatkan $T_e = 1.031 \text{ det}$ dan target perpindahan = 0.256 m

7.3.3. Metode FEMA 440

Untuk metode FEMA 440 dengan rumus seperti FEMA 356. diketahui $T_e > 0.2$ detik sehingga faktor C_1 , C_2 dapat diambil dengan nilai 1. sehingga target perpindahannya sama dengan FEMA 356.

7.3.4. Perbandingan Nilai *Drift* Dan *Displacement*

Untuk mengetahui keefektifan desain rencana dengan DDBD, maka sesuai *Priestley* dkk 2007 Bab. 8.3.4, nilai *drift* desain dan hasil analisis non linier atau pushover juga *displacement* profil desain dan hasil pushover perlu

dibandingkan. untuk *drift* desain akan dihitung menggunakan persamaan dibawah yang bersumber pada *Priestley dkk 2007*.

$$\theta_i = \left(1.00 - 0.5 \frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \theta_0$$

Dimana :

θ_0 : *drift* limit rencana sesuai level kinerja (0.02 *life safety*)

θ_i : *drift* pada lantai ke-i

H_i : ketinggian pada lantai ke-i

H_n : ketinggian puncak.

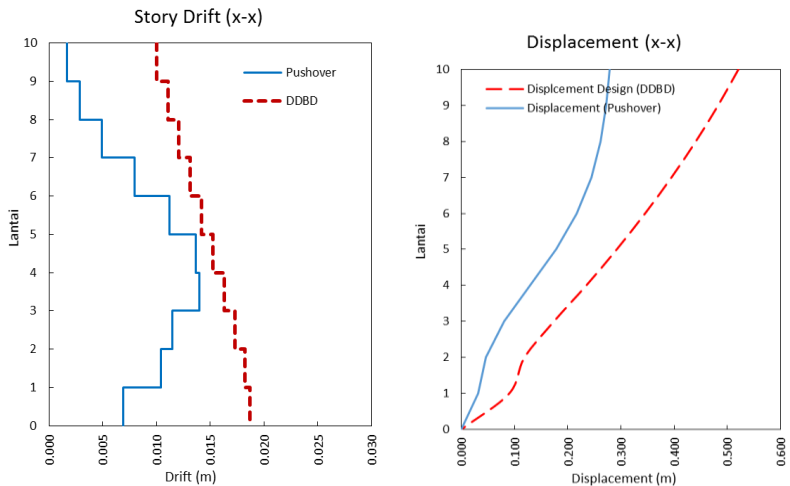
Selanjutnya untuk perhitungan nilai *drift* desain akan dihitung pada masing-masing arah pada Tabel 7 3 dan 7 4, juga nilainya akan dibandingkan dengan nilai hasil dirft pada analisa pushover. nilai drift hasil adalah nilai bersarnya perpindahan antar lantai dibagi dengan ketinggian lantai. Kemudian hasil dari Tabel 7 3 dan 7 4 akan dibuat grafik pada Gambar 7 7. dan 7 8

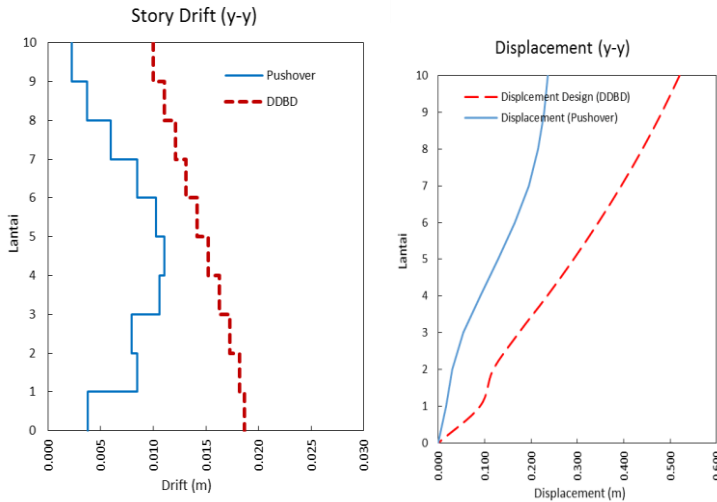
Tabel 7 3 Perbandingan Nilai Drift Dan Displacement Arah x-x

Level	Hi	Design Drift Limit θ	Displce ment Design (DDBD)	Story Drift Design n	Result Displacement	Story Drift Result	Ket.
11 (Atap)	41,2	0.02	0,633	0,010	0.278	0,001	OK
10	37,0	0.02	0,588	0,011	0.272	0,003	OK
9	33,5	0.02	0,547	0,012	0.262	0,005	OK
8	30,0	0.02	0,503	0,013	0.245	0,008	OK
7	26,5	0.02	0,456	0,014	0.217	0,011	OK
6	23,0	0.02	0,406	0,014	0.178	0,007	OK
5	19,5	0.02	0,296	0,016	0.130	0,014	OK
4	16,0	0.02	0,237	0,017	0.081	0,010	OK
3	12,5	0.02	0,174	0,018	0.047	0,003	OK
2	9,0	0.02	0,080	0,019	0.031	0,008	OK
Mezz	4,0	0.02	0,000	0,020	0.000	0,001	OK

Tabel 7 4 Perbandingan Nilai Drift Dan Displacement arah y-y

Level	H _i	Design Drift Limit θ	Displacement Design (DDBD)	Story Drift Design	Result Displacement	Story Drift Result	Ket.
11 (Atap)	41,2	0.02	0,698	0,010	0,237	0,002	OK
10	37,0	0.02	0,617	0,011	0,229	0,004	OK
9	33,5	0.02	0,549	0,012	0,216	0,006	OK
8	30,0	0.02	0,482	0,013	0,195	0,008	OK
7	26,5	0.02	0,415	0,014	0,165	0,010	OK
6	23,0	0.02	0,349	0,014	0,129	0,006	OK
5	19,5	0.02	0,285	0,016	0,091	0,011	OK
4	16,0	0.02	0,224	0,017	0,053	0,007	OK
3	12,5	0.02	0,167	0,018	0,030	0,003	OK
2	9,0	0.02	0,113	0,019	0,017	0,004	OK
Mezz	4,0	0.02	0,046	0,020	0,000	0,000	OK

**Gambar 7 7** Perbandingan Drift & Displacement Profile Arahx-x



Gambar 7 8 Perbandingan Drift & Displacement Profile Arah-y-y

Dari Gambar 7 7 dan 7 8 tersebut dapat diketahui bahwa nilai *displacement* untuk masing-masing arah hasil *pushover analysis* pada saat *performance point* memiliki kurva hampir mendekati nilai *displacement* rencana dengan DDBD, dengan perpindahan dan drift yang tidak melampaui dari rencana.

7.4. Resume

Dari pembahasan diatas dapat direkapitulasi hasil-hasil dari parameter-parameter penting, dan ditabelkan pada Tabel 7 5 dan 7 6.

Tabel 7 5 Evaluasi hasil Desain Arah x-x

Parameter	Rencana	Hasil Analisis Pushover		
	DDBD	ATC-40	FEMA 356	FEMA 440
Target Perpindahan, Δ_d (m)	0.454	0.185	0.262	0.262
Periode Efektif, T_{eff} (det)	6.643	1.200	1.037	1.037
Redaman Efektif Ekuivalen, β_{eff}	9.47%	12.9%	-	-
Drift Desain	0.02	-	-	-
Drift rata-rata (Δ_d / T_{tot})	-	0.0045	0.0064	0.0064
Level Kinerja Perpindahan	Life Safety	Immediate Ocupancy	Immediate Ocupancy	Immediate Ocupancy

Tabel 7 6 Evaluasi hasil Desain Arah y-y

Parameter	Rencana	Hasil Analisis Pushover		
	DDBD	ATC-40	FEMA 356	FEMA 440
Target Perpindahan, Δ_d (m)	0.461	0.206	0.256	0.256
Periode Efektif, T_{eff} (det)	7.724	1.255	1.013	1.013
Redaman Efektif Ekuivalen, β_{eff}	13%	15.1%	-	-
Drift Desain	0.02	-	-	-
Drift rata-rata (Δ_d / T_{tot})	-	0.005	0.0062	0.0062
Level Kinerja	Life Safety	Immediate Ocupancy	Immediate Ocupancy	Immediate Ocupancy

Dari Tabel 7 5 dan 7 6 didapatkan nilai target perpindahan rencana dengan DDBD memiliki nilai yang berada di level *Immediate Ocupancy* antara ATC-40 (1996), FEMA 356 (2000), dan FEMA 440 (2005).

**)Halaman ini sengaja dikosongkan*

BAB VIII

KESIMPULAN

8.1. Kesimpulan

Dari perhitungan dan analisis yang dilakukan dalam tugas akhir ini maka dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Dalam perencanaan berbasis *performance based design* dengan pendekatan metode *direct displacement based design* pada level kinerja rencana *Life Safety* didapat nilai gaya geser dasar sebesar 2791.279 KN untuk arah x-x dan 1886.811 KN untuk arah y-y.
2. Nilai target *displacement max* rencana dengan metode DDBD adalah 0.454 m untuk arah x-x dan 0.461 m untuk arah y-y pada level kinerja rencana *Life Safety*.
3. Dari hasil analisis struktur didapat perhitungan pendetailan tulangan sesuai SNI-2847:2013 untuk metode FBD dan DDBD maka didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut :
 - a. Mutu Beton Kolom : 35 Mpa
 - b. Mutu Beton Plat-Balok : 35 Mpa
 - c. Mutu Baja Ulir : 400 Mpa
 - d. Mutu Baja Polos : 240 Mpa
 - e. Tebal Pelat Lantai : 12 cm
 - f. Tebal Pelat Atap : 10 cm
 - g. Jumlah Lantai : 11 Lantai
 - h. Tinggi Total Gedung : 41.2 m
 - i. Dimensi Kolom (K1) : 60 x 100 cm
 - j. Dimensi Kolom (K2) : 60 x 80 cm
 - k. Dimensi Balok Induk (B1) : 50 × 65 cm
 - l. Dimensi Balok Induk (B2) : 35 × 65 cm
 - m. Dimensi Balok Induk (B3) : 30 × 65 cm
 - n. Dimensi Balok Anak (BA1) : 30 × 65 cm
 - o. Dimensi Balok Anak (BA2) : 30 × 55 cm
 - p. Dimensi Shear Wall : 30 x 800 cm

4. Dari analisis pushover dengan memasukan tulangan rencana sesuai desain didapat beberapa kesimpulan sebagai berikut:
 - a. Nilai target *displacement* hasil dengan metode ATC-40, FEMA 356, FEMA 440 berturut-turut adalah 0.185, 0.262, 0.262 untuk arah x dan 0.206, 0.256, 0.256 untuk arah y.
 - b. Level kinerja bangunan sesuai metode ATC-40, FEMA 356, FEMA 440 adalah *Immediate Occupancy*, hal ini berarti dengan level kinerja *Life Safety* struktur belum mampu mencapai target kinerja desain tetapi memiliki level kinerja yang lebih tinggi
5. Hasil evaluasi level kinerja perancangan dengan metode *direct displacement based design* Priestley menunjukkan struktur belum mencapai level kinerja rencana, namun bisa digunakan sebagai metode alternatif dalam desain
6. Metode PBD (DDBD) lebih efisien dari segi penggunaan material tulangan dibanding metode FBD, dengan nilai efisiensinya adalah 1.7%.

8.2. Saran

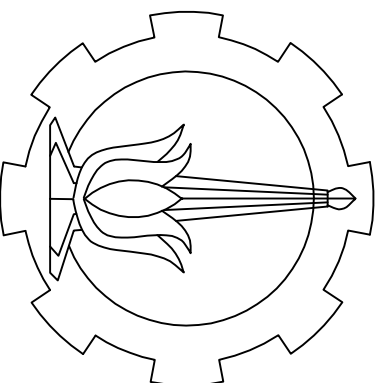
1. Perlu adanya studi kasus untuk menggambarkan perbedaan level kinerja rencana maupun hasil pada ketinggian gedung yang bervariasi serta kondisi wilayah zona gempa yang tinggi guna mengetahui efektivitas perencanaan berbasis *Direct Displacement Based Design*.
2. Perencanaan dengan pendekatan *direct displacement based design* metode *priestley* sejatinya merupakan pendekatan perilaku non-linier struktur terhadap respon gempa *time history*, maka untuk pengembangan kedepan perlu dilakukan analisis Non-Linier Time History Analysis pada gedung rencana sehingga hasil dari analisa tadi dapat dibandingkan dengan rencana awal maupun hasil dari analisis pushover.

