TUGAS AKHIR – RC14-1501

DESAIN STRUKTUR GEDUNG CONDO TOWER SUPER BLOCK TUNJUNGAN PLAZA 6 SURABAYA DENGAN ANALISA GEMPA *TIME HISTORY*

RENDY SURYA PUTRA

3113100136

Dosen Pembimbing I

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

Dosen Pembimbing II

Tavio, Prof. ST. MT. PH.D

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2017

TUGAS AKHIR – RC14-1501

DESAIN STRUKTUR GEDUNG CONDO TOWER SUPER BLOCK TUNJUNGAN PLAZA 6 SURABAYA DENGAN ANALISA GEMPA *TIME HISTORY*

RENDY SURYA PUTRA

3113100136

Dosen Pembimbing I

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

Dosen Pembimbing II

Tavio, Prof. ST. MT. PH.D

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2017

THESIS – RC14-1501

CONDO TOWER SUPER BLOCK TUNJUNGAN PLAZA 6 SURABAYA STRUCTURE BUILDING DESIGN USING TIME HISTORY EARTHQUAKE ANALYSIS

RENDY SURYA PUTRA

3113100136

Supervisor I

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

Supervisor II

Tavio, Prof. ST. MT. PH.D

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

Faculty of Civil Engineering and Planning

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2017

DESAIN STRUKTUR GEDUNG CONDO TOWER SUPER BLOCK TUNJUNGAN PLAZA 6 SURABAYA DENGAN ANALISA GEMPA TIME HISTORY

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:
RENDY SURYA PUTRA
NRP. 3113 100 136

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Dr. Ir. I.G.P. Raka, DEA ..... (Pembimbing I)
2. Tavio, Prof. ST. MT. PH.D ..... (Pembimbing II)

SURABAYA
Januari, 2017

ABSTRAK

DESAIN STRUKTUR GEDUNG CONDO TOWER SUPER BLOCK TUNJUNGAN PLAZA 6 SURABAYA DENGAN ANALISA GEMPA *TIME HISTORY*

Nama Mahasiswa : Rendy Surya Putra
NRP : 3113100136
Jurusan : Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. I G. P. Raka, DEA
Tavio,Prof .ST. MT. Ph.D

Abstrak

Suatu gedung dapat digolongkan menjadi gedung tingkat tinggi apabila struktur gedung secara arsitektural mempunyai ketinggian dimulai dari 35 dan 100 m ataupun lebih. Pada umumnya para perencana gedung cenderung untuk menggunakan analisa statik linear, dimana juga disebut sebagai "first order analysis" atau analisa tingkat satu, untuk memperhitungan gaya – gaya dalam seperti bending moment, shear forces dan displacement yang nantinya akan digunakan sebagai desain struktur. First order analysis atau analisa tingkat satu menggunakan asumsi sifat defleksi yang kecil dimana gaya – gaya yang dihasilkan , seperti momen , shear forces dan displacement tidak menerima efek tambahan akibat perpindahan struktur yang dikarenakan beban vertical yang sebelumnya tidak bekerja karena beban lateral belum ada. P-delta merupakan efek nonlinear (second order) yang bekerja

pada setiap struktur dimana elemen – elemenya bergantung pada beban aksial.

Bangunan kondo *tower* yang terletak di Surabaya ini akan direncanakan dan dianalisa secara linear untuk memperoleh gaya – gaya dalamnya juga akan dianalisa menggunakan analisa nonlinear atau analisa P-delta karena gedung kondo tower ini termasuk dalam jajaran gedung tingkat tinggi (high rise building), yang harus dipertimbangkan secara matang sehingga tingkat serviceability serta safety dapat terjamin. Pada tugas akhir ini akan dilakukan perbandingan gaya dalam antara hasil struktur dengan P-delta maupun tanpa P-delta.

Pada bangunan kondo tower yang dianalisa secara linear didapatkan bending momen pada kolom C8 lantai 14 sebagai tinjauannya untuk load combination 1.2D+1.3Qx+0.123D sebesar -414.897 kN-m dan untuk shear forcesnya untuk load combination yang sama sebesar -173.504 kN sedangkan untuk kondo tower yang dianalisa secara nonlinear atau analisa P-delta pada letak tinjauan yang sama yaitu kolom C8 lantai 14 dengan load combination yang sama pula didapatkan bending moment sebesar -419.149 kN-m dan untuk shear forcesnya sebesar -236.495 kN. Dapat dilihat terdapat perbedaan sebesar 1.02 % untuk bending momentnya sedangkan pada shear forcesnya terdapat perbedaan sebesar 15.36%. Dapat disimpulkan bahwa pengaruh P-delta harus diperhatikan apabila terdapat perbedaan lebih dari 10%. Pada tugas akhir ini juga dilakukan control stabilitas struktur ditinjau dengan P-delta , dari hasil analisa koefisien stabilitas arah X didapatkan sebesar 0.126 dan untuk koefisien stabilitas arah Y didapatkan sebesar 0.144, pada persyaratan disebutkan bahwa koefisien stabilitas tersebut tidak boleh melebihi koefisien stabilitas maksimum setelah dilakukan perhitungan yaitu 0.1 , dapat ditarik kesimpulan bahwa struktur gedung kurang stabil sehingga dibutuhkan re-desain atau desain ulang dengan menambah

kekakuan struktur melalui pembesaran penampang ataupun penambahan shear wall.

Kata Kunci : Analisa P-delta, High Rise Building, Stabilitas

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

ABSTRACT

CONDO TOWER SUPER BLOCK TUNJUNGAN PLAZA 6 SURABAYA STRUCTURE BUILDING DESIGN USING TIME HISTORY EARTHQUAKE ANALYSIS

Student Name : **Rendy Surya Putra**
NRP : **3113100136**
Department : **Civil Engineering**
Civil Engineering and Planning Faculty Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Supervisor : **Prof. Dr. Ir. I G. P. Raka, DEA**
Tavio,Prof .ST. MT. Ph.D

ABSTRACT

A building can be categorized into high rise building if the building structure architecturally has height start from 35 to 100m or more. Generally building designer tend to use static linear analysis, or can be called "first order analysis", to calculate the internal forces in example bending moment, shear forces and displacement that will be used to design the structure. First order analysis is using a small assumption on deflection that the internal forces produced in example momen, shear forces, and displacement don't get an extra effect affected by the structure displacement caused by vertical load that doesn't work before, because lateral load is not yet occur. P-delta is an nonlinear effect (second order) that work in evert single structure where its element depends on axial loads.

This Condo tower that located in Surabaya, will be design using static linear to get the internal forces and will be analyzed using nonlinear or P-delta analysis because this building category is high rise building, that has to be seriously design so that the serviceability and the safety is really okay and safe. In this final assignment will be comparing the internal forces between linear and P-delta analysis.

In this condo tower structure that analyzed using static linear is generating bending momen in C8 column in 14th floor as the observation for 1.2D+1.3Qx+0.123D load combination is -414.897 kN-m and for the shear forces for 1.2D+1.3Qx+0.123D load combination is -173.504 kN while in the condo tower that analyzed using nonlinearity or P-delta analysis on the same observation point that is in C8 column and on the same load combination the bending momen is -419.149 kN-m and for the shear forces is -236.495 kN.It can be observed that there is 1.02% differentiation for the bending moment and 15.36% for shear forces. It can be concluded that P-delta effect must be considered if there is more than 10% gap.In this final assignment will control the structure stability as well with P-delta, from the analysis of stability coefficient in X direction the result is 0.126 and for stability coefficient in Y direction the result is 0.144, the requirement state that the maximum stability coefficient obtained from the calculation is 0.1, it can be concluded that the building structure is unstable so it needs to be re-design to increase the structure stiffness through the section enlargement or addition of shearwall.

Kata Kunci : P-delta analysis, High Rise Building, Stability

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Kuasa karena dengan rahmat dan kesempatan yang telah dilimpahkan, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul "Desain Struktur Gedung Condo Tower Super Block Tunjungan Plaza 6 Surabaya Dengan Analisa Gempa *Time History"* tugas akhir ini disusun sebagai persyaratan kelulusan pada program studi Teknik Sipil Tingkat Sarjana Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Dalam Penyusunan Tugas Akhir ini penulis banyak mendapatkan saran, dorongan, bimbingan serta keterangan – keterangan dari berbagai pihak yang merupakan pengalaman yang tidak dapat diukur secara materi, namun dapat membukakan mata penulis bahwa sesungguhnya pengalaman dan pengetahuan tersebut adalah guru yang terbaik bagi penulis. Oleh karena itu dengan segala hormat dan kerendahan hati perkenankanlahh penulis mengucapkan terima kasih kepada :

1. Tuhan Yesus Kristus yang selalu menjaga dan memberkati penulis selama penyusunan Tugas Akhir.
2. Orang Tua dan Kakak – Kakak yang selalu mendukung penulis dan mendoakan.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. I G. P. Raka, DEA dan Bapak Tavio,Prof .ST. MT. Ph.D, selaku Dosen pembimbing Tugas Akhir, dan juga sebagai motivator.
4. Sahabat dari SMA yang selalu memberi semangat dan membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini.
5. SMITS family dengan saran - saran dan motivasi yang membangun.
6. Teman – teman warga Sipil ITS yang telah memberikan motivasi kepada penulis serta semua orang yang tidak penulis sebutkan satu per satu di sini.

Dalam penyusunan tugas akhir ini, penulis menyadari masih terdapat banyak kekurangan yang dibuat baik sengaja maupun tidak sengaja, dikarenakan keterbatasan ilmu pengatuhan,wawasan dan teknologi serta pengalaman yang penulis miliki. Untuk itu penulis mohon maaf atas segala kekurangan tersebut , penulis juga tidak menutup diri terhadap segala saran dan kritik serta masukan yang bersifat konstruktif bagi diri penulis. Akhir kata semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi penulis sendiri, institusi pendidikan dan masyarakat luas. Amin.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

DAFTAR ISI

ABSTRAK i
ABSTRACT v
KATA PENGANTAR vii
DAFTAR GAMBAR xv
DAFTAR TABEL xxi
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang Penulisan 1
1.2 Perumusan Masalah 5
1.3 Batasan Masalah 5
1.4 Tujuan Penulisan 6
1.5 Manfaat Penulisan 6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 7
2.1 Daktilitas Struktur Bangunan 7
2.2 Dinding Geser 7
2.3 Momen Sekunder Kolom Bergoyang (Sway) 8
2.4 Time History 9
2.5 Redaman 10
2.6 Konsep Dasar Efek P-Delta 11
2.7 Kurva Tegangan – Regangan Material 12
2.7.1 Kurva Tegangan – Regangan Beton 12
2.7.2 Kurva Tegangan – Regangan Tulangan 14
BAB III METODOLOGI 17

3.1 Prosedur Pengerjaan TA 17
3.1.1 Studi Literatur 17
3.1.2 Pengumpulan Data 17
3.1.3 Preliminary Design 20
3.1.4 Pembebanan 21
3.1.5 Analisa Gempa Respons Spektrum 23
3.1.6 Analisa Struktur Menggunakan P-Delta 28
3.2 Penyajian Laporan Dan Format Penggambaran 29
3.3 Flowchart Penyusunan Tugas Akhir 30
BAB IV PRELIMINARY DESIGN 33
4.1 Data Perencanaan 33
4.2 Desain Dimensi Balok 34
4.3 Desain Dimensi Plat Lantai 36
4.3.1 Perencanaan Pelat 43
4.3.2 Pembebanan Pelat 44
4.3.3 Penulangan Pelat 45
4.4 Desain Dimensi Kolom 51
4.5 Desain Dimensi Dinding Geser 54
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR 57
5.1 Pemodelan Struktur 57
5.2 Pembebanan 57
5.2.1 Beban Mati 58
5.2.2 Beban Hidup 59

5.2.3 Beban Gempa 60
5.2.4 Kombinasi Pembebanan 77
5.3 Kontrol Hasil Analisa Struktur 79
5.3.1 Kontrol Akhir Base Reaction 79
5.3.2 Jumlah Respon Ragam 81
5.3.3 Kontrol Sistem Ganda 82
5.3.4 Kontrol Simpangan (Drift) 84
5.4 Perencanaan Balok 87
5.4.1 Penulangan Lentur Balok B5A7 87
5.4.2 Penulangan Torsi 101
5.4.3 Penulangan Geser 103
5.4.4 Penghentian Tulangan Negatif 107
5.4.5 Panjang Penyaluran Tulangan 108
5.4.6 Hasil Rekap Penulangan Balok 108
5.5 Perencanaan Kolom 111
5.5.1 Perencanaan Kolom C8 Lt 14 - 30 111
5.5.1.1 Data Perencanaan 111
5.5.1.2 Cek Syarat Komponen Struktur Penahan Gempa 113
5.5.1.3 Tulangan Longitudinal Penahan Lentur 113
5.5.1.4 Persyaratan Strong Column – Weak Beam 116
5.5.1.5 Tulangan Transversal Untuk Pengekangan 120

5.5.1.6 Tulangan Transversal untuk beban geser 121
5.5.1.7 Sambungan lewatan 126
5.5.1.8 Hubungan Balok – Kolom 127
5.5.2 Perencanaan Kolom C16 Lt 14 - 30 129
5.5.2.1 Data Perencanaan 129
5.5.2.2 Cek Syarat Komponen Struktur Penahan Gempa 131
5.5.2.3 Tulangan Longitudinal Penahan Lentur. 131
5.5.2.4 Persyaratan Strong Column – Weak Beam 133
5.5.2.5 Tulangan Transversal Untuk Pengekangan 138
5.5.2.6 Tulangan Transversal untuk beban geser 139
5.5.2.7 Sambungan lewatan 143
5.5.2.8 Hubungan Balok – Kolom 144
5.6 Perencanaan Shear Wall 147
5.6.1 Data Perencanaan Shear Wall P1 147
5.6.2 Kontrol Kapasitas Bebabn Aksial Dinding Geser 147
5.6.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser 149
5.6.4 Perhitungan Jumlah Lapis Tulangan yang Dibutuhkan 150

5.6.5 Perhitungan Kuat Geser yang Disumbangkan Beton 150
5.6.6 Perhitungan Tulangan Transversal Dan Longitudinal..... 152
5.6.7 Kuat Geser Nominal Dinding Geser 155
5.6.8 Kontrol dan Desain elemen pembatas 156
BAB VI ANALISA P-DELTA..... 159
6.1 Prosedur Analisa P-Delta..... 159
6.2 Analisa P-Delta 159
6.2.1 Perbandingan Beda Gaya Dalam Kolom Tiap Lantainya 167
6.2.2 Hasil Story Plot Dari ETABS 178
6.3 Koefisien Kestabilan..... 183
6.3.1 Analisa Koefisien Kestabilan..... 184
6.4 Hasil Analisa Koefisien Kestabilan 192
BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN 195
DAFTAR PUSTAKA..... 197

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Hunian Condominium Surabaya 2

Gambar 1. 2 Lokasi *Condo Tower* Tunjungan Plaza 6 Surabaya 2

Gambar 2. 1 Defleksi Lateral (Δ) akibat beban gravitasi (P) .. 8

Gambar 2. 2 Pemodelan Hysterisis Bi-liniear 11

Gambar 2. 3 Konfigurasi Awal Sebelum Berdeformasi..... 11

Gambar 2. 4 Konfigurasi Akhir Setelah Berdeformasi 12

Gambar 2. 5 Kurva Tegangan-Regangan Beton 14

Gambar 2. 6 Kurva Tegangan-Regangan Baja Tulangan..... 15

Gambar 3. 1 Denah Condo Tower Tunjungan Plaza 6 Surabaya 19

Gambar 3. 2 *Accelerogram* Gempa Cerro Prieto Arah X 22

Gambar 3. 3 *Accelerogram* Gempa Cerro Prieto Arah Y 22

Gambar 3. 4 S_S, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) 23

Gambar 3. 5 S_1, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) 24

Gambar 3. 6 PGA, Gempa Maksimum yang dipertimbangkan rata – rata geometrik (MCE_G) 25

Gambar 3. 7 C_{RS}, Koefisien Risiko Terpetakan,Perioda Respons Spektral 0.2 s 26

Gambar 4. 1 Denah Tipikal balok,kolom dan shearwall 34

Gambar 4. 2 Gambar Plat Lantai Type-A 36

Gambar 4. 3 Balok As A14 Joint 6j-6k 37

Gambar 4. 4 Balok As A14’ Joint 6j-6k 39
Gambar 4. 5 Balok As 6k Joint A14-A14’ 40
Gambar 4. 6 Balok As 6j Joint A14-A14’ 42
Gambar 5. 1 Pemodelan Struktur Gedung Pada Program ETABS 57
Gambar 5. 2 Grafik respons spektrum Desain.....65
Gambar 5. 3 Momen 1.4D balok B5A7.....88
Gambar 5. 4 Momen 1.2D+1.6L balok B5A7 88
Gambar 5. 5 Momen 1.2D+1.3Qx+0.1213D balok B5A7 89
Gambar 5. 6 Momen 1.2D+1.3Qx-0.1213D balok B5A7 89
Gambar 5. 7 Momen 1.2D+1.3Qy+0.1213D balok B5A7 90
Gambar 5. 8 Momen 1.2D+1.3Qy-0.1213D balok B5A7 90
Gambar 5. 9 Momen Envelope balok B5A7 91
Gambar 5. 10 Diagram Interaksi P-M Kolom Atas.....114
Gambar 5. 11 Diagram Interaksi P-M Kolom Bawah 115
Gambar 5. 12 Lebar efektif plat yang disertakan balok.....117
Gambar 5. 13 Penampang tumpuan balok G5A7 118
Gambar 5. 14 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Atas..119
Gambar 5. 15 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Bawah 119
Gambar 5. 16 Diagram Interaksi P-M Kolom Atas fs=1.25fy 123
Gambar 5. 17 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah fs=1.25fy.....124
Gambar 5. 18 Detail Penulangan Kolom C8 1300x600 129
Gambar 5. 19 Diagram Interaksi P-M Kolom Atas.....132
Gambar 5. 20 Diagram Interaksi P-M Kolom Bawah 132
Gambar 5. 21 Penampang Tumpuan Balok G57 134
Gambar 5. 22 Penampang Tumpuan Balok G57 135
Gambar 5. 23 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Atas..137

Gambar 5. 24 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Bawah 137
Gambar 5. 25 Diagram Interaksi P-M Kolom Atas fs=1.25fy 140
Gambar 5. 26 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah fs=1.25fy 141
Gambar 5. 27 Detail Penulangan Kolom C16 800 x 800 146
Gambar 5. 28 Diagram Interaksi P-M Shear Wall 155
Gambar 5. 29 Besaran *Joint Displacement* Dinding Geser .. 157
Gambar 6. 1 Grafik Defleksi X Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya..... 160
Gambar 6. 2 Grafik Defleksi Y Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya..... 161
Gambar 6. 3 Grafik Bending Moment B63 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya .. 162
Gambar 6. 4 Grafik Shear Forces B63 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta *Tiap Load Combination*nya 163
Gambar 6. 5 Grafik Bending Momen B63 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya .. 164
Gambar 6. 6 Grafik Shear Forces C8 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya 166
Gambar 6. 7 Grafik Bending Momen C8 FL 24 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya 168
Gambar 6. 8 Grafik Shear Forces C8 FL 24 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya .. 169
Gambar 6. 9 Grafik Bending Momen C8 FL 34 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya 170

Gambar 6. 10 Grafik Shear Forces C8 FL 34 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya...171

Gambar 6. 11 Grafik Bending Momen C8 FL 44 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya 172

Gambar 6. 12 Grafik Shear Forces C8 FL 44 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya...173

Gambar 6. 13 Grafik Bending Momen C8 FL LR Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya 174

Gambar 6. 14 Grafik Shear Forces C8 FL LR Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya...175

Gambar 6. 15 Grafik Bending Moment Kolom C8 Tiap *Load Combination* Tiap Lantainya 175

Gambar 6. 16 Grafik Shear Forces Kolom C8 Tiap *Load Combination* Tiap Lantainya 176

Gambar 6. 17 Grafik Pertambahan Bending Momen Kolom C8 Tiap Lantainya.....177

Gambar 6. 18 Grafik Pertambahan Shear Forces Kolom C8 Tiap Lantainya 177

Gambar 6. 19 Auto Lateral Load Pada Diaphragm Tiap Story 178

Gambar 6. 20 Maximum displacement Tanpa P-Delta Load Case Envelope 179

Gambar 6. 21 Maximum Displacement Dengan P-Delta Load Case Envelope 179

Gambar 6. 22 Story Shears Load Case Envelope Tanpa P-Delta 181

Gambar 6. 23 Story Shears Load Case Envelope Dengan P-Delta 181

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR TABEL

Tabel 4. 1 Penentuan Dimensi Balok Beton Bertulang.....35
Tabel 4. 2 Beban Mati Lantai 52.....52
Tabel 4. 3 Beban Mati Atap Lantai UR.....52
Tabel 4. 4 Beban Mati Atap Lantai LR.....53
Tabel 5. 1 Penentuan Kategori Resiko bangunan.....61
Tabel 5. 2Penentuan faktor keutamaan gempa.....61
Tabel 5. 3 Penentuan kategori desain seismik.....63
Tabel 5. 4 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra (Sa).....64
Tabel 5. 5 Berat Sendiri Struktur 66
Tabel 5. 6 Beban Mati Tambahan dan Beban Hidup Pada Tiap Lantai.....68
Tabel 5. 7 Penentuan Koefisien Ct dan x 71
Tabel 5. 8 Distribusi Gaya Gempa Fi Pada Tiap Lantai 73
Tabel 5. 9 Nilai Beban Gempa Statik Ekivalen.....75
Tabel 5. 10 Nilai Akhir *Base Reaction*.....79
Tabel 5. 11 Kontrol Akhir *Base Reaction* 80
Tabel 5. 12 Faktor Skala Gaya Gempa 80
Tabel 5. 13 Kontrol *Base Reaction* 81
Tabel 5. 14 Jumlah Respon Ragam.....81
Tabel 5. 15 Kontrol Sistem Ganda 82
Tabel 5. 16 Kontrol Simpangan Arah X dan Y.....85
Tabel 5. 17 Hasil Rekap Penulangan Lentur Balok 108

Tabel 5. 18 Hasil Rekap Penulangan Geser Balok 109
Tabel 5. 19 Hasil Rekap Penulangan Torsi Balok 110
Tabel 5. 20 Momen dan Gaya Aksial Kolom 112
Tabel 5. 21 Momen dan Gaya Aksial Kolom 130
Tabel 6. 1 Tabel Perbandingan Defleksi Arah X Pada Atap 160
Tabel 6. 2 Tabel Perbandingan Defleksi Arah Y Pada Atap 161
Tabel 6. 3 Tabel perbandingan Bending Moment B63.....162
Tabel 6. 4 Tabel Perbandingan Shear Forces B63.....163
Tabel 6. 5 Tabel Perbandingan Bending Moment C8 164
Tabel 6. 6 Tabel Perbandingan Shear Forces C8.....165
Tabel 6. 7 Tabel Perbandingan Bending Momen C8 Fl 24 ..167
Tabel 6. 8 Tabel Perbandingan Shear Forces C8 Fl 24 168
Tabel 6. 9 Tabel Perbandingan Bending Momen C8 Fl 34 ..169
Tabel 6. 10 Tabel perbandingan Shear Forces C8 Fl 34.....170
Tabel 6. 11 Tabel Perbandingan Bending Momen C8 Fl 44 171
Tabel 6. 12 Tabel Perbandingan Shear Forces C8 Fl 44 172
Tabel 6. 13 Tabel Perbandingan Bending Momen C8 Fl LR 173
Tabel 6. 14 Tabel Perbandingan Shear Forces C8 Fl LR 174
Tabel 6. 15 Faktor Pembesaran Pada Tabel 9 SNI 1726:2012 183
Tabel 6. 16 Tabel Story Data.....184
Tabel 6. 17 Tabel Perhitungan Koefisien Kestabilan (Θ) Arah X 186

Tabel 6. 18 Tabel Perhitungan Koefisien Kestabilan (θ) Arah Y
.....189

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB I
PENDAHULUAN

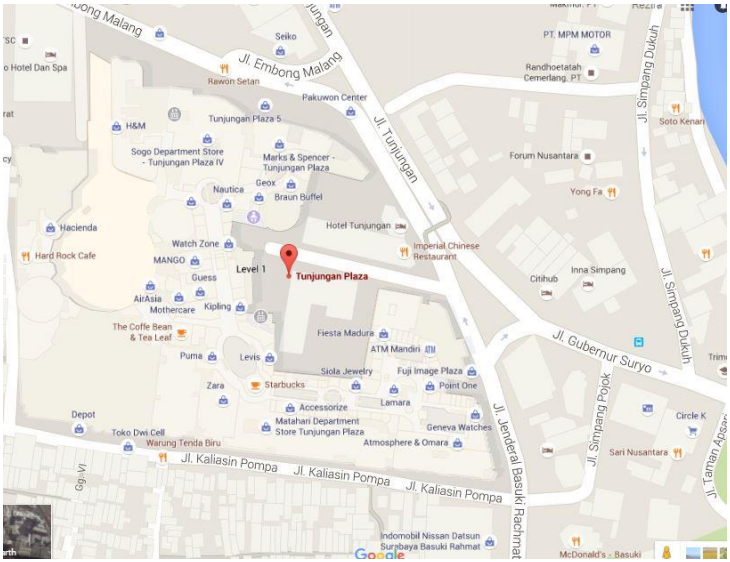
1.1 Latar Belakang Penulisan

Surabaya merupakan kota metropolitan terbesar kedua di Indonesia setelah ibu kota Jakarta. Kota pahlawan ini mengalami perkembangan pesat ditunjukan dengan peningkatan pertumbuhan penduduk dan perubahan peruntukan lahan yang semakin cepat.Hal ini terjadi karena pertumbuhan ekonomi di Surabaya yang tinggi, sehingga menjadi daya tarik tersendiri bagi masyarakat sekitar Surabaya. Akibatnya, jumlah penduduk yang menetap di wilayah Surabaya meningkat.

Seiring dengan meningkatnya jumlah penduduk, maka akan berpengaruh juga terhadap meningkatnya kebutuhan penduduk akan hunian. Pembangunan di Surabaya saat ini sangat gencar dilakukan di mana – mana, terutama di daerah pusat kota dan pusat perbelanjaan. Salah satu jenis hunian yang saat ini sedang *up to date* adalah condominium (Lihat **Gambar 1.1)**.

Banyak didirikan condo tower di Surabaya salah satu contohnya adalah kondo tower Tunjungan Plaza 6. Dengan adanya kondo ini yang berada pada lokasi yang strategis diharapkan dapat memenuhi kebutuhan masyarakat akan hunian. (Lihat **Gambar 1.2**).

Gambar 1. 1 Hunian Condominium Surabaya



Gambar 1. 2 Lokasi *Condo Tower* Tunjungan Plaza 6 Surabaya

Kekuatan struktur dari sebuah bangunan menjadi syarat mutlak bangunan tersebut supaya jika sebuah becana alam seperti gempa bumi terjadi, bangunan tersebut tidak mengalami keruntuhan yang menyebabkan jatuhnya korban jiwa maupun kerugian materi. Oleh karena itu sangatlah perlu dilakukannya suatu analisa perilaku terhadap kondo *tower* sebagai *high rise building*.

Dalam perencanaan struktur gedung kondo *tower* ini,jaminan adanya kekuatan dan kestabilan dalam segala kondisi pembebanan yang mungkin terjadi, merupakan hal paling mendasar yang perlu diperhatikan.Akibat ada beban, struktur yang dibebani akan mengalami perubahan bentuk (deformasi). Pada struktur stabil, deformasi yang diakibatkan oleh beban umumnya relatif kecil dan gaya internal yang timbul di dalam struktur akan mempunyai kecenderungan mengembalikan struktur ke bentuk semula apabila beban dihilangkan. Pada struktur gedung labil, deformasi yang terjadi cenderung terus bertambah selama struktur tersebut dibebani, sehingga struktur rawan terjadi *collapse*.

Kolom merupakan elemen struktur yang paling penting dalam suatu sistem struktur portal bangunan, sebab kolom berfungsi meneruskan beban – beban yang terjadi pada struktur ke tanah melalui pondasi. Oleh karena itu, kegagalan kolom merupakan lokasi kritis yang dapat mengakibatkan keruntuhan komponen struktur lain dan lebih lanjut dapat menyebabkan keruntuhan total struktur.

Pada kolom, bekerja gaya aksial (P) karena beban sendiri dan gaya lateral yang dapat terjadi karena adana beban gempa atau angin. Akibat gaya lateral, kolom akan mengalami defleksi lateral (delta), dengan demikian gaya aksial yang bekerja bergeser terhadap titik awal dalam arah lateral. Pada keadaan demikian, kolom akan mendapat momen lentur tambahan (momen sekunder). Kondisi struktur yang seperti ini disebut sebagai efek P-delta.

Dalam Tugas Akhir ini dilakukan perencanaan kondo *tower* Tunjungan Plaza 6 Surabaya menggunakan analisa gempa *Time history*.

1.2 Perumusan Masalah

Dari uraian latar belakang tersebut maka untuk perencanaan ulang kondo *tower* Tunjungan Plaza 6 Surabaya, beberapa hal yang akan ditinjau adalah :

1. Bagaimana merencanakan dan analisa dimensi struktur primer dan sekunder kondo *tower* Tunjungan Plaza 6 Surabaya menggunakan metode SNI 03-2847-2013.
2. Beban apa saja yang bekerja pada struktur .
3. Bagaimana menghitung beban gempa dengan metode *time history* .
4. Bagaimana Perbandingan gaya dalam struktur gedung dengan pengaruh P-delta dan tanpa pengaruh P-delta.
5. Bagaimana menganalisa gaya dalam struktur.
6. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan detail kedalam gambar.

1.3 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam Tugas Akhir ini adalah :

1. Perencanaan ini tidak menghitung analisa biaya, manajemen konstruksi,pondasi, maupun segi arsitektural.
2. Perhitungan mekanika struktur untuk mendapatkan gaya – gaya dalam menggunakan bantuan program bantu ETABS.
3. Perencanaan elemen struktur yang ditinjau adalah struktur atas meliputi pelat ,balok, kolom dan dinding geser.
4. Perancangan elemen struktur menggunakan beton bertulang yang analisanya berpedoman pada tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung SNI 2847-2013.
5. Analisa pembebanan menggunakan beban mati dan beban hidup sesuai dengan peraturan pembebanan untuk gedung pada SNI 1727-2013.

6. Analisa pembebanan menggunakan beban gempa sesuai dengan peraturan pembebanan untuk gedung pada SNI 1726-2012.

1.4 Tujuan Penulisan

Adapun tujuan dari penulisan Tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Merencanakan dan menganalisa dimensi struktur primer dan sekunder kondo *tower* Tunjungan Plaza 6 Surabaya menggunakan metode SNI 2847-2013.
2. Menentukan beban apa saja yang bekerja pada struktur .
3. Menganalisa beban gempa dengan metode *time history*.
4. Membandingkan gaya dalam struktur gedung dengan pengaruh P-delta dan tanpa pengarh P-delta.
5. Menganalisa gaya dalam struktur.
6. Menuangkan hasil perhitungan ke dalam gambar.

1.5 Manfaat Penulisan

Manfaat yang ingin diperoleh dari Tugas Akhir ini adalah keterampilan penulis dalam analisa dimensi struktur primer maupun sekunder, beban apa saja yang bekerja, beban gempa, penulangan serta gaya dalam dari *high rise building* dalam hal ini adalah kondo *tower*, serta analisa P-delta sebagai ilmu pengetahuan tambahan bagi pembaca Tugas Akhir ini.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Daktilitas Struktur Bangunan

Daktilitas merupakan kemampuan suatu struktur gedung untuk menglami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa diatas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri,walaupun sudah berada dalam kondisi diambang keruntuhan.

2.2 Dinding Geser

Bangunan tinggi tahan gempa umumnya menggunakan elemen – elemen struktur kaku berupa dinding geser untuk menahan kombinasi gaya geser,momen dan gaya aksial yang timbul akibat beban gempa.Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut.

Dinding geser adalah struktur vertical yang digunakan pada bangunan tingkat tinggi. Fungsi utama dari dinding geser adalah menahan beban lateral seperti beban gempa dan angin. Berdasarkan letak dan fungsinya, dinding geser dapat diklasifikasikan dalam 3 jenis, yaitu:

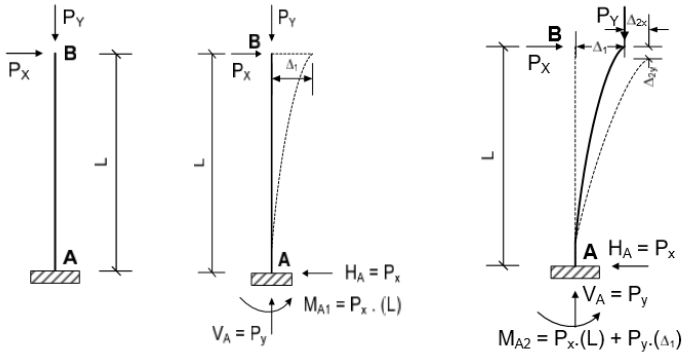
- *Bearing walls* adalah dinding geser yang juga mendukung sebagian besar beban gravitasi. Tembok – tembok ini juga menggunakan dinding partisi antar apartemen yang berdekatan.
- *Frame walls* adalah dinding geser yang menahan beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari frame beton

bertulang. Tembok – tembok ini dibangun diantar baris kolom.

- *Core walls* adalah dinding geser yang terletak di dalam wilayah inti pusat gedung yang biasanya diisi tangga atau poros lift. Dinding yang terletak dikawasan inti pusat memiliki fungsi ganda dan dianggap menjadi pilihan paling ekonomis.

2.3 Momen Sekunder Kolom Bergoyang (Sway)

Pada kenyataan elemen kolom yang mengalami gaya lateral (gempa, angin) akan mengalami pembesaran momen akibat defleksi lateral. Besarnya momen tambahan merupakan fungsi dari beban gravitas(P) dan defeleksi lateral (Δ) , perilaku structural tersebut biasa disebut dengan p-delta efek (P-Δ) yang merupakan pengaruh global portal kolom. Besarnya defleksi lateral dilakukan secara bertahap dan berulang/iterasi, nilai perbandingan defleksi lateral awal (Δ_1) dengan defleksi lateral akhir harus lebih kecil dari 2.5 untuk menghindari ketidak stabilan kolom portal akibat beban gravitasi.

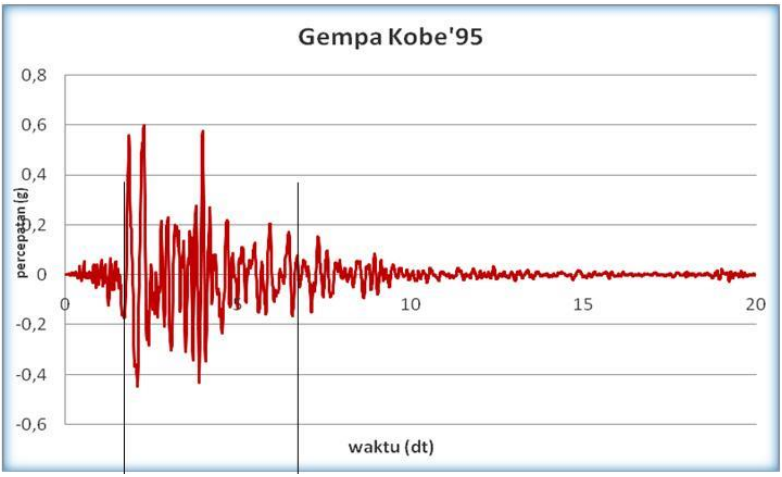


Gambar 2. 1 Defleksi Lateral (Δ) akibat beban gravitasi (P)

2.4 Time History

Untuk mengkaji perilaku pasca-elastik struktur bagunan gedung terhadap pengaruh gempa rencana, harus dilakukan *Nonlinear Time History Analysis* (NLTHA), dimana respons spectrum percepatan muka tanah asli dari gempa daerah yang ditinjau harus diskalakan terhadap respons spectrum salah satu gempa besar yang pernah terjadi, sehingga didapatlah nilai skala factor. Penskalaan pada metode NLTHA merupakan proses penyesuaian *time history* gempa kuat dengan respon spectrum wilayah gempa pada lokasi bangunan yang akan ditinjau.

Sebagai contoh accelerogram dari sebuah gempa besar yang pernah terjadi yaitu gempa Kobe, Jepang tahun 1995 yang ditunjukan oleh **Gambar 2.3**.



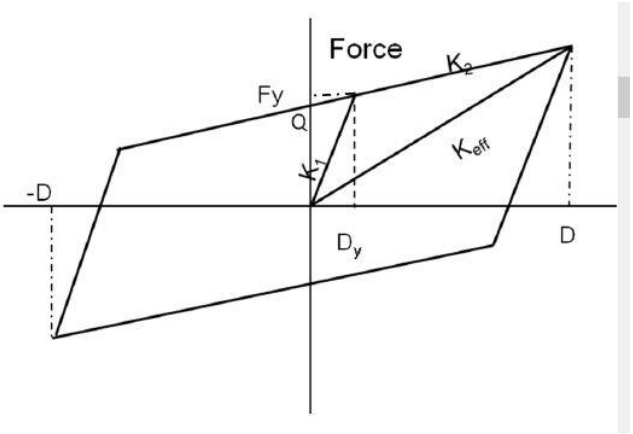
Gambar 2. 2 *Accelerogram* Gempa Kobe , Jepang 1995

2.5 Redaman

Peristiwa pelepasan energi oleh struktur akibat adanya gerakan antar molekul didalam material, gesekan alat penyambung maupun system pendukung, gesekan dengan udara dan yang terakhir bias juga akibat adanya sendi plastis. Redaman akan mengurangi respon struktur karena berfungsi untuk melepas energi. Sistem redaman yang dimaksud adalah bagaimana suatu system struktur mempunyai kemampuan dalam menyerap energi.