DAFTAR PUSTAKA

- Alexander, Nick, dan Davy Sukamta. 2016. **Inovasi Dalam Perancangan Gedung Indonesia-1 Menggunakan Konsep Performance-Based**. Jakarta: Seminar dan Pameran HAKI 2016.
- ASCE 7-10. 2010. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.
- ATC 40. 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Volume 1. California: Applied Technology Council
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 03-1727-2013)**. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 1726-2012)**. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013)**. Jakarta: BSN.
- Budiono, B, Wibowo, F. 2008. **Analisis Kapasitas Struktur dengan *Incremental Dynamic Analysis (IDA)* dan Pendekatan *Modal Pushover Analysis (MPA)* Struktur Beton Bertulang**. Jakarta: Seminar dan Pameran HAKI 2008.

- California Office Emergency Service (OES), *Vision 2000 : Performance Seismic Engineering of Buildings*, Structure Engineer Association of California, Sacramento, USA, 1995
- FEMA 356. 2000. *Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency
- Malekpour, S., F. Dashti, dan H. Ghaffarzadeh. 2012. *An Investigation on DDBD Approach of Near-Fault RC Frame, RC Wall-Frame and Steel Braced RC Frame Systems*. Lisboa: 15 WCEE.
- Priestley, M.J.N., G.M. Calvi, dan M.J. Kowalsky. 2007. *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pravia : IUSS Press.
- Sulistya, Baskara Priya. 2018. **Perencanaan Ulang Fave Hotel Cilacap Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Berdasarkan *Direct Displacement Based Design***. Surabaya : Tugas Akhir Departemen Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Tavio dan Usman Wijaya. 2018. **Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja**. Yogyakarta : ANDI

TUGAS AKHIR RC-184803
PERBANDINGAN PENGGUNAAN METODE FORCE BASED
DESIGN (FBD) DENGAN METODE PERFORMANCE BASED
DESIGN (PBD) DALAM PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON



Nama Mahasiswa
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA (03111745000052)

- Dosen Pembimbing
1. Prof. Tawio, S.T, M.T, Ph.D
 2. Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D

PROGRAM STUDI S-1 LINTAS JALUR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2020

DRAWING LIST	
DRAWING NO.	DRAWING TITLE
001	DENAH KOLOM DAN SHEARWALL
002	DENAH BALOK DAN PELAT LANTAI
003	DENAH RENCANA LANTAI ATAP
004	POTONGAN MELINTANG
005	POTONGAN MEMANJANG
006	DETAIL PELAT ATAP
007	DETAIL PELAT LANTAI TIPE S1
008	DETAIL PELAT LANTAI TIPE S2
009	DETAIL BALOK B1 (L = 8,7 M)
010	DETAIL BALOK B2 (L = 8 M)
011	DETAIL BALOK B3 (L = 8,7 M)
012	DETAIL BALOK BA1 (L = 8,7 M)
013	DETAIL BALOK BA2 (L = 5,8 M)
014	DETAIL BALOK LIFT (Ln = 3,8 M)
015	DETAIL BALOK BORDES (Ln = 2,95 M)
016	DETAIL TANGGA
017	DETAIL KOLOM K1 (L = 4 M)
018	DETAIL KOLOM K2 (L = 4 M)
019	DETAIL HBK
020	DETAIL SHEARWALL



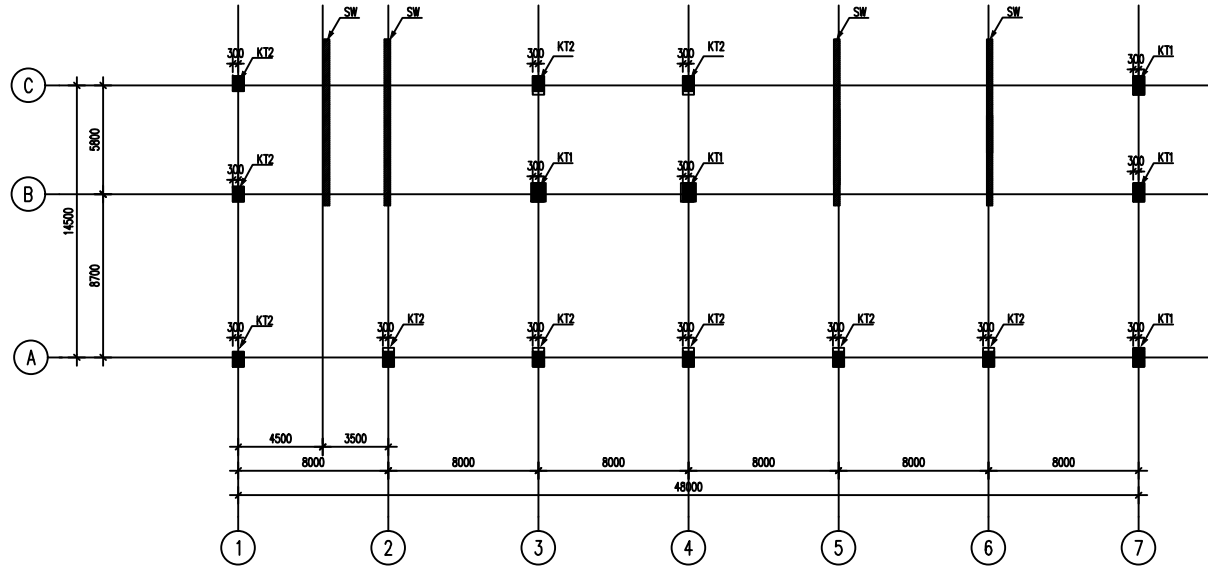
PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

Judul Tugas Akhir :
**PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON**

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



DENAH KOLOM DAN SHEARWALL
SKALA 1/50

KETERANGAN :

TIPE	UKURAN
KT1	600x1000
KT2	600x800
SW	300x8000

CATATAN

- SEMUA DIMENSI DITULIS DALAM SATUAN MILIMETER KECUALI KETERANGAN LAIN
- MUTU BETON MENGGUNAKAN $f_c = 35$ MPa
- MUTU BAJA TULANGAN MENGGUNAKAN BJTD 40 UNTUK ULIR DAN BJTP 24 UNTUK POLOS

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

01

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

Judul Tugas Akhir :
**PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON**

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

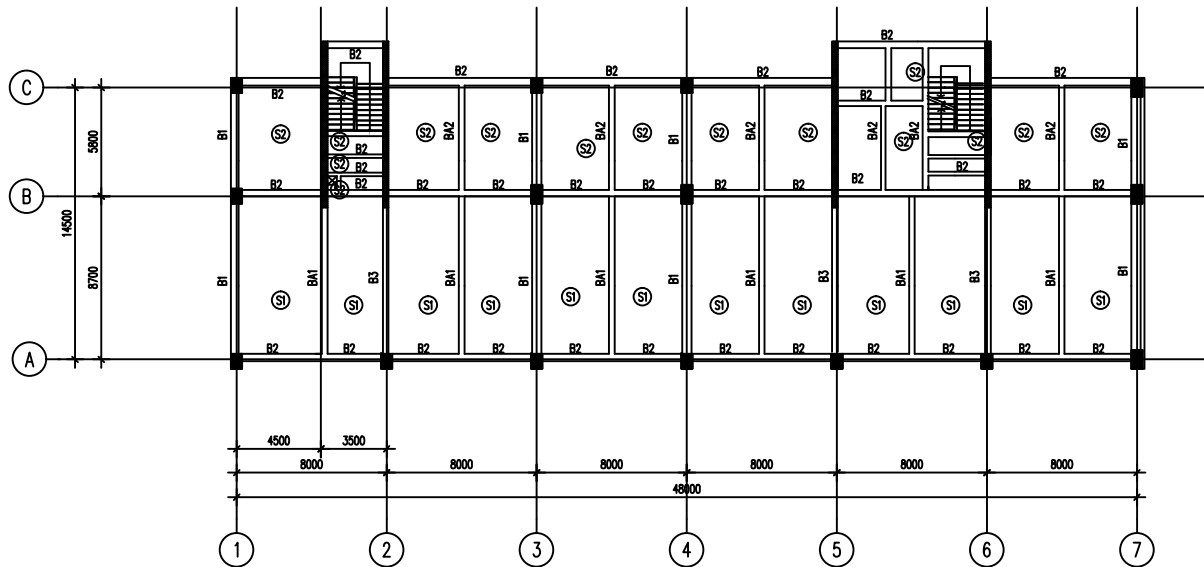
Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :

KETERANGAN :

TIPE BALOK	UKURAN
B1	500x650
B2	350x650
B3	300x650
BA1	300x650
BA2	300x550

TIPE PELAT	TEBAL(MM)
⊙1	120
⊙2	120



DENAH BALOK DAN PELAT LANTAI
SKALA 1:50

CATATAN

- SEMUA DIMENSI DITULIS DALAM SATUAN MILIMETER KEUALI KETERANGAN LAIN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

02

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

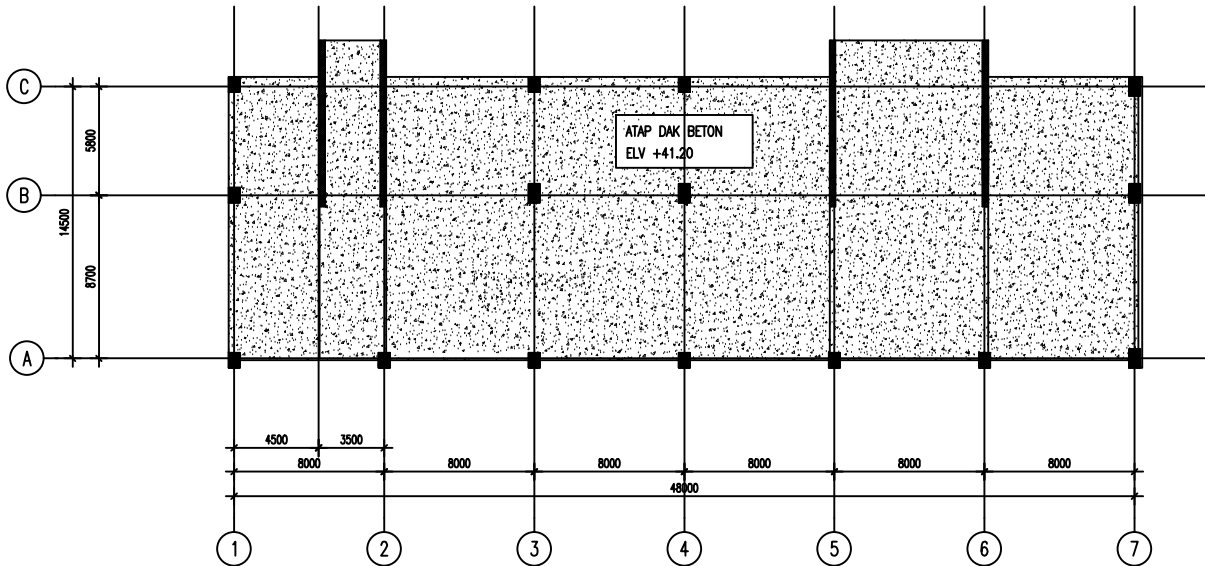
Judul Tugas Akhir :
**PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON**

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D
NIP. 197093271997021001

Harun Al Rasyid, S.T., M.T., Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



KETERANGAN :

TEBAL PELAT = 100 MM

DENAH RENCANA LANTAI ATAP
SKALA 1:50

CATATAN

- SEMUA DIMENSI DITULIS DALAM SATUAN MILIMETER KECUALI KETERANGAN LAIN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

03

20



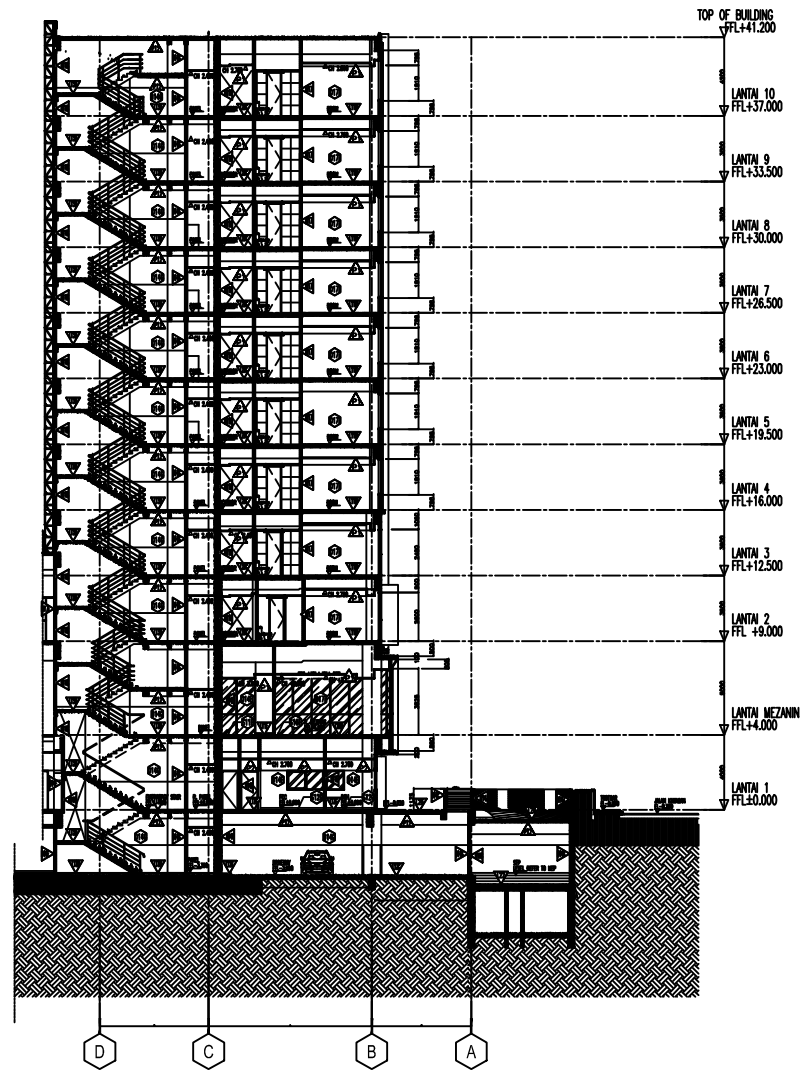
PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



01 POTONGAN MELINTANG
skala 1:200

CATATAN

- SEMUA DIMENSI DITULIS DALAM SATUAN MILIMETER KECUALI KETERANGAN LAIN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

04

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

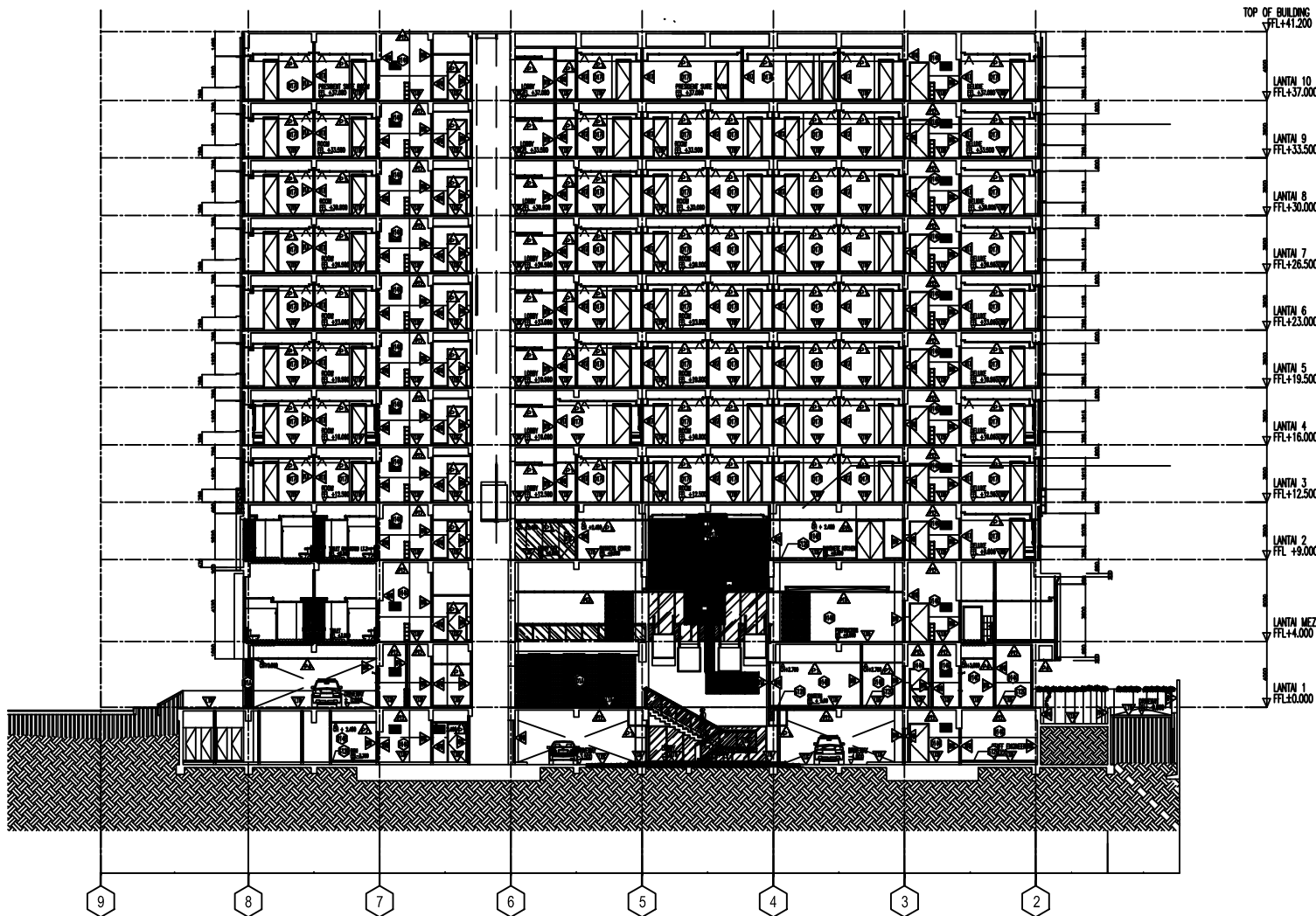
Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



01 POTONGAN MEMANJANG
skala 1:200

CATATAN

SATUAN MILIMETER KEKUALI
KETERANGAN LAIN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

05

20



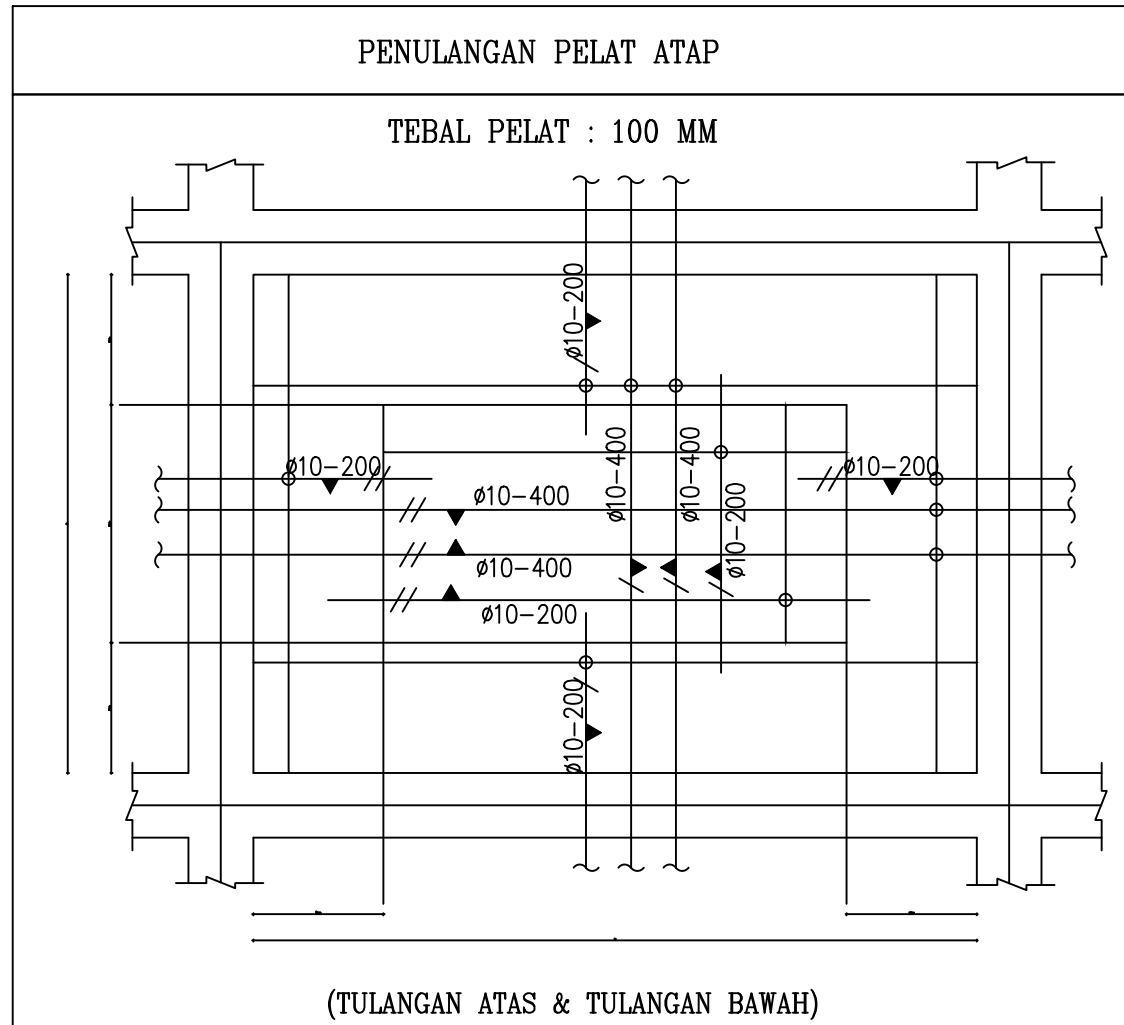
PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



CATATAN

1. SEMUA DIMENSI DITULIS DALAM SATUAN MILIMETER KECUALI KETERANGAN LAIN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