Pada umumnya perencanaan konvesional bangunan tahan gempa dengan memperhitungkan besaran gaya gempa dari kurva respon spektra elastis. Gaya gempa elastis dapat direduksi dengan factor R untuk memperhitungkan dissipasi energy melalui deformasi inelastic yang terjadi pada struktur. Deformasi inelastic ini diarahkan pada bagian komponen struktur tertentu untuk mengabsorb energy pada peristiwa gempa kuat, dan biasanya direncanakan pada bagian balok yang dekat dengan sambungan balok-kolom, sehingga menyebabkan kerusakan yang parah pada komponen – komponen struktur tersebut. Disamping itu, akibat beban gempa yang bekerja secara siklik akan mengakibatkan terjadinya degradasi perilaku hysterisis loop komponen struktur meskipun telah dirancang dengan pendetailan yang cukup baik.

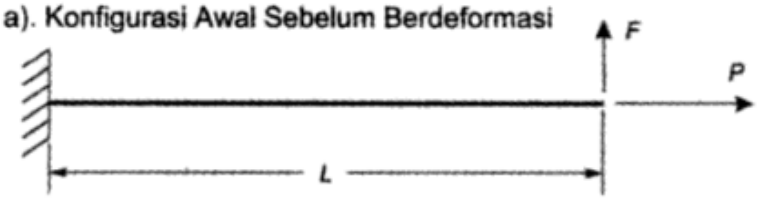
Perilaku hubungan gaya dan perpindahan pada slider isolator seperti ditunjukan pada **Gambar 2.4.** Dalam analisa struktur, slider isolator dapat dimodelkan sebagai model linier atau bi-linier. Untuk analisis linier digunakan kekakuan efektif K_{eff} , sedangkan untuk analisis nonlinier ada tiga parameter yang menentukan karakteristik dari slider isolator, yaitu : Kekakuan awal K_1 , kekakuan pasca leleh K_2 , dan perpindahan leleh D_y. (Teruna dan Singarimbun,2010)



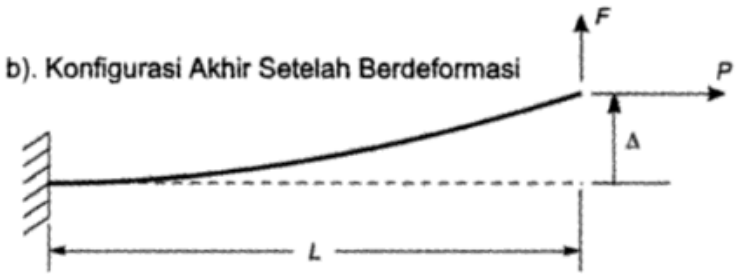
Gambar 2. 2 Pemodelan Hysterisis Bi-liniear

(sumber : Teruna dan Singarimbun 2010)

2.6 Konsep Dasar Efek P-Delta



Gambar 2. 3 Konfigurasi Awal Sebelum Berdeformasi



Gambar 2. 4 Konfigurasi Akhir Setelah Berdeformasi

Balok kantilever diberi beban aksial P dan gaya transversal F di ujungnya ditunjukan pada Gambar 2.4. Gaya aksial balok sama dengan P. Pada konfigurasi awal sebelum berdeformasi , momen tumpuannya M = F . L , dan berkurang sampai nol (0) di ujung balok. Jika ditinjau kondisi berdeformasi, maka ada tambahan momen akibat gaya P dan eksentrisitas akibat deformasi transversal Δ dari beban F. Momen tidak lagi bervariasi linear sepanjang balok, tetapi bergantung pada bentuk lendutan yang dihasilkan gaya F tadi. Pada perhitungan P-Delta yang menyebabkan momen tambahan, hanya eksentrisitas akibat deformasi transversal saja yang dihitung agar tidak perlu iterasi berlebihan,teknik ini biasa disebut sebagai second order analysis.

2.7 Kurva Tegangan – Regangan Material

Proses pembentukan secara metalurgi merupakan proses deformasi plastis. Deformasi plastis ini artinya adalah apabila bahan mengalami pembebanan sewatu terjadinya proses pembentukan, dimana setelah beban dilepaskan maka diharapkan pelat tidak kembali kekeadaan semula. Bahan yang mengalami proses pembentukan ini mengalami peregangan atau penyusutan.

2.7.1 Kurva Tegangan – Regangan Beton

Model tegangan – regangan (**Gambar 2.7**) yang digunakan dalam memodelkan perilaku material beton dapat dibagi

dalam dua kategori, yaitu beton normal dan, beton mutu tinggi (fc' > 40 Mpa). Perilaku kedua tipe material beton tersebut terutama terletak pada nila daktilitasnya. Beton normal akan memiliki nilai daktilitas lebih besar daripada beton mutu tinggi (beton mutu tinggi lebih getas).

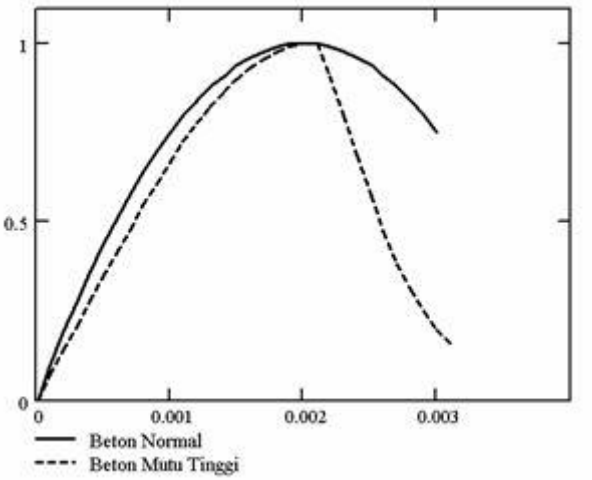
Sebagai akibatnya persamaan yang digunakan dalam memodelkan tegangan-regangan untuk kedua tipe beton tersebut juga berbeda.Beton normal, persamaan yang digunakan untuk memodelkan perilaku beton normal adalah persamaan Hognestad.

$$f_c = f'_c \, x(\frac{2\epsilon c}{\epsilon c'} - (\frac{\epsilon c}{\epsilon c'})^2)$$

Dimana :

Fc = tegangan pada beton (Mpa)
Ec = regangan pada beton
F'c = kuat tekan beton uniaksial
Ec' = regangan pada saat beton mencapai f'c

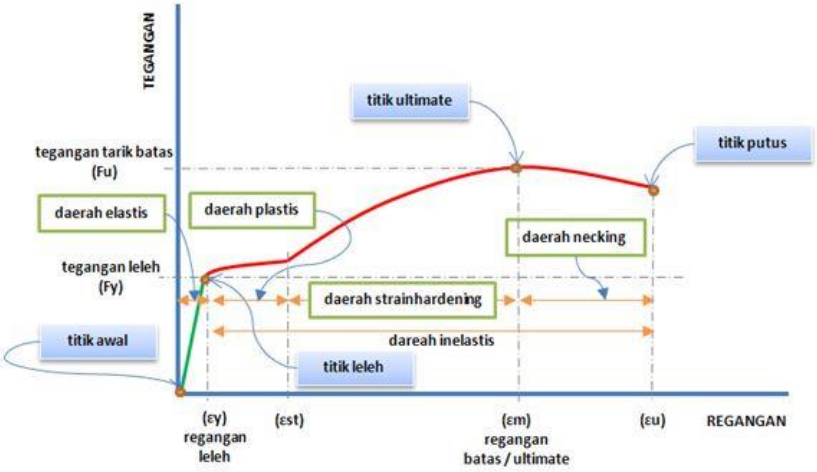
$$Ec' = \frac{f'_c}{Ec}$$



Gambar 2. 5 Kurva Tegangan-Regangan Beton

2.7.2 Kurva Tegangan – Regangan Tulangan

Perilaku material baja tulangan dinyatakan dalam bentuk kurva hubungan tegangan-regangan seperti ditunjukan pada **Gambar 2.8**.



Gambar 2. 6 Kurva Tegangan-Regangan Baja Tulangan

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB III
METODOLOGI

3.1 Prosedur Pengerjaan TA

3.1.1 Studi Literatur

Studi literatur adalah mencari referensi teori yang relefan dengan kasus atau permasalahan yang ditemukan. Referensi tersebut berisikan:

- Perencanaan bangunan gedung bertingkat
- Analisa gempa dengan metode NLTHA
- Pedoman peraturan bangunan gedung dan gempa

Referensi ini dapat dicari dari buku, jurnal, dan artikel laporan penelitian. Output dari studi literature ini adalah terkoleksinya referensi relefan dengan perumusan masalah.

Tujuannya adalah untuk memperkuat permasalahan serta sebagai dasar teori dalam melakukan perencanaan dan juga menjadi dasar untuk melakukan studi kembali di kemudian hari.

3.1.2 Pengumpulan Data

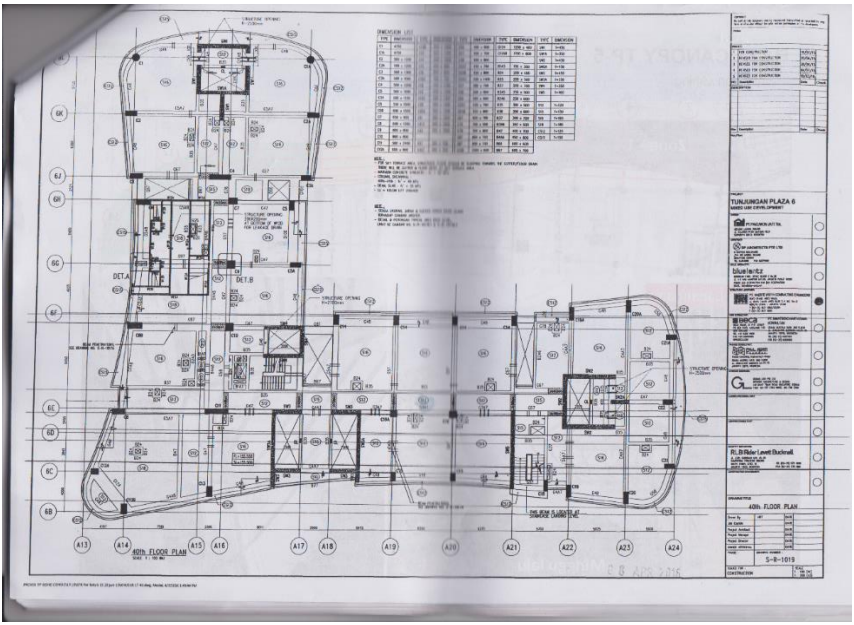
Dalam pelaksanaan dan penyusunan laporan Tugas Akhir menggunakan dua jenis data yang dijadikan bahan acuan, yaitu:

- Data Primer
- Data Sekunder

Namun data yang digunakan dalam penyusunan laporan Tugas Akhir ini menggunakan Data sekunder. Data sekunder merupakan data pendukung yang dipakai dalam proses pembuatan dan penyusunan laporan Tugas Akhir ini. Data sekunder ini tidak didapatkan melalui pengamatan langsung di lapangan. Yang termasuk dalam klasifikasi data sekunder ini antara lain adalah

literatur – literatur penunjang, grafik , table, dan denah yang berkaitan erat dengan proses perencanaan struktur gedung Condo Tower Super Block Tunjungan Plaza 6 Surabaya.

- Data Teknis
  Data teknis merupakan data yang berhubungan langsung dengan perencanaan struktur gedung condo tower seperti bahan bangunan yang digunakan, beban rencana yang bekerja dan sebagainya.
- Struktur utama
  Kolom : f'c = 45 MPa
  Shear wall : f'c = 50 MPa
  Balok : f'c = 40 MPa
  Pelat : f'c = 40 MPa
  Tulangan : fy = 420 MPa
- Data Non Teknis
  Data non teknis merupakan data yang berfungsi sebagai penunjang dan perencanaan, seperti kondisi dan letak lokasi proyek serta gambar denah seperti pada **Gambar 3.1** berikut.



Gambar 3. 1 Denah Condo Tower Tunjungan Plaza 6 Surabaya

- Data Proyek

Nama Proyek	: Perencanaan Struktur Gedung Condo Tower Super Block Tunjungan Plaza 6 Surabaya.
Fungsi Bangunan	: Hunian dan Tempat tinggal.
Jumlah Lantai	: 53 Lantai.
Lokasi	: Jl. Basuki Rahmat No.8 – 12, Tegalsari, Surabaya, Jawa Timur.
Struktur Bangunan	: Konstruksi Rangka Beton Bertulang.

Struktur Atap : Konstruksi Pelat Beton Bertulang.

Bahan Bangunan : Struktur Beton.

3.1.3 Preliminary Design

Sesuai dengan SNI 2847-2013 bahwa asumsi awal dari perencanaan tebal pelat menggunakan h_{min} = 12 cm untuk pelat lantai sedangkan h_{min} = 10 cm untuk pelat atap.

Untuk mendapatkan hasil design yang optimum,maka preliminary design balok menggunakan rumus :

$$h = \frac{l}{12}, b = \frac{2}{3}\, h$$

Pada perencanaan kolom, beban yang bekerja pada kolom hanya beban aksial, maka perkiraan ukuran kolom dengan pengikat sengkang, adalah sebaga berikut :

$$A_g \geq \frac{P_U}{0.2x(f'c + fy\ x\rho)}$$

Sedangkan rasio tulangan : $0.001 \leq \rho \leq 0.06$, dengan asumsi $\rho = 0.01$(perkiraan nilai rasio tulangan yang ekonomis) sehingga dimensi kolom yang dibutuhkan = $\sqrt{A_g}$ mm.

Dalam perencanaan dinding geser harus didesain sebagai Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK). Untuk ketebalan struktur dinding geser ditetapkan sebesar 25 cm. Sedangkan pemakaian struktur batas (*Boundary* system) tergantung hasil analisa gaya – gaya dalam yang dihasilkan program bantu ETABS dengan berpedoman SNI.

3.1.4 Pembebanan

Pembebanan untuk gedung mengikuti peraturan yang telah ada yakni pada SNI 1727-2013. Bangunan gedung diperhitungkan untuk memikul beban – beban sebagai berikut :

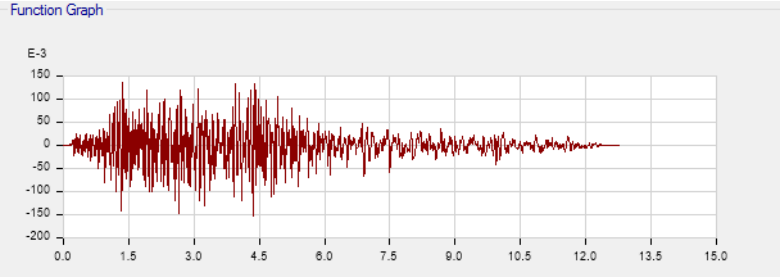
Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing,* klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran (SNI 1727-2013 Ps 3.1), sebagai contohnya antara lain :

Beton Bertulang	: 2400 kg/m3
Finishing lantai	: 21 kg/m2
Penutup lantai (ubin)	: 24 kg/m2
Pasangan dinding ½ bata	: 250 kg/m2

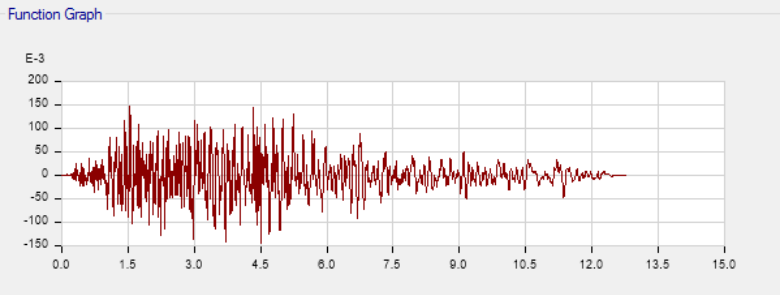
Beban hidup yang digunakan dalam perencanaan gedung atau hunian haruslah beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat hunian dan penggunaan bangunan gedung contohnya antara lain :

Lantai apartment	: 250 kg/m2
Tangga dan Bordes	: 300 kg/m2
Plat atap	: 100 kg/m2
Parkiran	: 400 kg/m2

Beban gempa yang digunakan untuk menghitung tulangan balok, kolom dan shearwall menggunakan dinamik respons spectrum dan ketika dianalisa dengan menggunakan metode NLTHA, menggunakan gempa *time history* Cerro Prieto seperti ditunjukan pada **Gambar 3.2** dan **Gambar 3.3**.



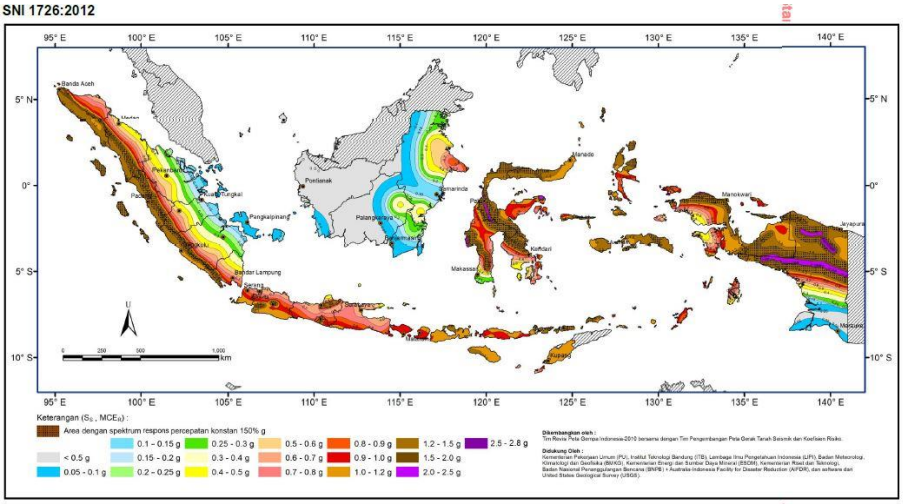
Gambar 3. 2 *Accelerogram* Gempa Cerro Prieto Arah X



Gambar 3. 3 *Accelerogram* Gempa Cerro Prieto Arah Y

3.1.5 Analisa Gempa Respons Spektrum

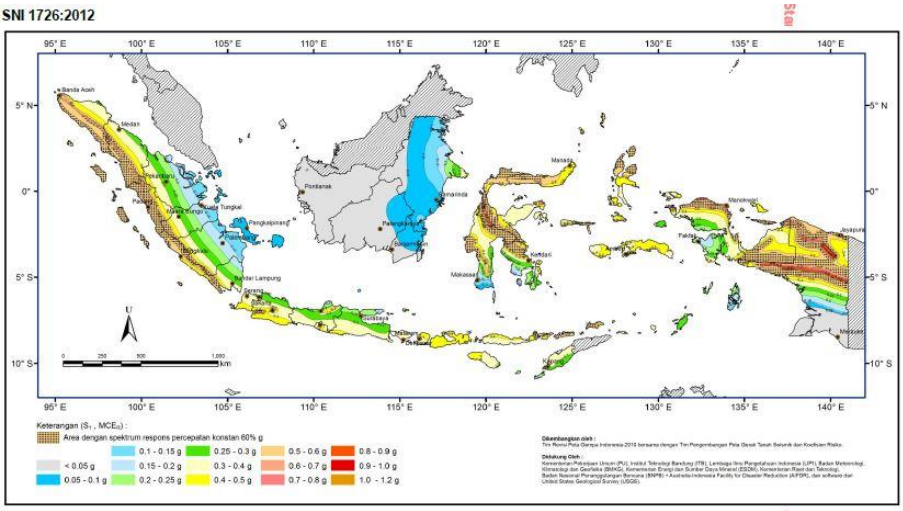
Dari peta – peta gerak tanah seismik dan koefisien risiko telah didapatkan parameter – parameter gerak tanah S_S dan S_1, kelas situs SE serta koefisien risiko C_{RS} dan C_{R1} dari lokasi yang ditinjau yaitu Surabaya, yang ditunjukan pada **Gambar 3.4** sampai dengan **Gambar 3.8** berikut :



Gambar 3. 4 S_S, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)

(Sumber: SNI 1726-2012)

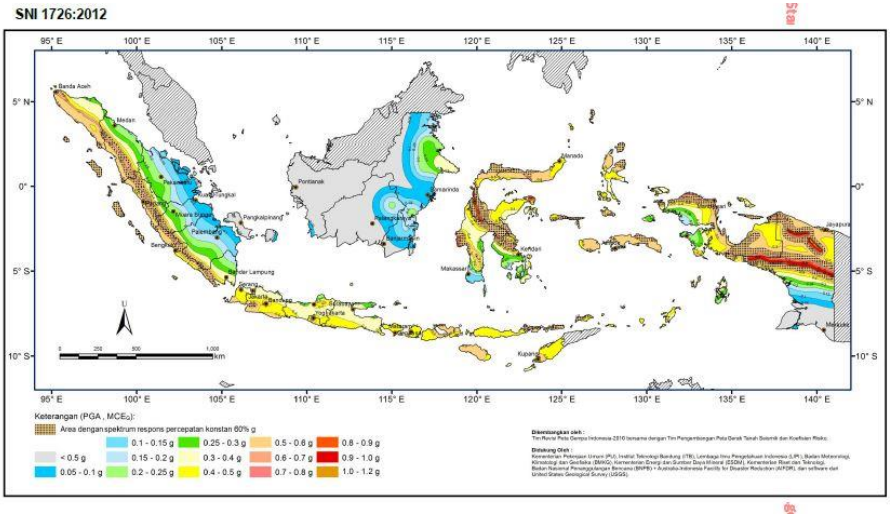
Didapat S_S dari lokasi Surabaya yaitu sebesar: 0.6 – 0.7g



Gambar 3. 5 S_1, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)

(sumber: SNI 1726-2012)

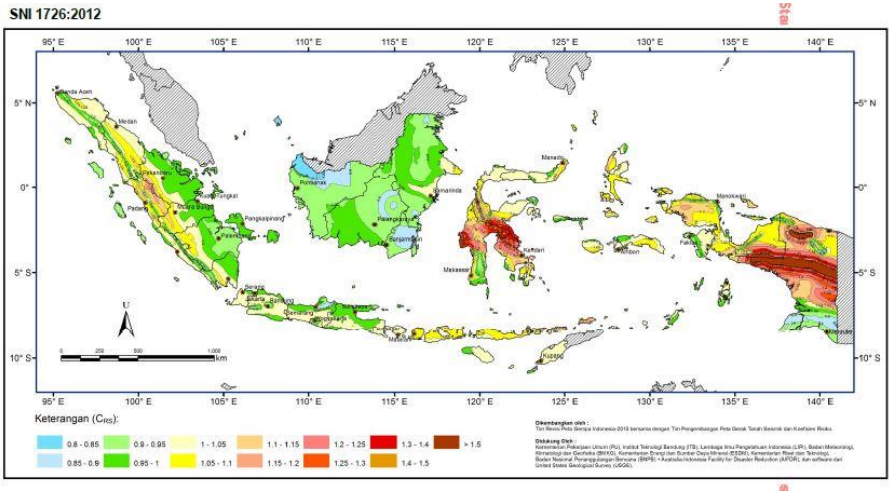
Didapat S_1 dari lokasi Surabaya yaitu sebesar: 0.2 – 0.25g



Gambar 3. 6 PGA, Gempa Maksimum yang dipertimbangkan rata – rata geometrik (MCE_G)

(sumber: SNI 1726-2012)

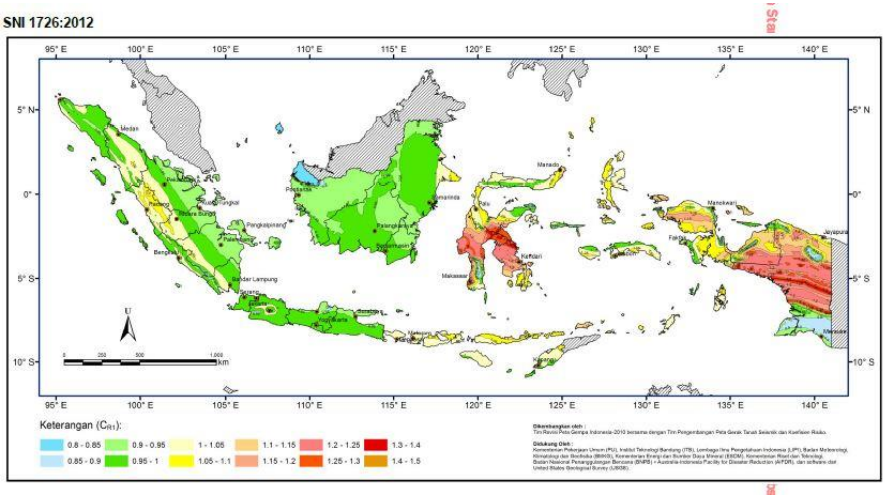
Didapat PGA dari lokasi Surabaya sebesar : 0.3 – 0.4g



Gambar 3. 7 C_{RS}, Koefisien Risiko Terpetakan,Perioda Respons Spektral 0.2 s

(sumber: SNI 1726-2012)

Didapat C_{RS} dari lokasi Surabaya sebesar: 0.95 - 1



Gambar 3. 8 C_{RI}, Koefisien Risiko Terpetakan, Perioda Respons Spektral 0.1 s

Didapat C_{R1} dari lokasi Surabaya sebesar: 0.95 – 1

Jadi dapat disimpulan bahwa untuk analisa respons spectral data – data yang digunakan adalah :

S_S = 0.6 – 0.7g

S_1 = 0.2 – 0.25g

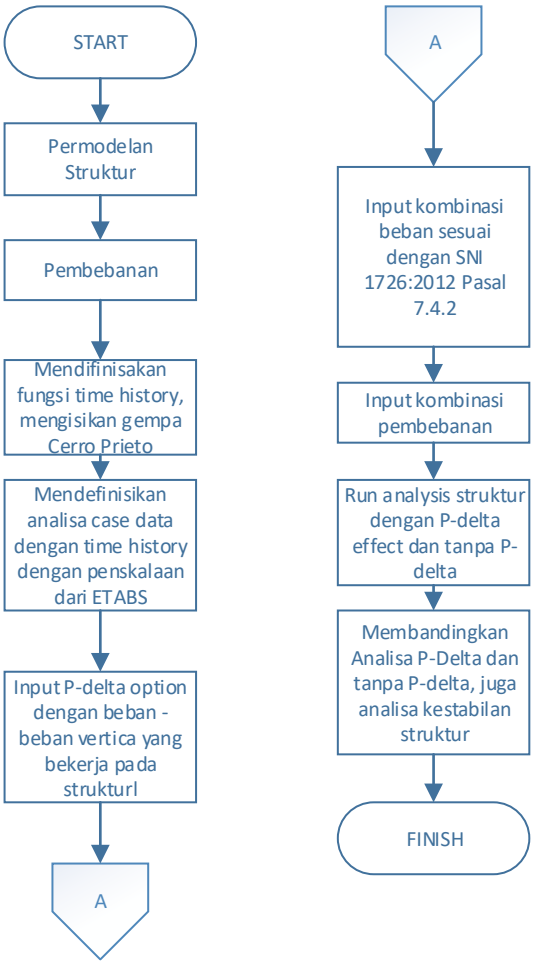
PGA = 0.3 – 0.4g

C_{RS} = 0.95 - 1

C_{R1} = 0.95 - 1

3.1.6 Analisa Struktur Menggunakan P-Delta

Berikut akan dilampirkan tahapan analisa dengan ETABS:



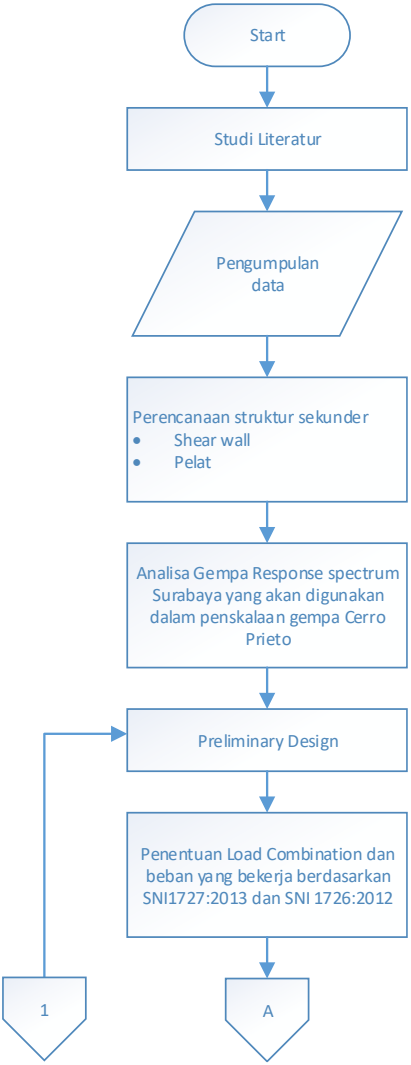
Gambar 3. 9 Flow Chart Analisa struktur menggunakan P-Delta

3.2 Penyajian Laporan Dan Format Penggambaran

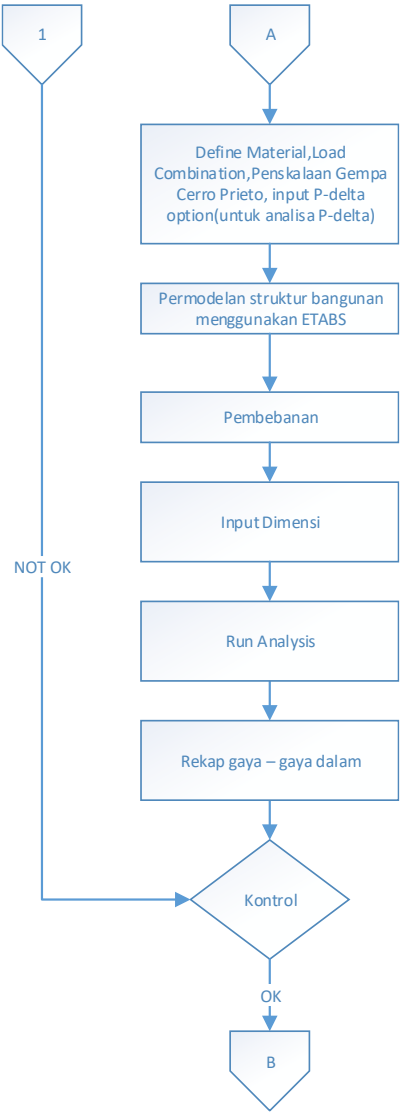
Penyajian Laporan Tugas Akhir ini disesuaikan dengan pedoman pembuatan laporan Tugas Akhir yang diterbitkan oleh Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember yang terdiri dari sistematika penulisan, penggunaan bahasa dan bentuk laporan.

Sedangkan format penggambaran disesuaikan dengan peraturan dan tata cara menggambar teknik struktur bangunan dengan menggunakan program *Auto*CAD 2015.

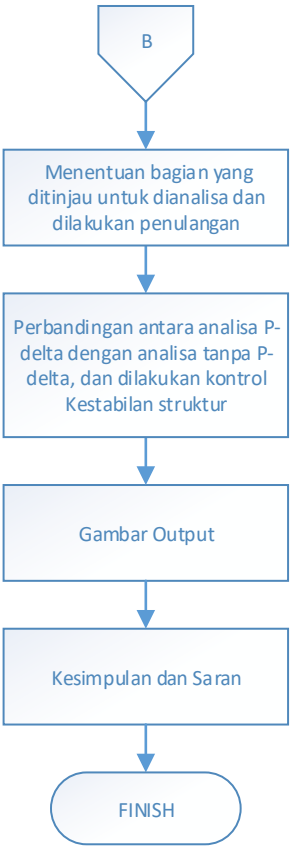
3.3 Flowchart Penyusunan Tugas Akhir



Gambar 3. 10 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir



Gambar 3. 11 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir



Gambar 3. 12 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir

BAB IV
PRELIMINARY DESIGN

4.1 Data Perencanaan

Kriteria desain mengenai mutu dan bahan struktur gedung yang akan dipakai seperti dijelaskan pada keterangan dibawah ini :

Tiper Bangunan	: Apartment (Hunian)
Lokasi	: Kota Surabaya
Jumlah Lantai	: 53 Lantai
Tinggi Bangunan	:196.2 m
Kelas Situs	: Tanah Sedang
Sistem Struktur	:Sistem Ganda (dual system)
Mutu Besi	: 420 MPa
Mutu Beton	: 40, 45 MPa

Gambar 4. 1 Denah Tipikal balok,kolom dan shearwall

4.2 Desain Dimensi Balok

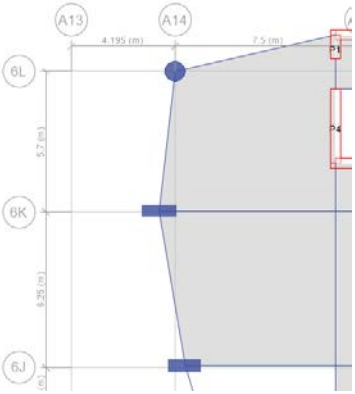
Balok adalah komponen struktur yang berfungsi menahan lentur, dimana terdapat balok primer dan balok sekunder. Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2.2 tinggi minimu balok $h_{min} = \frac{1}{16} L$. Untuk *fy* selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan $[0.4 + \left(\frac{fy}{700}\right)]$ sehingga h_{min} $(\frac{1}{16} L) . [0.4 + \left(\frac{fy}{700}\right)]$. Desain awal dimensi balok(tinggi minimum balok) untuk berbagai variasi bentang seperti ditunjukan pada tabel berikut.