06

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

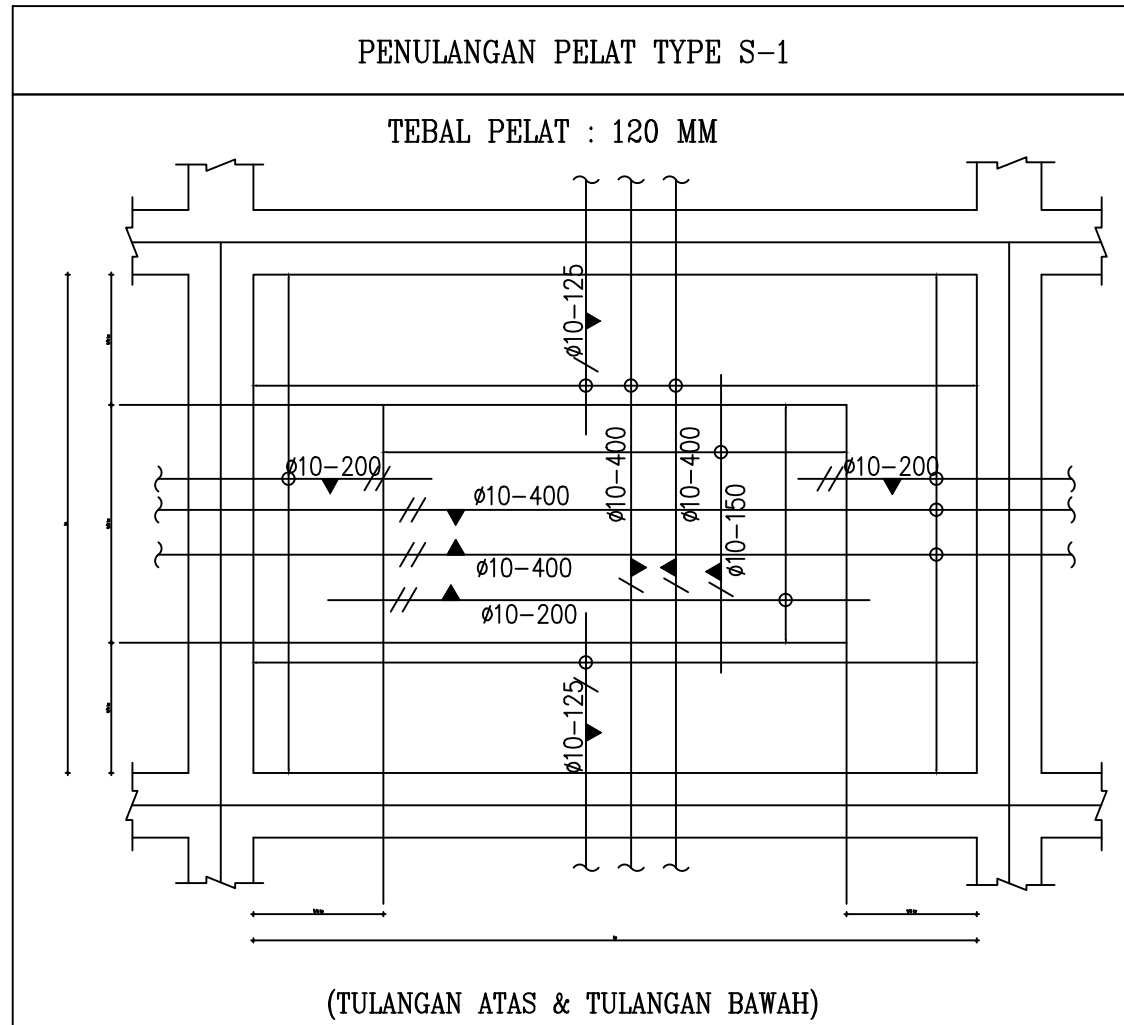
Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



CATATAN

1. SEMUA DIMENSI DITULIS DALAM SATUAN MILIMETER KECUALI KETERANGAN LAIN

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

07

20



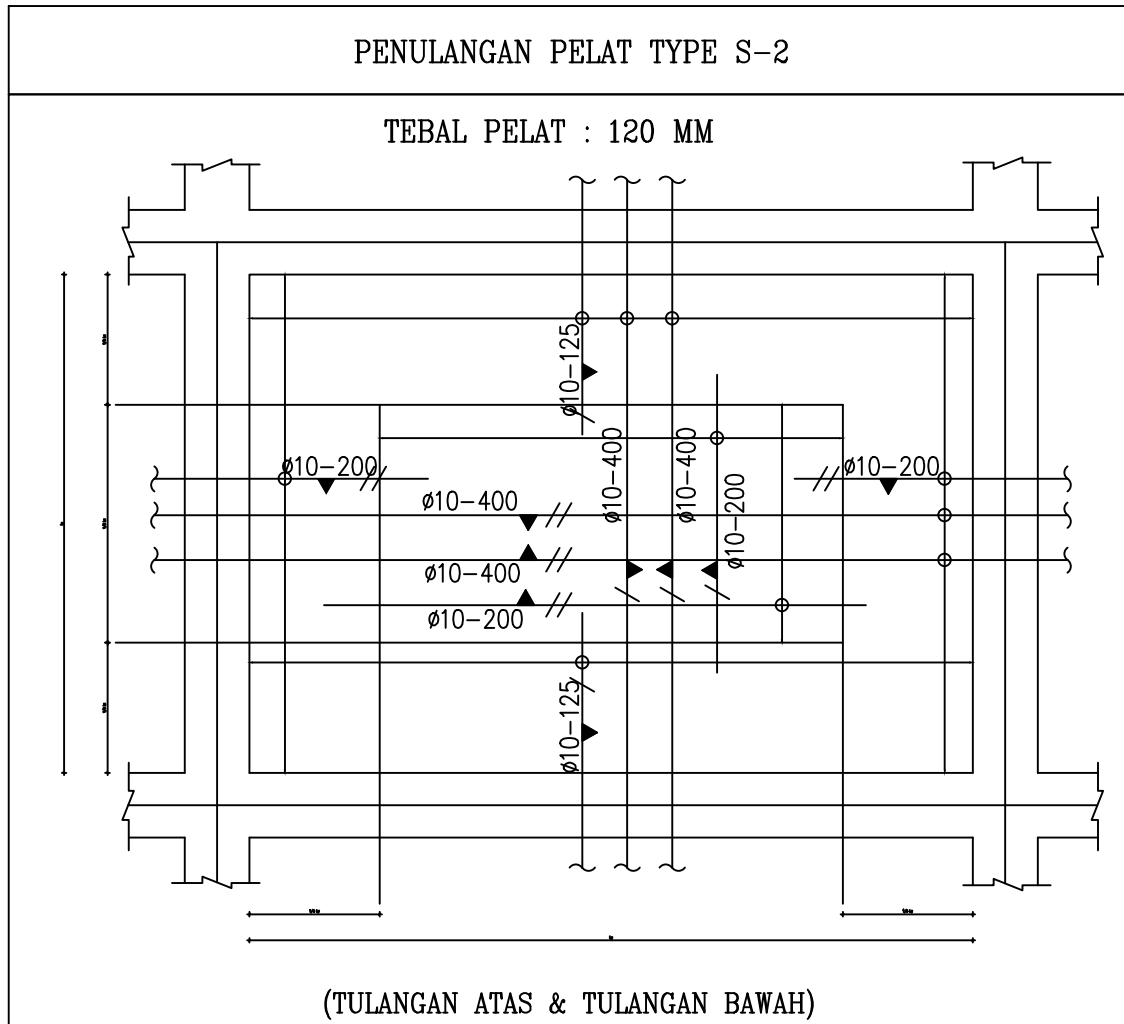
PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

08

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

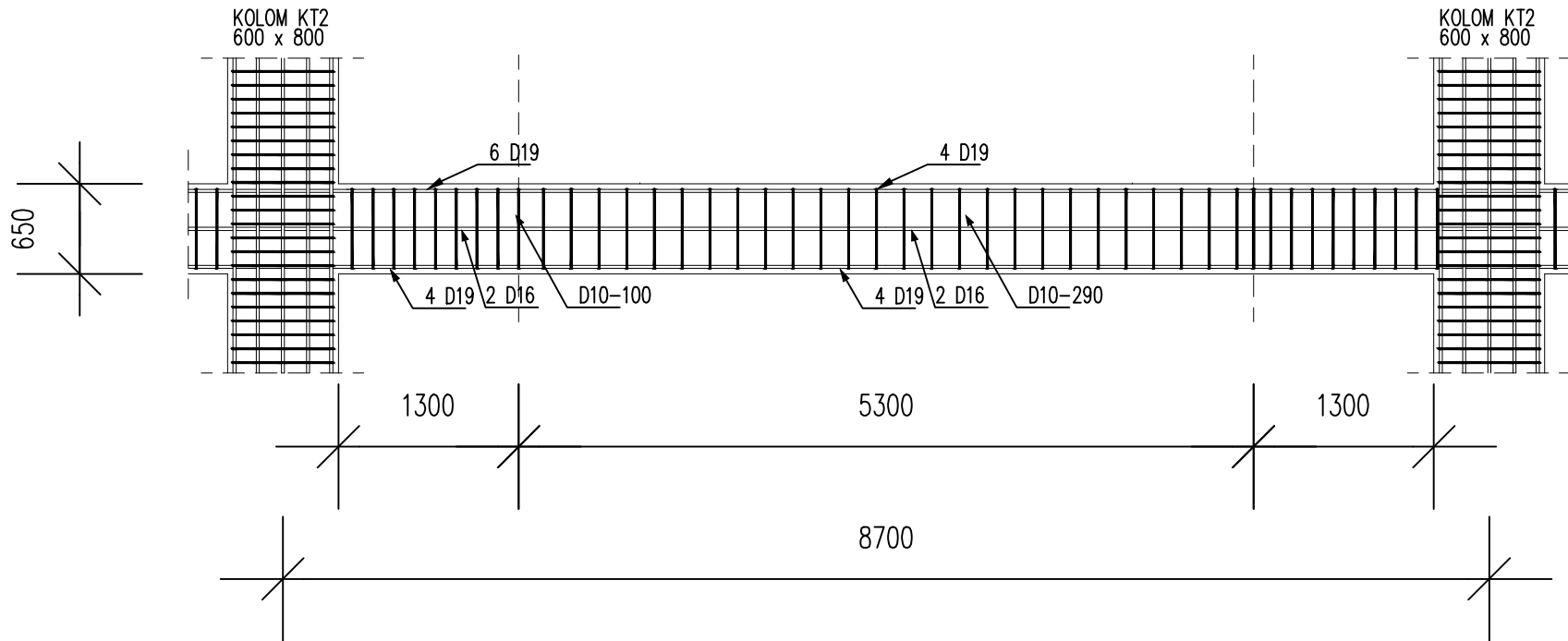
Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



DETAIL BALOK INDUK B1
SKALA 150

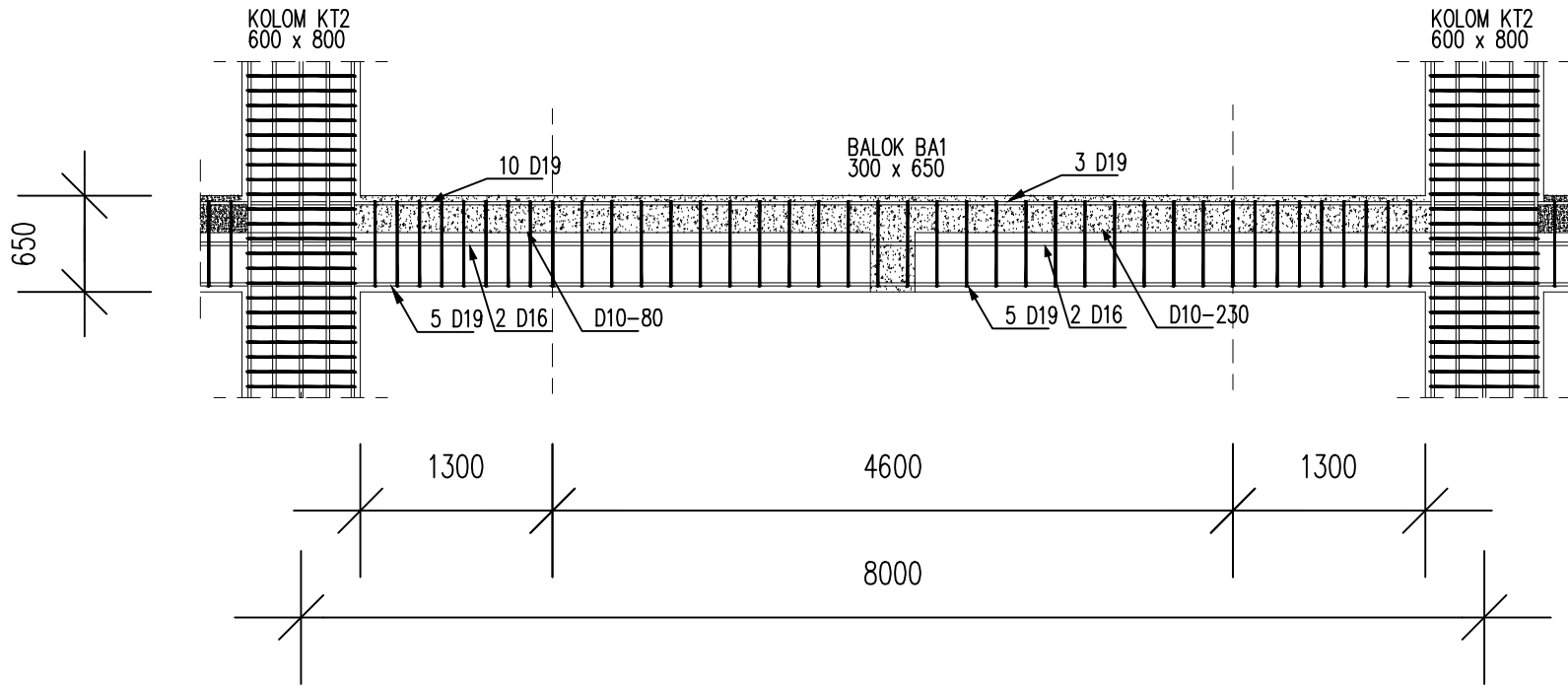
TIPE POTONGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TOTAL TUL. ATAS	6 D19	4 D19
TOTAL TUL. BAWAH	4 D19	4 D19
SENGKANG	D10-100	D10-290

CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

09

20



DETAIL BALOK INDUK B2
SKALA 150

TIPE POTONGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TOTAL TUL. ATAS	10 D19	3 D19
TOTAL TUL. BAWAH	5 D19	5 D19
SENGKANG	D10-80	D10-230



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

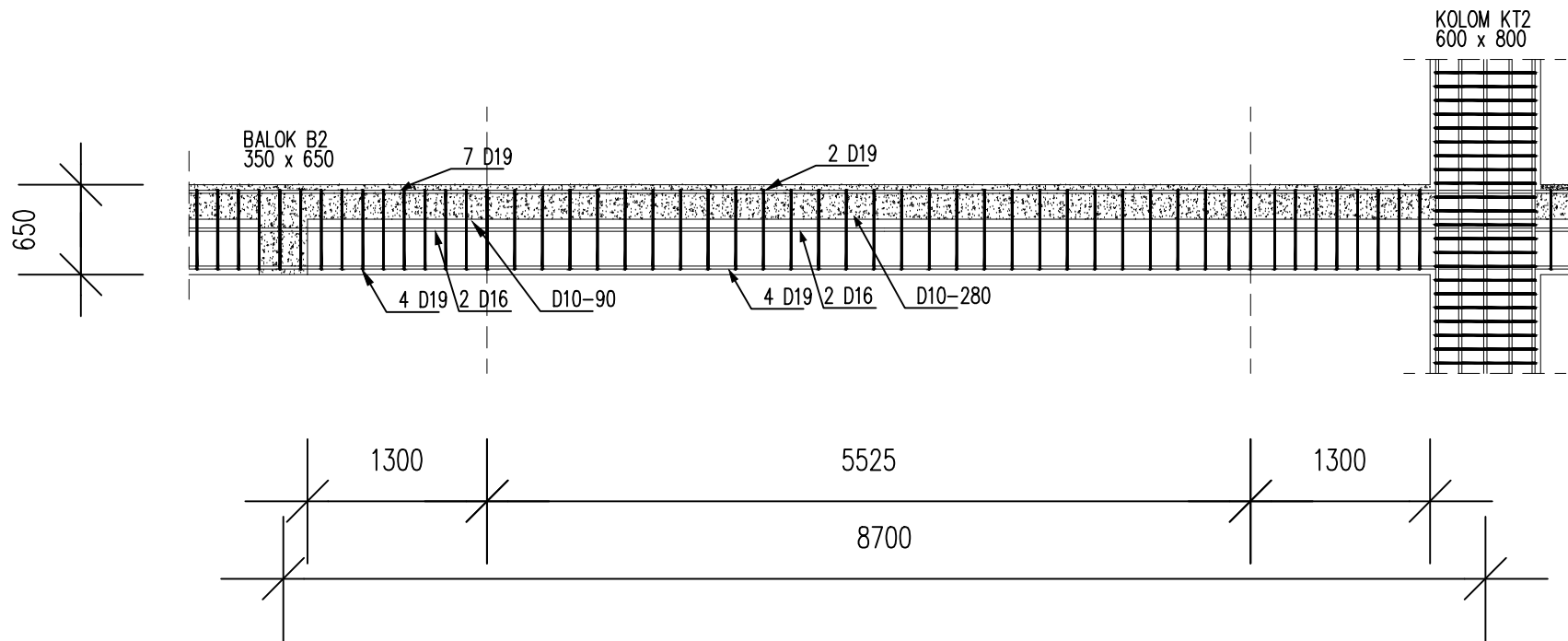
Judul Gambar :

CATATAN

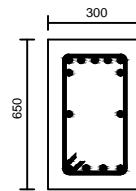
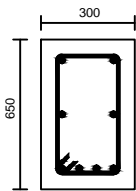
NO. LEMBAR JML. LEMBAR

10

20



DETAIL BALOK INDUK B3
SKALA 150

TIPE POTONGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TOTAL TUL. ATAS	7 D19	2 D19
TOTAL TUL. BAWAH	4 D19	4 D19
SENGKANG	D10-90	D10-280



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :

CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

11

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

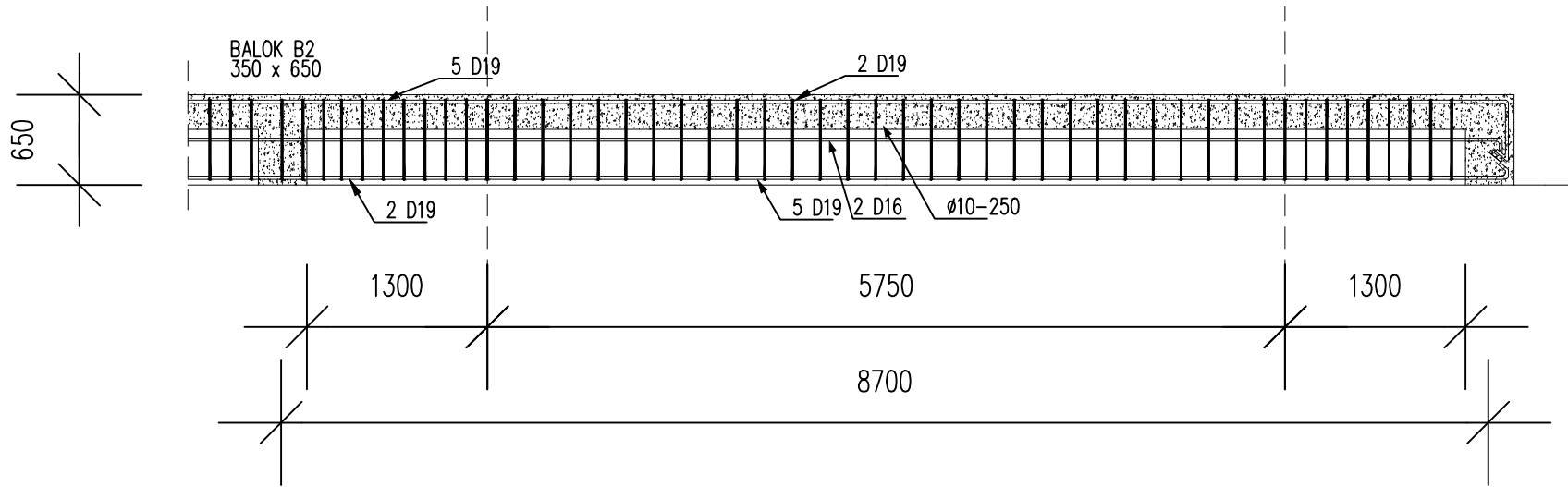
Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

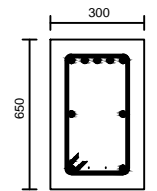
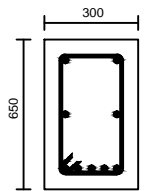
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



DETAIL BALOK ANAK BA1
SKALA 1/50

TIPE POTONGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TOTAL TUL. ATAS	5 D19	2 D19
TOTAL TUL. BAWAH	2 D19	5 D19
SENGKANG	ø10-250	ø10-250

CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

12

20



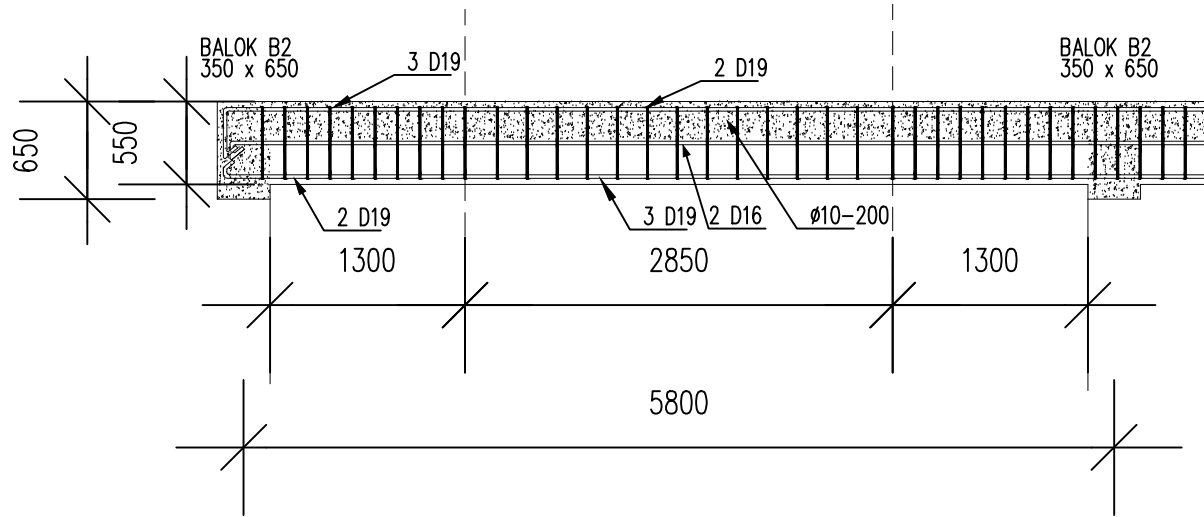
PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



DETAIL BALOK ANAK BA2
SKALA 150

TIPE POTONGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TOTAL TUL. ATAS	3 D19	2 D19
TOTAL TUL. BAWAH	2 D19	3 D19
SENGKANG	Ø10-200	Ø10-200

CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

13

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

Judul Tugas Akhir :
**PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON**

Dosen Pembimbing :

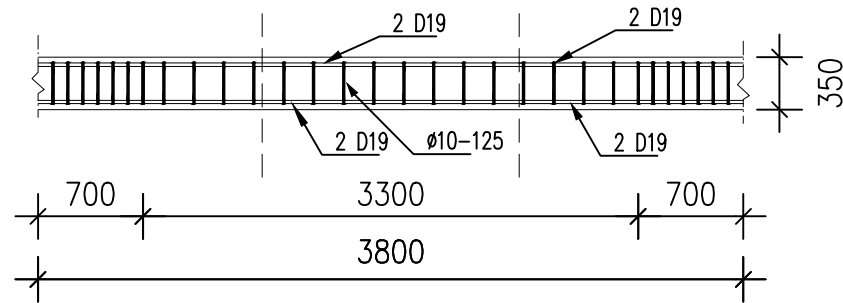
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

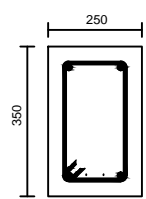
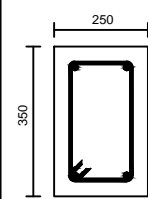
Mahasiswa :

ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



DETAIL BALOK LIFT
SKALA 150

TIPE POTONGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TOTAL TUL. ATAS	2 D19	2 D19
TOTAL TUL. BAWAH	2 D19	2 D19
SENGKANG	Ø10-125	Ø10-125

CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

14

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

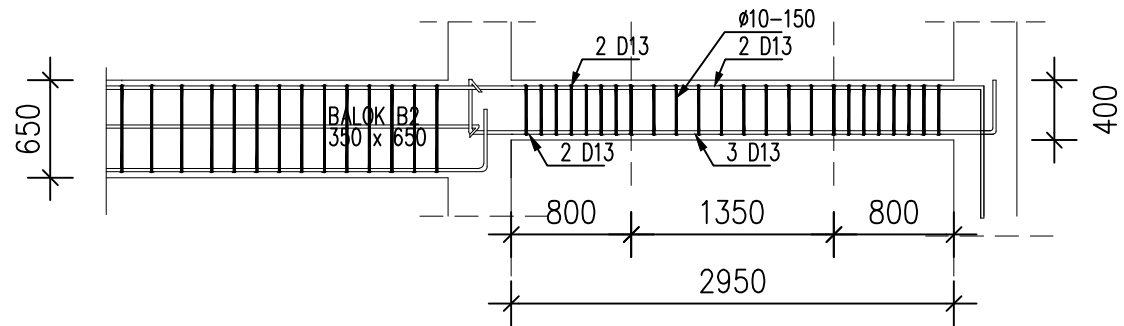
Judul Tugas Akhir :
**PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON**