Tabel 4. 1 Penentuan Dimensi Balok Beton Bertulang

Kode	Bentang	Formula (h,b)		Dimensi
G37	6400	400.00	h	700
		266.67	b	300
G3A7	6250	390.63	h	700
		260.42	b	350
G46	4850	303.13	h	600
		202.08	b	400
G47	6200	387.50	h	700
		258.33	b	400
G4A7	8544	534.00	h	700
		356.00	b	450
G4A8	7960	497.50	h	800
		331.67	b	450
G57	3750	234.38	h	700
		156.25	b	500
G58	9450	590.63	h	800
		393.75	b	500
G5A7	7500	468.75	h	700
		312.50	b	550
G67	4200	262.50	h	700
		175.00	b	600
G68	6368	398.00	h	800
		265.33	b	600
G76	2325	145.31	h	600
		96.88	b	700
G78	5700	356.25	h	800
		237.50	b	700
G87	2900	181.25	h	700
		120.83	b	800

4.3 Desain Dimensi Plat Lantai

Perhitungan tebal rencana plat lantai type A dengan dimensi seperti pada gambar



Gambar 4. 2 Gambar Plat Lantai Type-A

Ly = 7000 mm

Lx = 6000 mm

$Ln = 7000 - (\frac{400}{2} + \frac{500}{2}) = 6550$ mm

$Sn = 6000 - (\frac{550}{2} + \frac{550}{2}) = 5450$ mm

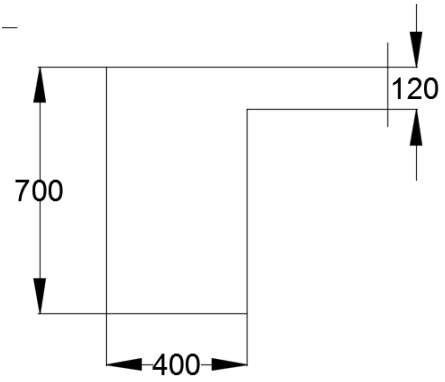
$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{6550}{5450} = 1.2 \rightarrow$ 2 way slab

Direncanakan :

- Tebal plat lantai : 120 mm
- *f'c* : 40 MPa
- *fy* : 420 MPa

Balok As A14 Joint 6j – 6k

Dimensi potongan balok As A14 joint 6j-6k seperti pada gambar



Gambar 4. 3 Balok As A14 Joint 6j-6k

Menentukan lebar efektif flens seperti pada SNI 2847:2013 Pasal 13.2.4

be = bw + hw ≤ bw + 4hf

- be = bw + hw

be = 400 +(700 – 120) = 980 mm

- be = bw + 4hf

be = 400 + 4. 120 = 880 mm

Diambil *be* terkecil = 880 mm

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{880}{400} - 1\right)\left(\frac{120}{700}\right)\left[4 - 6\left(\frac{120}{700}\right) + 4\left(\frac{120}{700}\right)^2 + (\frac{880}{400} - 1)\left(\frac{120}{700}\right)^3\right]}{1 + (\frac{880}{400} - 1)\left(\frac{120}{700}\right)}$$

k = 1.8855

Momen Inersia Penampang :

$I_b = k\frac{bw\ h^3}{12} = 1.8855\frac{400\ 700^3}{12} = 21557794590$ mm^4

Momen Inersia Lanjut Pelat :

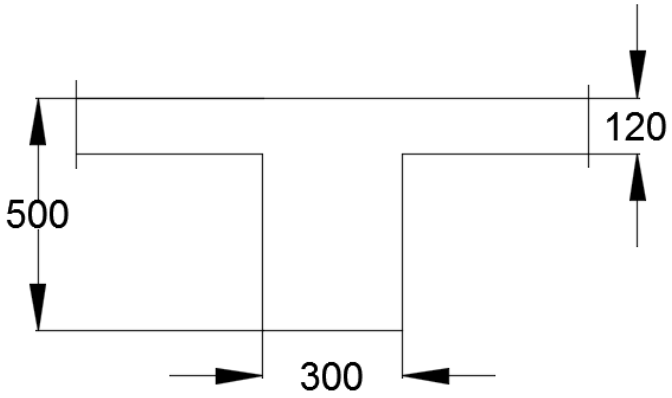
$I_p = 0.5\frac{bp\ t^3}{12} = 0.5\frac{6000\ 120^3}{12} = 432000000$ mm^4

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat :

$\propto_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{21557794590}{432000000} = 49.9$

Balok As A14' Joint 6j-6k

Dimensi potongan balok As A14' joint 6j-6k seperti pada gambar



Gambar 4. 4 Balok As A14' Joint 6j-6k

Menentukan lebar efektif flens seperti pada SNI 2847:2013 Pasal 13.2.4

be = bw + hw ≤ bw + 4hf

- be = bw + hw

be = 300 + (500 – 120) = 680 mm

- be = bw + 4hf

be = 300 + 4*120 = 780 mm

Diambil *be* terkecil = 680 mm

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{680}{300} - 1\right)\left(\frac{120}{500}\right)\left[4 - 6\left(\frac{120}{500}\right) + 4\left(\frac{120}{500}\right)^2 + \left(\frac{680}{300} - 1\right)\left(\frac{120}{500}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{680}{300} - 1\right)\left(\frac{120}{500}\right)}$$

k = 2.157

Momen Inersia Penampang :

$I_b = k\frac{bw\ h^3}{12} = k\frac{300\ 700^3}{12}$ = 6742514880 mm^4

Momen Inersia Lanjut Pelat :

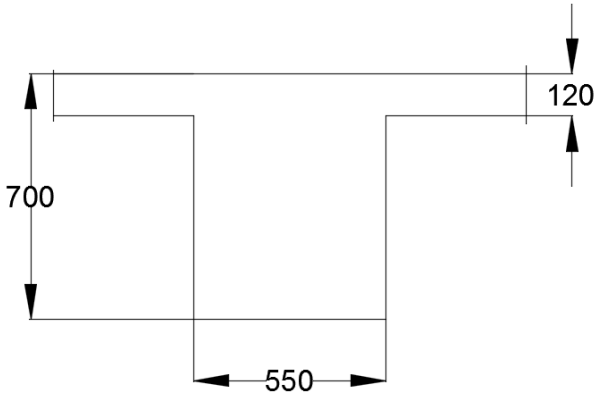
$I_p = 0.5\frac{bp\ t^3}{12} = 0.5\frac{6000*2\ 120^3}{12}$ =864000000 mm^4

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat :

$\propto_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{6742514880}{864000000} = 7.8038$

Balok As 6k Joint A14 – A14'

Dimensi potongan balok As 6k joint A14 – A14' seperti pada gambar



Gambar 4. 5 Balok As 6k Joint A14-A14'

Menentukan lebar efektif flens seperti pada SNI 2847:2013 Pasal 13.2.4

be = bw + hw ≤ bw + 4hf

- be = bw + hw

be = 550 + (700 – 120) = 1130 mm

- be = bw + 4hf

be = 550 + 4*120 = 1030 mm

Diambil *be* terkecil =1030

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{1030}{550} - 1\right)\left(\frac{120}{700}\right)\left[4 - 6\left(\frac{120}{700}\right) + 4\left(\frac{120}{700}\right)^2 + \left(\frac{1030}{550} - 1\right)\left(\frac{120}{700}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{1030}{700} - 1\right)\left(\frac{120}{700}\right)}$$

k = 1.64

Momen Inersia Penampang :

$I_b = k\frac{bw\,h^3}{12} = k\frac{550\,700^3}{12}$ = 25840608793 mm^4

Momen Inersia Lanjut Pelat :

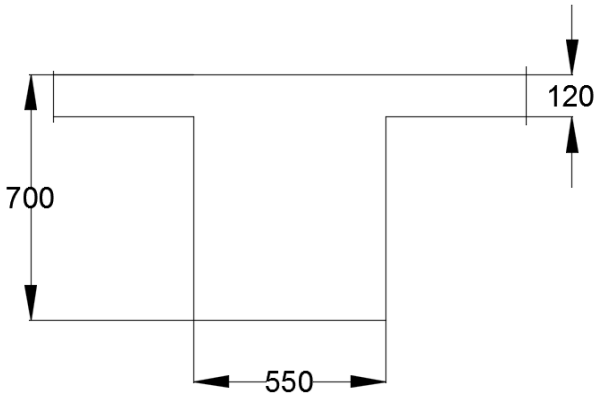
$I_p = 0.5\frac{bp\,t^3}{12} = 0.5\frac{7000*2\,120^3}{12}$ =1008000000 mm^4

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat :

$\propto_1 = \frac{I_b}{I_p} = 25.635$

Balok As 6j Joint A14-A14'

Dimensi potongan balok As 6j joint A14-A14' seperti pada gambar



Gambar 4. 6 Balok As 6j Joint A14-A14'

Menentukan lebar efektif flens seperti pada SNI 2847:2013 Pasal 13.2.4

be = bw + hw ≤ bw + 4hf

- be = bw + hw

be = 550 + (700 -120) = 1130 mm

- be = bw + 4hf

be = 550 + 4*120 = 1030 mm

Diambil *be* terkecil =1030mm

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{1030}{550} - 1\right)\left(\frac{120}{700}\right)\left[4 - 6\left(\frac{120}{700}\right) + 4\left(\frac{120}{700}\right)^2 + \left(\frac{1030}{550} - 1\right)\left(\frac{120}{700}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{1030}{700} - 1\right)\left(\frac{120}{700}\right)}$$

k =1.643

Momen Inersia Penampang :

$$I_b = k\frac{bw\ h^3}{12} = k\frac{550\ 700^3}{12} = 25840608793\ \text{mm}^4$$

Momen Inersia Lanjut Pelat :

$$I_p = 0.5\frac{bp\ t^3}{12} = 0.5\frac{7000*2\ 120^3}{12} = 1008000000\ \text{mm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat :

$$\propto_1 = \frac{I_b}{I_p} = 25.635$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai α_m adalah :

$$\alpha_m = \frac{1}{n}(\alpha_{1+}\ \alpha_{2+}\ \alpha_{3+}\ \alpha_{4+\ldots})$$

$$\alpha_m = \frac{1}{4}(49.9+\ 7.80383+\ 25.6355+\ 25.6355) = 27.24429$$

Karena $\alpha_m > 2$ maka berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.3 digunaan persamaan berikut dan tidak boleh kurang dari 90mm :

$$h = \frac{Ln.(0.8+\frac{fy}{1400})}{36+9\beta} \geq 90$$

$$h = \frac{6550.(0.8+\frac{420}{1400})}{36+9.\ 1.2} = 118.859\ \text{mm} \rightarrow 120\ \text{mm}$$

4.3.1 Perencanaan Pelat

Data perencanaan pelat berikut digunakan dalam perhitungan penulangan pelat yang dibagi menjadi dua yaitu penulangan plat lantai dan plat atap :

- Mutu Beton : 40 MPa
- Mutu Baja :420 MPa
- Tebal Plat atap :120 mm

- Tebal Plat Lantai :120 mm
- Diameter tulangan rencana : 10 cm

4.3.2 Pembebanan Pelat

Pembebanan Pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pelat atap dan pembebanan pelat lantai seperti pada uraian berikut ini :

1. Pelat atap
   Beban yang bekerja pada pelat atap adalah beban hidup dan beban mati dengan besar beban :

- Beban mati

Pelat atap	= 0.12 . 2400 = 288 kg/m^2
Penggantung	= 7 kg/m^2
Plafond	= 11 kg/m^2
Spesi(t=2cm)= 2x21	= 42 kg/m^2
Aspal(t=1cm)	= 14 kg/m^2
Plumbing dan ducting	= 15 kg/m^2
Total	= 377 kg/m^2

- Beban hidup

Beban hidup atap datar	= 96 kg/m^2
Beban air hujan	= 20 kg/m^2
Total	= 116 kg/m^2

Kombinasi = 1.2 D + 1.6 L
= 1.2 . 377 + 1.6 . 116
= 638 kg/m^2

2. Pelat Lantai
   Beban yang bekerja pada pelat lantai adalah beban hidup dan beban mati dengan besar beban :

- Beban mati

Pelat atap	= 0.12 . 2400 = 288 kg/m^2
Penggantung	= 7 kg/m^2
Plafond	= 11 kg/m^2
Spesi(t=2cm)= 2x21	= 42 kg/m^2
Tegel(t=1cm)	= 24 kg/m^2

Plumbing dan ducting = 30 kg/m^2
Total = 402 kg/m^2

- Beban hidup
  Beban hidup lantai = 287 kg/m^2

Kombinasi = 1.2 D + 1.6 L
= 1.2 . 402 + 1.6 . 287
= 941.6 kg/m^2

4.3.3 Penulangan Pelat

Akan dihitung penulangan pelat lantai dan pelat atap :

Perhitungan penulangan pelat atap type A tumpuan dan lapangan arah X

dx = 120 – 20 – 0.5 . 10 = 95 mm

dy = 120 – 20 -10 -0.5 . 10 = 85 mm

Lx = $6000 - (\frac{550}{2} - \frac{550}{2}) = 5450\ mm$

Ly = $7000 - (\frac{400}{2} - \frac{500}{2}) = 6550\ mm$

Qu = 638 kg/m^2

Dengan menggunakan momen pada PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

Mlx = 0.001 . qu. Lx^2 . X

Mtx = -0.001 . qu. Lx^2 . X

Mly = 0.001 . qu. Lx^2 . X

Mty = -0.001 . qu. Lx^2 . X

Dimana :

Mlx = Momen lapangan arah x

Mly = Momen lapangan arah y

Mtx = Momen tumpuan arah x

Mty = Momen tumpuan arah y

X = nilai konstanta Ly/Lx

$\beta = \frac{Ly}{Lx} = 1.2$

dari table PBI didapatkan Mulx (+) = 28 dan Mutx (-) = 64 , dipakai X = 64

Mlx = -Mtx

= 0.001 . qu. Lx^2 . X = 0.001 . 638 . $(5450/1000)^2$. 64

= 1212.81 kg-m = 12128124.8 N-mm

- $\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} \leq \frac{1.4}{fy}$
  $= \frac{0.25\sqrt{40}}{420} \leq \frac{1.4}{420}$
  $= 0.003764 \geq 0.003333$
- $\rho_b = \frac{0.85x\beta_1 xf'c}{420} x \frac{600}{600+fy}$
  $= \frac{0.85x0.8x40}{420} x \frac{600}{600+420} = 0.038$
- $\rho_{max} = 0.75.\ \rho_b = 0.75 \text{ x } 0.038 = 0.02857$
- $R_n = \frac{Mn}{0.75.b.dx^2} = \frac{12128124.8}{0.75.1000.95^2} = 1.79$
- $m = \frac{fy}{0.85\ f'c} = \frac{420}{0.85\ 40} = 12.353$
- $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ m\ Rn}{fy}}\right)$
  $= \frac{1}{12.353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ 12.353\ 1.79}{420}}\right) = 0.004384905$
- $\rho_{max} > \rho_{perlu} > \rho_{min}$

$0.02857 > 0.00438 > 0.003333 \rightarrow$pakai $\rho_{perlu} = 0.00438$

- As perlu = ρ . b . d= 0.00438 . 1000 .75 = 416.565 mm^2
- n tul = $\frac{As\ perlu}{0.25\ .\pi.d^2} = \frac{416.565}{0.25\ .3.14.10^2}$= 5.3 buah
  Pakai n = 6 buah
- S = 1000/6 = 166.67 mm
  S < 450 mm (SNI 2857:2013 Pasal 7.6.5)
  Pakai S = 150mm

  Maka digunakan tulangan lentur D10-150 mm

Perhitungan penulangan pelat atap type A tumpuan dan lapangan arah Y

$\beta = \frac{Ly}{Lx} = 1.2$

dari table PBI didapatkan Mulx (+) = 20 dan Mutx (-) = 56 , dipakai X = 56

Mly = -Mty

= 0.001 . qu. Ly^2 . X = 0.001 . 638 . $(6550/1000)^2$. 56

= 1080.161 kg-m = 10801611.5 N-mm

- $\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} \leq \frac{1.4}{fy}$
  $= \frac{0.25\sqrt{40}}{420} \leq \frac{1.4}{420}$
  = 0.003764 ≥ 0.003333
- $\rho_b = \frac{0.85x\beta_1 xf'c}{420} x \frac{600}{600+fy}$
  $= \frac{0.85x0.8x40}{420} x \frac{600}{600+420} = 0.038$
- ρ_{max} = 0.75. ρ_b = 0.75 x 0.038 =0.02857
- $R_n = \frac{Mn}{0.75.b.dx^2} = \frac{10801611.5}{0.75.1000.95^2} = 1.59$
- $m = \frac{fy}{0.85\ f'c} = \frac{420}{0.85\ 40} = 12.353$

- $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ m\ Rn}{fy}}\right)$

  $= \frac{1}{12.353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ 12.353\ 1.59}{420}}\right) = 0.00389315$

- $\rho_{max} > \rho_{perlu} > \rho_{min}$

  $0.02857 > 0.00438 > 0.003333 \rightarrow$pakai $\rho_{perlu} = 0.0038931$

- As perlu = ρ . b . d= 0.00389 . 1000 .75 = 369.849 mm^2
- n tul = $\frac{As\ perlu}{0.25\ .\pi.d^2} = \frac{369.849}{0.25\ .3.14.10^2}$= 4.7 buah

  Pakai n = 5 buah
- S = 1000/5 = 200 mm

  S < 450 mm (SNI 2857:2013 Pasal 7.6.5)

  Pakai S = 200 mm

  Maka digunakan tulangan lentur D10-200mm

Perhitungan penulangan pelat Lantai type A tumpuan dan lapangan arah X

dx = 120 – 20 – 0.5 . 10 = 95 mm

dy = 120 – 20 -10 -0.5 . 10 = 85 mm

Lx = $6000 - (\frac{550}{2} - \frac{550}{2}) = 5450\ mm$

Ly = $7000 - (\frac{400}{2} - \frac{500}{2}) = 6550\ mm$

Qu = 941.6 kg/m^2

Dengan menggunakan momen pada PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

Mlx = 0.001 . qu. Lx^2 . X

Mtx = -0.001 . qu. Lx^2 . X

Mly = 0.001 . qu. Lx^2 . X

Mty = -0.001 . qu. Lx^2 . X

Dimana :

Mlx = Momen lapangan arah x

Mly = Momen lapangan arah y

Mtx = Momen tumpuan arah x

Mty = Momen tumpuan arah y

X = nilai konstanta Ly/Lx

$\beta = \frac{Ly}{Lx} = 1.2$

dari table PBI didapatkan Mulx (+) = 28 dan Mutx (-) = 64 , dipakai X = 64

Mlx = -Mtx

= 0.001 . qu. Lx^2 . X = 0.001 . 638 . $(5450/1000)^2$. 64

= 1789.944 kg-m = 17899439.36 N-mm

- $\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} \leq \frac{1.4}{fy}$
  $= \frac{0.25\sqrt{40}}{420} \leq \frac{1.4}{420}$
  $= 0.003764 \geq 0.003333$
- $\rho_b = \frac{0.85x\beta_1 xf'c}{420} x \frac{600}{600+fy}$
  $= \frac{0.85x0.8x40}{420} x \frac{600}{600+420} = 0.038$
- $\rho_{max} = 0.75.\ \rho_b = 0.75$ x 0.038 =0.02857
- $R_n = \frac{Mn}{0.75.b.dx^2} = \frac{17899439.36}{0.75.1000.95^2} = 2.644$
- $m = \frac{fy}{0.85\ f'c} = \frac{420}{0.85\ 40} = 12.353$

- $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ m\ Rn}{fy}}\right)$

  $= \frac{1}{12.353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ 12.353\ 2.644}{420}}\right) = 0.0065622$

- $\rho_{max} > \rho_{perlu} > \rho_{min}$

  $0.02857 > 0.0065622 > 0.003333 \rightarrow$pakai $\rho_{perlu} = 0.0065622$

- As perlu = ρ . b . d= 0.006562 . 1000 .75 = 623.411 mm^2
- n tul = $\frac{As\ perlu}{0.25\ .\pi.d^2} = \frac{623.411}{0.25\ .3.14.10^2}$ = 7.9 buah

  Pakai n = 8 buah
- S = 1000/8 = 125 mm

  S < 450 mm (SNI 2857:2013 Pasal 7.6.5)

  Pakai S = 125 mm

  Maka digunakan tulangan lentur D10-125 mm

Perhitungan penulangan pelat Lantai type A tumpuan dan lapangan arah Y

$\beta = \frac{Ly}{Lx} = 1.2$

dari table PBI didapatkan Mulx (+) = 20 dan Mutx (-) = 56 , dipakai X = 56

Mly = -Mty

= 0.001 . qu. Ly^2 . X = 0.001 . 638 . $(6550/1000)^2$. 56

= 1594.168818 kg-m = 15941688.18 N-mm

- $\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} \leq \frac{1.4}{fy}$

  $= \frac{0.25\sqrt{40}}{420} \leq \frac{1.4}{420}$

  $= 0.003764 \geq 0.003333$

- $\rho_b = \frac{0.85 x \beta_1 x f'c}{420} x \frac{600}{600+fy}$
  $= \frac{0.85x0.8x40}{420} x \frac{600}{600+420} = 0.038$
- $\rho_{max} = 0.75.\ \rho_b = 0.75 \text{ x } 0.038 = 0.02857$
- $R_n = \frac{Mn}{0.75.b.dx^2} = \frac{15941688.18}{0.75.1000.95^2} = 2.35$
- $m = \frac{fy}{0.85\ f'c} = \frac{420}{0.85\ 40} = 12.353$
- $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ m\ Rn}{fy}})$
  $= \frac{1}{12.353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ 12.353\ 2.35}{420}}\right) = 0.00581655$
- $\rho_{max} > \rho_{perlu} > \rho_{min}$

$0.02857 > 0.00581 > 0.003333 \rightarrow$pakai $\rho_{perlu} = 0.0058165$

- As perlu = ρ . b . d= 0.0058165 . 1000 .75 = 552.573 mm^2
- n tul = $\frac{As\ perlu}{0.25\ .\pi.d^2} = \frac{552.573}{0.25\ .3.14.10^2}$= 7.03 buah
  Pakai n = 8 buah
- S = 1000/8 = 125 mm
  S < 450 mm (SNI 2857:2013 Pasal 7.6.5)
  Pakai S = 125 mm

  Maka digunakan tulangan lentur D10-125mm

4.4 Desain Dimensi Kolom

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

Direncanakan

Tebal plat lantai : 120 mm

Dimensi Tributary : 9.8m x 7m

Luas Tributary (A_t) : 68.6 m^2

Beban hidup (L_0) : 1.92 kN/m^2

K_{LL} : 4

A. Preliminary dimensi kolom

Beban Mati

- Beban Mati Lantai

Tabel 4. 2 Beban Mati Lantai 52

Jenis	Dimensi		Panjang	Massa jenis	Jumlah	Beban mati
Balok	0.5	0.62	10.3	24.00	1.00	76.632
Balok	0.6	0.52	7	24.00	1.00	52.416
Balok	0.5	0.52	10	24.00	1.00	62.4
Balok	0.3	0.62	4.5	24.00	1.00	20.088
Plat lantai	9.8	7	0.18	24.00	1.00	296.352
penggantung		9.8	7	0.10	1.00	6.86
plafond		9.8	7	0.07	1.00	4.802
mekanikal		9.8	7	0.19	1.00	13.034
Keramik + Spesi		9.8	7	1.10	1.00	75.46
lantai LR						1102.194
Total					=	1710.238

- Beban Mati Atap

Tabel 4. 3 Beban Mati Atap Lantai UR

Jenis	Dimensi		Panjang	Massa jenis	Jumlah	Beban mati
Balok G57	0.5	0.62	7	24.00	1.00	52.08
Balok G67	0.6	0.52	9.8	24.00	1.00	73.3824
Balok G57	0.5	0.52	7	24.00	1.00	43.68
Balok 37	0.3	0.62	9.8	24.00	1.00	43.7472
Plat lantai	9.8	7	0.18	24.00	1.00	296.352
penggantung		9.8	7	0.10	1.00	6.86
plafond		9.8	7	0.07	1.00	4.802
mekanikal		9.8	7	0.40	1.00	27.44

Jenis	Dimensi		Panjang	Massa jenis	Jumlah	Beban mati
waterproofing		9.8	7	0.05	1.00	3.43
						0
Total					=	551.7736

Tabel 4. 4 Beban Mati Atap Lantai LR

Jenis	Dimensi		Panjang	Massa jenis	Jumlah	Beban mati
Balok G57	0.5	0.62	10.3	24.00	1.00	76.632
Balok G67	0.6	0.52	7	24.00	1.00	52.416
Balok G57	0.5	0.52	10	24.00	1.00	62.4
Balok 37	0.3	0.62	4.5	24.00	1.00	20.088
Plat lantai	9.8	7	0.18	24.00	1.00	296.352
penggantung		9.8	7	0.10	1.00	6.86
plafond		9.8	7	0.07	1.00	4.802
mekanikal		9.8	7	0.40	1.00	27.44
waterproofing		9.8	7	0.05	1.00	3.43
Lantai UR						551.7736
Total					=	1102.1936

Beban Hidup

Menurutu SNI1727:2013 Pasal 4.8 komponen struktur yang memiliki nilai $K_{LL}A_T \geq 37.16$ m^2 diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi.

$A_T = 68.6$ m^2

$K_{LL}\ A_T = 4 \times 68.6 = 274.4$ m^2

274.4 m^2 > 37.16 m^2 → Maka beban hidup boleh direduksi

274.5

- Reduksi beban hidup plat lantai

$$L = L_0 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right) \geq 0.4\ L_0$$

$$L = 1.92 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{274.5}}\right) \geq 0.4\ L_0$$

$L = 1.01$ kN/m$^2 \geq 0.77$ kN/m^2

Maka total beban hidup plat lantai adalah :
1.1 x 274.4 = 301.84 kN

- Reduksi beban hidup plat lantai atap
  $R_1 = 0.6$ (untuk $A_T < 55.74$ m^2)
  $R_2 = 1$ (F< 4)
  $L_r = L_0R_1R_2 = 0.96 \times 0.6 \times 1 = 0.576$ kN/m^2
  Syarat : $0.58 \leq L_r \leq 0.96$
  Maka $L_r = 0.58$ kN/m^2
- Kombinasi Beban
  $Q_u = 1.4\ D = 2394.3332$ kN
  $Q_u = 1.2\ D + 1.6\ L = 2535.2296$kN → Pakai
- Dimensi Kolom
  Mutu Beton : 45 MPa
  Dimensi → $A = \frac{P}{0.75xf'c} = \frac{2535229}{0.75x45} = 75117.91$ mm^2
  Dimensi perencana = 1300 mm x 600 mm

4.5 Desain Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3.1, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100mm.

Direncanakan :

- Tebal dinding geser = 500 mm
- Panjang bentang = 5550 mm
- Tinggi = 3800 mm

50 cm ≥ H/25
50 cm ≥ 380/25
50 cm ≥ 15.2 cm

50 cm ≥ L/25
50 cm ≥ 555/25

50 cm ≥ 22.2 cm
Tidak boleh kurang dari 100 mm

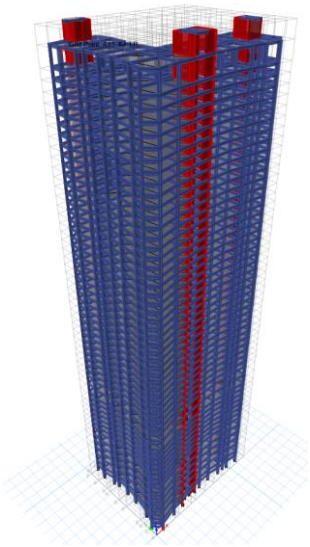
Jadi , tebal shearwall sebesar 50 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3.1

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB V
PERENCANAAN STRUKTUR

5.1 Pemodelan Struktur

Sesuai dengan syarat dalam tugas akhir ini yaitu menunjau struktur yang memakai sistem ganda dengan denah tidak simetris. Sistem ganda merupakan struktur yang memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser dan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen ini harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25% dari beban dasar geser nominal.



Gambar 5. 1 Pemodelan Struktur Gedung Pada Program ETABS

5.2 Pembebanan

Untuk melakukan analisis struktur dengan program bantu analisis struktur seperti ETABS, perlu dilakukan perhitungan beban yang hasilnya akan digunakan sebagai data input ke dalam program. Beban – beban yang diinput tersebut meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa.

5.2.1 Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri elemen struktur dan berat sendiri tambahan. Berat sendiri dari elemen struktur (*Self Weight*) dihitung secara otomatis oleh program bantu analisis struktur. Sementara untuk berat sendiri tambahan (*Superimposed Dead Load*) terdiri atas beban merata pada pelat serta beban akibat dinding. Sesuai dengan SNI 1727:2013 dengan perincian sebagai berikut :

➔ Beban Mati Lantai Atap

- Waterproofing : $0.05\ ^{kN}/_{m^2}$
- Mekanikal : $0.19\ ^{kN}/_{m^2}$
- Penggantung Plafond : $0.10\ ^{kN}/_{m^2}$
- Plafond (Gypsum tb. 9mm)
- @$0.008\ ^{kN}/_{m^2}$: $0.072\ ^{kN}/_{m^2}$

➔ Beban Mati Lantai

- Keramik (19mm) + Spesi (25mm) : $1.10\ ^{kN}/_{m^2}$
- Mekanikal : $0.19\ ^{kN}/_{m^2}$
- Penggantung Plafond : $0.10\ ^{kN}/_{m^2}$
- Plafond : $0.072\ ^{kN}/_{m^2}$

➔ Beban Dinding

Beban dinding adalah berat pasangan bata ringan yang bekerja merata pada balok yang memikul dinding diatasnya sebesar :

- Lantai LG : $3.34\ ^{kN}/_{m^2}$
- Lantai UG : $2.816\ ^{kN}/_{m^2}$
- Lantai 1 : $4.796\ ^{kN}/_{m^2}$
- Lantai 2-4th floor : $3.96\ ^{kN}/_{m^2}$
- Lantai 5th floor : $4.444\ ^{kN}/_{m^2}$
- Lantai 6-12th floor : $2.728\ ^{kN}/_{m^2}$
- Lantai 13th floor : $4.488\ ^{kN}/_{m^2}$
- Lantai 14th floor : $4.224\ ^{kN}/_{m^2}$
- Lantai 15-51st floor : $2.904\ ^{kN}/_{m^2}$
- Lantai 52nd floor : $5.368\ ^{kN}/_{m^2}$
- Lantai LR : $4.752\ ^{kN}/_{m^2}$

5.2.2 Beban Hidup

➔ Beban hidup lantai atap

- Beban hidup atap datar : $0.96\ ^{kN}/_{m^2}$
- Taman (Lt 40) : $4.79\ ^{kN}/_{m^2}$

➔ Beban hidup Lantai

- Ruang pribadi & koridor : $1.92\ ^{kN}/_{m^2}$
- Hunian Kebakaran : $4.79\ ^{kN}/_{m^2}$
- Gymnasium (Lt 14) : $4.79\ ^{kN}/_{m^2}$
- Kolam Renang (Lt 14) : $3.59\ ^{kN}/_{m^2}$

5.2.3 Beban Gempa

Desain beban gempa berdasar pada peraturan gempa yang terbaru yaitu SNI 1726:2012. Berdasarkan konfigurasi struktur gedung, analisis gempa akan menggunakan gempa dinamik. Namun diperlkan pula analisis gempa statik yang digunakan sebagai kontrol untuk memenuhi persyaratan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4 dimana disebutkan bahwa nilai akhir $V_{dinamik}$ harus lebih besar sama dengan 85% V_{statik}. Oleh karena itu diperlukan analisis terhadap gempa dinamik dan gempa statik.

A. Analisa Gempa Dinamik
   Analisa dinamik pada tugas akhir ini menggunakan metode *Time History* namun juga membutuhkan metode respon spektrum guna dilakukan penskalaan *Time History* terhadap target respons menggunakan program bantu etabs. Prosedur penentuan spektrum desain mengacu pada SNI 1726:2012 seperti yang dijelaskan berikut ini :

   1. *Menentukan kategori resiko bangunan*
      Penentuan kategori resiko bagunan disesuaikan dengan fungsi dari banguna itu sendiri. Dalam tugas akhir ini fungsi bangunan yang ditinjau adalah sebagai Apartment sehingga didapatkan kategori resiko termasuk dalam kategori resiko II seperti yang ditunjukan pada tabel 5.1.

Tabel 5. 1 Penentuan Kategori Resiko bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

2. *Menentukan faktor keutamaan gempa (I_e)*
   Faktor keutamaan gempa didapatkan berdasarkan kategori resiko yang telah didapatkan pada langkah sebelumnya, sehingga didapatkan faktor keutamaan gempa seperti pada tabel 5.2.

Tabel 5. 2Penentuan faktor keutamaan gempa

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

3. *Menentukan parameter percepatan tanah (S_s dan S_1)*
   Nilai parameter percepatan gempa didapat dari peta zonasi gempa pada Gambar 3.8 dan Gambar 3.9 untuk Kota Surabaya didapat nilai S_s = 0.65 g dan S_1 = 0.225 g
4. *Menentukan klasifikasi situs*
   Menurut SNI 1726:2012 Pasal 5.3 untuk menentukan klasifikasi situs dapat ditentukan salah

satunya dengan menentukan nilai *N* berdasarkan data hasil SPT.Setelah diperhitungakan pada tugas akhir ini untuk daerah Surabaya klasifikasi situs termasuk kedalam Tanah sedang (SD)

5. *Menentukan koefisien lokasi F_a dan F_v*
   Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.2 koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan tabel 4 dan 5 pada SNI 1726:2012.

- Menentukan F_a
  Berdasarkan interpolasi data pada tabel 4 pada SNI 1726:2012 serta dengan parameter S_s dimana termasu klasifikasi situs tanah sedang (SD) didapatkan $F_a = 1.4$
- Menentukan F_v
  Berdasarkan interpolasi pada tabel 5 pada SNI 1726:2012 serta parameter S1 dengan klasifikasi situs tanah sedang (SD) didaptkan $F_v = 3.1$

6. *Menghitung nilai S_{MS} dan S_{M1}*
   Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.2 untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs ditentukan dengan rumus :
   $S_{MS} = F_a \times S_s = 1.4 \times 0.65 = 0.91$ g
   $S_{M1} = F_v \times S_1 = 3.1 \times 0.225 = 0.6975$ g
7. *Menentukan parameter percepatan spectrum Desain*
   $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3}\ 0.91 = 0.6067$g
   $S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3}\ 0.6975 = 0.465$g

8. *Menentukan Kategori desain seismik*
   Berdasarkan tabel 6 dan tabel 7 pada SNI 1726:2012 serta menggunakan parameter yang telah didapatkan pada perhitungan sebelumnya maka, gedung termasuk pada kategori desain seismik D. Pemilihan kategori desain tersebut diperlihatkan pada Tabel 5.3.

Tabel 5. 3 Penentuan kategori desain seismik

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

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

9. *Menentukan sistem penahan gempa*
   Berdasarkan tabel 9 pada SNI 1726:2012 sistem struktur gedung akan menggunakan tipe D3 yaitu sistem ganda dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Sehingga didapatkan data untuk desain struktur yaitu :
   $R^a = 7$ (Koefisien modifikasi respon)
   $\Omega_o^g = 2.5$ (Faktor kuat lebih sistem)
   $C_b^d = 5.5$ (Faktor pembesaran defleksi)

10. *Merencanakan model respons spektrum*

- Batasan Periode

  $T_0 = \frac{0.2\ S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.2\ x\ 0.465}{0.6067} = 0.153\ s$

  $T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.465}{0.6067} = 0.766\ s$

- Respon Spektrum percepatan desain saat $T<T_0$

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

- Spectrum percepatan desain saat $T_0 \leq T \leq T_S$

  $S_a = S_{DS} = 0.6067$

- Spectrum percepatan desain saat $T \geq T_S$

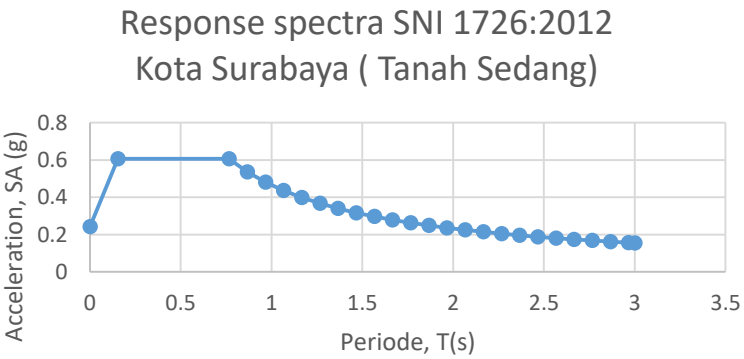
  $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$

Parameter – parameter yang telah dihitung diatas dan perhitungan desain spektrum dengan interval data sebesar 0.1 detik diperlihatkan pada tabel 5.4 dimana hasil yang sama juga bisa diperoleh dari website www.puskim.pu.go.id.

Tabel 5. 4 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra (Sa)

Sa	T	0,279112	1,666
0,24268	0	0,263307	1,766
0,6067	0,153	0,249196	1,866
0,6067	0,766	0,236521	1,966
0,536952	0,866	0,225073	2,066
0,481366	0,966	0,214681	2,166
0,43621	1,066	0,205207	2,266
0,398799	1,166	0,196534	2,366
0,367299	1,266	0,188564	2,466
0,34041	1,366	0,181216	2,566
0,31719	1,466	0,174419	2,666
0,296935	1,566	0,168113	2,766

		0,162247	2,866
		0,156777	2,966
		0,155	3



Gambar 5. 2 Grafik respons spektrum Desain

Nilai respon spektrum tersebut harus dikalikan dengan suatu faktor skala (scale factor) yang besarnya adalah ,

$$SF = \frac{g \; x \; I}{R}$$

Dimana :

g = Perceptana gravitasi (9.81 m/s^2)

I = Faktor keutamaan gempa berdasarkan kategori resiko gempa (1) , SNI 1726:2012 tabel 2

R = Koefisien modifikasi respon (7) SNI 1726:2012 tabel 9

Mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.5.4 pengaruh beban gempa harus disimulasikan sebagai gempa dengan kombinasi arah pembebanan orthogonal. Sehingga didapatkan mode beban yang didistribusikan 100% kearah x dan 30% kearah y jika ditinjau dari sumbu x dan sebaliknya.

- 100% beban gempa
  SF = 100% $\frac{9.81\ x\ 1}{7}$ = 1.4014
- 30% beban gempa
  SF = 30% $\frac{9.81\ x\ 1}{7}$ = 0.4671

B. Analisa Gempa Statik

1. *Menghitung berat struktur*
   Perhitungan berat struktur perlantai meliputi berat sendiri struktur, berat akibat beban mati tambahan dan berat akibat beban hidup

- Berat sendiri (self weight)
  Berat sendiri struktur gedung (self weight) yang terdiri dari berat struktur pelat, balok, kolom, dan shearwall pada masaing – masing lantai ditampilan pada tabel 5.5 berikut ini :

Tabel 5. 5 Berat Sendiri Struktur

Lantai	Berat (kN)	Lantai	Berat (kN)
UR	4071,67	25	12652,47
LR	16139,88	24	12652,47
51	12652,47	23	12652,47
50	12652,47	22	12652,47
49	12652,47	21	12652,47
48	12652,47	20	12652,47
47	12652,47	19	12652,47
46	12652,47	18	12652,47
45	12652,47	17	12652,47

Lantai	Berat (kN)	Lantai	Berat (kN)
44	12064,17	16	12652,47
43	12064,17	15	12652,47
42	12064,17	14	14632,3
41	12064,17	13	15028,27
40	12652,47	12	12388,5
39	12652,47	11	12388,5
38	12652,47	10	12256,51
37	12652,47	9	12388,5
36	12652,47	8	12388,5
35	12652,47	7	12388,5
34	12652,47	6	12388,5
33	12652,47	5	14962,27
32	12652,47	4	14236,33
31	12652,47	3	14236,33
30	12652,47	2	14236,33
29	12652,47	1	15490,22
28	12652,47	UG	12520,49
27	12652,47	LG	13312,42
26	12652,47		

- Berat akibat beban mati tambahan dan beban hidup (*Live Load*)
  Beban mati tambahan sesuai dengan sub bab 5.2.1 dimana perhitungannya ditampilan pada tabel 5.6.
  Beban hidup berdasarkan SNI 1727:2012 tabel 4-1 beban hidup apartment/hotel pada plat lantai digunakan sebesar 1.92 kN/m^2. Berdasarkan SNI 1727:2012 pasal 4.8 reduksi beban hidup dalam peninjauan gempa diperbolehkan untuk direduksi

sebesar 0.5 sehingga total beban hidup untuk masing – masing lantai diperlihatkan pada tabel 5.6.

Tabel 5. 6 Beban Mati Tambahan dan Beban Hidup Pada Tiap Lantai

Lantai	Area	Beban hidup	Hidup 50%	Hidup	Mati	Total
UR	45,22	0,58	0,29	13,1138	4090,301	4103,415
LR	1243,6	1,01	0,505	628,018	16139,88	16767,89
51	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
50	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
49	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
48	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
47	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
46	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
45	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
44	1127,82	1,01	0,505	569,5491	14470,62	15040,17
43	1127,82	1,01	0,505	569,5491	14470,62	15040,17
42	1127,82	1,01	0,505	569,5491	14470,62	15040,17
41	1127,82	1,01	0,505	569,5491	14470,62	15040,17
40	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
39	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
38	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
37	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
36	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
35	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
34	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
33	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64

Lantai	Area	Beban hidup	Hidup 50%	Hidup	Mati	Total
32	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
31	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
30	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
29	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
28	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
27	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
26	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
25	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
24	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
23	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
22	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
21	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
20	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
19	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
18	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
17	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
16	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
15	1243,6	1,01	0,505	628,018	14470,62	15098,64
14	1243,6	1,01	0,505	628,018	16450,44	17078,46
13	1243,6	1,01	0,505	628,018	16846,41	17474,43
12	1243,6	1,01	0,505	628,018	14206,64	14834,66
11	1243,6	1,01	0,505	628,018	14206,64	14834,66
10	1243,6	1,01	0,505	628,018	14074,65	14702,67
9	1243,6	1,01	0,505	628,018	14206,64	14834,66
8	1243,6	1,01	0,505	628,018	14206,64	14834,66

Lantai	Area	Beban hidup	Hidup 50%	Hidup	Mati	Total
7	1243,6	1,01	0,505	628,018	14206,64	14834,66
6	1243,6	1,01	0,505	628,018	14206,64	14834,66
5	1243,6	1,01	0,505	628,018	16780,41	17408,43
4	1243,6	1,01	0,505	628,018	16054,48	16682,5
3	1243,6	1,01	0,505	628,018	16054,48	16682,5
2	1243,6	1,01	0,505	628,018	16054,48	16682,5
1	1243,6	1,01	0,505	628,018	17308,37	17936,39
UG	1243,6	1,01	0,505	628,018	14338,63	14966,65
LG	1243,6	1,01	0,505	628,018	15130,56	15758,58
					Total	833668

2. *Menentukan periode getar struktur*
   Dari hasil analisa struktur menggunakan ETABS didapat nilai T (periode getar fundamental struktur) = 7.78 s

3. *Menentukan perkiraan periode alama fundamental*
   Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental (*Ta)* ditentukan dengan parameter Ct dan x ditunjukan pada tabel 5.7 , serta h_n merupakan total tinggi bangunan.