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



DETAIL BALOK BORDES
SKALA 1/50

TIPE POTONGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TOTAL TUL. ATAS	2 D13	2 D13
TOTAL TUL. BAWAH	2 D13	3 D13
SENGKANG	Ø10-150	Ø10-150

CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

15

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

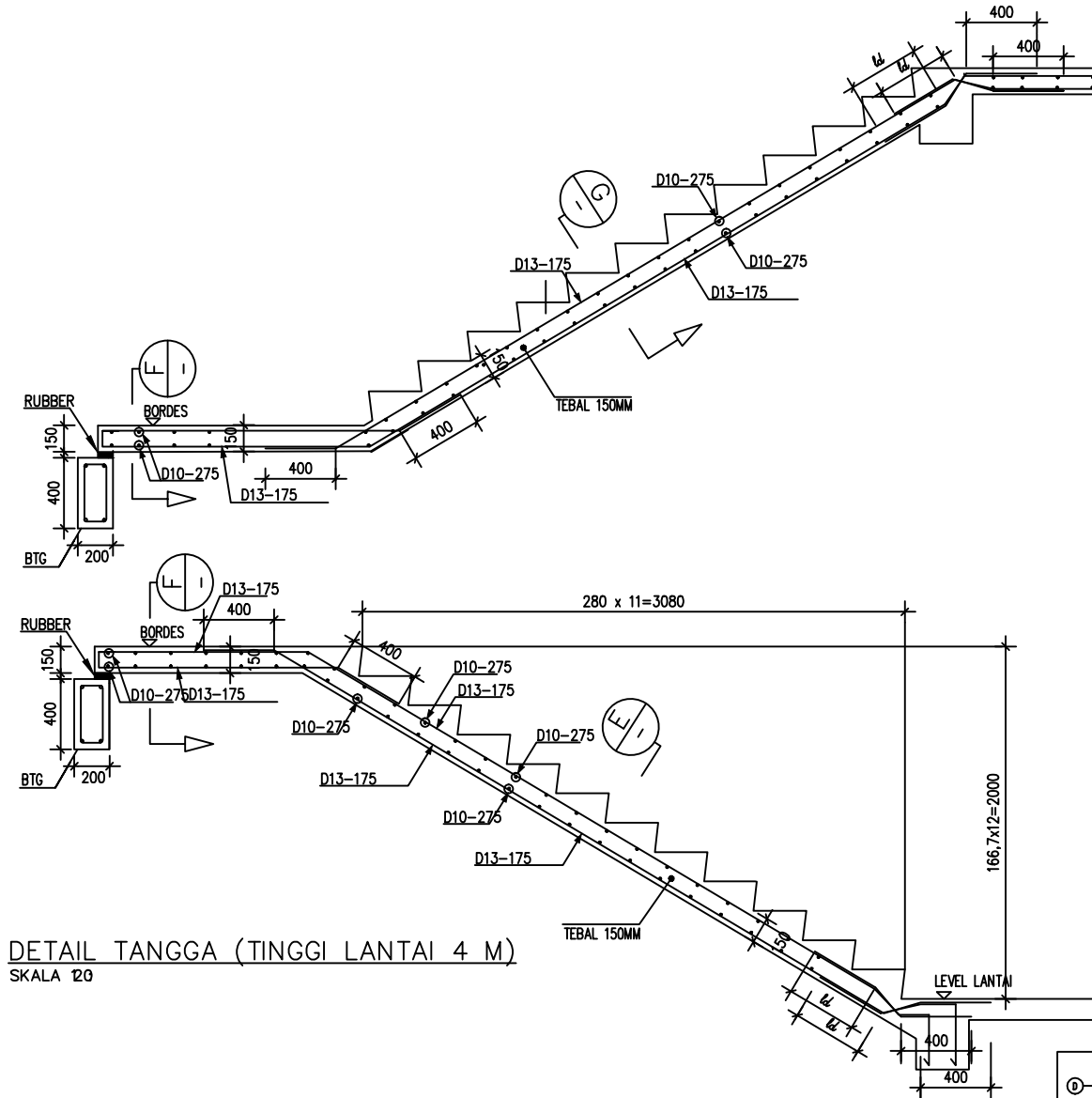
Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

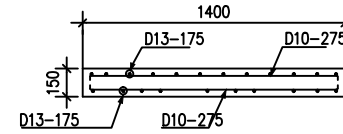
Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

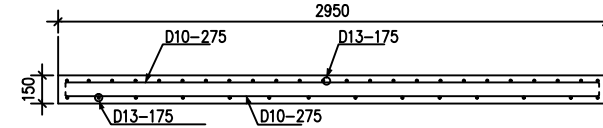
Judul Gambar :



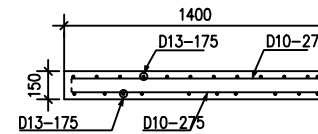
DETAIL TANGGA (TINGGI LANTAI 4 M.)
SKALA 20



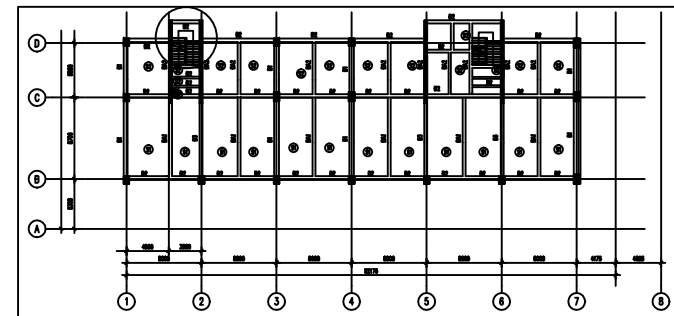
POTONGAN G
SKALA 20



POTONGAN F
SKALA 20



POTONGAN E
SKALA 20



CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

16

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

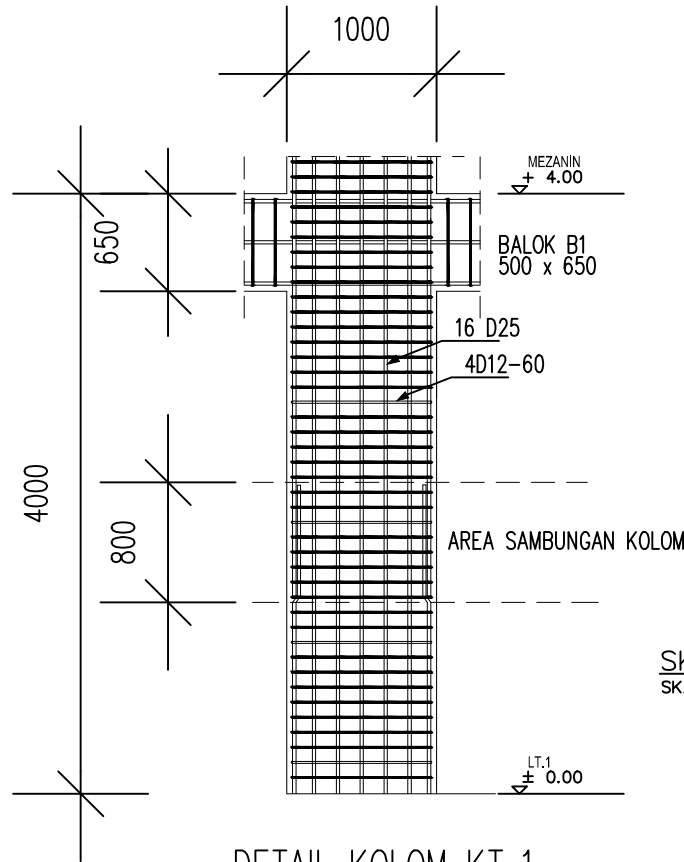
Judul Tugas Akhir :
**PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON**

Dosen Pembimbing :
**Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001**

**Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005**

Mahasiswa :
**ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052**

Judul Gambar :



DETAIL KOLOM KT 1
SKALA 150

SKEDUL PENULANGAN KOLOM
SKALA 25

SKEDUL KOLOM	
KT-1	
TUMPUAN	4D12-60
LAPANGAN	3D12-150
TUMPUAN	4D12-60
KOLOM 600x1000	
JUMLAH TULANGAN 16 D25	

CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

17

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

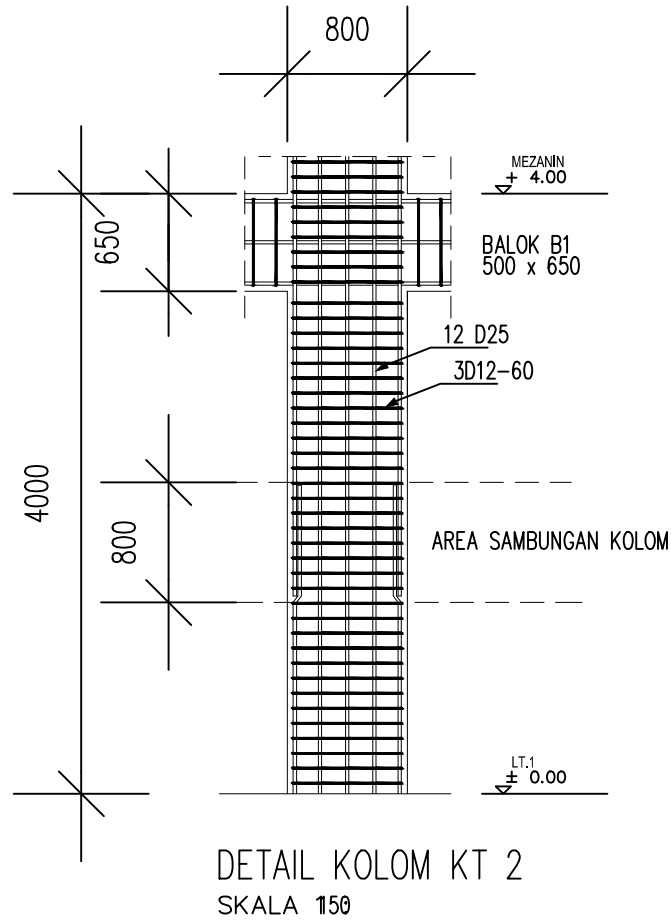
Judul Tugas Akhir :
**PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON**

Dosen Pembimbing :
**Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001**

**Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005**

Mahasiswa :
**ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052**

Judul Gambar :



SKEDUL KOLOM	
KT-2	
TUMPUAN	3D12-60
LAPANGAN	3D12-150
TUMPUAN	3D12-60

KOLOM 600x800
JUMLAH TULANGAN 12 D25

SKEDUL PENULANGAN KOLOM
SKALA 25

CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

18

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

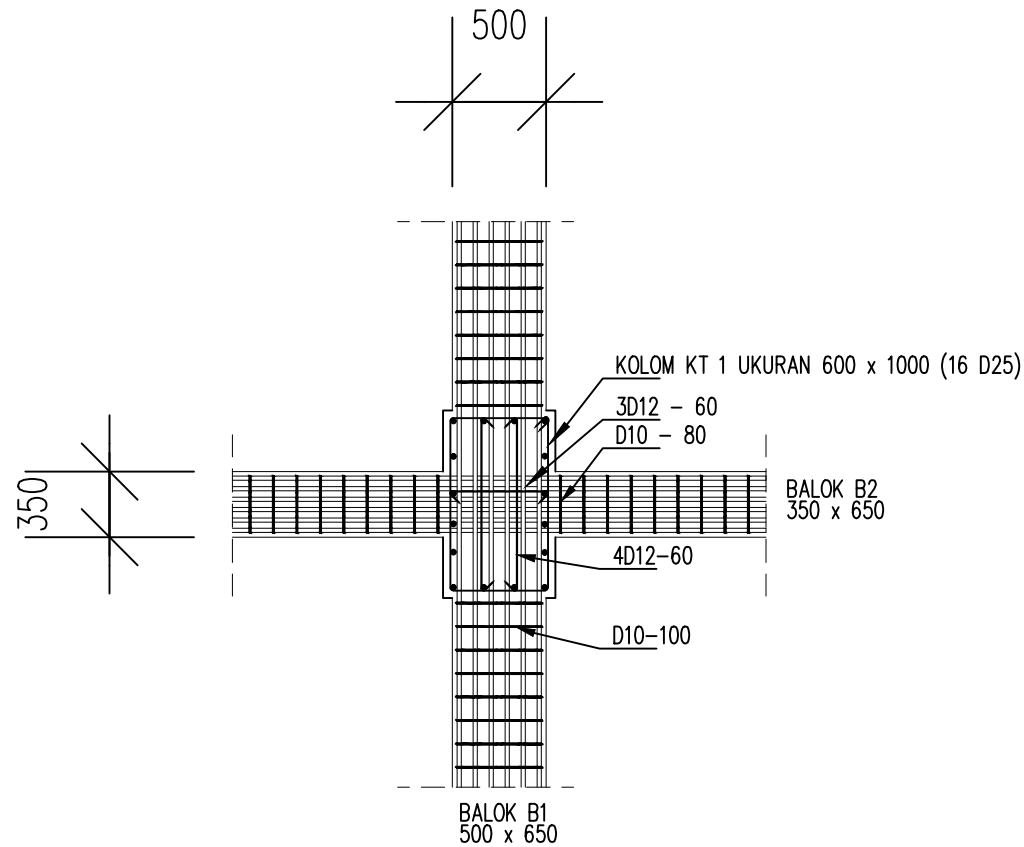
Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



DETAIL HUBUNGAN BALOK KOLOM TAMPAK ATAS LANTAI MEZZ
SKALA 1/50

CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

19

20



PRODI S1 T. SIPIL
DEPT. TEKNIK SIPIL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

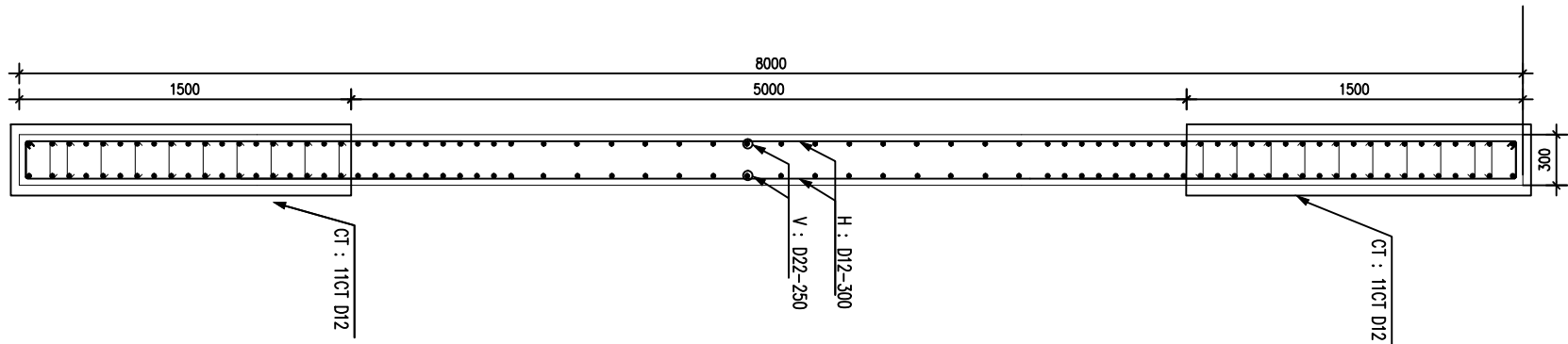
Judul Tugas Akhir :
PERBANDINGAN PENGGUNAAN
METODE FORCE BASED DAN
PERFORMANCE BASED DALAM
PERANCANGAN GEDUNG HOTEL
PATRA CIREBON

Dosen Pembimbing :
Prof. Tavio, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 197003271997021001

Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NIP. 198308082008121005

Mahasiswa :
ANDHIKA JAFRAN BYAKTA
NRP. 03111745000052

Judul Gambar :



DETAIL PENULANGAN SHEAR WALL
SKALA 1/20:

CATATAN

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

20

20



HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD.

HEAD OFFICE & FACTORY

2091, Gyeongsangdaero, Bubal-eup, Icheon-si, Gyeonggi-do, 467-734, Korea
Tel : 82-2-3570-0715/0667 Fax : 82-2-3572-8793-4
www.hyundaelevator.co.kr

SEOUL OFFICE (INT'L SALES DIV.)

9F, East Bldg., Hyundai Group Bldg., 134, Youlgok-ro, Jongno-gu, Seoul, 110-754, Korea
Tel : 82-2-3570-0715/0667 Fax : 82-2-3572-8793-4

INTERNATIONAL SALES & SERVICE NETWORK

AFRICA

ALGERIA
Tel : 213-21-27-52-45
xehatec.sarl@gmail.com

EGYPT
Tel : 20-1-099620231
oversas@et-hyundai-elevator.com

ETHIOPIA
Tel : 251-911-851313
iaethiopia@gmail.com

KENYA
Tel : 254-722-667894
hyk@skytechelevators.com

LIBYA
Tel : 216-91-735-0745
info@ec-hyundai-elevator.com

NIGERIA
Tel : 234-803-7352222
nicola@orionelevators.com

SUDAN
Tel : 249-183-220-394
gms_khatec@yahoo.com

TUNISIA
Tel : 216-71-895-680
hidal.commercial@net.tn

ASIA

CAMBODIA
Tel : 855-93-218-459
khleap7@gmail.com

CHINA
(Head Office Factory)
Tel : 86-21-5495-8600
201747@hndt.co.kr

HONG KONG
Tel : 86-756-2605-5003
hyundaez@naver.com

INDIA
Tel : 91-20-3250-2190
namitwan@kmi.kimnetindia.com

INDONESIA
Tel : 62-21-831-8444
hndtindo@knet.net.id

JAPAN
Tel : 81-3-3450-5117
kodauro@tdk-ko.co.jp

MALAYSIA

Tel : 603-6733-2999
brwnlee@hem.com.my

MONGOLIA

Tel : 975-11-7015-3333
ch-highig@yahoo.com

MYANMAR
Tel : 05-400-444599
info@amagrat-hd.com

PHILIPPINES
Tel : 832-719-9905
hyco@pdttdsl.net

SRI LANKA
Tel : 94-11-2029208
nienze@abansgroup.com

THAILAND
Tel : 662-2346-8047
kritchavachit@boxley.co.th

VIETNAM
Tel : 84-4-4292-2376
stspark@hndt.co.kr

EUROPE & CIS

ARMENIA
Tel : 971-4-440-46-27
rehalve@te-gta.em

AZERBAIJAN
Tel : 994-12-555-1744-46
office@asicnika.com

KAZAKHSTAN
Tel : 7-717-253-8072
dntrivry@ndtel.kz

KYRGYZSTAN
Tel : 995-312-474205
e318827@hotmail.com

MAKEDONIA
Tel : 90-216-498-8000
hakan.ck@hmf.com.tr

POLAND
Tel : 48-61-820-8551
mailto:maciej.luburkiewicz@omilifts.com

RUSSIA
(Moscow)
Tel : 7-455-514-00-32
mastersverifit@gmail.com

(Maid)
Tel : 7-423-222-98-79
Kirienkator@gmail.com

TURKEY

Tel : 90-216-498-8000
hakan.ck@hmf.com.tr

TURKMENISTAN

Tel : 993-12-2287-93
dugelerlik@hotmail.com

BAHRAIN
Tel : 973-17702468
basdar_nass@yahoo.com

IRAN
Tel : 98-21-5895-0727-26
jafari_hyundai@yahoo.com

IRAD
Tel : 964-7001339498
orjoni_c@yahoo.com

ISRAEL
Tel : 972-3-9630000
elibr@ledico.com

JORDAN
Tel : 962-79-5526-713
m_basile@orange.jo

KUWAIT
Tel : 965-22-457-925
info@deal-trade.com

QATAR
Tel : 966-3086-4334
holboomct@gmail.com

PAKISTAN
Tel : 92-21-34320601-5
iitcok@gmail.com

QATAR
Tel : 974-426-6669
hmhntar@yahoorn.com

SAUDI ARABIA
Tel : 966-12-9863555
yaldram@hac-hsa.com

SYRIA
Tel : 963-933-234134
terzian@acc-nel.org

UAE
Tel : 971-4-294-4475
cube@hmo-hyundai.com

YEMEN
Tel : 967-1-450356
wan92@hotmail.com

MIDDLE EAST

NORTH/SOUTH AMERICA

ARGENTINA
Tel : 5411-3223-2878
cgueto@skvif.com.ar

BRAZIL
(Head Office Factory)
Tel : 55-11-5822-61579
jijacne@hndt.co.kr

(Oratio)
Tel : 55-81-3271-6273
roberto@hyundaelevator.com.br

CHILE
Tel : 56-2-2635-3394
lsc@skvce.cl

COLOMBIA
Tel : 57-4-444-5257
sjarledo@skv.com.co

CUBA
Tel : 537-698-3412
habanaydkm@gmail.com

DOMINICAN REPUBLIC
Tel : 809-595-7474
cecar@elavo.com.do

ECUADOR
Tel : 593-2254-22631
escaer@hyundaelevator.com

GUATEMALA
Tel : 502-2388-0000
dtelevates@grupomidal.com

MEXICO
Tel : 52-55-5575-7418
yunich@interacthmx.com

PANAMA
Tel : 507-230-3166
asucre@elevadoreselavito.com

PERU
Tel : 51-1-436-1028
yijp7777@gmail.com

VENEZUELA
Tel : 58-212-232-6263
ojsimon@gmail.com



| FRONT VIEW |



| REAR VIEW |



| FRONT VIEW |



| REAR VIEW |



| CAGE DESIGN |

Ceiling	CD557A, Painted Steel (P021), Skylite 10T, Indirect Lighting
Wall	Hairline-Finished Stainless Steel, Hairline Etched Stainless Steel (SE1172)
Car Doors	Hairline Etched Stainless Steel (SE1172)
Operating Panel	OPP-N241B / OPP-N241W (Hairline-Finished Stainless Steel)
Indicator	PI-D110
Handrail	Stainless Steel 1 Pipe / Polished (1B)
Flooring	Sense Tile (TN2402C)

Notes: 1. Finished product may vary slightly from these prints.
 2. The price will vary depending on the customer's specification.
 3. The split may vary depending on the capacity.



| CAGE DESIGN |

Ceiling	CD451B, Acryl, Acryl Lens, Painted Steel (P022)
Wall	Hairline Etched Stainless Steel (SE1169)
Car Doors	Hairline Etched Stainless Steel (SE1169)
Operating Panel	OPP-N240B
Indicator	PI-D600
Handrail	Stainless Steel 1 Pipe (1A)
Flooring	Polyvinyl Tile (TN2401C, TN2406C)

Notes: 1. Finished product may vary slightly from these prints.
 2. The price will vary depending on the customer's specification.
 3. The split may vary depending on the capacity.



| FRONT VIEW |



| REAR VIEW |



| FRONT VIEW |



| REAR VIEW |

SE-30

| CAGE DESIGN |

Ceiling	CD253A, Painted Steel (P021, P022), Skylite 10T, LED Down Light
Wall	Hairline Etched Stainless Steel (SE1166), Hairline-Finished Stainless Steel
Car Doors	Hairline Etched Stainless Steel (SE1166)
Operating Panel	OPP-N240B / OPP-N240W (Hairline-Finished Stainless Steel)
Indicator	PI-D110
Handrail	Stainless Steel 1 Pipe + Coated Chrome Bracket (1B)
Flooring	Polyvinyl Tile (DTE2241, DTE2245)

Notes: 1. Finished product may vary slightly from these prints.
 2. The price will vary depending on the customer's specification.
 3. The split may vary depending on the capacity.