Tabel 5. 7 Penentuan Koefisien Ct dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 [a]	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 [a]	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 [a]	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 [a]	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 [a]	0,75

$$T_a = C_t\, h_n^{x} = 0.0488 \times 196.2^{0.75} = 2.55 \text{ s}$$

4. *Perhitungan batas atas periode struktur*
   Batas atas periode struktur didapatkan dengan mengalikan nilai periode fundamental perkiraan dengan koefisen Cu. Berdasarkan nilai S_{D1} yang didapat dari perhitungan sebelumnya.
   $T = Cu \times T_a \rightarrow Cu = 1.4$ (tabel 14 SNI 1726:2012)
   Maka $T = 1.4 \times 2.55 = 3.58$ s

- Jika $T_c > C_u \times T_a$ maka digunakan $T = C_u \times T_a$
- Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$ maka digunakan $T = T_c$
- Jika $T_c < T_a$ maka digunakan $T = T_a$

Dimana :
T_a = Periode fundamental pendekatan
C_u = Koefisien untuk batas atas
T_c = Periode struktur yang dihitung dengan program analisis program computer

Dari hasil analisa program bantu ETABS didapatkan T_c = 7.78 s , dan pada perhitungan sebelumnya didapatkan periode batas atas sebesar C_u x T_a = 3.58 s. Karena $T_c > C_u$ x T_a maka periode fundamental struktur yang digunakan adalah T = 3.58 s

5. *Perhitungan koefisien respons seismik*

   S_{DS} = 0.6067 S_{D1} = 0.465

   R = 7 I = 1

   Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1 koefisien respom seismik (C_s) ditentukan dengan perumusan berikut :

   $C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0.6067}{7/1} = 0.08$ dan C_s tidak lebih dari :

   $C_{s1} = \frac{S_{DS}}{T\,R/I} = \frac{0.6067}{3.58\,7/1} = 0.0242 \geq 0.01$

   C_s tidak kurang dari :

   $C_{s2} = 0.044\ S_{DS}$ x I = 0.026 ≥ 0.01

   Maka ambil nilai C_s = 0.026

6. *Menghitung gaya geser seismik*

   Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1 penentuan gaya dasar seismik (V) dihitung berdasarkan persamaan 21 pada SNI 1726:2012. Sebagaimana ditunjukan pula pada rumus dibawah ini :

   V = C_S x W = 0.026 x 833668 kN

   = 21675.3678 kN

7. *Distribusi gaya gempa*

   Gaya gempa lateral yang timbul pada tiap tingkat harus ditentukan berdasarkan persamaan dibawah ini :

   $F_x = C_{vx}$ V dimana :

   $C_{vx} = \frac{w \times h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} wi\ h_i^k}$

   Untuk T < 0.5s : k =1

   T > 2.5s : k = 2

   0.5s<T<2.5s :k=interpolasi antara dua nilai diatas.

T = 3.58 s , maka nilai k adalah : 2
Besarnya distribusi gaya geser akibat beban gempa dapat dilihat pada tabel 5.8.

Tabel 5. 8 Distribusi Gaya Gempa Fi Pada Tiap Lantai

Lantai	Hi	wi	wxhx^k	Cvx	Fi (kN)
UR	196,1	4103,415	157797675,5	0,014914	323,2767
LR	190,7	16767,89	609789478,6	0,057635	1249,263
51	184,6	15098,64	514518621,1	0,04863	1054,083
50	181,3	15098,64	496287471,6	0,046907	1016,733
49	178	15098,64	478385170,4	0,045215	980,0574
48	174,7	15098,64	460811717,4	0,043554	944,0551
47	171,4	15098,64	443567112,7	0,041924	908,7264
46	168,1	15098,64	426651356,3	0,040326	874,0715
45	164,8	15098,64	410064448,2	0,038758	840,0902
44	161,5	15040,17	392281387,9	0,037077	803,6585
43	158,2	15040,17	376413861,6	0,035577	771,151
42	154,9	15040,17	360873910,2	0,034109	739,3146
41	151,6	15040,17	345661533,6	0,032671	708,1494
40	148,3	15098,64	332062631,9	0,031385	680,2896
39	145	15098,64	317448813,5	0,030004	650,3506
38	141,7	15098,64	303163843,4	0,028654	621,0853
37	138,4	15098,64	289207721,5	0,027335	592,4936
36	135,1	15098,64	275580448	0,026047	564,5757
35	131,8	15098,64	262282022,7	0,02479	537,3315
34	128,5	15098,64	249312445,7	0,023564	510,7611
33	125,2	15098,64	236671717	0,022369	484,8643
32	121,9	15098,64	224359836,5	0,021206	459,6412
31	118,6	15098,64	212376804,4	0,020073	435,0918

Lantai	Hi	wi	wxhx^k	Cvx	Fi (kN)
30	115,3	15098,64	200722620,5	0,018972	411,2161
29	112	15098,64	189397285	0,017901	388,0141
28	108,7	15098,64	178400797,7	0,016862	365,4859
27	105,4	15098,64	167733158,7	0,015854	343,6313
26	102,1	15098,64	157394367,9	0,014876	322,4505
25	98,8	15098,64	147384425,5	0,01393	301,9433
24	95,5	15098,64	137703331,3	0,013015	282,1099
23	92,2	15098,64	128351085,5	0,012131	262,9501
22	88,9	15098,64	119327687,9	0,011278	244,4641
21	85,6	15098,64	110633138,6	0,010457	226,6517
20	82,3	15098,64	102267437,5	0,009666	209,5131
19	79	15098,64	94230584,78	0,008906	193,0482
18	75,7	15098,64	86522580,32	0,008178	177,257
17	72,4	15098,64	79143424,14	0,00748	162,1394
16	69,1	15098,64	72093116,25	0,006814	147,6956
15	65,8	15098,64	65371656,64	0,006179	133,9255
14	62,5	17078,46	66712739,06	0,006305	136,673
13	57,7	17474,43	58177433,07	0,005499	119,1869
12	52,6	14834,66	41043940,58	0,003879	84,08584
11	49,5	14834,66	36348622,72	0,003436	74,46664
10	46,4	14702,67	31654261,48	0,002992	64,84941
9	43,4	14834,66	27941969,93	0,002641	57,24411
8	40,3	14834,66	24092821,01	0,002277	49,35844
7	37,2	14834,66	20528794,23	0,00194	42,0569
6	34,1	14834,66	17249889,6	0,00163	35,33948
5	31	17408,43	16729503,25	0,001581	34,27337
4	25,95	16682,5	11234034,51	0,001062	23,01493
3	21,45	16682,5	7675658,116	0,000725	15,72496

Lantai	Hi	wi	wxhx^k	Cvx	Fi (kN)
2	16,95	16682,5	4792922,807	0,000453	9,819158
1	12,45	17936,39	2780184,624	0,000263	5,695705
UG	7	14966,65	733365,7079	6,93E-05	1,502431
LG	3,8	15758,58	227553,8591	2,15E-05	0,466185
Total		833668	10580170422	1	21675,37

Untuk nilai beban gempa statik ekivalennya tiap lantai dapt dilihat dari tabel 5.9.

Tabel 5. 9 Nilai Beban Gempa Statik Ekivalen

	Statik X		Statik Y	
Lantai	**100%Fx**	**30%Fy**	**100%Fy**	**30%Fx**
UR	323,2767	96,98301	323,2767	96,98301217
LR	1249,263	374,7788	1249,263	374,7787806
51	1054,083	316,225	1054,083	316,224973
50	1016,733	305,02	1016,733	305,0200437
49	980,0574	294,0172	980,0574	294,0172258
48	944,0551	283,2165	944,0551	283,2165191
47	908,7264	272,6179	908,7264	272,6179238
46	874,0715	262,2214	874,0715	262,2214398
45	840,0902	252,0271	840,0902	252,0270671
44	803,6585	241,0975	803,6585	241,0975351
43	771,151	231,3453	771,151	231,3452971
42	739,3146	221,7944	739,3146	221,7943877
41	708,1494	212,4448	708,1494	212,4448069
40	680,2896	204,0869	680,2896	204,0868736
39	650,3506	195,1052	650,3506	195,1051689
38	621,0853	186,3256	621,0853	186,3255755

	Statik X		Statik Y	
Lantai	**100%Fx**	**30%Fy**	**100%Fy**	**30%Fx**
37	592,4936	177,7481	592,4936	177,7480934
36	564,5757	169,3727	564,5757	169,3727227
35	537,3315	161,1995	537,3315	161,1994632
34	510,7611	153,2283	510,7611	153,2283151
33	484,8643	145,4593	484,8643	145,4592783
32	459,6412	137,8924	459,6412	137,8923529
31	435,0918	130,5275	435,0918	130,5275387
30	411,2161	123,3648	411,2161	123,3648359
29	388,0141	116,4042	388,0141	116,4042444
28	365,4859	109,6458	365,4859	109,6457642
27	343,6313	103,0894	343,6313	103,0893954
26	322,4505	96,73514	322,4505	96,73513788
25	301,9433	90,58299	301,9433	90,58299168
24	282,1099	84,63296	282,1099	84,6329568
23	262,9501	78,88503	262,9501	78,88503325
22	244,4641	73,33922	244,4641	73,33922102
21	226,6517	67,99552	226,6517	67,99552012
20	209,5131	62,85393	209,5131	62,85393054
19	193,0482	57,91445	193,0482	57,91445228
18	177,257	53,17709	177,257	53,17708535
17	162,1394	48,64183	162,1394	48,64182974
16	147,6956	44,30869	147,6956	44,30868545
15	133,9255	40,17765	133,9255	40,17765249
14	136,673	41,00189	136,673	41,00188651
13	119,1869	35,75606	119,1869	35,75605711
12	84,08584	25,22575	84,08584	25,22575174
11	74,46664	22,33999	74,46664	22,3399927

	Statik X		Statik Y	
Lantai	**100%Fx**	**30%Fy**	**100%Fy**	**30%Fx**
10	64,84941	19,45482	64,84941	19,4548216
9	57,24411	17,17323	57,24411	17,17323402
8	49,35844	14,80753	49,35844	14,80753341
7	42,0569	12,61707	42,0569	12,61706989
6	35,33948	10,60184	35,33948	10,60184345
5	34,27337	10,28201	34,27337	10,28201215
4	23,01493	6,904478	23,01493	6,904477535
3	15,72496	4,717487	15,72496	4,717486755
2	9,819158	2,945747	9,819158	2,94574739
1	5,695705	1,708711	5,695705	1,70871135
UG	1,502431	0,450729	1,502431	0,45072917
LG	0,466185	0,139855	0,466185	0,13985541
	21675,37	6502,61	21675,37	6502,610341

5.2.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang ditetapkan pada bangunan ini dibuat berdasarkan kombinasi dasar pada SNI 1726:2012 Pasal 4.2.2 sebagai berikut:

1. 1,4D
2. 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r atau R)
3. 1.2D + 1.6(L_r atau R) + 1 (L atau 0.5W)
4. 1.2D + 1W + L + 0.5 (L_R atau R)
5. 1.2D + 1E + L
6. 0.9D + 1E

Keterangan :

D : Beban Mati (tambahan dan sendiri)

L : Beban Hidup

L_r atau R : Beban Hujan

E : Beban Gempa

W : Beban Angin

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.4.2 pengaruh beban gempa E harus ditentukan sesuai dengan berikut :

a. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5
   E $= E_h + E_v$
   E_h $= \rho\ Q_E$ dan $E_v = 0.2\ S_{DS}\ D$
   Sehingga, $E = \rho\ Q_E + 0.2\ S_{DS}\ D$
b. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 6
   E $= E_h - E_v$
   E $= \rho\ Q_E - 0.2\ S_{DS}\ D$
   Keterangan :
   E_h : Pengaruh beban gempa horizontal
   E_v : Pengaruh beban gempa vertical
   ρ : Faktor redundasi
   Q_E : Pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau Fp
   S_{DS} : Parameter percepatan spektrum respons desain
   D : Pengaruh beban mati

Berdasarkan Pasal 7.3.4.2 pada perhitungan pengaruh beban gempa horizontal digunakan faktor redundasi, ρ, sebesar 1.3 (Kategori desain seismik D), dan S_{DS} yang didapat sebesar 0.6067 sehingga :

- Pengaruh beban gempa untuk penggunaan dalam kombinasi 5
  E $= 1.3\ Q_E + 0.2 \times 0.6067\ D = 1.3\ Q_E + 0.1213D$
- Pengaruh beban gempa untuk penggunaan dalam kombinasi 6

E = 1.3 Q_E - 0.2 x 0.6067 D = 1.3 Q_E-0.1213D
Berdasarkan ketentuan ini kombinasi pembebanan yang digunakan adalah :

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L
3. 1.2D+1.3THx+0.1213D+L
4. 1.2D-1.3THx+0.1213D+L
5. 1.2D+1.3THy+0.1213D+L
6. 1.2D-1.3THy+0.1213D+L
7. 0.9D+1.3THx-0.1213D
8. 0.9D-1.3THx-0.1213D
9. 0.9D+1.3THy-0.1213D
10. 0.9D-1.3THy-0.1213D

Keterangan :

- D = Beban mati
- L = Beban hidup
- Th x = Time history 100% arah x, 30% arah y
- Th y = Time history 100% y , 30% arah x

5.3 Kontrol Hasil Analisa Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2012, hasil analisis struktur harus dikontrol melalui suatu batasan tertentu. Hal tersebut dilakukan untuk meninjau kelayakan struktur dalam memikul beban – beban yang bekerja. Kontrol – kontrol tersebut antara lain :

5.3.1 Kontrol Akhir Base Reaction

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasall 7.9.4, nilai akhir $V_{Dinamik}$ harus lebih besar sama dengan 85% V_{statik} . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan $V_{dinamik} \geq 0.85\ V_{statik}$.

Tabel 5. 10 Nilai Akhir *Base Reaction*

Kontrol base reaction		
Load case	Fx (kN)	Fy(kN)
Thmax	14663,25	46851,95
Thmin	13699,31	14337,66
Statik x	20174,77	6052,43
Statik y	6052,43	20174,77

Maka didapatkan kontrol akhir base reaction terhadap $0.85V_{statik}$ seperti diperlihatkan pada Tabel 5.11.

Tabel 5. 11 Kontrol Akhir *Base Reaction*

	Fx	Fy	
V dinamik	14663,25		
0.85 Vstatik	17148,55		NOT OK
V dinamik		46851,95	
0.85 Vstatik		17148,55	OK

Sebagaimana yang diperlihatkan pada Tabel 5.11 karena kontrol akhir tidak memenuhi persyaratan $V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik.}$ Maka spektra respon desain pada analisi struktur harus dikalikan faktor skala yang ditentukan dengan $0.85\ V_{statik}\ /\ V_{dinamik}$ pada masing – masing arah, sehingga persyaratan $V_{dinamik} \geq 0.85\ V_{statik}$ terpenuhi. Besarnya faktor sekala tersebut diperlihatkan pada Tabel 5.12.

Tabel 5. 12 Faktor Skala Gaya Gempa

	Fx	Fy		Faktor skala
V dinamik	14663,25			
0.85 Vstatik	17148,55		NOT OK	1,393087334
V dinamik		46851,95		
0.85 Vstatik		17148,55	OK	-

Setelah diperoleh faktor skala masing – masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis ulang dengan mengalikan faktor skala yang diperoleh diatas pada scale factor respons spectra.Kemudian diperoleh hasil yang diperlihatkan pada Tabel 5.13.

Tabel 5. 13 Kontrol *Base Reaction*

loadcase	fx	fy
Thmax	20427,18	46851,95

Berdasarkan Tabel 5.13 diatas setelah dilakukan analisis ulang maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4

5.3.2 Jumlah Respon Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.1 bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa actual dalam masing – masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil jumlah respon yang diperlihatkan pada Tabel 5.5 dibawah ini :

Tabel 5. 14 Jumlah Respon Ragam

Mode	Sum UX	Sum UY
1	0,4892	0,7057
2	0,5195	0,7123
3	0,7402	0,7224
4	0,7451	0,849

5	0,8451	0,8569
6	0,8725	0,8591
7	0,8727	0,8976
8	0,9142	0,8986
9	0,9154	0,9076
10	0,9161	0,9231
11	0,935	0,9241
12	0,9351	0,932

Berdasarkan Tabel 5.14 diatas menunjukan bahwa pada mode shape 9 , syarat partisipasi massa telah terpenuhi.

5.3.3 Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2.5.1, untuk sistem ganda, rangka pemikul momen harus didesain secara tersendiri mampu menahan sedikitnya 25% beban lateral.

Kemampuan dari dinding geser dan rangka pemikul momen dalam menyerap beban lateral akibat gempa dapat dilihat pada tabel 5.15.

Tabel 5. 15 Kontrol Sistem Ganda

Portal		Shear Wall	
Fx	Fy	Fx	Fy
43,1662	180,9254	556,7404	48,6331
45,8976	146,4885	763,7361	1305,651
100,9387	182,8351	880,1103	42,6294
83,6241	222,4057	522,7156	1413,112
52,6309	131,0857	572,6328	1684,219

Portal		Shear Wall	
Fx	Fy	Fx	Fy
262,0651	186,0491	414,0177	1373,336
120,1169	294,4267	810,7785	35,3787
351,5556	238,297	755,0754	35,4642
26,9164	393,9828	529,315	2021,223
120,7522	210,3973	14,3006	1768,548
75,0019	331,1263	1042,2	54,2087
166,4855	184,33	24,2313	1628,957
138,5076	295,1992	644,7867	1555,969
72,3	303,6916	546,3016	49,2542
54,4067	222,5023	690,5204	1029,866
102,5047	260,8995	229,7631	68,0509
387,7209	221,7059	570,7774	893,8601
48,1106	201,7295	11,833	927,1726
65,5226	312,0029	32,8531	272,8042
52,116	243,2356	551,305	669,2393
58,327	142,2108	65,3894	257,6492
71,3593	174,1274	1231,59	737,0743
61,3668	206,7619	10,4352	878,7089
150,4223	206,823	11471,41	18751,01
60,4407	210,9387		
99,8267	255,3675		
45,9901	162,6243		
58,4257	358,2383		
54,2741	344,9633		
79,701	103,4017		
80,6936	115,9429		
72,2339	97,9679		

Portal		Shear Wall	
Fx	Fy	Fx	Fy
43,4382	340,0492		
55,2222	292,7785		
35,1164	175,1469		
92,5098	213,501		
8,7517	28,2716		
3,0292	4,343		
78,395	12,1375		
45,2213	10,707		
59,865	11,7419		
85,344	20,2189		
50,681	20,1155		
3820,975	8271,695		

Kontrol	
Portal	Shearwall
24,98613	75,01387
30,61017	69,38983

Berdasarkan Tabel 5.6 terlihat bahwa presentase dari SRPM untuk beban lateral nilainya lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda.

5.3.4 Kontrol Simpangan (Drift)

Simpangan antar tingkat merupakan selisih nilai perpindahan elastis yang diperbesar pada suatu tingkat dengan nilai perpindahan elastis yang diperbesar pada tingkat dibawahnya. Nilai drift dari tiap

lantainya didapatkan melalu output dari program bantu yang ditunjukan pada tabel 5.16.

Syarat untuk simpangan antar lantai ijin pada SNI 1726:2012 Pasal 7.12.1, $\Delta s = 0.02\, h_{sx}$, dengan h_{sx} adalah tinggi antar tingkat.

Tabel 5. 16 Kontrol Simpangan Arah X dan Y

Kontrol Simpangan		X		Y		Tinggi	Syarat	X	Y
Lantai	H	Drift(m)	Drift(mm)	Drift(m)	Drift(mm)			Ket	Ket
UR	196,1	0,002958	2,958	0,003081	3,081	5,4	108	OK	OK
LR	190,7	0,002995	2,995	0,002995	2,995	6,1	122	OK	OK
51	184,6	0,003018	3,018	0,003226	3,226	3,3	66	OK	OK
50	181,3	0,003045	3,045	0,003201	3,201	3,3	66	OK	OK
49	178	0,003078	3,078	0,003182	3,182	3,3	66	OK	OK
48	174,7	0,003112	3,112	0,00317	3,17	3,3	66	OK	OK
47	171,4	0,003145	3,145	0,003164	3,164	3,3	66	OK	OK
46	168,1	0,003177	3,177	0,003168	3,168	3,3	66	OK	OK
45	164,8	0,003203	3,203	0,003181	3,181	3,3	66	OK	OK
44	161,5	0,003223	3,223	0,003365	3,365	3,3	66	OK	OK
43	158,2	0,003236	3,236	0,003865	3,865	3,3	66	OK	OK
42	154,9	0,003242	3,242	0,003643	3,643	3,3	66	OK	OK
41	151,6	0,003242	3,242	0,0034	3,4	3,3	66	OK	OK
40	148,3	0,003233	3,233	0,003483	3,483	3,3	66	OK	OK
39	145	0,003217	3,217	0,003642	3,642	3,3	66	OK	OK
38	141,7	0,003193	3,193	0,003811	3,811	3,3	66	OK	OK
37	138,4	0,003163	3,163	0,003981	3,981	3,3	66	OK	OK
36	135,1	0,003158	3,158	0,004156	4,156	3,3	66	OK	OK
35	131,8	0,003159	3,159	0,004336	4,336	3,3	66	OK	OK
34	128,5	0,003197	3,197	0,004521	4,521	3,3	66	OK	OK
33	125,2	0,00323	3,23	0,004709	4,709	3,3	66	OK	OK

Kontrol Simpangan		X		Y		Tinggi	Syarat	X	Y
Lantai	H	Drift(m)	Drift(mm)	Drift(m)	Drift(mm)			Ket	Ket
32	121,9	0,00328	3,28	0,004902	4,902	3,3	66	OK	OK
31	118,6	0,00333	3,33	0,005097	5,097	3,3	66	OK	OK
30	115,3	0,003374	3,374	0,005296	5,296	3,3	66	OK	OK
29	112	0,003409	3,409	0,005497	5,497	3,3	66	OK	OK
28	108,7	0,003435	3,435	0,005701	5,701	3,3	66	OK	OK
27	105,4	0,003452	3,452	0,005907	5,907	3,3	66	OK	OK
26	102,1	0,003469	3,469	0,006114	6,114	3,3	66	OK	OK
25	98,8	0,003487	3,487	0,006324	6,324	3,3	66	OK	OK
24	95,5	0,003495	3,495	0,006536	6,536	3,3	66	OK	OK
23	92,2	0,003495	3,495	0,006748	6,748	3,3	66	OK	OK
22	88,9	0,003485	3,485	0,006961	6,961	3,3	66	OK	OK
21	85,6	0,003466	3,466	0,007174	7,174	3,3	66	OK	OK
20	82,3	0,003437	3,437	0,007385	7,385	3,3	66	OK	OK
19	79	0,003418	3,418	0,007174	7,174	3,3	66	OK	OK
18	75,7	0,0034	3,4	0,007798	7,798	3,3	66	OK	OK
17	72,4	0,003374	3,374	0,007985	7,985	3,3	66	OK	OK
16	69,1	0,003341	3,341	0,008107	8,107	3,3	66	OK	OK
15	65,8	0,003322	3,322	0,008189	8,189	3,3	66	OK	OK
14	62,5	0,003317	3,317	0,009227	9,227	4,8	96	OK	OK
13	57,7	0,003273	3,273	0,009568	9,568	5,1	102	OK	OK
12	52,6	0,0032	3,2	0,008448	8,448	3,1	62	OK	OK
11	49,5	0,003157	3,157	0,008575	8,575	3,1	62	OK	OK
10	46,4	0,003123	3,123	0,00856	8,56	3	60	OK	OK
9	43,4	0,00309	3,09	0,008627	8,627	3,1	62	OK	OK
8	40,3	0,003045	3,045	0,008539	8,539	3,1	62	OK	OK
7	37,2	0,002991	2,991	0,008336	8,336	3,1	62	OK	OK
6	34,1	0,002922	2,922	0,008078	8,078	3,1	62	OK	OK

Kontrol Simpangan		X		Y		Tinggi	Syarat	X	Y
Lantai	H	Drift(m)	Drift(mm)	Drift(m)	Drift(mm)			Ket	Ket
5	31	0,002827	2,827	0,009	9	5,05	101	OK	OK
4	25,95	0,002609	2,609	0,008074	8,074	4,5	90	OK	OK
3	21,45	0,002336	2,336	0,007319	7,319	4,5	90	OK	OK
2	16,95	0,00198	1,98	0,006357	6,357	4,5	90	OK	OK
1	12,45	0,001526	1,526	0,005386	5,386	5,45	109	OK	OK
UG	7	0,000975	0,975	0,003186	3,186	3,2	64	OK	OK
LG	3,8	0,000507	0,507	0,00177	1,77	3,8	76	OK	OK

5.4 Perencanaan Balok

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada sistem rangka pemikul momen dimana selain bertugas menerima beban gravitasi, balok juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

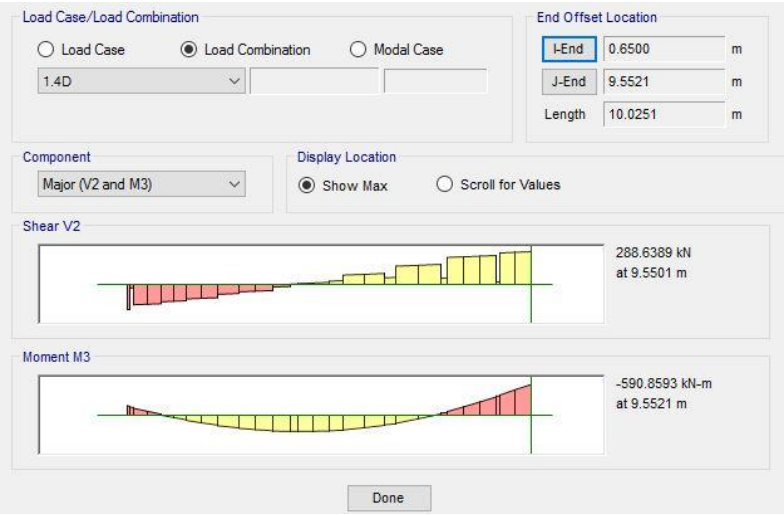
Dalam tugas akhir ini balok diambil beberapa contoh dikarenakan banyaknya variasi tipe balok yang ada dalam tugas akhir ini juga untuk mempercepat pengerjaan tugas akhir ini.

Perencanaan penulangan balok mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

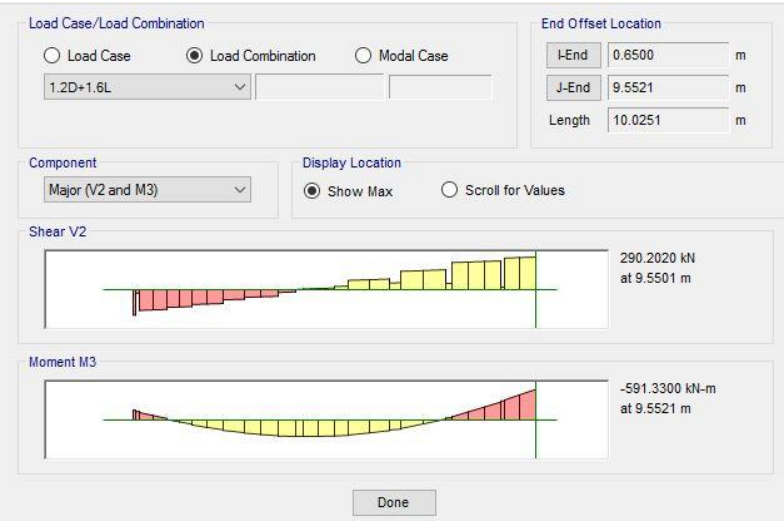
5.4.1 Penulangan Lentur Balok B5A7

Dari hasil analisa strukur program ETABS , output dari momen envelope yang didapatkan ditunjukan pada gambar 5.3.

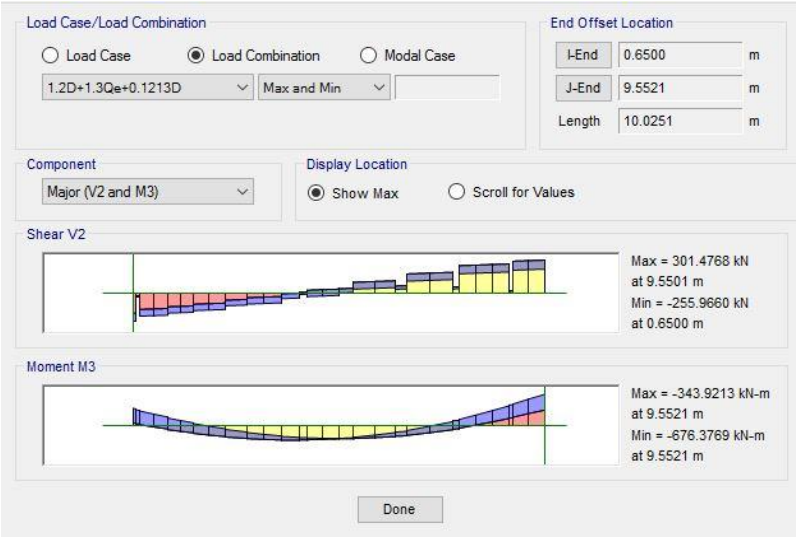
Berikut adalah momen tumpuan pada muka kolom dan momen ditengah bentang :



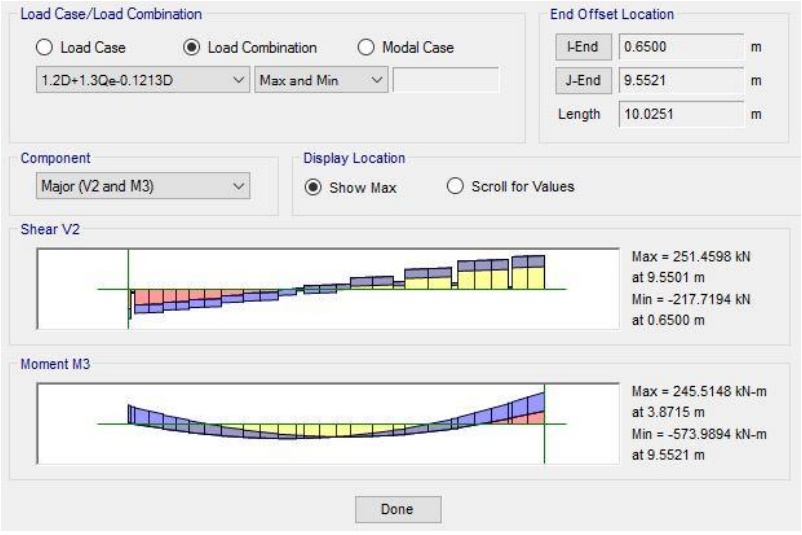
Gambar 5. 3 Momen 1.4D balok B5A7



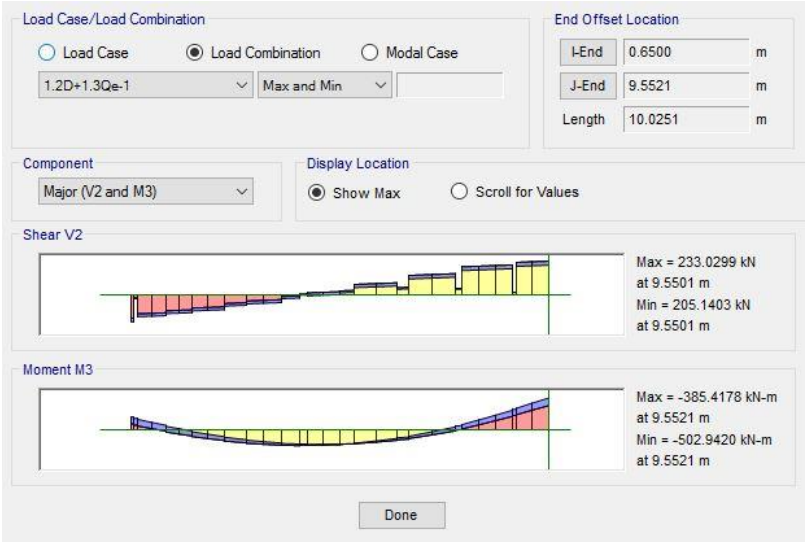
Gambar 5. 4 Momen 1.2D+1.6L balok B5A7



Gambar 5. 5 Momen 1.2D+1.3Qx+0.1213D balok B5A7

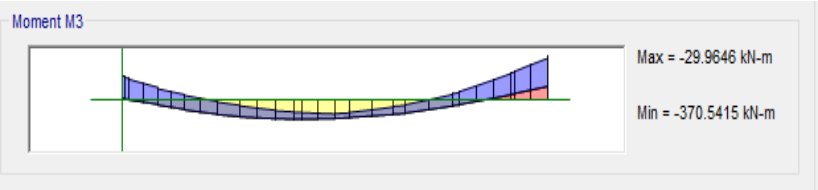


Gambar 5. 6 Momen 1.2D+1.3Qx-0.1213D balok B5A7



Gambar 5. 7 Momen 1.2D+1.3Qy+0.1213D balok B5A7

Gambar 5. 8 Momen 1.2D+1.3Qy-0.1213D balok B5A7



Gambar 5. 9 Momen Envelope balok B5A7

- Tumpuan kiri negatif : 370.5415 kN-m
- Tumpuan kiri positif : -29.9646 kN-m
- Tumpuan kanan negatif : 672.324 kN-m
- Tumpuan kanan positif : 295.6099 kN-m
- Lapangan : 289.4591 kN-m

Karena struktur gedung ini menggunakan sistem ganda yang merupakan perpaduan antar SRPMK dan dinding struktural khusus, maka sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.1 dimana persyaratan yang perlu dipenuhi untuk komponen struktur padasistem rangka yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan memikul lentur adalah :

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi 0.1 A_g f'c → OK
- Bentang bersih minimum ≥ 4d
- Perbandingan lebar/tinggi balok >0.3 dan b> 250mm =550/700 = 0.78 > 0.3 →OK
- Lebar balok tidak boleh melebihi 1.75 lebar kolom 400mm< 1.75 x 600 = 1050 →OK

Data Perencanaan :

- Lebar (b) = 550 mm
- Tinggi (h) = 700 mm
- Decking = 40 mm
- Ø tul. Utama = 25 mm
- Ø tul. Sengkang = 13 mm
- Mutu besi(fy) = 420 Mpa

- Mutu beton(f'c) = 40 Mpa
- d = h- decking – sengkang - $^1/_2\ \emptyset_{lentur}$

  = 700 – 40 – 13 - $^1/_2\ x\ 25$ = 634.5 mm

- d' = decking +sengkang+$^1/_2\ \emptyset_{lentur}$

  = 40 + 13 + $^1/_2\ x\ 25$ = 65.6 mm

A. Penulangan Tumpuan Negatif

Asumsi awal penampang berada dalam kondisi tension controlled (Ø=0.9)

- M_u = 672324000 Nmm
- $M_n = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{672324000}{0.9} = 747026666.7$ Nmm
- Ambil harga X≤0.75X_b, dimana :

  $X_b = \frac{600}{600+fy} xd = \frac{600}{600+420} x634.5 = 373.24$ mm

  X≤0.75. 373.24 = 279.93 mm→ direncanakan X = 250mm
- $A_{sc} = \frac{0.85.\beta_1.f'c.b.x}{fy} = \frac{0.85.0.8.40.550.250}{420} = 8904.76$ mm^2
- M_{nc} = A_{sc} x fy x $\left(d - \frac{\beta_1.x}{2}\right)$

  = 8904.76 x 420 x $\left(634.5 - \frac{0.8x250}{2}\right)$ = 1954260000 Nmm
- $M_n - M_{nc}$ = 747026666.7 – 1954260000 = -1207233333 Nmm

  $M_n - M_{nc} < 0$ → tulangan tunggal
- $\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} \leq \frac{1.4}{fy}$

  $= \frac{0.25\sqrt{40}}{420} \leq \frac{1.4}{420}$

  = 0.003764 ≥ 0.003333
- $\rho_b = \frac{0.85x\beta_1 xf'c}{420} x \frac{600}{600+fy}$

  $= \frac{0.85x0.8x40}{420} x \frac{600}{600+420} = 0.038$
- ρ_{max} = 0.75. ρ_b = 0.75 x 0.038 =0.02857

- $R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{747026666.7}{550.634.5^2} = 3.373$
- $m = \frac{fy}{0.85\ f'c} = \frac{420}{0.85\ 40} = 12.353$
- $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ m\ Rn}{fy}})$

  $= \frac{1}{12.353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ 12.353\ 3.373}{420}}\right) = 0.00847$
- $\rho_{max} > \rho_{perlu} > \rho_{min}$

  $0.02857 > 0.00847 > 0.003333 \rightarrow$pakai $\rho_{perlu} = 0.00847$
- Tulangan tumpuan atas :

  $A_s = \rho_{perlu}$ .b . d = 0.00847 . 550 . 634.5 = 2958.07 mm^2

  → Pasang 7 D25 (A_s = 3437.5 mm^2)
- Tulangan tumpuan bawah :

  → Pasang 4 D25 (A_s = 1965.2857 mm^2)

→ Kontrol Jarak tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang diisyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm.

$$S = \frac{bw - 2decking - 2\emptyset sengkang - n\emptyset tul.utama}{n-1} \geq 25mm$$

$$S = \frac{550 - 2.40 - 2.13 - 7.25}{7-1} = 44.833\ mm \geq 25mm$$

→ Tulangan dapat dipasang 1 baris

→ Kontrol Kekuatan

$$a = \frac{As.fy}{0.85xf'c\ x\ b} = \frac{3437.5.420}{0.85x\ 40\ x\ 550} = 77.205\ mm$$

$$M_{nact} = A_s\ .\ fy\ .\ (d - \frac{a}{2}) = 3437.5\ .\ 420.(634.5 - \frac{77.205}{2})$$

= 860326378.7Nmm > M_n = 672324000 Nmm → OK

B. Penulangan Tumpuan Positif

- M_u = 295609900 Nmm
- $M_n = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{295609900}{0.9} = 328455444$ Nmm
- Ambil harga $X \leq 0.75X_b$, dimana :
  $X_b = \frac{600}{600+fy} xd = \frac{600}{600+420} x634.5 = 373.24$ mm
  $X \leq 0.75.\ 373.24 = 279.93$ mm→ direncanakan X = 250mm
- $A_{sc} = \frac{0.85.\beta_1.f'c.b.x}{fy} = \frac{0.85.0.8.40.550.250}{420} = 8904.76$ mm^2
- $M_{nc} = A_{sc}$ x fy x $\left(d - \frac{\beta_1.x}{2}\right)$
  $= 8904.76 \text{ x } 420 \text{ x } \left(634.5 - \frac{0.8x250}{2}\right) = 1954260000$ Nmm
- $M_n - M_{nc} = 328455444 - 1954260000 = -1625804556$ Nmm
  $M_n - M_{nc} < 0 \rightarrow$ tulangan tunggal
- $\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} \leq \frac{1.4}{fy}$
  $= \frac{0.25\sqrt{40}}{420} \leq \frac{1.4}{420}$
  $= 0.003764 \geq 0.003333$
- $\rho_b = \frac{0.85x\beta_1 xf'c}{420} x \frac{600}{600+fy}$
  $= \frac{0.85x0.8x40}{420} x \frac{600}{600+420} = 0.038$
- $\rho_{max} = 0.75.\ \rho_b = 0.75$ x 0.038 =0.02857
- $R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{328455444}{550.634.5^2} = 1.483$
- $m = \frac{fy}{0.85\ f'c} = \frac{420}{0.85\ 40} = 12.353$
- $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ m\ Rn}{fy}})$
  $= \frac{1}{12.353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ 12.353\ 1.483}{420}}\right) = 0.00361$
- $\rho_{max} > \rho_{perlu} > \rho_{min}$

0.2857 > 0.00361> 0.003333→pakai ρ_{perlu} = 0.00361

- Tulangan tumpuan bawah :
  $A_s = \rho_{perlu}$ .b . d = 0.00361. 550 . 634.5 = 1260.65 mm^2
  → Pasang 4 D25 (A_s = 1964.2857 mm^2)
- Tulangan tumpuan atas :

  → Pasang 3 D25 (A_s = 1473.214 mm^2)

→ Kontrol Jarak tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang diisyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm.

$$S = \frac{bw-2decking-2\emptyset sengkang-n\emptyset tul.utama}{n-1} \geq 25mm$$

$$S = \frac{550-2.40-2.13-4.25}{4-1} = 114.667mm \geq 25mm$$

→ Tulangan dapat dipasang 1 baris

→ Kontrol Kekuatan

$$a = \frac{As.fy}{0.85xf'c\ x\ b} = \frac{1964.285.420}{0.85x\ 40\ x\ 550} = 44.117\ mm$$

$M_{nact} = A_s$. fy . $(d - \frac{a}{2})$ = 1964.285.420.(634.5 − $\frac{44.117}{2}$)

= 505263970.6Nmm > M_n = 328455444.4 Nmm → OK

Rekapitulasi tulangan lentur tumpuan

- Akibat momen negatif
  Tulangan atas : 7 D25 (A_s = 3437.5mm^2)
  Tulangan bawah : 4 D25 (A_s =1964.285714 mm^2)
- Akibat momen positif
  Tulangan atas : 3 D25 (A_s = 1473.21429 mm^2)
  Tulangan bawah : 4 D25 (A_s =1964.285714 mm^2)

- Jadi tulangan yang dipakai adalah yang terbesar dari kedua arah pembebanan gempa, yaitu :
  Tulangan atas : 7 D25 (A_s = 3437.5mm^2)
  Tulangan bawah : 4 D25 (A_s =1964.285714 mm^2)

Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif

- Momen ultimate, M_u = 672324000 Nmm
- $M_n = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{672324000}{0.9}$ = 747026666.7Nmm
- Decking, ts = 40 mm
- Jarak ke as tul.Tarik, d' = 65.5 mm
- Jarak ke as tul.Tekan, d" = 65.5 mm
- Tinggi efektif, d_{actual} = 634.5 mm
- Tul. Tarik, 4 D25 →A_s = 1964.285mm^2
- Tul. Tekan, 7 D25 →A_s = 3437.5 mm^2
- $(0.85.f'c.b.\beta_1)X^2 + (As'.600-A_s.fy)X-A_s'.d".600 = 0$
- $(0.85.f'c.b.\beta_1)$ a = 16830
- $(As'.600-A_s.fy)$ b = -444300
- $A_s'.d".600$ c = -135093750
- $X_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2-4ac}}{2a}$ → X = 103.76 mm

  Mencari nilai fs' tulangan terpasang
- fs' = $\left(1-\frac{d'}{x}\right).600 = \left(1-\frac{65.5}{103.76}\right).600 =$ $221.241\ MPa$ < fy=420 Mpa → tul. Tidak leleh
- Mn_{actual} = $0.85xf'cxbx\beta_1x\ X\ x\ \left(d-\frac{\beta_1.X}{2}\right) +$ $As'x\ fs'x(d-d") = 920478405.2Nmm > Mn = 672324000Nmm$→OK

  Cek kondisi penampang
- $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{77.205}{0.8} = 96.507mm$
- $0.375d_{act}$ = 0.375 x 634.5mm = 237.9375mm

  C < 0.375 d_{act} → penampang tension controlled (asumsi benar)

Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif

- Momen ultimate, M_u = 295609900 Nmm
- $M_n = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{295609900}{0.9}$ = 328455444.4Nmm
- Decking, ts = 40 mm
- Jarak ke as tul.Tarik, d' = 65.5 mm
- Jarak ke as tul.Tekan, d" = 64 mm
- Tinggi efektif, d_{actual} = 634.5 mm
- Tul. Tarik, 4 D25 $\rightarrow A_s$ = 1964.285mm^2
- Tul. Tekan, 3 D25 $\rightarrow A_s$ = 1473.21 mm^2
- $(0.85.f'c.b.\beta_1)X^2 + (As'.600\text{-}A_s.fy)X\text{-}A_s'.d".600 = 0$
- $(0.85.f'c.b.\beta_1)$ a = 14080
- $(As'.600\text{-}A_s.fy)$ b = -444300
- $A_s'.d".600$ c = -56571428.6
- $X_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2-4ac}}{2a}$ → X = 81.09 mm

Mencari nilai fs' tulangan terpasang

- $fs' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right).600 = \left(1 - \frac{65.5}{81.09}\right).600 = 126.5\ MPa <$ fy=420 Mpa → tul. Tidak leleh
- Mn_{actual} = 0.85xf'cxbxβ_1x X x $\left(d - \frac{\beta_1.X}{2}\right) + As'x\ fs'x(d - d") = 730718747.8Nmm > Mn = 672324000Nmm$→OK

Cek kondisi penampang

- $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{44.117}{0.8} = 55.14mm$
- $0.375d_{act}$ = 0.375 x 634.5mm = 237.9375mm

c < 0.375 d_{act} → penampang tension controlled (asumsi benar)

Kontrol batas penulangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.1 jumlah tulangan tidak boleh kurang dari 1.4 bw . d/fy dan $\frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} bw.d$ serta rasio tulangan,ρ, tidak melebih 0.025.

- 1.4 bw $\frac{d}{fy}$= 1.4 x 550 x $\frac{634.5}{420} = 1163.25$mm^2 → OK
- $\frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} bw.d = \frac{0.25\sqrt{40}}{420} 550.634.5 = 1313.757$→ OK
- ρ = $\frac{As}{b.d} = \frac{1473.214}{550.634.5}$ =0.0042 < 0.025→ OK

Kontrol jarak tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 10.6.4 untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, jarak tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari : 380 $\frac{280}{fs}$-2.5Cc dan 300 $\frac{280}{fs}$, nilai fs boleh diambil sebesar $^2/_3\ fy$

- c_c = tebal selimut + Øsengkang = 40+13=53 mm
- fs = $^2/_3\ fy$ = 280 Mpa
- S = 380 $\frac{280}{fs}$-2.5c_c = 247.5 mm > 65.5mm → OK
- S = 300 $\frac{280}{fs}$ = 300mm > 65.5mm → OK

C. Penulangan Lapangan

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.3.4.1 menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari 25% nilai momen maks pada kedua tumpuan.

- M_u = 289459100 Nmm > $^1/_4$ 672324000 =168081000Nmm
- $M_n = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{289459100}{0.9} = 321621222.2$ Nmm
- Ambil harga X≤0.75X_b, dimana :
  $X_b = \frac{600}{600+fy} xd = \frac{600}{600+420} x634.5 = 373.24$ mm
  X≤0.75. 373.24 = 279.93 mm→ direncanakan X = 250mm

- $A_{sc} = \frac{0.85.\beta_1.f'c.b.x}{fy} = \frac{0.85.0.8.40.550.250}{420} = 8904.76$ mm^2
- $M_{nc} = A_{sc}$ x fy x $\left(d - \frac{\beta_1.x}{2}\right)$
  $= 8904.76 \text{ x } 420 \text{ x } \left(634.5 - \frac{0.8x250}{2}\right) = 1954260000$ Nmm
- $M_n - M_{nc} = 321621222.2 - 1954260000 = -1632638778$ Nmm
  $M_n - M_{nc} < 0 \rightarrow$ tulangan tunggal
- $\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} \leq \frac{1.4}{fy}$
  $= \frac{0.25\sqrt{40}}{420} \leq \frac{1.4}{420}$
  $= 0.003764 \geq 0.003333$
- $\rho_b = \frac{0.85x\beta_1 x f'c}{420} x \frac{600}{600+fy}$
  $= \frac{0.85x0.8x40}{420} x \frac{600}{600+420} = 0.038$
- $\rho_{max} = 0.75.\ \rho_b = 0.75 \text{ x } 0.038 = 0.02857$
- $R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{321621222.2}{550.634.5^2} = 1.4525$
- $m = \frac{fy}{0.85\ f'c} = \frac{420}{0.85\ 40} = 12.353$
- $\rho_{perlu} = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ m\ Rn}{fy}})$
  $= \frac{1}{12.353}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ 12.353\ 1.4525}{420}}\right) = 0.00353$
- $\rho_{max} > \rho_{perlu} > \rho_{min}$

  $0.2858 > 0.00353 > 0.003333 \rightarrow$pakai $\rho_{perlu} = 0.00353$
- Tulangan tumpuan bawah :
  $A_s = \rho_{perlu}.b\ .\ d = 0.00353.\ 550\ .\ 634.5 = 1233.82$ mm^2
  $\rightarrow$ Pasang 7 D25 ($A_s = 3437.5$ mm^2)
- Tulangan tumpuan bawah :

  $\rightarrow$ Pasang 4 D25 ($A_s = 1964.286$ mm^2)

$\rightarrow$ Kontrol Jarak tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang diisyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm.

$$S = \frac{bw - 2decking - 2\emptyset sengkang - n\emptyset tul.utama}{n-1} \geq 25mm$$

$$S = \frac{550 - 2.40 - 2.13 - 4.25}{4-1} = 114.667mm \geq 25mm$$

→ Tulangan dapat dipasang 1 baris

→ Kontrol Balok T

- $b_e = \frac{1}{4} L_B = \frac{1}{4} 7500 = 1875$ mm

  $b_e = b_w + 8t = 550 + 8.120 = 1510$ mm→Menentukan

  $b_e = 0.5 . (L_b - b_w) = 0.5 . (7500 - 550) = 3475$mm

- $A_s = 3437.5$ mm^2

  $a = \frac{As.fy}{0.85\, f'c.be} = \frac{3437.5.420}{0.85.40.1510} = 28.12$ mm

- $x = \frac{a}{\beta} = \frac{28.12}{0.8} = 35.15\ mm\ \leq 120\ mm$

  x ≤ t → Termasuk balok T palsu sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi

- $a = \frac{As.fy}{0.85\, f'c.b} = \frac{3437.5.420}{0.85.40.550} = 77.205\ mm$

  $M_{nact} = A_s . fy . (d - \frac{a}{2}) = 3437.5 . 420 . (634.5 - \frac{77.205}{2})$ =860326378.7 Nmm > Mn = 747026666.7 Nmm → OK

- Cek kondisi penampang

  $c = \frac{a}{\beta} = \frac{77.205}{0.8} = 96.507$ mm

  $0.375 d_{act} = 0.375$ x 634.5mm = 237.9375mm

  $c < 0.375\ d_{act}$ → penampang tension controlled (asumsi benar)

→ Kontrol Rasio tulangan

- Kontrol sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.1

$\rho_{min} = \frac{bw\ .d}{4\ fy}\ x\ \sqrt{f'c} = 1313.756\ mm^2$

$\rho_{min} = \frac{1.4\ .bw.d}{fy} = 1163.25 mm^2$

Luas semua tulangan lebih dari $1313.756 mm^2$ →OK

5.4.2 Penulangan Torsi

Perhitungan tulangan torsi ini menggunakan balok yang sama yaitu balok G5A7 :

T_u = 25999400 Nmm

V_u = 301164 N

→ Perhitungan luas dan keliling penampang

- A_{cp} = Luas bruto penampang beton
  = b . h
  = 550 . 700 = 385000 mm^2
- P_{cp} = Kelulung luar penampang beton
  = 2.(b+h)
  = 2.(550+700) = 2500 mm
- B_h = (b_{balok} – 2.decking – Øgeser)
  = 550 – 2.40- 13 = 457 mm
- h_h = (h_{balok} - 2.decking – Øgeser)
  = 700 - 2.40 - 13 = 607 mm
- A_{oh} = Luas penampang dibatasi tulangan sengkang
  = b_h x h_h
  = 457 . 607 = 277399 mm^2
- P_{oh} = Keliling penampang dibatasi tulangan sengkang
  = 2.(b_h + h_h)
  = 2128 mm

→ Keperluan Torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor Tu kurang dari :

- Ø x 0.083 x λ x $\sqrt{f'c}$ x $\frac{Acp^2}{Pcp}$
- 0.75 x 0.083 x 1 x $\sqrt{40}$ x $\frac{385000^2}{2500}$ = 23342685 Nmm
  25999400 Nmm > 23342685 Nmm → Torsi diperhitungkan

→ Cek Penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw\ .d}\right)^2 + \left(\frac{Tu\ x\ Poh}{1.7\ x\ Aoh^2}\right)^2} \leq Ø\ (\frac{Vc}{bw\ x\ d} + 0.66\sqrt{f'c})$$

Vc = 0.17 $\sqrt{f'c}$ x bw x d

= 0.17 $\sqrt{40}$ x 550 x 634.5 = 375208.9878 N

$$\sqrt{\left(\frac{301164}{550\ .634.5}\right)^2 + \left(\frac{25999400\ x\ 2128}{1.7\ x\ 277399^2}\right)^2} = 0.961$$

$$0.75\ (\frac{375208.9878}{550\ x\ 634.5} + 0.66\sqrt{40}) = 3.93$$

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw\ .d}\right)^2 + \left(\frac{Tu\ x\ Poh}{1.7\ x\ Aoh^2}\right)^2} \leq Ø\ (\frac{Vc}{bw\ x\ d} + 0.66\sqrt{f'c}) \rightarrow \text{OK}$$

→ Perhitungan Tulangan Transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6 dalam perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai A_o dapat diambil sama dengan 0.85 A_{oh} dan nilai θ =45°, dimana A_o = 0.85 A_{oh} = 235789.2 mm^2

$$T_n = \frac{2Ao.At.fyt}{s}\ cot\theta$$

$$\frac{Tn}{\emptyset} = \frac{2Ao.At.fyt}{s}\ cot\theta$$

$$\frac{At}{s} = \frac{Tu}{2Ao.fyt.\emptyset.cot\theta}$$

$$\frac{At}{s} = \frac{25999400}{2235789.2.240.0.75.1} = 0.3062\ {}^{mm^2}/_{mm}$$

→ Perhitungan Tulangan longitudinal penahan torsi

$A_l = \frac{At}{s}.Poh.\frac{fyt}{fy}.cot^2\theta = 0.175.2128.\frac{240}{420}.\cot^2 45^o$ =936.32 mm^2

$$A_{lmin} = \frac{0.42.\sqrt{f'c}.Acp}{fy} - \frac{At}{s}Poh\frac{fyt}{fy}$$

$$= \frac{0.42.\sqrt{40}.385000}{420} - 0.3602.2128\frac{240}{420} = 2062.5016$$ mm^2

Jadi dipakai A_{lmin}, gunakan batang 6 D22 ,A_s = 2281.714 mm^2 dipasang masing – masing 2 pada setiap sisinya di sepanjang tumpuan maupun lapangan.

5.4.3 Penulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.2 syarat spasi maksimum tulangan geser balok yaitu :

- s < d/4 = 634.5/4 = 158.625 mm
- s < 6Ø (longitudinal) = 6 x 25 = 150 mm
- s < 150mm
- Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50mm dari muka tumpuan

Berdasarkan SNI 2847:2013 21.5.3.4 pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok yaitu :

- $s < d/2 = 634.5/2 = 317.25$ mm

A. Penulangan Geser Tumpuan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4 bahwa gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen – momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, M_{pr} ditambah dengan gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

→ Momen ujung M_{pr}

M_{pr} adalah kapasitas momen berdasarkan perhitungan kuat lentur konvensional dengan menggunakan nilai reduksi Ø = 1 dan kuat lentur tulangan minimum sebesar 1.25 fy.

- Akibat Gempa ke kiri

M_{pr} negatif (M_{pr}^-)

$M_{pr1} = (A_s.1.25fy - A_s'.1.25f_s').(d - \frac{a}{2}) + A_s'.1.25f_s'.(d'-d'')$

$=(3437.5x1.25x420 - 1964.286x1.25x221.241)x\ 634.5 - \frac{77.205}{2}) + 1964.286x1.25x221.241x(634.5 - 65.5)$

= 1113174401 Nmm

M_{pr} positif (M_{pr}^+)

$M_{pr4} = (A_s.1.25fy - A_s'.1.25f_s').(d - \frac{a}{2}) + A_s'.1.25f_s'.(d'-d'')$

$= (1964.286x1.25x420 - 3437.5x1.25x126.5)x\ 634.5 - \frac{44.11}{2}) + 3437.5x1.25x126.5x(634.5 - 65.5)$

= 1067053603 Nmm

- Akibat Gempa ke kanan

M_{pr} negatif (M_{pr}^{-})

M_{pr2} = (A_s.1.25fy-A_s'.1.25f_s').$(d - \frac{a}{2})$ + A_s'.1.25f_s'.(d'-d")

= (3437.5x1.25x420-1964.286x1.25x221.241)x $634.5 - \frac{77.205}{2}) +$
$1964.286x1.25x221.241x(634.5 - 65.5)$
= 1113174401 Nmm

M_{pr} positif (M_{pr}^{+})

M_{pr3} = (A_s.1.25fy-A_s'.1.25f_s').$(d - \frac{a}{2})$ + A_s'.1.25f_s'.(d'-d")

= (1964.286x1.25x420-3437.5x1.25x126.5)x $634.5 - \frac{44.11}{2}) +$
$3437.5x1.25x126.5x(634.5 - 65.5)$
= 1067053603 Nmm

→ Gaya geser total pada muka tumpuan (s/d 2h)

Gaya geser akibat beban gravitasi :

V_G = 321164 N (output ETABS 1.2D +1.6L)

- Akibat Gempa ke kiri

V_{ekn} $= \frac{Mpr1+Mpr4}{Ln} - Vg$
$= \frac{1113174401+1067053603}{6400} - 321164$
= 39496.63 N

V_{ekr} $= \frac{Mpr1+Mpr4}{Ln} + Vg$
$= \frac{1113174401+1067053603}{6400} + 321164$
= 641824.6 N

- Akibat Gempa ke kanan

V_{ekr} $= \frac{Mpr2+Mpr3}{Ln} - Vg$

$$= \frac{1113174401+1067053603}{6400} - 321164$$
$$= 39496.63 \text{ N}$$

V_{ekn} $= \frac{Mpr2+Mpr3}{Ln} + Vg$
$$= \frac{1113174401+1067053603}{6400} + 321164$$
$$= 641824.6 \text{ N}$$

Maka gaya geser total yang digunakan , V_e = 641824.6 N

→ Perhitungan penulangan geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.2 kuat geser beton adalah V_c = 0 apabila :

- Gaya geser akibat gempa > 0.5 x gaya geser total
  321164 > 0.5 x 641824.6 = 320912.31
- Gaya aksial tekan < A_g x f'c/20
  Karena gaya aksial kecil sekali, maka persyaratan memenuhi sehingga V_c = 0
- Ø = 0.75 (SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3)
- $V_s = \frac{Vc}{\emptyset} - Vc = \frac{641824.6}{0.75} - 0 = 855766.2\ N$
- $\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fyt\ .dact} = \frac{855766.2}{240\ .634.5} = 3.21\ {}^{mm^2}/_{mm}$
  Kebutuhan tulangan geser dan torsi
- $\frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 3.21 + 0.3 = 3.51\ {}^{mm^2}/_{mm}$
  Digunakan sengkang 2kaki D13 A_v = 265.57 mm^2
  $S = \frac{265.57}{3.51} = 75.5$ mm^2
  Dipasang 2 D13-70 sepanjang 2h = 2.700 = 1400 mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5cm dari muka kolom.

B. Penulangan Geser Lapangan

Tulangan geser di luar sendi plastis > 2h = 1400mm
$V_{u,2h}$ = 203390.3 N (output ETABS)
Untuk daera luar sendi plastis ini, kuat geser beton diperhitungkan sebesar :

$V_c = 0.17 . \sqrt{f'c} . b_w . d$
$= 0.17 . \sqrt{40} . 550 . 634.5$
$= 375208.99$ N

- Ø = 0.75 (SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3)
- $V_s = \frac{Vu,2h}{Ø} - Vc = \frac{203390.3}{0.75} - 375208.99 = -104021.921\ N$
- $\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fyt\ .dact} = \frac{-104021.921}{240\ .634.5} = -0.68\ mm^2/_{mm}$
  Kebutuhan tulangan geser dan torsi
- $\frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = -0.68 + 0.3 = -0.38\ mm^2/_{mm}$
  Digunakan sengkang 2kaki D13 $A_v = 265.57$ mm^2
  $S = \frac{265.57}{-0.38} = -704.8$ mm^2
  Digunakan 2 D13-300 pada daerah luar sendi plastis >2h

5.4.4 Penghentian Tulangan Negatif

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.2 dan 12.2.3 ld adalah sebagai berikut dan tidak boleh kurang dari 300mm :

Db = 25mm

Ψe = 1(situasi lainnya)
Ψt = 1.3 (tulangan tanpa pelapis)
λ = 1(beton Normal) f'c = 40 Mpa
Ψs = 1 (tulangan > D25)

$Ld = Db \times \frac{fy\ x\ Ψt \times Ψe}{1.7\ x\ λ \times \sqrt{f'c}} = 25\ x\ \frac{420\ x\ 1.3 \times 1}{1.7\ x\ 1 \times \sqrt{40}}$

$Ld = \left(\frac{fy\ .Ψs\ .Ψt\ .Ψe}{1.1\ .λ\ .\sqrt{f'c}\ .\left(\frac{cb+Ktr}{db}\right)}\right) x\ db$

c_b adalah nilai terkecil dar parameter dibawah ini :

$c_1 = 40 + 13 + 25/2 = 65.5$ mm

$$c_2 = \frac{550-2.(40+13)-25\,.\,4}{(4-1).2} = 35.667\ mm$$

Maka c_b = 35.667 mm

$$\frac{35.667+0}{25} = 1.426 < 2.5$$

$$Ld = \left(\frac{420\,.1\,.1.3t\,.1}{1.1\,.1\,.\sqrt{40}\,.1.426}\right) x\ 25 = 1057.89\ mm$$

5.4.5 Panjang Penyaluran Tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1, panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal yaitu :

L_{dh} > 8db = 8 x 25 = 200 mm

L_{dh} > 150 mm

$$L_{dh} = \frac{0.24\,.fy\,.db}{\sqrt{f'c}} = \frac{0.24\,.420\,.25}{\sqrt{40}} = 398.447\ mm$$

Digunakan l_{dh} = 400mm masuk kedalam kolom dengan panjang kait 12db = 300mm.

5.4.6 Hasil Rekap Penulangan Balok

Tulangan Lentur pada lokasi yang ditinjau adalah sebagai berikut :

Tabel 5. 17 Hasil Rekap Penulangan Lentur Balok

Lokasi	Tumpuan	As		Lapangan	As	
B63 Lt 15						
Atas	7	25	3437,5	4	25	1964,286
Bawah	4	25	1964,286	7	25	3437,5
B63 Lt 45						

Atas	8	25	3928,571	4	25	1964,286
Bawah	3	25	1473,214	8	25	3928,571
Lokasi	Tumpuan		As	Lapangan		As
B82 Lt 15						
Atas	6	25	2946,429	4	25	1964,286
Bawah	6	25	2946,429	6	25	2946,429
B79 Lt 15						
Atas	9	25	4419,643	3	25	1473,214
Bawah	7	25	3437,5	9	25	4419,643
Lokasi	Tumpuan		As	Lapangan		As
B22 Lt 15						
Atas	3	22	1140,857	3	22	1140,857
Bawah	3	22	1140,857	3	22	1140,857
B112 Lt 15						
Atas	6	22	2281,714	4	22	1521,143
Bawah	4	22	1521,143	5	22	1901,429

Tulangan Geser pada lokasi yang ditinjau ditunjukan pada table berikut :

Tabel 5. 18 Hasil Rekap Penulangan Geser Balok

Lokasi	Tumpuan		S	Lapangan		S
B63 Lt 15						
Geser	2	13	120	2	13	150
B63 Lt 45						
Geser	3	13	120	2	13	150

Lokasi	Tumpuan		S	Lapangan		S
B82 Lt 15 Geser	5	13	120	3	13	130
B79 Lt 15 Geser	4	13	100	2	13	200
Lokasi	Tumpuan		S	Lapangan		S
B22 Lt 15 Geser	2	13	150	2	13	200
B112 Lt 15 Geser	2	13	120	2	13	200

Tulangan Torsi pada lokasi yang ditinjau ditunjukan pada table berikut :

Tabel 5. 19 Hasil Rekap Penulangan Torsi Balok

Lokasi	Lapangan		As
B82 Lt 15 Torsi	4	16	804,5714
B63 Lt 15 Torsi	4	25	1964.286

B79 Lt 15 Torsi	4	25	1964.286
B22 Lt 15 Torsi	4	22	1521,143
B112 Lt 15 Torsi	4	22	1521,143

5.5 Perencanaan Kolom

Dalam perencanaan kolom pada tugas akhir ini, diambil beberapa contoh perhitungan kolom dimana terdapat kolom arah vertical juga kolom horizontal, yang nantinya juga berhubungan dengan balok yang sudah dihitung sebelumnya dan direkap untuk perhitungan hubungan balok dan kolom.

5.5.1 Perencanaan Kolom C8 Lt 14 - 30

5.5.1.1 Data Perencanaan

- Dimensi Kolom B = 1300 mm ; H = 600 mm
- Tinggi Kolom = 4800 mm
- Decking = 40 mm
- Ø tul. Utama = 25 mm
- Ø tul. Sengkang = 16 mm
- Mutu besi (fy) = 420 MPa
- Mutu Beton (f'c) = 45 MPa

Tabel 5. 20 Momen dan Gaya Aksial Kolom

Kolom bawah			
Kombinasi	P	M2	M3
1.4D	-18485.5	-50.6467	-267.692
1.2D+1.6L	-17714.6	-55.5708	-282.637
1.2D+1.3QeX+0.1213D Max	-16593.1	33.3731	-156.843
1.2D+1.3QeX+0.1213D Min	-18628.6	-200.148	-414.897
1.2D+1.3QeX-0.1213D Max	-13389.8	42.1495	-110.455
1.2D+1.3QeX-0.1213D Min	-15425.3	-368.509	-368.509
1.2D+1.3QeY-1 Max	-13892.5	53.0685	-164.199
1.2D+1.3QeY-1 Min	-14602.9	-290.807	-258.729
1.2D+1.3QeY+0.1213D-1 Max	-17095.8	44.2922	-210.586
1.2D+1.3QeY+0.1213D-1 Min	-17806.2	-299.583	-305.116

Kolom atas			
Kombinasi	P	M2	M3
1.4D	-18358.3	30.8015	140.7308
1.2D+1.6L	-17605.5	34.2305	150.423
1.2D+1.3QeX+0.1213D Max	-16473	132.8958	289.6019
1.2D+1.3QeX+0.1213D Min	-18508.5	-26.8983	32.7729
1.2D+1.3QeX-0.1213D Max	-13291.8	127.5584	265.2152
1.2D+1.3QeX-0.1213D Min	-15327.3	-32.2358	8.3863
1.2D+1.3QeY+0.1213D Max	-13794.4	197.6039	155.4386
1.2D+1.3QeY+0.1213D Min	-14504.9	-40.0416	73.1922
1.2D+1.3QeY+0.1213D-1 Max	-16975.7	202.9414	179.8253
1.2D+1.3QeY+0.1213D-1 Min	-17686.1	-34.7042	97.5788

5.5.1.2 Cek Syarat Komponen Struktur Penahan Gempa

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi A_g f'c/10.

P_u = 18508.5 kN

$$A_g \text{ f'c}/10 = \frac{780000.45}{10.1000} = 3510\ kN$$

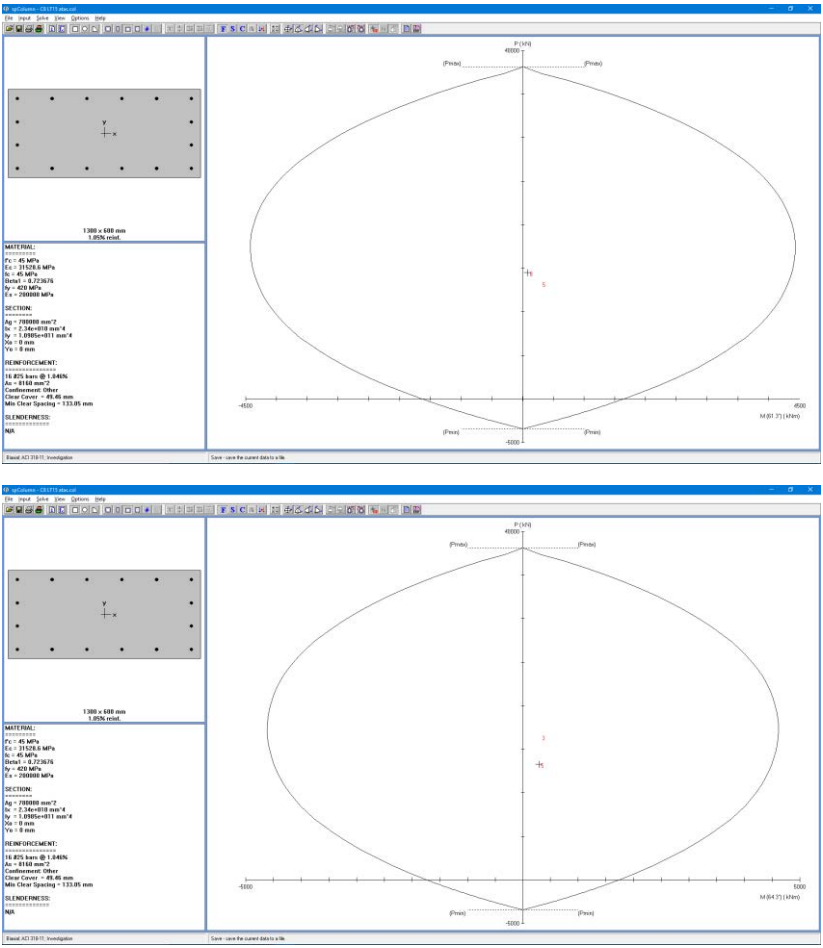
Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1.1 sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm. Sisi terpendek kolom = 600 mm → memenuhi syarat

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1.2 rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0.4.

$$\frac{b}{h} = \frac{1300}{600} = 2.1667 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

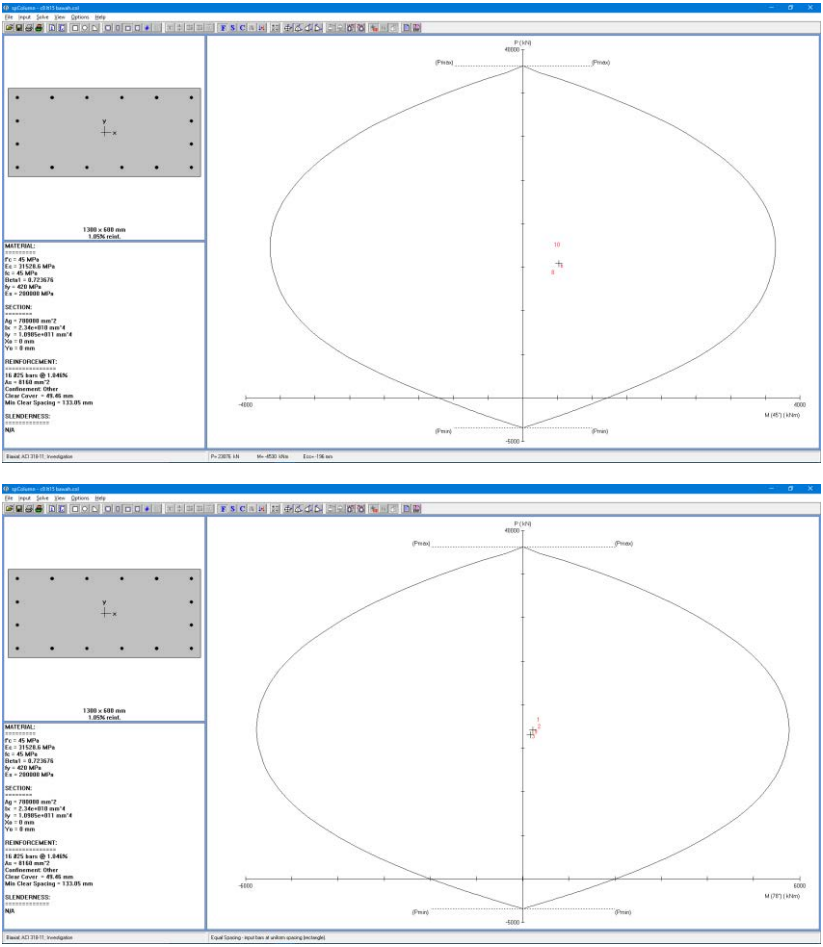
5.5.1.3 Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1 luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ atau lebih dari $0.06A_g$. Dengan menggunakan program bantu sp_column gaya – gaya yang bekerja pada kolom yang didapat dari program bantu ETABS diinput masuk dalam sp_column, sehingga didapatkan rasio tulangan lentur 1.05% atau 16 D25, seperti terlihat pada gambar 5.4 dan 5.5 diagram interaksi yang dibuat dengan program sp_column.



Gambar 5. 10 Diagram Interaksi P-M Kolom Atas

Dari kedua gambar diatas dapat dilihat bahwa symbol positif pada Diagram interaksi masih terdapat ditengah – tengah diagram, hal ini menunjukan bahwa penampang yang digunakan masih belum cukup efektif berdasarkan beban yang diterima oleh kolom.



Gambar 5. 11 Diagram Interaksi P-M Kolom Bawah

Dari kedua gambar diatas dapat dilihat bahwa symbol positif pada Diagram interaksi masih terdapat ditengah – tengah diagram, hal

ini menunjukan bahwa penampang yang digunakan masih belum cukup efektif berdasarkan beban yang diterima oleh kolom.

- Kontrol Spasi Tulangan

  Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 7.6.1 spasi bersih minimum antar batang tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar d_b tetapi tidak kurang dari 25mm.

$$S_1 = \frac{bcolumn - 2decking - 2\emptyset sengkang - n\emptyset tul.utama}{n-1} \geq 25mm$$

$$= \frac{1300 - 2.40 - 2.16 - 6.25}{6-1} = 207.6 \geq 25mm$$

$$S_2 = \frac{hcolumn - 2decking - 2\emptyset sengkang - n\emptyset tul.utama}{n-1} \geq 25mm$$

$$= \frac{600 - 2.40 - 2.16 - 4.25}{4-1} = 129.33 \geq 25mm$$

→ Tulangan longitudinal dapat dipasang 1 baris

5.5.1.4 Persyaratan Strong Column – Weak Beam

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2.2 persyaratan "strong column weak beam" harus dipenuhi dalam merancang komponen struktur yang menahan tekan (kolom) yaitu $\sum M_c \geq 1.2 \sum M_g$

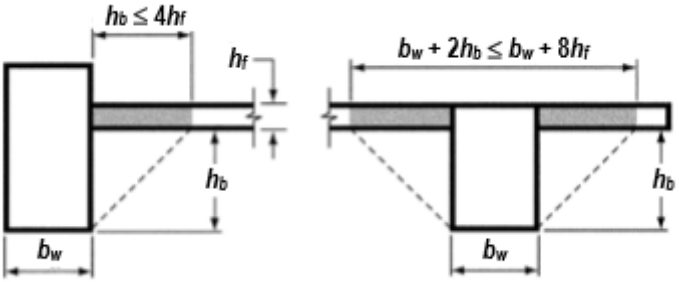
Dimana :

$\sum M_g$: Jumlah momen pada muka joint , yang berhubungan dengan kuat lentur nominal balok (termasuk pelat yang berada pada kondisi tension) yang merangka pada joint tersebut.

$\sum M_c$: Jumlah momen pada mka joint, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada joint tersebut, yang dihitung untuk beban

aksial terfaktor konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kuat lentur terendah.

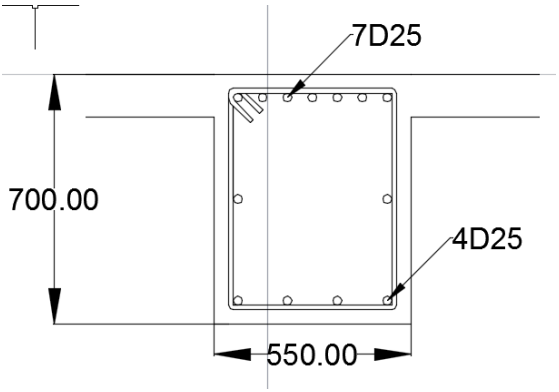
Menghitung nilai ∑ M_g



Gambar 5. 12 Lebar efektif plat yang disertakan balok

Pada kolom yang ditinjau hanya terdapat satu balok sehingga ∑ M_g adalah momen nominal dari balok G5A7.