SE-39

| CAGE DESIGN |

Ceiling	CD291C, Acryl, Painted Steel (P021)
Wall	Mirror-Trimmed Stainless Steel, Hairline Etched Stainless Steel (SE1673)
Car Doors	Hairline Etched Stainless Steel (SE1673)
Operating Panel	OPP-N241B
Indicator	PI-D110
Handrail	Stainless Steel 1 Pipe + Coated Chrome Bracket (1B)
Flooring	Polyvinyl Tile (TN2422C, TN2601C)

Notes: 1. Finished product may vary slightly from these prints.
 2. The price will vary depending on the customer's specification.
 3. The split may vary depending on the capacity.



[FRONT VIEW]



[REAR VIEW]

SD-44

| CAGE DESIGN

Ceiling	CD251A, Perked Steel / P022 Acryl / Convector Air Star / Hook in System
Wall	Minimal Finished Stainless Steel / Mirror Finish / Stainless Steel (304 L30)
Car floor	Mirror Finish / Stainless Steel (FF000)
Operating Panel	CP / VMDT / (P) / mirror finished Stainless Steel
Indicate	PLDT / LED light
Handrail	Stainless Steel / Flue + Aluminum casting (15)
Flooring	Marble

Note: 1. For detail, please refer to page 14 for floor & top.
 2. If approval, please refer to our customer's specification.
 3. The color may vary depending on capacity.

| Ceiling



CD251A
P022 / Acryl / Convector Air Star / Hook in System



CD253A
P021 / P022 / Slats / LED / LED Downlight



CD451B
P022



CD516B
Gridless / LED / LED / Convector Air Star / Hook in System



CD519D
Gridless / Gridless / Mirror finish Slats / Convector Air Star / Hook in System



CD592A
P022 / Gridless / Mirror / Slats / LED / LED Downlight

| LED Ceiling



CD299B
P022 / LED Lighting / Acrylic / LED Downlight / Acrylic / Acrylic / Acrylic



CD595A
Aluminum / Acryl / LED / LED / LED / LED / Acrylic / Acrylic



Sectional View

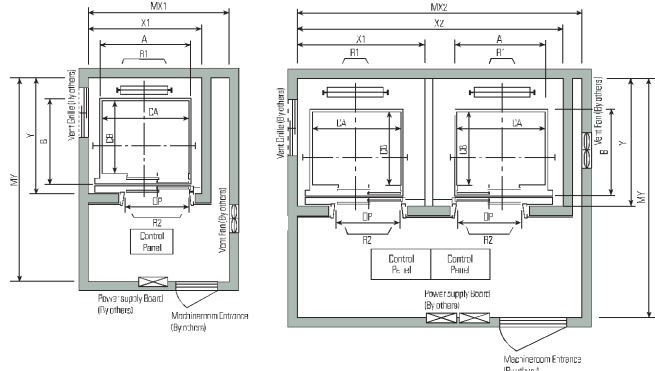


Sectional View

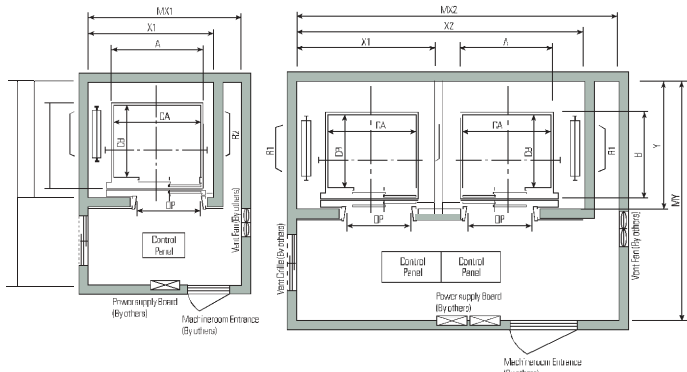
Note: 1. If the production vary slightly from these photo.
 2. The color of the material may vary depending on the production lot.
 3. If the material is not available, the color may be different or replaced by other material.

Plan of Hoistway & Machine Room

Rear Drop



Side Drop



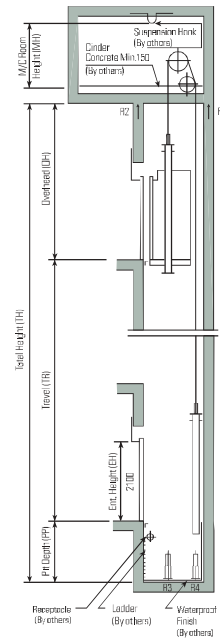
Overhead & Pit Depth

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	450 ~ 1000		1150 ~ 1600		M/C Room Height (MH)
	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	
2.0	4700	1900	4700	2000	
2.5	5000	2200	5000	2200	

- Notes: 1. Above dimensions are applied for car height of 2500mm, for other applicable dimensions, contact us.
 2. In case of requested double isolation pit, machine room height should be increased 200mm.
 3. Machine room temperature should be maintained below 40 °C, with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

Manufacturer Standard

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	C.WT Drop	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)			
	Persons	kg				Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	Depth MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Side Open	800	Rear	1100 × 1100	1160 × 1292	1550	3200	1800	1800	3500	3600	3600	2000	5400	4500
	8	550		800	Rear	1100 × 1250	1160 × 1442	1550	3200	1950	1800	3500	3750	4050	2250	6000	4900
	9	600		800	Rear	1100 × 1400	1160 × 1592	1550	3200	2100	1800	3500	3900	4100	2450	6300	5100
	10	700		800	Side	1100 × 1600	1160 × 1792	1850	3700	2050	2000	4000	3800	4200	2700	6800	5400
1.5	11	750		900	Side	1100 × 1650	1160 × 1842	1850	3700	2100	2000	4000	3900	4550	2800	7100	5600
	13	900		900	Side	1100 × 2000	1160 × 2192	1850	3700	2500	2000	4000	4300	5100	3750	8100	6300
	17	1150		1000	Side	1100 × 2100	1160 × 2292	1850	3700	2550	2000	4000	4300	5450	4300	8600	6600
				1000	Side	1200 × 2200	1300 × 2407	2100	4300	2650	2100	4300	4400	6600	5100	11000	8700
2.0	17	1150		1200	Side	1500 × 2300	1600 × 2507	2450	5000	2750	2450	5000	4500	8500	6800	13600	10400
				900	Side	1200 × 1800	1300 × 2007	2200	4500	2250	2500	4500	4300	12030	6650	9000	7500
	15	1000		900	Side	1200 × 1900	1300 × 2107	2200	4500	2350	2500	4500	4400	12800	6950	9400	8000
				1000	Rear	1600 × 1500	1700 × 1707	2250	4600	2300	2550	4600	4400	12800	6950	9400	8000
2.5	17	1150	1000	Side	1200 × 2200	1300 × 2407	2200	4500	2650	2500	4500	4700	13080	7150	11000	8700	
			1100	Rear	2000 × 1350	2100 × 1557	2650	5400	2150	2950	5400	4200					
	20	1350	1000	Side	1300 × 2300	1400 × 2507	2300	4700	2750	2600	4700	4800	14350	7650	12200	9500	
			1100	Rear	2000 × 1500	2100 × 1707	2650	5400	2300	2950	5400	4400					
24	1600	1100	Side	1500 × 2300	1600 × 2507	2500	5100	2750	2800	5100	4800	15100	8100	13600	10400		
		1200	Rear	2100 × 1650	2200 × 1857	2750	5600	2450	3050	5600	4500						

EN81 Standard

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	C.WT Drop	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)			
	Persons	kg				Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	Depth MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Side Open	800	Rear	1100 × 1100	1160 × 1292	1550	3200	1800	1800	3500	3600	3600	2000	5400	4500
	7	550		800	Rear	1100 × 1250	1160 × 1442	1550	3200	1950	1800	3500	3750	4050	2250	6000	4900
	8	630		800	Rear	1100 × 1400	1160 × 1592	1550	3200	2100	1800	3500	3900	4100	2450	6300	5100
	9	700		800	Side	1100 × 1600	1160 × 1792	1850	3700	2050	2000	4000	3800	4200	2700	6800	5400
1.5	10	800		900	Side	1100 × 1650	1160 × 1842	1850	3700	2100	2000	4000	3900	4550	2800	7100	5600
	12	900		900	Side	1100 × 2000	1160 × 2192	1850	3700	2500	2000	4000	4300	5100	3750	8100	6300
	13	1000		1000	Side	1100 × 2100	1160 × 2292	1850	3700	2550	2000	4000	4300	5450	4300	8600	6600
				1000	Side	1200 × 2200	1300 × 2407	2100	4300	2650	2100	4300	4400	6600	5100	11000	8700
2.0	13	1000		1200	Side	1400 × 2400	1500 × 2607	2350	5000	2850	2450	5000	4600	8500	6800	13600	10400
				900	Side	1200 × 1800	1300 × 2007	2200	4500	2250	2500	4500	4300	12030	6650	9000	7500
	15	1150		900	Side	1200 × 1900	1300 × 2107	2200	4500	2350	2500	4500	4400	12800	6950	9400	8000
				1000	Rear	1600 × 1400	1700 × 1607	2250	4600	2300	2550	4600	4400	12800	6950	9400	8000
2.5	18	1350	1000	Side	1800 × 1400	1900 × 1607	2450	5000	2200	2750	5000	4300	13080	7150	11000	8700	
			1100	Rear	1300 × 2300	1400 × 2507	2300	4700	2750	2600	4700	4800	14350	7650	12200	9500	
	21	1600	1100	Rear	2000 × 1500	2100 × 1707	2650	5400	2300	2950	5400	4400					
			1200	Side	1400 × 2400	1500 × 2607	2400	4900	2750	2700	4900	4800	15100	8100	13600	10400	



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)
Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Tarto, S.T, M.T, Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Andhiko Jefran Byokta
NRP	: 0311179500052
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perbandingan penggunaan Metode Force Based Design (FBD) dengan Metode Performance Based Design (PBD) Dalam Perancangan Gedung Hotel Rambu Cirebon
TANGGAL PROPOSAL	: 7 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 15188/IT.2VI.4.1/PP.05.02.06/2019

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
•	26/01/2019	Struktur Sekunder (Uboh tangga menjadi sendi-rol)		
•	08/01/2020	Perhitungan beban gempa DBD		
•	09/01/2020	Letak kondisi gambar joint untuk tangga sendi-rol		
•	14/01/2020	Analisis Struktur & Perhitungan struktur utompa		
•	22/01/2020	Gambar Detail Struktur		



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)
Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Harun Al Rasyid, S.T, M.T, Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Andhika Jafran Byakta
NRP	: 03119795000052
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perbandingan Penggunaan Metode Force Based Design (FBD) dengan Metode Performance Based Design (PBD) dalam Perencanaan Gedung Hotel Paksi Cirebon
TANGGAL PROPOSAL	: 7 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 15188 / ITZ.VI.4.1 / PP.05.02.00 / 2019

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
•	07/01/2019	<ul style="list-style-type: none"> • Cek brosur balok lift • Tambahkan / lengkapi ketarengan 		
•	08/01/2019	<ul style="list-style-type: none"> • Perbaiki balok lift • Perhitungan beban gempa PDBD 		
•	08/01/2019	<ul style="list-style-type: none"> • Cek arsitek metabologi • Cek peristahan gambar denah 		

BIODATA PENYUSUN



Penyusun dilahirkan di Jakarta pada tanggal 12 Agustus 1997, merupakan anak pertama dari dua bersaudara dengan nama lengkap Andhika Jafran Byakta. Penyusun telah menempuh pendidikan formal pada SDI PB Soedirman, Jakarta Timur, SMPI PB Soedirman, Jakarta Timur, SMAN 70 Jakarta, D3 Teknik Sipil Politeknik Negeri Jakarta (PNJ), dan terdaftar sebagai mahasiswa Lintas Jalur Departemen Teknik Sipil ITS pada tahun 2017 dengan NRP

03111745000052 melalui jalur seleksi Lintas Jalur.

Di Departemen Teknik Sipil, penyusun mendalami bidang studi struktur. Selama masa studi, penyusun memiliki ketertarikan khusus dalam rekayasa bangunan gedung tahan gempa dan metode analisisnya, serta mengambil hampir semua mata kuliah pilihan bidang struktur untuk program studi sarjana.

email : andhikajafran@gmail.com