- M_g pada balok G5A7
  Lebar efektif plat b_e
  Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 13.2.4 lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu :
  $b_e = b_w + 2\ h_w = 550 + 2.580 = 1710$ mm → menentukan
  $b_e = b_w + 8h_f = 550 + 8.120 = 1510$ mm



Gambar 5. 13 Penampang tumpuan balok G5A7

Tinggi efektif aktual (d_{actual})

Baris	Jumlah	Diameter	Spasi	Luas	Jarak	Luas x Jarak
1	4	25	114,6667	1964,286	65,5	128660,7143
Jumlah	4			1964,286	65,5	128660,7143

- Letak titik berat tulangan (dari sisi luar beton) :
  $y = \frac{128660.7143}{1964.286} = 65.5\ mm$
- Tinggi efektif aktual :
  d_{actual} = h - y
  = 700 – 65.5 = 634.5 mm

Luas Tulangan (A_s)

$A_{s\ tekan}$ = As_{tekan} + $A_{s\ pelat}$
= $3437.5 + 2.(\frac{1710}{100}).0.25.\pi.10^2.\frac{240}{420}$
= 6032.51 mm^2

- Besar nilai Mg
  $Mg_1 = (A_s \times fy - A_s' \times f's).(d - \frac{a}{2}) + A_s' \times f's \times (d-d')$
  $Mg1^- = 981.60$ kNm
  $Mg1^+ = 487.0477$ kNm

Menghitung Nilai ∑ M_c

Nilai M_{nc} didapat dari diagram interaksi P-M dengan sp_column. Output dari diagram interaksi kolom atas ditunjukan pada gambar 5.5 sementara untuk diagram interaksi kolom bawah ditunjukan pada gambar 5.6. ∑ M_c adalah jumlah kuat nominal dari kolom dimuka sisi atas dan bawah HBK (Hubungan Balok Kolom) dari hasil penulangan terpasang akibat kombinasi beban bergaktor. Kuat momen harus dicek pada beban aksial maksimum yang memberikan kuat momen terendah.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	18358.30	30.80	140.73	1232.92	5633.16	40.028	868	1182	0.00109	1.000
2	17605.50	34.23	150.42	1270.89	5584.82	37.127	841	1174	0.00119	1.000
3	16473.00	132.90	289.60	1964.86	4281.75	14.785	707	1010	0.00129	1.000
4	18508.50	26.90	32.77	2473.42	3013.62	91.955	658	881	0.00101	1.000
5	13291.80	127.56	265.22	1958.20	4071.42	15.351	631	998	0.00174	1.000
6	15327.30	32.24	8.39	3005.64	781.93	93.239	414	628	0.00156	1.000

*** End of output ***

Gambar 5. 14 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Atas

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	18485.50	50.65	267.69	1100.94	5818.97	21.738	895	1217	0.00108	1.000
2	17714.60	55.57	282.64	1138.02	5788.06	20.479	867	1208	0.00118	1.000
3	16593.10	33.37	156.84	1207.21	5673.50	36.173	825	1192	0.00134	1.000
4	18628.60	200.15	414.90	2013.26	4173.39	10.059	745	998	0.00102	1.000
5	13389.80	42.15	110.46	1739.39	4558.17	41.267	670	1058	0.00174	1.000
6	15425.30	368.51	368.51	2582.96	2582.96	7.009	560	830	0.00145	1.000

*** End of output ***

Gambar 5. 15 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Bawah

Kontrol syarat "strong column weak beak"

Dari gambar 5.3 dan 5.4 diketahui nilai $M_{n\ atas}$ dan $M_{n\ bawah}$ adalah 1232.92 kNm dan 1100.94 kNm.

$\sum M_c = M_{c\ atas} + M_{c\ bawah}$

$= 1232.92 + 1100.94 = 2333.86$ kNm

$1.2\ M_g = 1.2 \times 981.6 = 1177.92$ kNm

$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_g \rightarrow$ Syarat "strong column weak beam" terpenuhi

5.5.1.5 Tulangan Transversal Untuk Pengekangan

Menentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi(hoop). Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1 tulangan hoop diperlukan sepanjang l_o dari ujung – ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar dari :

- Tinggi komponen struktur di joint, h = 600 mm
- $\frac{1}{6}$ bentang bersih komponen struktur L_n
  $\frac{1}{6}$.$L_n = \frac{1}{6}$. 4800-700 = 683.33 mm
- $450\ mm$
  Menentukan spasi maksimum hoop,s_{max}, pada daerah sepanjang l_o dari ujung – ujung kolom. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3 nilai s_{max} merupakan nilai terbesar dari :
- b/4 = 1300/4 = 325 mm
- 6 d_b = 6 . 25 = 150 mm
- s_o, s_o tidak melebihi 150mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100mm.
  $s_o = 100 + \frac{350-0.5hsx}{3} = \frac{350-0.5.(600-(2.40)-(0.5\ .16))}{3} =$ 131.33mm → digunakan s= 100 mm.

Menentukan luas tulangan confinement. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 untuk daerah sepanjang l_o dari ujung – ujung kolom total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara :

- $A_{sh1} = 0.3 \cdot \frac{sbc.f'c}{fyt} \cdot (\frac{Ag}{Ach} - 1)$ dan $A_{sh2} = \frac{sbc.f'c}{fyt} . 0.09$
- b_c = lebar penampang inti beton terkekang
  = b-2(ts+$\frac{1}{2} ds$)=1300-2(40+0.5.16)= 1204mm
- A_{ch} = (b-2ts) . (h-2ts) = (1300-2.40) . (600 – 2.40) =634400 mm^2
- $A_{sh1} = 0.3 (\frac{100.45}{420}) . \left(\frac{780000}{634400} - 1\right) = 888.1967\ mm^2$
- $A_{sh2} = \frac{100.45}{420} . 0.09.1204 = 1161$mm^2
  Digunakan 6 D16-100 mm → A_s = 1206.857 mm^2 >1161mm^2 → OK
  Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5 untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurang dengan l_o di masing-masing ujung kolom) diberi hoops dengan spasi minimum :
- $6d_b$ = 6. 25= 150mm
- Dipakai 150mm
- Digunakan hoop 6D16-150 mm

5.5.1.6 Tulangan Transversal untuk beban geser

Gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (1), tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai (2) dan harus melebihi nila (3).

1. $V_{e1} = \frac{Mprc\ atas + Mprc\ bawah}{lu}$
2. $V_{e2} = \frac{Mprc^+ + Mprc^-}{lu}$
3. V_u Output Etabs

Perhitungan Gaya geser desain

Perhitungan V_{e1}

$M_{prc\ atas}$, dan $M_{prc\ bawah}$ didapat dari diagram interaksi P-M kolo. Diagram interaksi didapat dengan menggunakan fs = 1.25 fy dan Ø=1. Dari gambar 5.7 dan gambar 5.8 diketahui besar $M_{prc\ atas}$, dan $M_{prc\ bawah}$:

$M_{prc\ atas}$ = 3005.64 kNm

$M_{prc\ bawah}$ = 2582.96 kNm

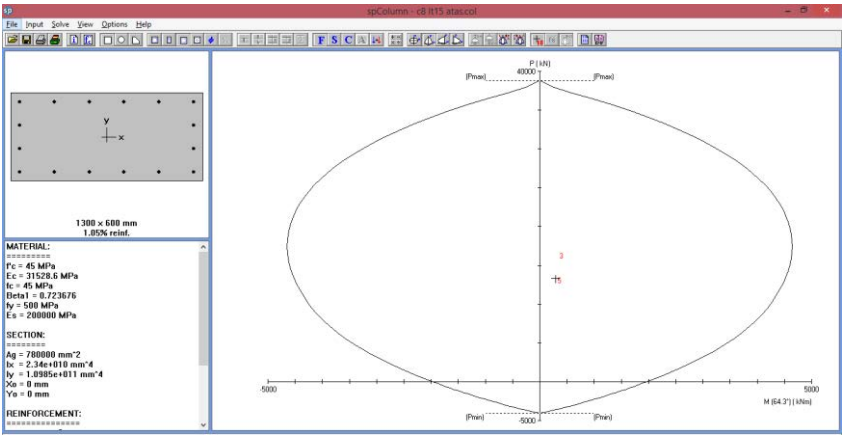
$$V_{e1} = \frac{3005.64+2582.96}{4.8} = 1164.292\ kN$$

V_u output etabs

Berdasarkan output etabs didapt nilai V_u = 173.5038 kN

V_{emaks} = 1164.292kN, $V_e > V_u \rightarrow$ OK

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1 perencanaan geser sudah memenuhi syarat dimana nilai V_e tidak boleh kurang dari nilai gaya geser terfaktor V_u.

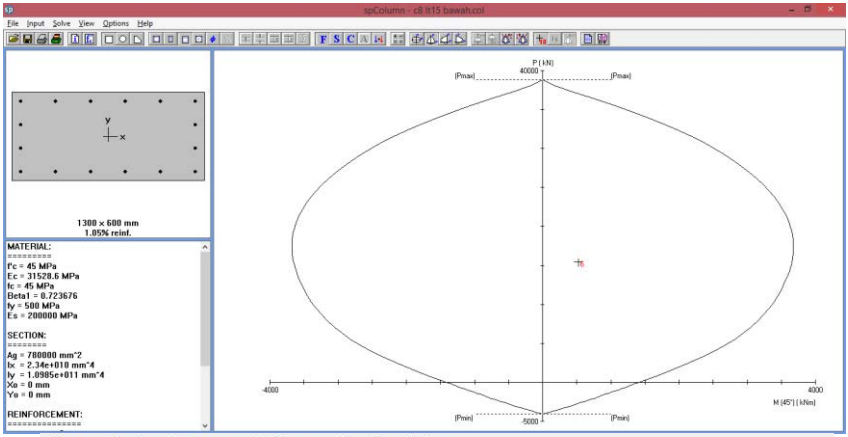


Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	18358.30	30.80	140.73	1232.92	5633.16	40.028	868	1182	0.00109	1.000
2	17605.50	34.23	150.42	1270.89	5584.82	37.127	841	1174	0.00119	1.000
3	16473.00	132.90	289.60	1964.86	4281.75	14.785	707	1010	0.00129	1.000
4	18508.50	26.90	32.77	2473.42	3013.62	91.955	658	881	0.00101	1.000
5	13291.80	127.56	265.22	1958.20	4071.42	15.351	631	998	0.00174	1.000
6	15327.30	32.24	8.39	3005.64	781.93	93.239	414	628	0.00156	1.000

*** End of output ***

Gambar 5. 16 Diagram Interaksi P-M Kolom Atas fs=1.25fy



Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	18485.50	50.65	267.69	1100.94	5818.97	21.738	895	1217	0.00108	1.000
2	17714.60	55.57	282.64	1138.02	5788.06	20.479	867	1208	0.00118	1.000
3	16593.10	33.37	156.84	1207.21	5673.50	36.173	825	1192	0.00134	1.000
4	18628.60	200.15	414.90	2013.26	4173.39	10.059	745	998	0.00102	1.000
5	13389.80	42.15	110.46	1739.39	4558.17	41.267	670	1058	0.00174	1.000
6	15425.30	368.51	368.51	2582.96	2582.96	7.009	560	830	0.00145	1.000

*** End of output ***

Gambar 5. 17 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah fs=1.25fy

Perhitungan Penulangan geser

Cek apakah kontribusi beton diabaikan atau tidak

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.2 kontribusi beton diabaikan dalam menahan geser rencana apabila :

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa, V_{sway}, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o.

  50% $V_e > V_u$

  50% x 1470.684 > 173.5038

  735.342 kN > 173.5038 kN → OK

- Gaya tekan aksial terfaktor, P_u = 18628.6 kN kurang dari Ag.f'c/20

$\frac{Ag.f'c}{20} = \frac{780000.45}{20} = 1755000N = 1755kN$

$P_u > \frac{Ag.f'c}{20}$ → diperhitungkan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.2 perhitungan kuat geser beton bila ikut berkontribusi menahan geser adalah :

$V_c = 0.17\ (1 + \frac{Nu}{14.Ag}).\lambda.\sqrt{f'c}.bw.d$

$= 0.17\ (1 + \frac{18628600}{14.780000}).1.\sqrt{45}.1300.(600 - 40 - 16 - \frac{25}{2})$

= 787957.4 N = 787.957 kN

Hitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang l_o dari ujung – ujung kolom. Besarnya nila V_s dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang 6D16 dengan nilai :

$A_v = 6.\ 0.25.\pi.\ d^2 = 1206.857\ mm^2$ dengan s = 100mm

$V_s = \frac{As.fy.d}{S} = \frac{1206.857.420.\left(600-40-16-\frac{25}{2}\right)}{100} = 2694067\ N = 2694.067$ kN

$Ø(V_c+V_s) = 0.75.(787.957+2694.067) = 2611.518 > 1470.684$ → OK

Untuk tulangan transversal penahan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5 untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurang dengan l_o di masing-masing ujung kolom) digunakan spasi minimum :

- $6d_b = 6.\ 25 = 150$mm
- 150mm

Digunakan sengkang diluar sendi plastis 6D16-150 mm

5.5.1.7 Sambungan lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B.Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.15.1 untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah 1.3 ld dengan nlai K_{tr} = 0 untuk penyederhanaan desain.

Db = 25mm

Ψe = 1(situasi lainnya)
Ψt = 1.3 (tulangan tanpa pelapis)
λ = 1(beton Normal) f'c = 45 Mpa
Ψs = 1 (tulangan > D25)

Ld = Db x $\frac{fy\ x\ \Psi t\ x\ \Psi e}{1.7\ x\ \lambda\ x\ \sqrt{f'c}} = 25\ x\ \frac{420\ x\ 1.3\ x\ 1}{1.7\ x\ 1\ x\ \sqrt{45}}$

Ld = $\left(\frac{fy\ .\Psi s\ .\Psi t\ .\Psi e}{1.1\ .\lambda\ .\sqrt{f'c}\ .\left(\frac{cb+Ktr}{db}\right)}\right) x\ db$

c_b adalah nilai terkecil dar parameter dibawah ini :

c_1 = 40 + 16 + 25/2 = 68.5 mm

$c_2 = \frac{600-2.(40+16)-25\ .\ 6}{(6-1)} = 72.6\ mm$

Maka c_b = 68.5 mm

$\frac{68.5+0}{25} = 2.74 > 2.5 \rightarrow$ ambil 2.5

Ld = $\left(\frac{420\ .1\ .1.3\ .1}{1.1\ .1\ .\sqrt{45}\ .2.5}\right) x\ 25$ = 675.1234 mm

1.3 l_d = 1.3 . 675.1234 = 877.6604 mm

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 900 mm

5.5.1.8 Hubungan Balok – Kolom

A. Hubungan Balok kolom Tepi

Cek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.2.3 dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar :

b = 1300 mm

h = 600 mm

$20d_b = 20 . 25 = 500$ mm

$b,h \geq 20d_b \rightarrow$ OK

Menghitung luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4.1 A_j merupakan perkalian tinggi joint dengan lebar efektif.

b = 550 mm

h = 700 mm

x = (600 – 550)/2 = 25mm

Tinggi joint = h = 700mm

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari :

- b+h = 550 + 700 = 1250 mm
- b + 2x = 550 + 50 = 600 mm → Dipakai
  A_j = tinggi joint x lebar efektif joint = 700 x 600 = 420000 mm^2

Menghitung tulangan transversal untuk confinement

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.3.2 spasi tulangan confinement diijinkan untuk diperbesar hingga 150 mm.
Dipakai s = 150 mm

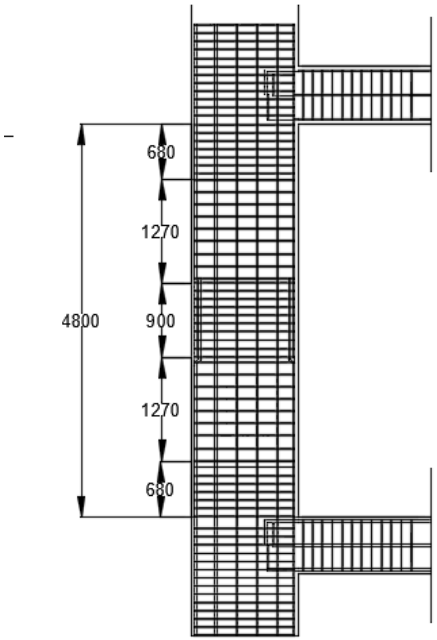
Menghitung gaya geser pada joint

- Hitung M_e
  Balok yang masuk pada joint mempunyai M_{pr} = 981.601 kNm. Pada joint, kekakuan kolom atas dan bawah adalah sama.
  M_e = 981.601 kNm
- Hitung geser pada kolom atas
  $V_{sway} = \frac{Me+Me}{lu} = \frac{981.601+981.601}{4.1} = 478.8301\ kN$
- Hitung gaya pada tulangan balok longitudinal
  Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.2.1 dalam perhitungan diasumsikan bahwa teganan pada tulangan tarik lentur adalah 1.25fy
  - ➔ Gaya tarik pada tulangan balok di bagian kanan
    A_s balok kanan 4D25 = 1964.286 mm^2
    T = A_s x 1.25fy = 1964.286 x 1.25 x 420 = 1031.25 kN
- Hitung gaya geser pada joint
  V_j = T - V_{sway}
  = 1031.25 – 478.83 = 552.42 kN

Cek kuat geser joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4.1 kuat geser joint yang dikekang di tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan adalah

$V_n = 1.2 \sqrt{f'c}.\ A_j$
$= 1.2\ .\ \sqrt{45}.\ 420000$
$= 3380934.782$ N = 3380.934 kN
$FV_n = 0.75 \times 3380.934 = 2535.701 > V_j = 552.42 \rightarrow$ OK



Gambar 5. 18 Detail Penulangan Kolom C8 1300x600

5.5.2 Perencanaan Kolom C16 Lt 14 - 30

5.5.2.1 Data Perencanaan

- Dimensi Kolom B = 800 mm ; H = 800 mm
- Tinggi Kolom = 4800 mm
- Decking = 40 mm
- Ø tul. Utama = 25 mm
- Ø tul. Sengkang = 16 mm

- Mutu besi (fy) = 420 MPa
- Mutu Beton (f'c) = 45 MPa

Tabel 5. 21 Momen dan Gaya Aksial Kolom

Kolom bawah			
Kombinasi	P	M2	M3
1.4D	-14046,7	-102,375	279,6672
1.2D+1.6L	-13396,2	-104,664	293,8114
1.2D+1.3Qe+0.1213D Max	-12961,5	-43,7117	396,3018
1.2D+1.3Qe+0.1213D Min	-13667	-256,229	23,6633
1.2D+1.3Qe-0.1213D Max	-10527,4	-25,9716	347,8395
1.2D+1.3Qe-0.1213D Min	-11232,9	-24,799	-24,799

Kolom atas			
Kombinasi	P	M2	M3
1.4D	-13938,6	62,1659	-180,826
1.2D+1.6L	-13303,6	63,6219	-189,869
1.2D+1.3Qe+0.1213D Max	-12859,4	166,379	-10,9316
1.2D+1.3Qe+0.1213D Min	-13565	20,6016	-258,305
1.2D+1.3Qe-0.1213D Max	-10444,1	155,6065	20,403
1.2D+1.3Qe-0.1213D Min	-11149,6	9,8292	-226,971

5.5.2.2 Cek Syarat Komponen Struktur Penahan Gempa

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi A_g f'c/10.

P_u = 13396.23 kN

$$A_g \text{ f'c}/10 = \frac{640000.45}{10.1000} = 2880\ kN$$

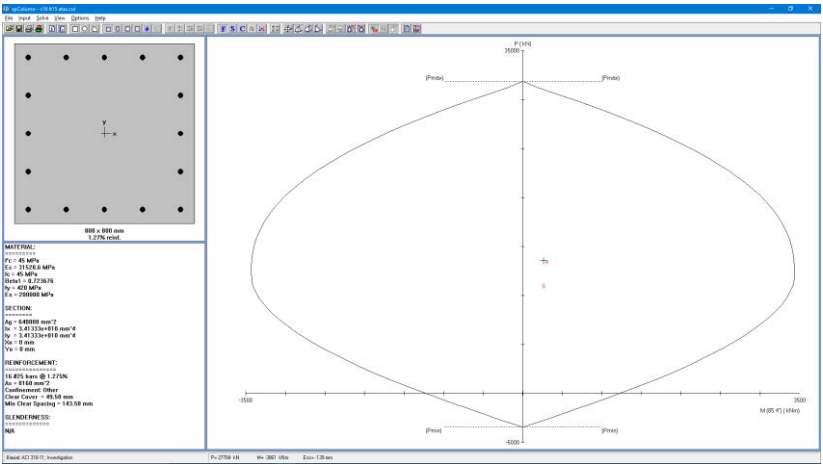
Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1.1 sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm. Sisi terpendek kolom = 800 mm → memenuhi syarat

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1.2 rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0.4.

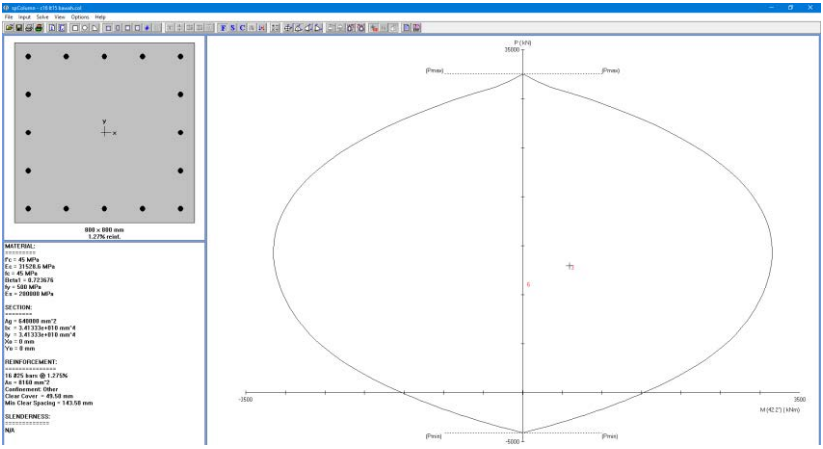
$$\frac{b}{h} = \frac{800}{800} = 1 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

5.5.2.3 Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1 luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ atau lebih dari $0.06A_g$. Dengan menggunakan program bantu sp_column gaya – gaya yang bekerja pada kolom yang didapat dari program bantu ETABS diinput masuk dalam sp_column, sehingga didapatkan rasio tulangan lentur 1.05% atau 16 D25, seperti terlihat pada gambar 5.3 dan 5.4 diagram interaksi yang dibuat dengan program sp_column.



Gambar 5. 19 Diagram Interaksi P-M Kolom Atas



Gambar 5. 20 Diagram Interaksi P-M Kolom Bawah

Dari kedua gambar diatas dapat dilihat bahwa symbol positif pada Diagram interaksi masih terdapat ditengah – tengah diagram, hal ini menunjukan bahwa penampang yang digunakan masih belum cukup efektif berdasarkan beban yang diterima oleh kolom.

- Kontrol Spasi Tulangan

  Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 7.6.1 spasi bersih minimum antar batang tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar d_b tetapi tidak kurang dari 25mm.

$$S_1 = \frac{bcolumn - 2decking - 2\emptyset sengkang - n\emptyset tul.utama}{n-1} \geq 25mm$$

$$= \frac{800 - 2.40 - 2.16 - 4.25}{4-1} = 196 \geq 25mm$$

5.5.2.4 Persyaratan Strong Column – Weak Beam

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2.2 persyaratan "strong column weak beam" harus dipenuhi dalam merancang komponen struktur yang menahan tekan (kolom) yaitu $\sum M_c \geq 1.2 \sum M_g$

Dimana :

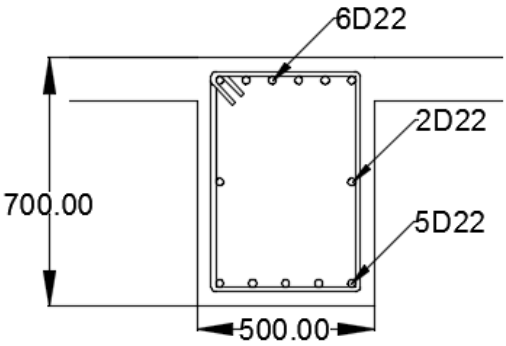
$\sum M_g$: Jumlah momen pada muka joint , yang berhubungan dengan kuat lentur nominal balok (termasuk pelat yang berada pada kondisi tension) yang merangka pada joint tersebut.

$\sum M_c$: Jumlah momen pada mka joint, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada joint tersebut, yang dihitung untuk beban aksial terfaktor konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kuat lentur terendah.

Menghitung nilai ∑ M_g

Pada kolom yang ditinjau hanya terdapat satu balok sehingga ∑ M_g adalah momen nominal dari balok G57.

- M_g pada balok G57
  b_e
  Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 13.2.4 lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu :
  $b_e = b_w + 2\ h_w = 500 + 2.580 = 1660$ mm → menentukan
  $b_e = b_w + 8h_f = 500 + 8.120 = 1460$ mm



Gambar 5. 21 Penampang Tumpuan Balok G57

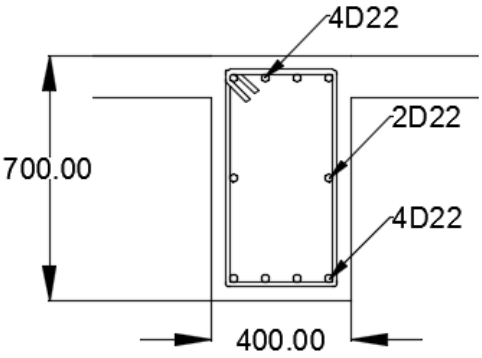
Tinggi efektif aktual (d_{actual})

Baris	Jumlah	Diameter	Spasi	Luas	Jarak	Luas x Jarak
1	5	22	71	1907.429	64	121691.429
Jumlah	5			1907.429	64	121691.429

- Letak titik berat tulangan (dari sisi luar beton) :
  $y = \frac{121691.429}{1907.429} = 64\ mm$

- Tinggi efektif aktual :
  d_{actual} = h - y
  = 700 – 64 = 636 mm
  Luas Tulangan (A_s)
  $A_{s\ tekan}$ = As_{tekan} + $A_{s\ pelat}$
  = $2281.714 + 2.(\frac{1660}{100}).0.25.\pi.10^2.\frac{240}{420}$
  = 4800.848 mm^2
  $A_{s\ tarik}$ = $A_{s\ tarik}$
  = 1901.42857 mm^2
- Besar nilai Mg
  $Mg_1 = (A_s \text{ x } fy - A_s' \text{ x } f's).(d - \frac{a}{2}) + A_s' \text{ x } f's \text{ x}(d-d')$
  $Mg1^-$ = 971.0253 kNm
  $Mg1^+$= 653.8305 kNm

- M_g pada balok G47
  b_e
  Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 13.2.4 lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu :
  $b_e = b_w + 2\ h_w$ = 400 + 2.580 = 1560 mm → menentukan
  $b_e = b_w + 8h_f$ = 400 + 8.120 = 1360 mm



Gambar 5. 22 Penampang Tumpuan Balok G57

Tinggi efektif aktual (d_{actual})

Baris	Jumlah	Diameter	Spasi	Luas	Jarak	Luas x Jarak
1	4	22	114	1521.143	64	97353.14286
Jumlah	4			1521.143	64	97353.14286

- Letak titik berat tulangan (dari sisi luar beton) :
  $y = \frac{97353.14286}{1524.143} = 64\ mm$
- Tinggi efektif aktual :
  d_{actual} = h - y
  = 700 – 64 = 636 mm
  Luas Tulangan (A_s)
  $A_{s\ tekan}$ = As_{tekan} + $A_{s\ pelat}$
  = $1521.143 + 2.(\frac{1560}{100}).0.25.\pi.10^2.\frac{240}{420}$
  = 3888.522 mm^2
  $A_{s\ tarik}$ = $A_{s\ tarik}$
  = 1521.143 mm^2
- Besar nilai Mg
  $Mg_1 = (A_s \text{ x } fy - A_s' \text{ x } f's).(d - \frac{a}{2}) + A_s' \text{ x } f's \text{ x}(d-d')$
  $Mg1^- = 873.4488$ kNm
  $Mg1^+ = 727.3738$ kNm

Menghitung Nilai ∑ M_c

Nilai M_{nc} didapat dari diagram interaksi P-M dengan sp_column. Output dari diagram interaksi kolom atas ditunjukan pada gambar 5.11 sementara untuk diagram interaksi kolom bawah ditunjukan pada gambar 5.12. ∑ M_c adalah jumlah kuat nominal dari kolom dimuka sisi atas dan bawah HBK (Hubungan Balok Kolom) dari hasil penulangan terpasang akibat kombinasi beban bergaktor.

Kuat momen harus dicek pada beban aksial maksimum yang memberikan kuat momen terendah.

Layout: Rectangular
Pattern: All Sides Equal (Cover to transverse reinforcement)
Total steel area: As = 8160 mm^2 at rho = 1.27%
Minimum clear spacing = 144 mm

16 #25 Cover = 40 mm

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	13938.60	62.17	180.83	1071.82	3117.67	17.241	679	970	0.00129	1.000
2	13303.60	63.62	189.87	1047.42	3125.86	16.463	657	967	0.00141	1.000
3	12859.40	166.38	10.93	3488.80	229.22	20.969	516	797	0.00164	1.000
4	13565.00	20.60	258.30	276.67	3468.92	13.430	547	811	0.00145	1.000
5	10444.10	155.61	20.40	3365.36	441.26	21.627	483	849	0.00227	1.000
6	11149.60	9.83	226.97	151.94	3508.58	15.458	452	776	0.00216	1.000

Gambar 5. 23 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Atas

Confinement: Other; #10 ties with #16 bars, #10 with larger bars.
phi(a) = 1, phi(b) = 1, phi(c) = 1

Layout: Rectangular
Pattern: All Sides Equal (Cover to transverse reinforcement)
Total steel area: As = 8160 mm^2 at rho = 1.27%
Minimum clear spacing = 144 mm

16 #25 Cover = 40 mm

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	14046.70	102.38	279.67	1129.43	3085.36	11.032	688	978	0.00126	1.000
2	13396.20	104.66	293.81	1102.65	3095.34	10.535	666	974	0.00139	1.000
3	12961.50	43.71	396.30	378.97	3435.81	8.670	548	837	0.00158	1.000
4	13667.00	256.23	23.66	3454.69	319.05	13.483	559	822	0.00142	1.000
5	10527.40	25.97	347.84	257.75	3452.01	9.924	453	803	0.00232	1.000
6	11232.90	24.80	24.80	2178.96	2178.96	87.865	667	1039	0.00168	1.000

Gambar 5. 24 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Bawah

<u>Kontrol syarat "strong column weak beak"</u>

Dari gambar 5.3 dan 5.4 diketahui nilai $M_{n\,atas}$ dan $M_{n\,bawah}$ adalah 1071.82 kNm dan 1129.43 kNm.

$\sum M_c = M_{c\,atas} + M_{c\,bawah}$

$= 1071.82 + 1129.43 = 2201.25$ kNm

Total M_{g1} $= (971.0253 + 727.3738) = 1698.399$ kNm

M_{g2} $= (873.4488 + 653.8305) = 1527.279$ kNm

$1.2\ M_g = 1.2 \times 1698.399 = 2038.07894$ kNm

$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_g \rightarrow$ Syarat "strong column weak beam" terpenuhi

5.5.2.5 Tulangan Transversal Untuk Pengekangan

Menentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi(hoop). Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1 tulangan hoop diperlukan sepanjang l_o dari ujung – ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar dari :

- Tinggi komponen struktur di joint, h = 800 mm
- $\frac{1}{6}$ bentang bersih komponen struktur L_n
  $\frac{1}{6} . L_n = \frac{1}{6} . 4800\text{-}700 = 666.667$ mm
- $450\ mm$
  Menentukan spasi maksimum hoop,s_{max}, pada daerah sepanjang l_o dari ujung – ujung kolom. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3 nilai s_{max} merupakan nilai terbesar dari :
- b/4 = 800/4 = 200 mm
- $6\ d_b = 6 . 25 = 150$ mm
- s_o, s_o tidak melebihi 150mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100mm.
  $s_o = 100 + \frac{350-0.5hsx}{3} = \frac{350-0.5.(800-(2.40)-(0.5.16))}{3} =$ 98mm → digunakan s= 100 mm

  Menentukan luas tulangan confinement. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 untuk daerah sepanjang l_o dari ujung – ujung kolom total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara :
- $A_{sh1} = 0.3 . \frac{sbc.f'c}{fyt} . (\frac{Ag}{Ach} - 1)$ dan $A_{sh2} = \frac{sbc.f'c}{fyt} . 0.09$

- b_c = lebar penampang inti beton terkekang
  = b-2(ts+$\frac{1}{2}ds$)=800-2(40+0.5.16)= 704mm
- A_{ch} = (b-2ts) . (h-2ts) = (800-2.40) . (800 – 2.40) =518400 mm^2
- $A_{sh1} = 0.3\ (\frac{100.45}{420}) . \left(\frac{640000}{518400} - 1\right) = 530.7937\ mm^2$
- $A_{sh2} = \frac{100.45}{420} . 0.09.704 = 678.8571 mm^2$
  Digunakan 4 D16-100 mm → A_s = 804.5714 mm^2 >678.8571mm^2 → OK
  Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5 untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurang dengan l_o di masing-masing ujung kolom) diberi hoops dengan spasi minimum :
- $6d_b$ = 6. 25= 150mm
- Dipakai 150mm
- Digunakan hoop 4D16-150 mm

5.5.2.6 Tulangan Transversal untuk beban geser

Gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (1), tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai (2) dan harus melebihi nila (3).

4. $V_{e1} = \frac{Mprc\ atas + Mprc\ bawah}{lu}$
5. $V_{e2} = \frac{Mprc^{+} + Mprc^{-}}{lu}$
6. V_u Output Etabs

Perhitungan Gaya geser desain

Perhitungan V_{e1}

$M_{prc\ atas}$, dan $M_{prc\ bawah}$ didapat dari diagram interaksi P-M kolo. Diagram interaksi didapat dengan menggunakan fs = 1.25 fy dan Ø=1. Dari gambar 5.13 dan gambar 5.14 diketahui besar $M_{prc\ atas}$, dan $M_{prc\ bawah}$:

$M_{prc\ atas}$ = 3326.19 kNm
$M_{prc\ bawah}$ = 3404.84 kNm

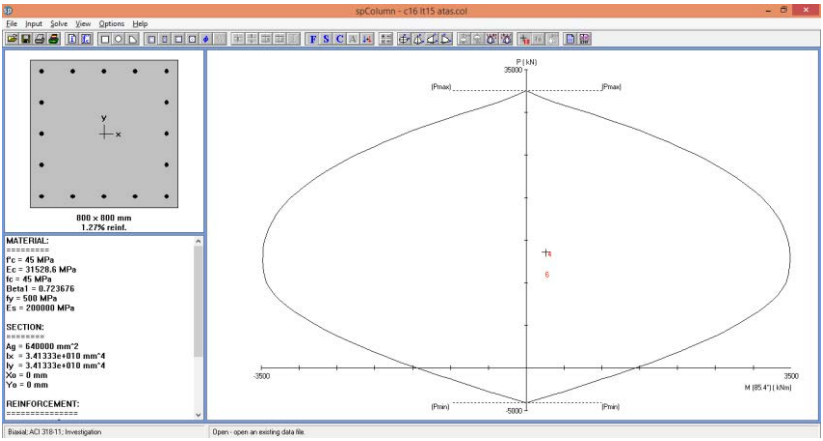
$$V_{e1} = \frac{3326.19+3404.84}{3.8} = 1402.298\ kN$$

V_u output etabs

Berdasarkan output etabs didapt nilai V_u = 163.6518 kN

V_{emaks} = 1402.298 kN, $V_e > V_u \rightarrow$ OK

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1 perencanaan geser sudah memenuhi syarat dimana nilai V_e tidak boleh kurang dari nilai gaya geser terfaktor V_u.



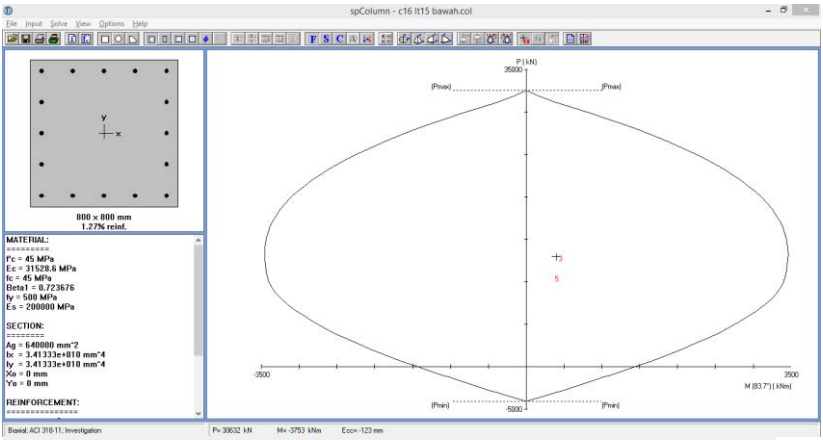

```
  Layout: Rectangular
  Pattern: All Sides Equal  (Cover to transverse reinforcement)
  Total steel area: As = 8160 mm^2 at rho = 1.27%
  Minimum clear spacing = 144 mm

  16 #25   Cover = 40 mm

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:
```

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	13938.60	62.17	180.83	1062.53	3090.66	17.092	682	971	0.00128	1.000
2	13303.60	63.62	189.87	1038.75	3099.99	16.327	660	968	0.00140	1.000
3	12859.40	166.38	10.93	3433.82	225.61	20.639	522	800	0.00159	1.000
4	13565.00	20.60	258.30	272.48	3416.40	13.226	553	813	0.00141	1.000
5	10444.10	155.61	20.40	3326.19	436.13	21.376	488	853	0.00225	1.000
6	11149.60	9.83	226.97	149.24	3446.19	15.183	456	777	0.00211	1.000

Gambar 5. 25 Diagram Interaksi P-M Kolom Atas fs=1.25fy




```
  Confinement: Other; #10 ties with #16 bars,  #10 with larger bars.
  phi(a) = 1,  phi(b) = 1,  phi(c) = 1

  Layout: Rectangular
  Pattern: All Sides Equal  (Cover to transverse reinforcement)
  Total steel area: As = 8160 mm^2 at rho = 1.27%
  Minimum clear spacing = 144 mm

  16 #25   Cover = 40 mm

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:
```

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	14046.70	102.38	279.67	1119.73	3058.88	10.938	691	979	0.00125	1.000
2	13396.20	104.66	293.81	1093.62	3069.99	10.449	668	975	0.00138	1.000
3	12961.50	43.71	396.30	374.23	3392.83	8.561	554	841	0.00155	1.000
4	13667.00	256.23	23.66	3404.84	314.44	13.288	565	825	0.00138	1.000
5	10527.40	25.97	347.84	252.29	3378.96	9.714	456	803	0.00230	1.000
6	11232.90	24.80	24.80	2165.94	2165.94	87.340	668	1039	0.00167	1.000

Gambar 5. 26 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah fs=1.25fy

<u>Perhitungan Penulangan geser</u>

Cek apakah kontribusi beton diabaikan atau tidak

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.2 kontribusi beton diabaikan dalam menahan geser rencana apabila :

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa, V_{sway}, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o.
  $50\% V_e > V_u$

50% x 1402.298 > 163.6518
701.15 kN > 163.6518 kN → OK

- Gaya tekan aksial terfaktor, P_u = 14046.7 kN kurang dari Ag.f'c/20

$\frac{Ag.f'c}{20} = \frac{640000.45}{20} = 1440000 = 1440kN$

$P_u > \frac{Ag.f'c}{20}$ → diperhitungkan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.2 perhitungan kuat geser beton bila ikut berkontribusi menahan geser adalah :

$V_c = 0.17\ (1 + \frac{Nu}{14.Ag}).\lambda.\sqrt{f'c}.bw.d$

$= 0.17\ (1 + \frac{14046700}{14.640000}).1.\sqrt{45}.800.(800 - 40 - 16 - \frac{25}{2})$

= 667360.6 N = 667.360 kN

Hitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang l_o dari ujung – ujung kolom. Besarnya nila V_s dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang 4D16 dengan nilai :

A_v = 4. 0.25.π. d^2 = 804.571 mm^2 dengan s = 100mm

$V_s = \frac{As.fy.d}{S} = \frac{804.571.420.\left(800-40-16-\frac{25}{2}\right)}{100} = 2471885\ N$

= 2471.885 kN

$Ø(V_c+V_s)$ = 0.75.(667.36+2471.885) = 2354.434 > 1402.297 → OK

Untuk tulangan transversal penahan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5 untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurang dengan l_o di masing-masing ujung kolom) digunakan spasi minimum :

- $6d_b$ = 6. 25= 150mm
- 150mm

Digunakan sengkang diluar sendi plastis 4D16-150 mm

5.5.2.7 Sambungan lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B.Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.15.1 untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah 1.3 ld dengan nlai K_{tr} = 0 untuk penyederhanaan desain.

Db = 25mm

Ψe = 1(situasi lainnya)
Ψt = 1.3 (tulangan tanpa pelapis)
λ = 1(beton Normal) f'c = 45 Mpa
Ψs = 1 (tulangan > D25)

Ld = Db x $\frac{fy\ x\ \Psi t\ x\ \Psi e}{1.7\ x\ \lambda\ x\ \sqrt{f'c}} = 25\ x\ \frac{420\ x\ 1.3\ x\ 1}{1.7\ x\ 1\ x\ \sqrt{45}}$

Ld = $\left(\frac{fy\ .\Psi s\ .\Psi t\ .\Psi e}{1.1\ .\lambda\ .\sqrt{f'c}\ .\left(\frac{cb+Ktr}{db}\right)}\right) x\ db$

c_b adalah nilai terkecil dar parameter dibawah ini :

c_1 = 40 + 16 + 25/2 = 68.5 mm

$c_2 = \frac{800-2.(40+16)-25\ .\ 6}{(6-1)} = 56.3\ mm$

Maka c_b = 56.3 mm

$\frac{56.3+0}{25} = 2.252 < 2.5 \rightarrow$ ambil 2.252

Ld = $\left(\frac{420\ .1\ .1.3\ .1}{1.1\ .1\ .\sqrt{45}\ .2.252}\right) x\ 25$ = 821.4201 mm

1.3 l_d = 1.3 . 821.4201 = 1067.846 mm

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 1100 mm

5.5.2.8 Hubungan Balok – Kolom

A. Hubungan Balok kolom Tengah

Cek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.2.3 dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar :

b = 800 mm

h = 800 mm

$20d_b = 20 . 25 = 500$ mm

$b,h \geq 20d_b \rightarrow$ OK

Menghitung luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4.1 A_j merupakan perkalian tinggi joint dengan lebar efektif.

b = 500 mm

h = 700 mm

x = (800 – 500)/2 = 150mm

Tinggi joint = h = 700mm

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari :

- b+h = 500 + 700 = 1200 mm
- b + 2x = 500 + 300 = 800 mm → Dipakai
  A_j = tinggi joint x lebar efektif joint = 700 x 800 = 560000 mm^2

Menghitung tulangan transversal untuk confinement

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.3.2 spasi tulangan confinement diijinkan untuk diperbesar hingga 150 mm.
Dipakai s = 150 mm

Menghitung gaya geser pada joint

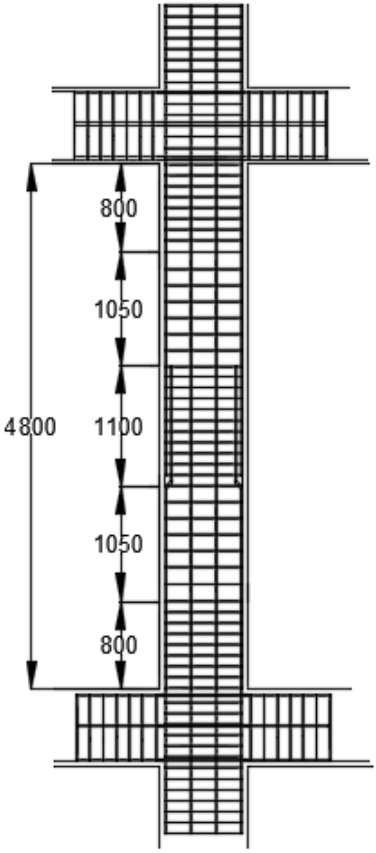
- Hitung M_e
  Balok yang masuk pada joint mempunyai M_{pr} = 939.3058 kNm dan M_{pr} = 674.2784 kNm. Pada joint, kekakuan kolom atas dan bawah adalah sama.
  M_e = (939.3058+674.2784)/2 kNm = 806.792 kNm
- Hitung geser pada kolom atas
  $V_{sway} = \frac{Me+Me}{lu} = \frac{806.792+806.792}{4.1} = 393.5571\ kN$
- Hitung gaya pada tulangan balok longitudinal
  Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.2.1 dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1.25fy
  - ➔ Gaya tarik pada tulangan balok di bagian kanan
    A_s balok kanan 4D22 = 1521.143 mm^2
    T = A_s x 1.25fy = 1521.143 x 1.25 x 420 = 798.6 kN
  - ➔ Gaya tarik pada tulangan balok di bagian kiri
    A_s balok kanan 3D22 = 1140.857 mm^2
    T = A_s x 1.25fy = 1140.857 x 1.25 x 420 = 598.9 kN
- Hitung gaya geser pada joint
  V_j = T - V_{sway}
  = (798.6+598.9) – 393.5571 = 1003.99288 kN

Cek kuat geser joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4.1 kuat geser joint yang dikekang di 4 muka yang berlawanan adalah

$V_n = 1.7 \sqrt{f'c}.\ A_j$
= 1.7 . $\sqrt{45}.$ 560000
= 6386210.144 N = 6386.210 kN

$FV_n = 0.75 \times 6386.210 = 4789.657 > V_j = 1003.993 \rightarrow$ OK



Gambar 5. 27 Detail Penulangan Kolom C16 800 x 800

5.6 Perencanaan Shear Wall

Pada tugas akhir ini terdapat lima buah shearwall yang akan dianalisa berdasarkan gaya – gaya dalam yang bekerja pada shearwall

5.6.1 Data Perencanaan Shear Wall P1

- Tinggi Dinding (h_w) = 3800mm
- Tebal Dinding (h) = 500 mm
- Panjang dinding P1 = 5550 mm
- Panjang dinding P2 = 3000 mm
- Panjang dinding P1 = 5550 mm
- Panjang dinding P2 = 3000 mm
- Mutu Beton (f'c) = 45 MPa
- Mutu Baja (fy) = 420 MPa
- Ø tulangan longitudinal = 25 mm
- Ø tulangan transversal = 16 mm

5.6.2 Kontrol Kapasitas Bebabn Aksial Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.5.2 kapasitas beban aksial shearwall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur, sehingga :

$$\emptyset \; x \; Pnv = 0.55 \; x \; \emptyset \; x \; f'cx \; Ag \; x(1 - \left(\frac{k \; x \; lc}{32 \; x \; h}\right)^2)$$

Nilai k = 0.8 → untuk dinding yang ditahan pada bagian puncak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujungnya maka diperoleh :

- Panel 1

$$\emptyset\ x\ Pnv = 0.55\ x\ \emptyset\ x\ f'cx\ Ag\ x(1 - \left(\frac{k\ x\ lc}{32\ x\ h}\right)^2)$$

$$= 0.55\ x\ 0.75\ x\ 45\ x\ (5500x500)\ x(1 - \left(\frac{0.8\ x\ 3800}{32\ x\ 500}\right)^2) = 49651393 \text{ kN}$$

- Panel 2

$$\emptyset\ x\ Pnv = 0.55\ x\ \emptyset\ x\ f'cx\ Ag\ x(1 - \left(\frac{k\ x\ lc}{32\ x\ h}\right)^2)$$

$$= 0.55\ x\ 0.75\ x\ 45\ x\ (3000x500)\ x(1 - \left(\frac{0.8\ x\ 3800}{32\ x\ 500}\right)^2) = 26838591 \text{ kN}$$

- Panel 3

$$\emptyset\ x\ Pnv = 0.55\ x\ \emptyset\ x\ f'cx\ Ag\ x(1 - \left(\frac{k\ x\ lc}{32\ x\ h}\right)^2)$$

$$= 0.55\ x\ 0.75\ x\ 45\ x\ (5500x500)\ x(1 - \left(\frac{0.8\ x\ 3800}{32\ x\ 500}\right)^2) = 49651393 \text{ kN}$$

- Panel 4

$$\emptyset\ x\ Pnv = 0.55\ x\ \emptyset\ x\ f'cx\ Ag\ x(1 - \left(\frac{k\ x\ lc}{32\ x\ h}\right)^2)$$

$$= 0.55\ x\ 0.75\ x\ 45\ x\ (3000x500)\ x(1 - \left(\frac{0.8\ x\ 3800}{32\ x\ 500}\right)^2) = 26838591 \text{ kN}$$

5.6.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Untuk semua segmen shearwall harus memenuhi persyarata SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.4 , dimana nila V_n tidak boleh lebih besar dari 0.66 $A_{cv}\sqrt{f'c}$

- Panel 1
  $Vnx = \frac{Vu1}{\emptyset} = \frac{1460}{0.75} = 1947249$ kN
  $A_{cv1} = l_{wx}$ x t = 5550 x 500 = 2775000 mm^2
  0.66 $A_{cv}\sqrt{f'c}$ = 0.66 x 2775000 x $\sqrt{45}$ = 12286076 kN
  V_{nx} < 0.66 $A_{cv}\sqrt{f'c}$ → OK
- Panel 2
  $Vnx = \frac{Vu1}{\emptyset} = \frac{567}{0.75} = 756379.9$ kN
  $A_{cv1} = l_{wx}$ x t = 3000 x 500 = 1500000 mm^2
  0.66 $A_{cv}\sqrt{f'c}$ = 0.66 x 1500000 x $\sqrt{45}$ = 6641122 kN
  V_{nx} < 0.66 $A_{cv}\sqrt{f'c}$ → OK
- Panel 3
  $Vnx = \frac{Vu1}{\emptyset} = \frac{1708}{0.75} = 2277946$ kN
  $A_{cv1} = l_{wx}$ x t = 5550 x 500 = 2775000 mm^2
  0.66 $A_{cv}\sqrt{f'c}$ = 0.66 x 2775000 x $\sqrt{45}$ = 12286076 kN
  V_{nx} < 0.66 $A_{cv}\sqrt{f'c}$ → OK
- Panel 4
  $Vnx = \frac{Vu1}{\emptyset} = \frac{722.38}{0.75} = 963174.1$ kN
  $A_{cv1} = l_{wx}$ x t = 3000 x 500 = 1500000 mm^2
  0.66 $A_{cv}\sqrt{f'c}$ = 0.66 x 1500000 x $\sqrt{45}$ = 6641122 kN
  V_{nx} < 0.66 $A_{cv}\sqrt{f'c}$ → OK

5.6.4 Perhitungan Jumlah Lapis Tulangan yang Dibutuhkan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 bila V_u melebihi $0.17\ \lambda.A_{cv}.\sqrt{f'c}$ harus digunakan dua tirai tulangan

- Panel 1
  A_{cv} = l x h = 2775000 mm^2
  $V_{u1} \geq 0.17\ \lambda.A_{cv}.\sqrt{f'c}$
  1947249 $<$ 0.17 . 1 . 2775000. $\sqrt{45}$ = 3164595 → 1 Tirai
- Panel 2
  A_{cv} = l x h = 1500000
  $V_{u2} \geq 0.17\ \lambda.A_{cv}.\sqrt{f'c}$
  756379.9 $\geq$ 0.17 . 1 . 1500000 . $\sqrt{45}$ = 1710592 → 1 Tirai
- Panel 3
  A_{cv} = l x h = 2775000 mm^2
  $V_{u3} \geq 0.17\ \lambda.A_{cv}.\sqrt{f'c}$
  2277946 $<$ 0.17 . 1 . 2775000. $\sqrt{45}$ = 3164595 → 1 Tirai
- Panel 4
  A_{cv} = l x h = 1500000
  $V_{u4} \geq 0.17\ \lambda.A_{cv}.\sqrt{f'c}$
  963174 $\geq$ 0.17 . 1 . 1500000 . $\sqrt{45}$ = 1710592 → 1 Tirai

5.6.5 Perhitungan Kuat Geser yang Disumbangkan Beton

Menentukan kuat geser beton (V_c) berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.6 dimana V_c diambil yang lebih kecil diantara persamaan berikut :

- Panel 1

  d = 0.8 x $l_{w=}$ 4440 mm

  $V_{c1} = 0.27.\lambda.\sqrt{f'c}\ .\ h\ .\ d + \frac{Pu\ .\ d}{4.lw}$

  $= 0.27.1.\sqrt{45}\ .\ 500\ .\ 4440 + \frac{49651393\ .4440}{4.5550}$

  =13951176 N

  $V_{c2} = \left[0.05.\lambda.\sqrt{f'c}\ \frac{lw.(\ 0.1.\lambda.\sqrt{f'c}\ +0.2\ \frac{Pu}{lw.h}}{\frac{Mux}{Vux} - \frac{lw}{2}}\right].h.d$

  $=\left[0.05.1.\sqrt{45} + \frac{5550.(\ 0.1.1.\sqrt{45}\ +0.2\ \frac{49651393}{5550\ .500}}{\frac{33834585700}{1460437} - \frac{5550}{2}}\right].500.4440$

  = 15005680 N

  Digunakan V_c = 13951176 = 13951.18 kN

- Panel 2

  d = 0.8 x l_w = 2400 mm

  $V_{c1} = 0.27.\lambda.\sqrt{f'c}\ .\ h\ .\ d + \frac{Pu\ .\ d}{4.lw}$

  $= 0.27.1.\sqrt{45}\ .\ 500.2400 + \frac{26838591\ .2400}{4.3000}$

  = 50749927 = 50749.927 kN

  $V_{c2} = \left[0.05.\lambda.\sqrt{f'c} + \frac{lw.(\ 0.1.\lambda.\sqrt{f'c}\ +0.2\ \frac{Pu}{lw.h}}{\frac{Mux}{Vux} - \frac{lw}{2}}\right].h.d$

  $=\left[0.05.1.\sqrt{45} + \frac{3000.(\ 0.1.1.\sqrt{45}\ +0.2\ \frac{26838591}{3000\ .500}}{\frac{859294900}{58624.4} - \frac{3000}{2}}\right].500.2400$

  = 1862622 = 1862.622 kN

  Digunakan V_c =1862.622 kN

- Panel 3

  d = 0.8 x $l_{w=}$ 4440 mm

  $V_{c1} = 0.27.\lambda.\sqrt{f'c}\ .\ h\ .\ d + \frac{Pu\ .\ d}{4.lw}$

  $= 0.27.1.\sqrt{45}\ .\ 500\ .\ 4440 + \frac{49651393\ .4440}{4.5550}$

  =13951176 N

  $V_{c2} = \left[0.05.\lambda.\sqrt{f'c}\ \frac{lw.(\ 0.1.\lambda.\sqrt{f'c}\ +0.2\ \frac{Pu}{lw.h}}{\frac{Mux}{Vux} - \frac{lw}{2}}\right].h.d$

  $=\left[0.05.1.\sqrt{45} + \frac{5550.(\ 0.1.1.\sqrt{45}\ +0.2\ \frac{49651393}{5550\ .500}}{\frac{16185961300}{1571131} - \frac{5550}{2}}\right].500.4440$

= 6725180 N

Digunakan V_c = 6725.18

- Panel 4

d = 0.8 x l_w = 2400 mm

$V_{c1} = 0.27.\lambda.\sqrt{f'c}$. h . d + $\frac{Pu\ .\ d}{4.lw}$

= $0.27.1.\sqrt{45}$. 500.2400 + $\frac{26838591\ .2400}{4.3000}$

= 50749927 = 50749.927 kN

$V_{c2} = \left[0.05.\lambda.\sqrt{f'c} + \frac{lw.(\ 0.1.\lambda.\sqrt{f'c}\ +0.2\frac{Pu}{lw.h}}{\frac{Mux}{Vux}-\frac{lw}{2}}\right].h.d$

$=\left[0.05.1.\sqrt{45} + \frac{3000.(\ 0.1.1.\sqrt{45}\ +0.2\frac{26838591}{3000\ .500}}{\frac{1084500600}{67557.7}-\frac{3000}{2}}\right].500.2400$

= 1628474 = 1628.474 kN

Digunakan V_c =1628.474 kN

5.6.6 Perhitungan Tulangan Transversal Dan Longitudinal

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3 spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi dari poin berikut :

- $L_w/5 = \frac{3000}{5}$ = 600 mm
- 3.h = 3 . 500 = 1500 mm
- 450 mm

<u>Hitung tulangan transversal untuk menahan geser</u>

- Panel 1

$V_s = \frac{Vux}{\emptyset} - Vc = \frac{1460437}{0.75} - 4020926 = -2073676.3$

Digunakan tulangan transversal 2D16 dengan s = 150mm

$\rightarrow A_{vt}$ = 402 mm^2

$V_s = \frac{Avt\ .fy.d}{s} = \frac{402\ .420.4440}{150}$ = -5001.216 kN

Kontrol rasio tulangan minimum :

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2, rasio dari tulangan geser horizontal terhadap luas bruto penampang vertical dinding, ρ_u, tidak boleh kurang dari 0.0025.

$\rho_t = \frac{Avt}{t.s} = \frac{402}{500.150} = 0.00536 > 0.0025 \rightarrow$ OK

- Panel 2

$V_s = \frac{Vux}{\emptyset} - Vc = \frac{58624.4}{0.75} - 1769072 =$ -1690.90 kN

Digunakan tulangan transversal 2D16 dengan s = 150mm $\rightarrow A_{vt} = 402$ mm^2

$V_s = \frac{Avt.fy.d}{s} = \frac{402.420.2400}{150} = 2703.36$ kN

Kontrol rasio tulangan minimum :

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2, rasio dari tulangan geser horizontal terhadap luas bruto penampang vertical dinding, ρ_u, tidak boleh kurang dari 0.0025.

$\rho_t = \frac{Avt}{t.s} = \frac{402}{500.150} = 0.00536 > 0.0025 \rightarrow$ OK

- Panel 3

$V_s = \frac{Vux}{\emptyset} - Vc = \frac{1571131}{0.75} - 4020926 = -1926.08$ kN

Digunakan tulangan transversal 2D16 dengan s = 150mm $\rightarrow A_{vt} = 402$ mm^2

$V_s = \frac{Avt.fy.d}{s} = \frac{402.420.4440}{150} = 5001.216$ kN

Kontrol rasio tulangan minimum :

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2, rasio dari tulangan geser horizontal terhadap luas bruto penampang vertical dinding, ρ_u, tidak boleh kurang dari 0.0025.

$\rho_t = \frac{Avt}{t.s} = \frac{402}{500.150} = 0.00536 > 0.0025 \rightarrow$ OK

- Panel 4

$V_s = \frac{Vux}{\emptyset} - Vc = \frac{67557.5}{0.75} - 1628474 =$ -1538.4 kN

Digunakan tulangan transversal 2D16 dengan s = 150mm $\rightarrow A_{vt} = 402$ mm^2

$V_s = \frac{Avt.fy.d}{s} = \frac{402.420.2400}{150} = 2703.36$ kN

Kontrol rasio tulangan minimum :

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2, rasio dari tulangan geser horizontal terhadap luas bruto penampang vertical dinding, ρ_u, tidak boleh kurang dari 0.0025.

$$\rho_t = \frac{Avt}{t\,.s} = \frac{402}{500\,.150} = 0.00536 > 0.0025 \rightarrow \text{OK}$$

Hitung tulangan longitudinal menahan geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4, rasio dari tulangan geser vertical terhadap luas bruto penampang horizontal dinding, $\rho_{u,}$ tidak boleh kurang dari :

$\rho_n = 0.0025 + 0.5\,.\,(2.5 + \frac{hw}{lw}).(\rho h - 0.0025)$

$= 0.0025 + 0.5\,.\,(2.5 + \frac{3800}{5550}).(0.00536 - 0.0025)$

$= 0.00706$

$A_v = \rho_n\,.\,h\,.\,s_1$, direncanakan $s_1 = 100$mm

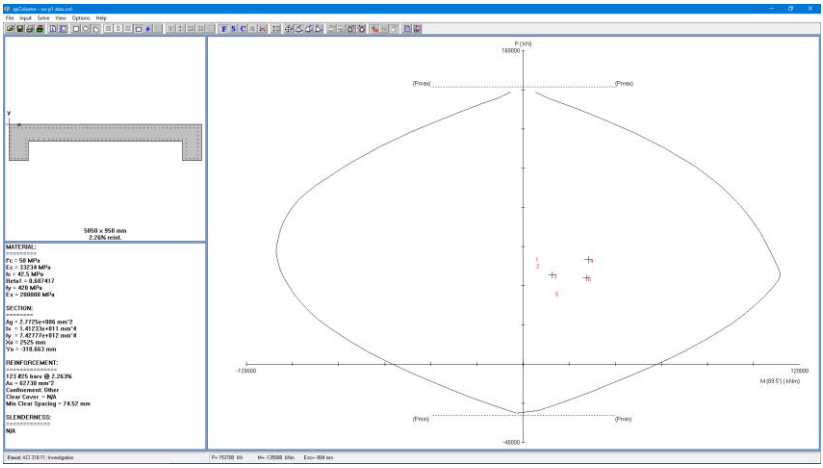
$= 0.00706\,.\,500\,.\,100$

$= 353.008\ mm^2$

Digunakan tulangan longitudinal direncanakan menggunakan D25-100 ($Av = 491.07\ mm^2$)

Kontrol tulangan penahan kombinasi aksial dan lentur

Dari hasil perhitungan sebelumnya telah didapatkan tulangan longitudinalnya yaitu D25-100. Pengecekan dilakukan dengan diagram interaksi P-M hasil program Spcolumn. Dari gambar 5.22 diketahui bahwa persyaratan tulangan shear wall yang dirancang masih memenuhi persyaratan.



Gambar 5. 28 Diagram Interaksi P-M Shear Wall

5.6.7 Kuat Geser Nominal Dinding Geser

$$\text{Ø}V_n = A_{cv}\ (\alpha_c . \sqrt{f'c} + \rho t . Fy)$$

- Panel 1

$$\frac{hw}{lw} = \frac{192.6*1000}{5550} = 34.7$$

$$\alpha_c = 0.17$$

$$\text{Ø}V_n = A_{cv}\ (\alpha_c . \sqrt{f'c} + \rho t . Fy)$$

$$= 0.55*2775000\ (0.17 . \sqrt{45} + 0.00536 . 420)$$

$$= 5178863\ N > 1460437\ N$$

- Panel 2

$$\frac{hw}{lw} = \frac{192.6*1000}{3000} = 64.2$$

$$\alpha_c = 0.17$$

$$\text{Ø}V_n = A_{cv}\ (\alpha_c . \sqrt{f'c} + \rho t . Fy)$$

= 0.55*1500000 (0.17. $\sqrt{45}$+ 0.00536. 420)
= 2799386 N > 58624.4 N

- Panel 3

$\frac{hw}{lw} = \frac{192.6*1000}{5550} = 34.7$

α_c = 0.17

$\emptyset V_n = A_{cv} (\alpha_c . \sqrt{f'c} + \rho t . Fy)$

= 0.55*2775000 (0.17. $\sqrt{45}$+ 0.00536. 420)

= 5178863 N > 1571131 N

- Panel 4

$\frac{hw}{lw} = \frac{192.6*1000}{3000} = 64.2$

α_c = 0.17

$\emptyset V_n = A_{cv} (\alpha_c . \sqrt{f'c} + \rho t . Fy)$

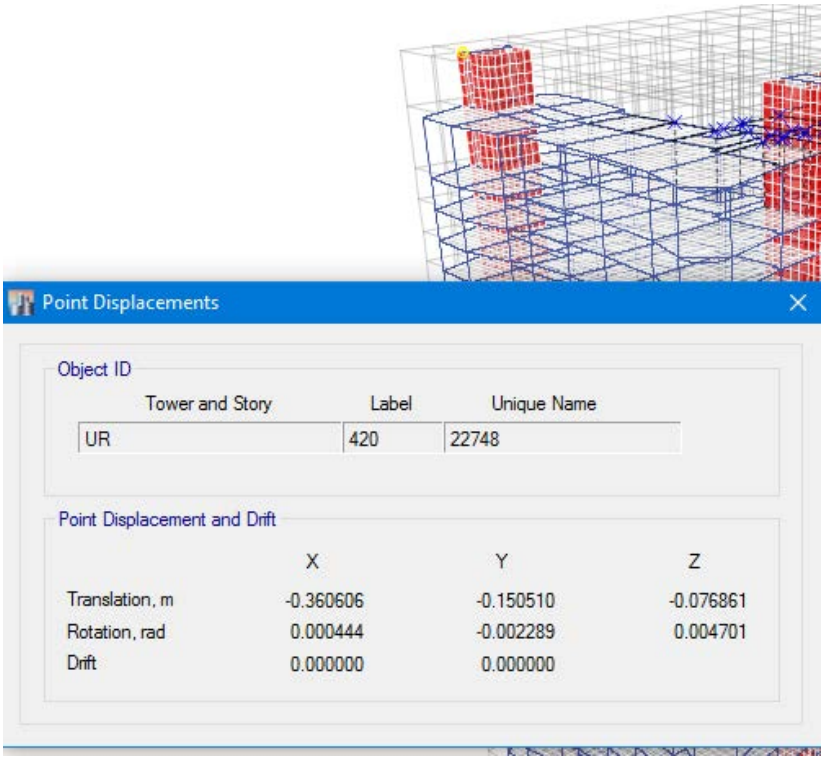
= 0.55*1500000 (0.17. $\sqrt{45}$+ 0.00536. 420)
= 2799386 N > 67557.5 N

5.6.8 Kontrol dan Desain elemen pembatas

1. Perhitungan apakah dibutuhkan elemen pembatas khusus

   Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.2 penentuan elemen pembatas khusus berdasrkan pendekatan perpindahan (Displacement method) dimana elemen pembatas diperlukan apabila :

   $c \geq \frac{lw}{600.(\frac{\delta u}{hw})}$, dan $(\frac{\delta u}{hw})$ tidak boleh diambil kurang dari 0.007. Nilai δu adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing – masing arah.



Gambar 5. 29 Besaran *Joint Displacement* Dinding Geser

Dari gambar 5.23 didapatkan nilai δu yaitu sebesar 360 mm, sehingga :

- $(\frac{\delta u}{hw}) = (\frac{360}{196200}) = 0.0018$
- $(\frac{\delta u}{hw}) < 0.007 \rightarrow$ dipakai $(\frac{\delta u}{hw}) = 0.007$
- $\frac{lw}{600.(\frac{\delta u}{hw})} = \frac{5500}{600.(0.007)} = 1309.52$ mm

Dari output sp_column didapatkan nilai c sebesar 1724 mm.

$1724 \geq 1309.52$

$c \geq \frac{lw}{600.(\frac{\delta u}{hw})}$ → dibutuhkan elemen pembatas

2. Penentuan panjang elemen pembatas khusus
   Dari ketentuan diatas, panel tersebut harus diberi elemen pembatas. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, elemen pembatas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang daripada (c -0.1 l_w) dan c/2

- (1724 - 0.1 5500) = 1174 mm
- c/2 = 1724/2 = 862 mm

Direncanakan sengkang 6D16-300 (As = 1206.372 mm^2)
Maka dengan clear cover 50mm panjang boundary element terpasang sebesar 1174 mm
Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 23.6.4.4, bahwa luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari :

$A_{sh} = 0.3 \text{ x } (\frac{s.bc.f'c}{fyt}) . \left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right)$ dan

$A_{sh} = 0.09 . (\frac{s.bc.f'c}{fyt})$

Didapatkan :

$A_{sh} = 0.3 \text{ x } (\frac{300 . (500-2\left(50+\frac{16}{2}\right)) .45}{420}) . \left(\frac{1174\ x\ 500}{(1174-50)x(500-50)} - 1\right)$

$= 594.44 \text{ mm}^2$

$A_{sh} = 0.09 . (\frac{s.bc.f'c}{fyt})$

$= 1110.85 \text{ mm}^2 < Av = 1206.372 \text{ mm}^2$ → OK

BAB VI
ANALISA P-DELTA

6.1 Prosedur Analisa P-Delta

Dalam Tugas akhir ini akan dilakukan analisa p-delta dimana analisa p-delta akan dilakukan secara otomatis pada program bantu ETABS dengan berdasar pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.7 , juga dengan berdasarkan analisa P-delta pada struktur gedung ini akan di cek kestabilan dari struktur.

P-Delta option yang akan digunakan pada analisa yaitu berupa iterative based on loads dimana beban yang bekerja adalah beban – beban vertical sebagai contohnya beban dead (beban sendiri) , live (beban hidup), dan Superimposed dead load (beban mati tambahan).

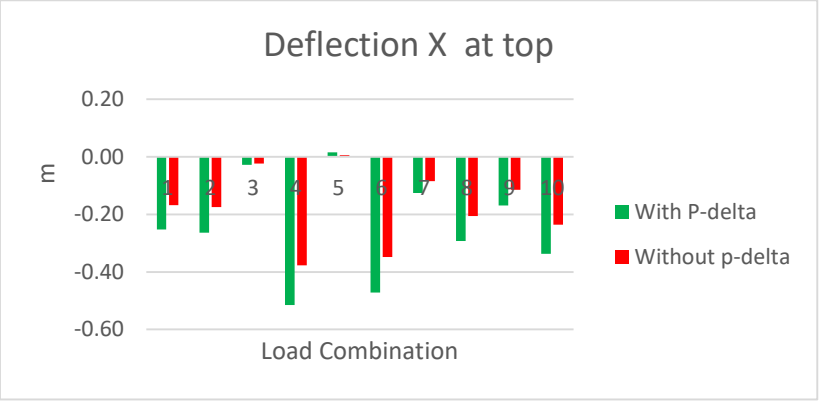
6.2 Analisa P-Delta

Pada hasil analisa sebelumnya dimana efek P-delta diabaikan akan dibandingkan dengan hasil analisa setelah efek P-delta diikut sertakan dalam analisa.Pada Tugas Akhir ini akan ditinjau bagian yang ditinjau adalah pada kolom ekterior serta balok yang berdekatan. Perbandingan Antara sebelum dan sesudah efek P-delta dapat dilihat pada table – table serta grafik – grafik berikut :

1. Pada tabel 6.1 diperoleh persen perbedaan yang apabila dirata – rata > 10% maka pengaruh P-Delta dalam analisa defleksi arah X harus dipertimbangkan dalam analisa struktur.

Tabel 6. 1 Tabel Perbandingan Defleksi Arah X Pada Atap

Deflection X at Top (mm)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-0.17	-0.25	50.58%
2	1.2D+1.6L	-0.17	-0.26	50.74%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-0.02	-0.03	19.25%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-0.38	-0.52	36.62%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	0.006	0.016	182.73%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-0.35	-0.47	35.45%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-0.09	-0.13	47.54%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-0.21	-0.29	41.90%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-0.11	-0.17	48.32%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-0.24	-0.34	42.97%

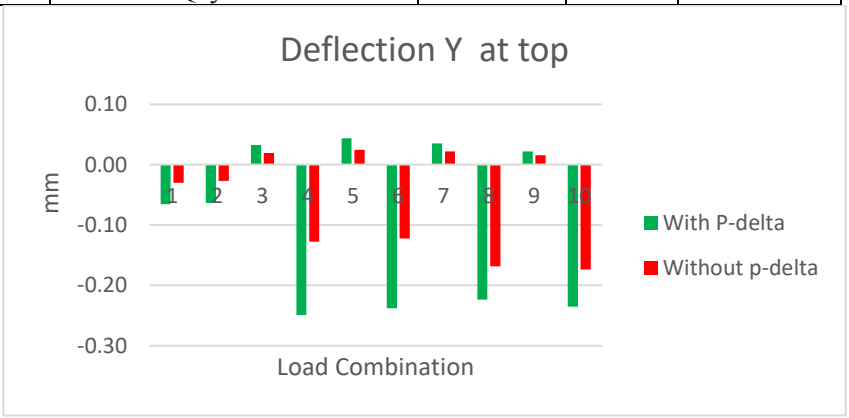


Gambar 6. 1 Grafik Defleksi X Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

2. Pada tabel 6.2 diperoleh persen perbedaan yang apabila dirata – rata > 10% maka pengaruh P-Delta dalam analisa defleksi arah Y harus dipertimbangkan dalam analisa struktur.

Tabel 6. 2 Tabel Perbandingan Defleksi Arah Y Pada Atap

Deflection Y at Top (mm)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-0.03	-0.07	117.37%
2	1.2D+1.6L	-0.03	-0.06	138.40%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	0.02	0.03	70.10%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-0.13	-0.25	95.71%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	0.02	0.04	80.28%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-0.12	-0.24	94.79%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	0.02	0.04	59.65%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-0.17	-0.22	32.76%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	0.02	0.02	40.31%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-0.17	-0.24	35.32%

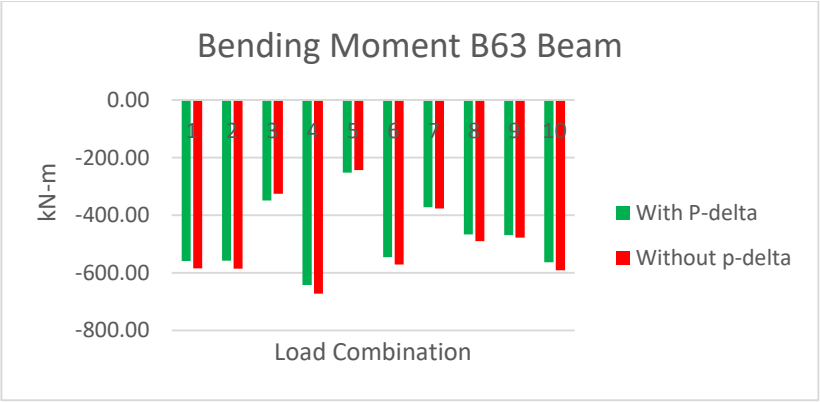


Gambar 6. 2 Grafik Defleksi Y Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

3. Pada tabel 6.3 diperoleh persen perbedaan yang apabila dirata – rata < 10% maka pengaruh P-Delta dalam analisa Bending moment B63 dapat diabaikan dalam analisa struktur.

Tabel 6. 3 Tabel perbandingan Bending Moment B63

Bending moment of members (kN-m)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-585.20	-559.33	-4.42%
2	1.2D+1.6L	-585.30	-558.37	-4.60%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-325.12	-348.99	7.34%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-672.32	-642.23	-4.48%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-242.72	-252.07	3.85%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-570.92	-545.31	-4.49%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-376.45	-371.84	-1.22%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-490.34	-466.95	-4.77%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-477.86	-468.76	-1.90%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-591.74	-563.87	-4.71%

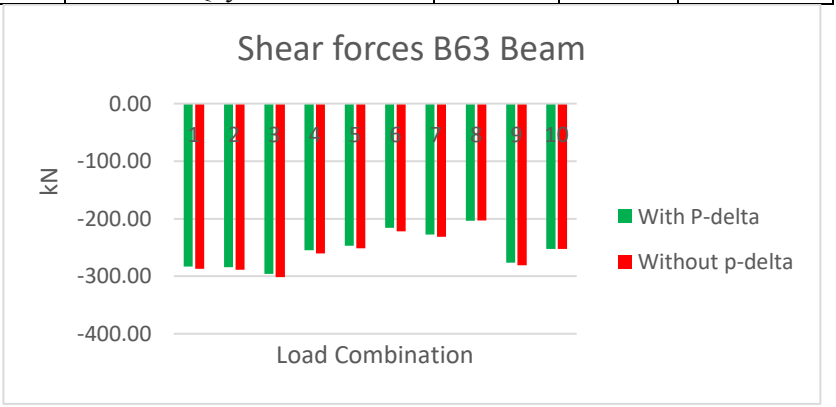


Gambar 6. 3 Grafik Bending Moment B63 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

4. Pada tabel 6.4 diperoleh persen perbedaan yang apabila dirata – rata < 10% maka pengaruh P-Delta dalam analisa Shear Force dapat diabaikan dalam analisa struktur.

Tabel 6. 4 Tabel Perbandingan Shear Forces B63

Shear Force B63				
Shear forces of members (kN)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1.0	1.4D	-287.24	-282.94	-1.49%
2.0	1.2D+1.6L	-288.71	-284.09	-1.60%
3.0	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-301.16	-295.94	-1.73%
4.0	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-260.15	-254.56	-2.15%
5.0	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-251.39	-246.91	-1.78%
6.0	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-221.68	-215.61	-2.74%
7.0	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-231.10	-227.30	-1.64%
8.0	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-202.98	-203.28	0.15%
9.0	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-280.88	-276.33	-1.62%
10.0	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-252.75	-252.31	-0.17%

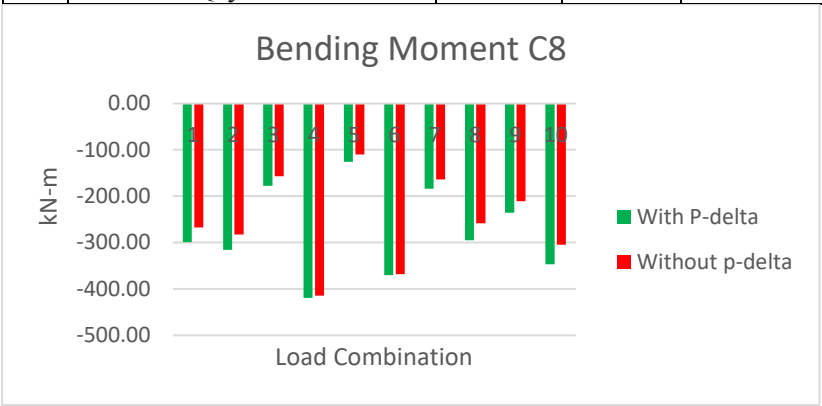


Gambar 6. 4 Grafik Shear Forces B63 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta *Tiap Load Combination*nya

5. Pada tabel 6.5 diperoleh persen perbedaan yang apabila dirata – rata > 10% maka pengaruh P-Delta dalam analisa Bending moment harus diperhitungkan dalam analisa struktur.

Tabel 6. 5 Tabel Perbandingan Bending Moment C8

Column C8 Fl 14				
Bending moment of members (kN-m)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-267.69	-299.55	11.90%
2	1.2D+1.6L	-282.64	-315.61	11.67%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-156.84	-178.11	13.56%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-414.90	-419.15	1.02%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-110.46	-126.21	14.26%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-368.51	-370.52	0.55%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-164.20	-184.09	12.12%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-258.73	-295.10	14.06%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-210.59	-236.00	12.07%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-305.12	-347.00	13.73%

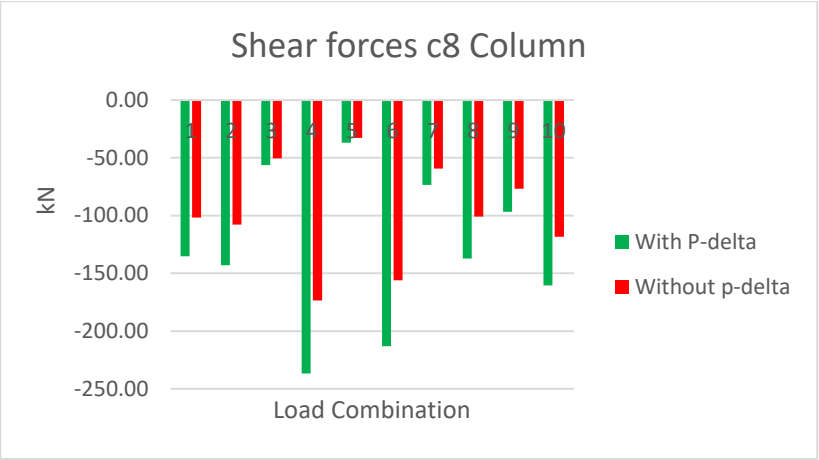


Gambar 6. 5 Grafik Bending Momen B63 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

6. Pada tabel 6.6 diperoleh persen perbedaan yang apabila dirata – rata > 10% maka pengaruh P-Delta dalam analisa shear forces harus dipertimbangkan dalam analisa struktur.

Tabel 6. 6 Tabel Perbandingan Shear Forces C8

Shear Force Column C8 FL 14				
Shear forces of members (kN)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-101.57	-135.18	33.09%
2	1.2D+1.6L	-107.69	-143.02	32.80%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-50.38	-56.14	11.43%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-173.50	-236.49	36.31%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-32.78	-36.88	12.50%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-155.90	-213.07	36.67%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-59.19	-73.35	23.93%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-100.77	-137.08	36.03%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-76.79	-96.78	26.03%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-118.37	-160.50	35.60%



Gambar 6. 6 Grafik Shear Forces C8 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

Diskusi

Dari hasil perbandingan table dan grafik diatas maka dapat diambil beberapa poin yaitu :

A. Defleksi Pada Atap

1. Perubahan Defleksi pada arah X adalah 19-182%
2. Perubahan Defleksi padah arah Y adalah 30-140%

B. Balok arah X (B63)

1. Perubahan Bending moment balok adalah -3% sampai -14%
2. Perubahan Shear force balok adalah -2% sampai -8%

C. Kolom C8 Fl 14

1. Perubahan Bending momen kolom adalah 0.5-15%
2. Perubahan Shear force kolom adalah 11-37%

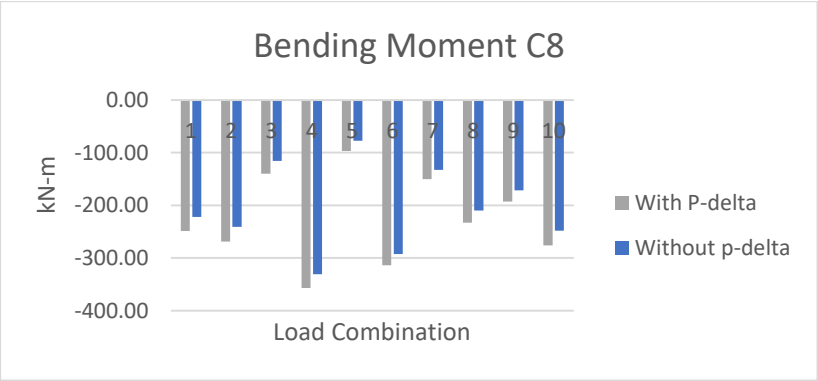
6.2.1 Perbandingan Beda Gaya Dalam Kolom Tiap Lantainya

Pada hasil rekapan berikut akan ditampilkan grafik dan tabel mengenai Bending momen dan Shear forces dari C8 tiap 10 lantai dimulai dari lantai 14 agar dapat dilakukan perbandingan :

1. Bending momen dan shear forces dari kolom C8 pada lantai 24

Tabel 6. 7 Tabel Perbandingan Bending Momen C8 Fl 24

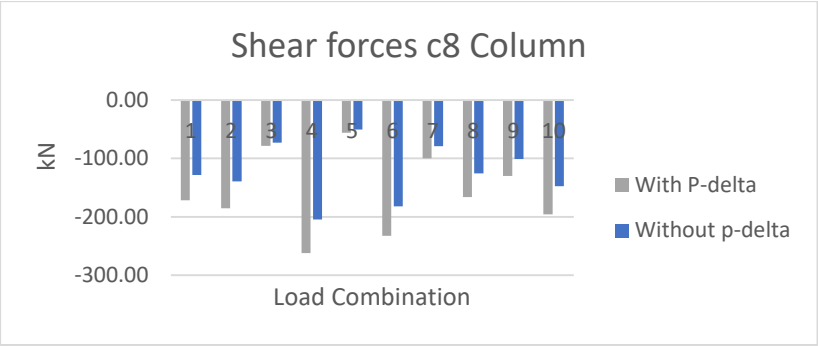
Column C8 Fl 24				
Bending moment of members (kN-m)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-221.67	-248.82	12.25%
2	1.2D+1.6L	-240.63	-268.77	11.69%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-115.68	-140.06	21.07%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-330.68	-357.14	8.00%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-77.27	-96.94	25.46%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-292.27	-314.03	7.44%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-132.84	-149.94	12.87%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-209.64	-232.72	11.00%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-171.25	-193.06	12.73%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-248.06	-275.83	11.20%



Gambar 6. 7 Grafik Bending Momen C8 FL 24 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

Tabel 6. 8 Tabel Perbandingan Shear Forces C8 Fl 24

Shear Force Column C8 FL 24				
Shear forces of members (kN)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-128.25	-171.78	33.93%
2	1.2D+1.6L	-139.54	-185.14	32.68%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-72.72	-78.49	7.94%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-204.36	-262.39	28.40%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-50.49	-55.73	10.37%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-182.14	-232.63	27.72%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-78.90	-100.04	26.80%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-125.36	-166.23	32.61%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-101.12	-129.81	28.37%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-147.58	-196.00	32.81%

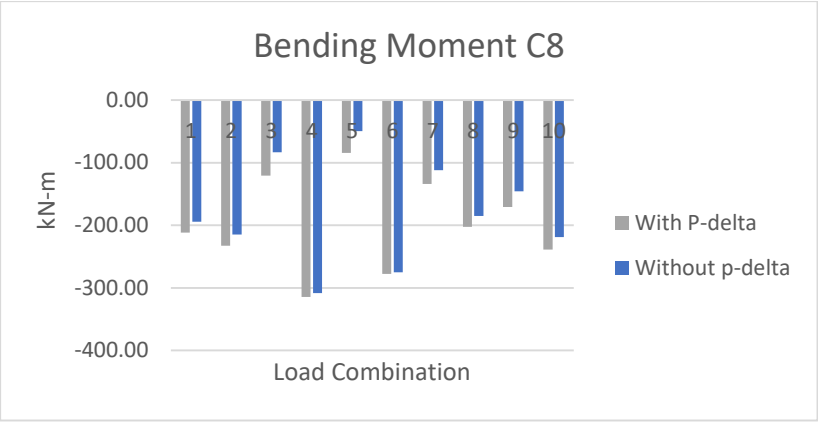


Gambar 6. 8 Grafik Shear Forces C8 FL 24 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

2. Bending momen dan shear forces dari kolom C8 pada lantai 34

Tabel 6. 9 Tabel Perbandingan Bending Momen C8 Fl 34

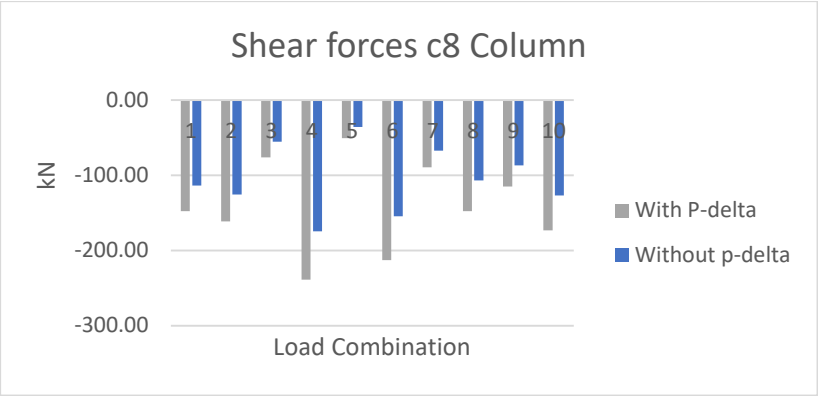
Column C8 Fl 34				
Bending moment of members (kN-m)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-194.34	-211.67	8.92%
2	1.2D+1.6L	-214.52	-232.50	8.38%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-83.13	-120.81	45.33%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-308.50	-314.52	1.95%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-49.45	-84.13	70.13%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-274.83	-277.84	1.10%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-111.83	-133.95	19.78%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-185.22	-202.21	9.17%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-145.51	-170.63	17.27%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-218.90	-238.89	9.14%



Gambar 6. 9 Grafik Bending Momen C8 FL 34 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

Tabel 6. 10 Tabel perbandingan Shear Forces C8 Fl 34

Shear Force Column C8 FL 34				
Shear forces of members (kN)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-113.72	-147.64	29.83%
2	1.2D+1.6L	-125.83	-161.39	28.26%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-55.32	-76.08	37.53%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-174.39	-238.70	36.88%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-35.61	-50.50	41.79%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-154.68	-213.12	37.78%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-67.37	-89.28	32.51%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-107.02	-147.88	38.19%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-87.08	-114.86	31.91%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-126.72	-173.47	36.89%

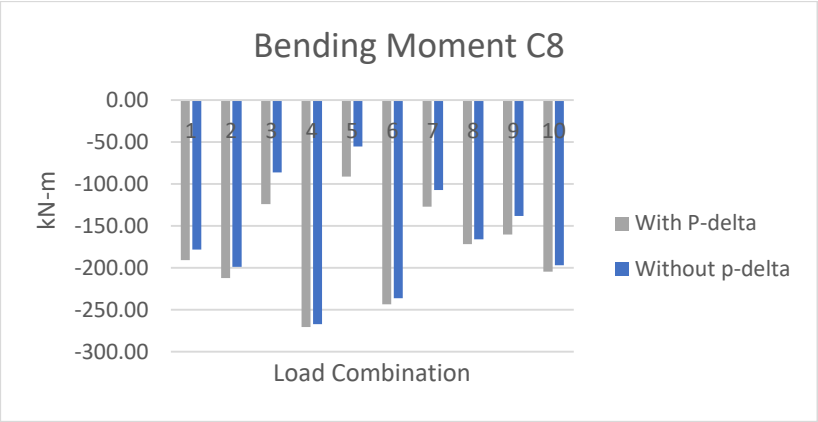


Gambar 6. 10 Grafik Shear Forces C8 FL 34 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

3. Bending momen dan shear forces dari kolom C8 pada lantai 44

Tabel 6. 11 Tabel Perbandingan Bending Momen C8 Fl 44

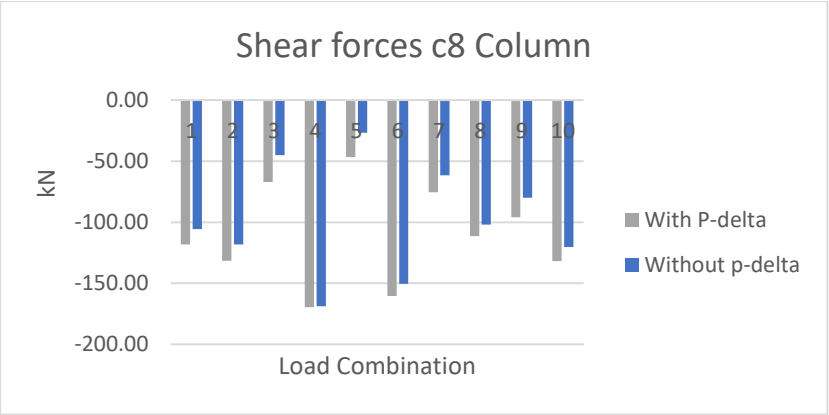
Column C8 Fl 44				
Bending moment of members (kN-m)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-178.17	-190.77	7.07%
2	1.2D+1.6L	-198.93	-212.33	6.74%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-86.41	-124.15	43.67%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-267.17	-270.63	1.29%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-55.54	-91.09	64.01%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-236.30	-243.57	3.08%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-107.36	-127.27	18.55%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-165.99	-171.67	3.42%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-138.23	-160.33	15.99%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-196.87	-204.73	3.99%



Gambar 6. 11 Grafik Bending Momen C8 FL 44 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

Tabel 6. 12 Tabel Perbandingan Shear Forces C8 Fl 44

Shear Force Column C8 FL 44				
Shear forces of members (kN)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-105.68	-118.20	11.85%
2	1.2D+1.6L	-118.21	-131.61	11.33%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-45.13	-67.01	48.50%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-168.84	-169.62	0.46%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-26.81	-46.53	73.54%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-150.53	-160.49	6.62%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-61.58	-75.46	22.54%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-101.97	-111.44	9.28%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-79.89	-95.95	20.09%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-120.29	-131.92	9.67%

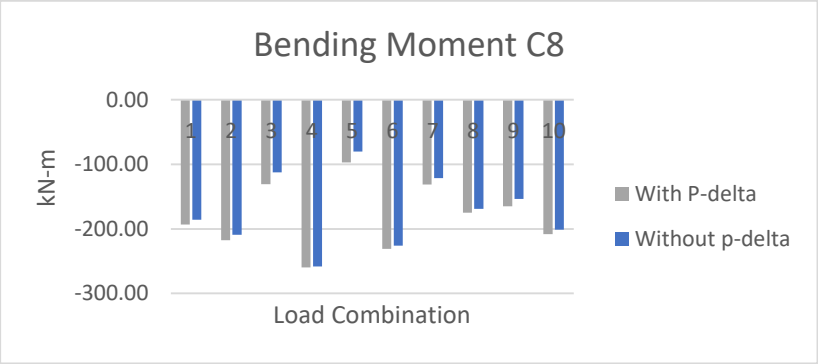


Gambar 6. 12 Grafik Shear Forces C8 FL 44 Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

4. Bending momen dan shear forces dari kolom C8 pada lantai LR

Tabel 6. 13 Tabel Perbandingan Bending Momen C8 Fl LR

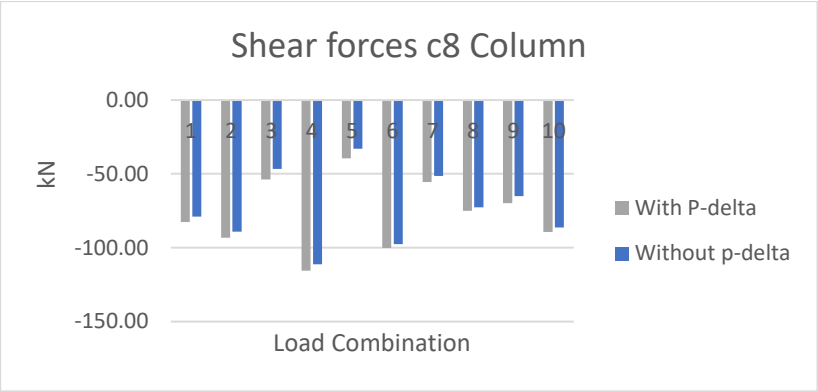
Column C8 Fl LR				
Bending moment of members (kN-m)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-185.74	-193.22	4.03%
2	1.2D+1.6L	-208.84	-217.45	4.12%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-112.26	-130.52	16.27%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-257.94	-259.43	0.58%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-80.07	-97.04	21.19%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-225.75	-230.95	2.30%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-121.15	-131.24	8.33%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-169.06	-174.85	3.43%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-153.34	-164.73	7.43%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-201.24	-208.34	3.52%



Gambar 6. 13 Grafik Bending Momen C8 FL LR Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

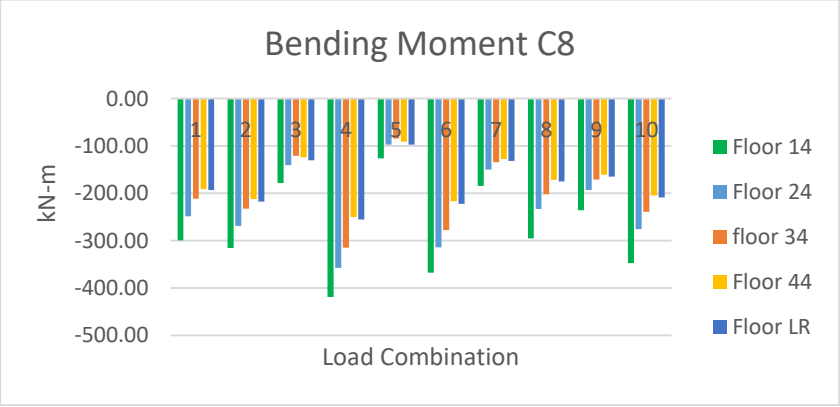
Tabel 6. 14 Tabel Perbandingan Shear Forces C8 Fl LR

Shear Force Column C8 FL LR				
Shear forces of members (kN)				
No	Load Case	Without p-delta	With P-delta	% Difference
1	1.4D	-79.04	-82.60	4.51%
2	1.2D+1.6L	-89.09	-93.19	4.60%
3	1.2D+1.3Qex+0.1213D Max	-46.66	-53.74	15.17%
4	1.2D+1.3Qex+0.1213D Min	-111.20	-115.59	3.95%
5	1.2D+1.3Qex-0.1213D Max	-32.97	-39.43	19.60%
6	1.2D+1.3Qex-0.1213D Min	-97.50	-100.28	2.85%
7	1.2D+1.3Qey+0.1213D Max	-51.31	-55.50	8.18%
8	1.2D+1.3Qey+0.1213D Min	-72.60	-75.11	3.46%
9	1.2D+1.3Qey-0.1213D Max	-65.00	-69.82	7.41%
10	1.2D+1.3Qey-0.1213D Min	-86.29	-89.42	3.63%

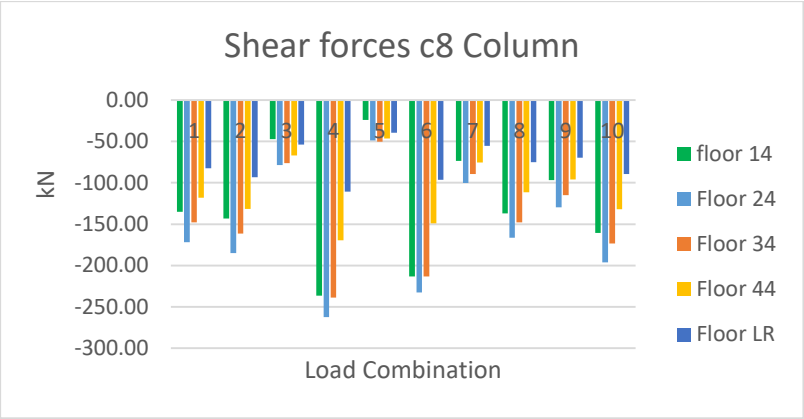


Gambar 6. 14 Grafik Shear Forces C8 FL LR Perbandingan P-Delta Dengan Tanpa P-Delta Tiap *Load Combination*nya

Apabila keseluruhan gaya Bending moment serta shear forces dimasukan dalam satu grafik maka dapat dilihat pada grafik berikut :



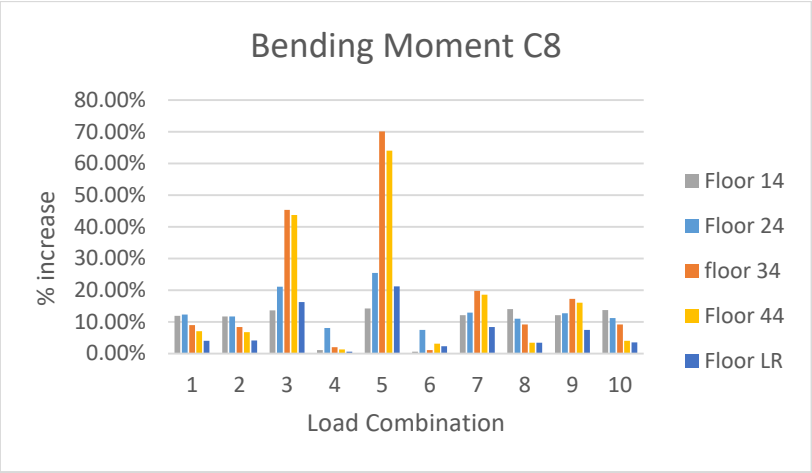
Gambar 6. 15 Grafik Bending Moment Kolom C8 Tiap *Load Combination* Tiap Lantainya



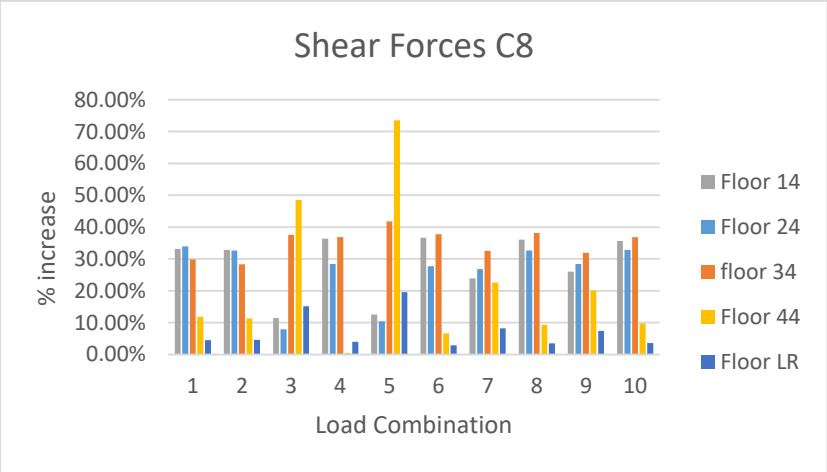
Gambar 6. 16 Grafik Shear Forces Kolom C8 Tiap *Load Combination* Tiap Lantainya

Diskusi

1. Dari hasil grafik bending moment kolom tiap lantainya besar momen terbesar adalah pada lantai 14 untuk tiap load combinationnya.
2. Dari hasil grafik Shear forces kolom tiap lantainya besar momen terbesar adalah pada lantai 14 untuk tiap load combinationnya.
3. Dari grafik 6.15 Bending momen pada kolom c8 terjadi peningkatan mulai dari lantai UR hingga pada lantai 14, sedangkan pada grafik 6.16 untuk shear forces nilai shear force tertinggi ada pada lantai 24.
4. Berdasarkan grafik 6.17 dan 6.18 Pertambahan bending momen serta shear forces terbesar terjadi pada load combination 5.

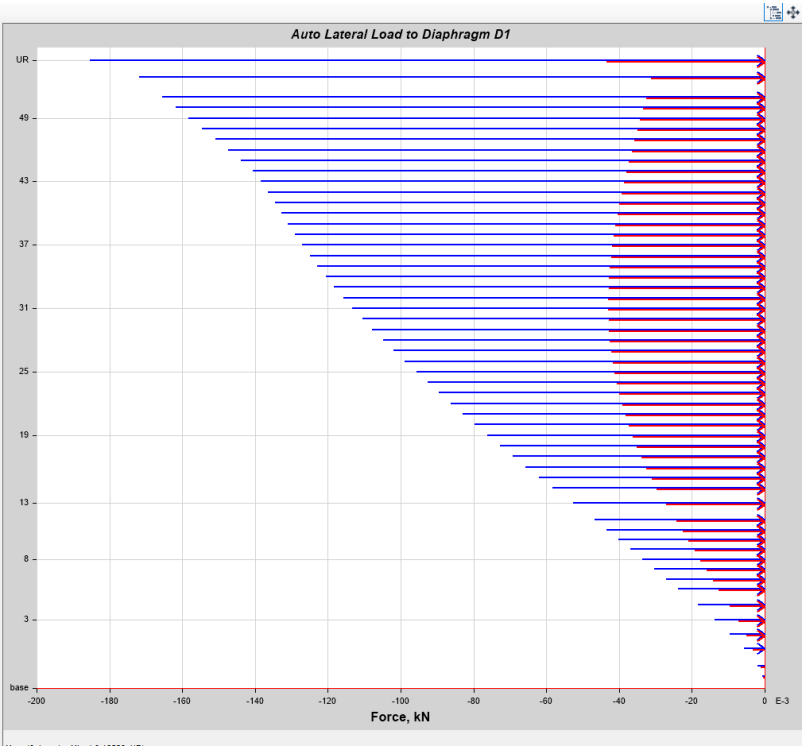


Gambar 6. 17 Grafik Pertambahan Bending Momen Kolom C8 Tiap Lantainya



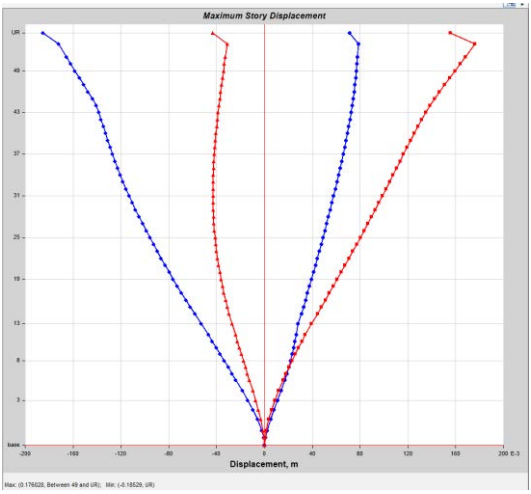
Gambar 6. 18 Grafik Pertambahan Shear Forces Kolom C8 Tiap Lantainya

6.2.2 Hasil Story Plot Dari ETABS

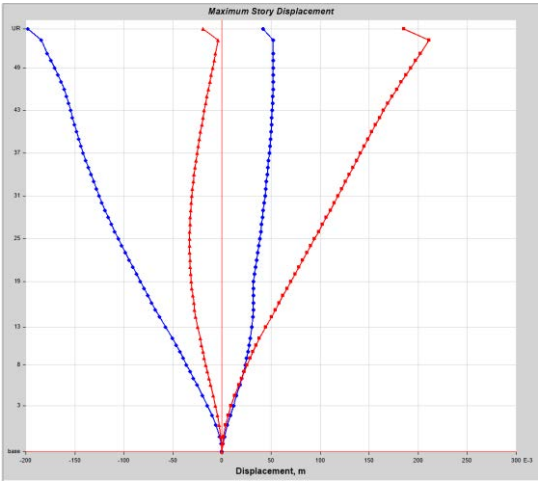


Gambar 6. 19 Auto Lateral Load Pada Diaphragm Tiap Story

Pada gambar 6.19 ditunjukan besaran gaya gempa yang diterima pada tiap lantainya dimana untuk garis panah berwarna biru adalah gaya lateral pada arah X dan garis panah berwarna merah adalah gaya lateral pada arah Y , yang nantinya akan dipakai untuk hasil story respon seperti yang ditunjukan dibawah ini :



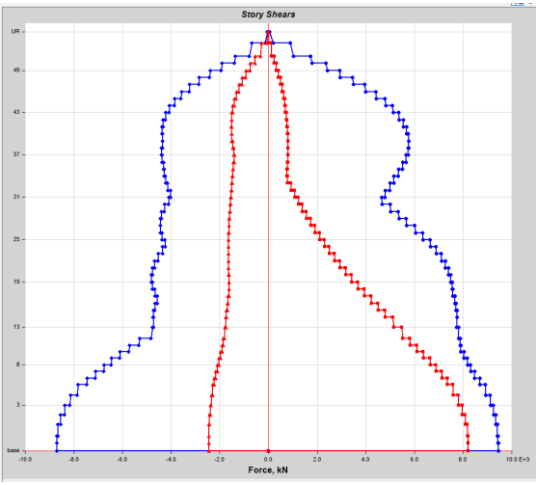
Gambar 6. 20 Maximum displacement Tanpa P-Delta Load Case Envelope



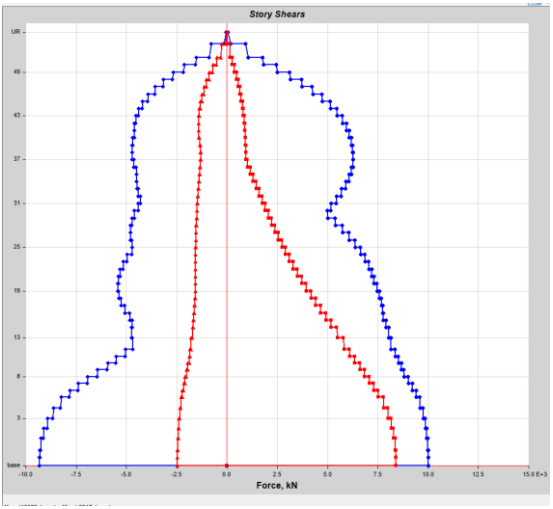
Gambar 6. 21 Maximum Displacement Dengan P-Delta Load Case Envelope

Diskusi gambar 6.20 dan gambar 6.21

1. Pada Maximum displacement tanpa P-delta (gambar 6.20) menunjukan bahwa pada garis biru yang menggambarkan maximum displacement pada arah X mempunyai nilai maximum displacement pada lantai UR sekitar kurang dari 200 . 10^{-3} m atau 20 cm atau kasarnya sekitar 180 . 10^{-3} m atau 18 cm untuk nilai negatifnya sedangkan pada nilai positifnya adalah sekitar 70 . 10^{-3} m atau 7 cm.
2. Pada Maximum displacement dengan P-delta (gambar 6.21) menunjukan bahwa pada garis biru yang menggambarkan maximum displacement pada arah X mempunyai nilai maximum displacement pada lantai UR sekitar 200 . 10^{-3} m atau 20 cm untuk nilai negatifnya sedangkan pada nilai positifnya adalah sekitar 40 . 10^{-3} m atau 4 cm.
3. Pada Maximum displacement tanpa P-delta (gambar 6.20) menunjukan bahwa pada garis merah yang menggambarkan maximum displacement pada arah Y mempunyai nilai maximum displacement pada lantai UR sekitar lebih dari 40 . 10^{-3} m atau 4 cm untuk nilai negatifnya sedangkan pada nilai positifnya adalah sekitar 170 . 10^{-3} m atau 17 cm.
4. Pada Maximum displacement dengan P-delta (gambar 6.21) menunjukan bahwa pada garis merah yang menggambarkan maximum displacement pada arah Y mempunyai nilai maximum displacement pada lantai UR sekitar 30 . 10^{-3} m atau 3 cm untuk nilai negatifnya sedangkan pada nilai positifnya adalah sekitar 190 . 10^{-3} m atau 19 cm.



Gambar 6. 22 Story Shears Load Case Envelope Tanpa P-Delta



Gambar 6. 23 Story Shears Load Case Envelope Dengan P-Delta

Diskusi gambar 6.22 dan gambar 6.23

1. Pada Story Shear tanpa P-delta (gambar 6.22) menunjukan bahwa pada garis biru yang menggambarkan maximum displacement pada arah X mempunyai nilai Story Shear pada base sekitar 8.5 . 10^3 kN untuk nilai negatifnya sedangkan pada nilai positifnya adalah sekitar 9 . 10^3 kN.
2. Pada Story Shear dengan P-delta (gambar 6.23) menunjukan bahwa pada garis biru yang menggambarkan Story Shear pada arah X mempunyai nilai Story Shear pada base sekitar 9 . 10^3 kN untuk nilai negatifnya sedangkan pada nilai positifnya adalah sekitar 10 . 10^3 kN.
3. Pada Story Shear tanpa P-delta (gambar 6.22) menunjukan bahwa pada garis merah yang menggambarkan Story Shear pada arah Y mempunyai nilai Story Shear pada base sekitar 2 . 10^3 kN untuk nilai negatifnya sedangkan pada nilai positifnya adalah sekitar 8 . 10^3 kN.
4. Pada Story Shear dengan P-delta (gambar 6.23) menunjukan bahwa pada garis biru yang menggambarkan Story Shear pada arah X mempunyai nilai Story Shear pada base sekitar 2.5 . 10^3 kN untuk nilai negatifnya sedangkan pada nilai positifnya adalah sekitar 8 . 10^3 kN.

6.3 Koefisien Kestabilan

Berdasarkan SNI 1726:2012 menyebutkan bahwa pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak diisyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0.1 :

$$\theta = \frac{Px\,\Delta\,I}{V\,h\,Cd}$$

Dimana :

P_x = Beban desain vertical total pada dan diatas tingkat,x, dinyatakan dalam kilo newton (kN), bila menghitung P, faktor beban individu tidak perlu melebihi 1.

Δ = Simpangan antar lantai tingkat desain seperti didefinisikan pada 7.8.6, terjadi serentak dengan V_x , dinyatakan dalam (mm)

I_e = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2

V_x = Gaya geser seismic yang bekerja antar tingkat x dan x-1 (kN)

h_x = tinggi tingkat di bawah tingkat x, dinyatakan dalam millimeter (mm)

C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 9

Tabel 6. 15 Faktor Pembesaran Pada Tabel 9 SNI 1726:2012

D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB

Sedangkan untuk control kestabilan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.7 telah diatur untuk Koefisien stabilitas (θ) harus tidak melebihi θ_{max} yang ditunjukan pada persamaan berikut :

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta.Cd} < 0.25$$

Dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat x dan x – 1. Rasio ini diijinkan secara konservatif diambil sebesar 1.

6.3.1 Analisa Koefisien Kestabilan

Untuk mencari koefisien kestabilan maka diperlukan data tiap storynya yang diambil dari output ETABS, yaitu sebagai berikut :

Tabel 6. 16 Tabel Story Data

Story	h		P
	m	mm	kN
base	0	0	
LG	3.8	3800	1141110
UG	3.2	3200	1120226
1	5.45	5450	1095694
2	4.5	4500	1071534
3	4.5	4500	1047951
4	4.5	4500	1024372
5	5.05	5050	999673.4
6	3.1	3100	977831.1
7	3.1	3100	957543.7
8	3.1	3100	937248.4
9	3.1	3100	916958.1
10	3	3000	896822.8
11	3.1	3100	876531.3

Story	h		P
	m	mm	kN
12	3.1	3100	856241
13	5.1	5100	832301.2
14	4.8	4800	807339.9
15	3.3	3300	785307.1
16	3.3	3300	764555.6
17	3.3	3300	743801.7
18	3.3	3300	723053.2
19	3.3	3300	702296.6
20	3.3	3300	681545
21	3.3	3300	660791.2
22	3.3	3300	640042.6
23	3.3	3300	619291
24	3.3	3300	598537.2
25	3.3	3300	577784.5
26	3.3	3300	557023.7
27	3.3	3300	536272.1
28	3.3	3300	515518.2
29	3.3	3300	494769.7
30	3.3	3300	474008.9
31	3.3	3300	453257.4
32	3.3	3300	432499.3
33	3.3	3300	411750.8
34	3.3	3300	390999.3
35	3.3	3300	370248.4
36	3.3	3300	349499.9
37	3.3	3300	328739.1
38	3.3	3300	307987.6

Story	h		P
	m	mm	kN
39	3.3	3300	287229.6
40	3.3	3300	266476.9
41	3.3	3300	245182.6
42	3.3	3300	225590.9
43	3.3	3300	205997
44	3.3	3300	186408.4
45	3.3	3300	166807.4
46	3.3	3300	146055.9
47	3.3	3300	125297.9
48	3.3	3300	104549.4
49	3.3	3300	83797.91
50	3.3	3300	63044.15
51	3.3	3300	42295.57
LR	6.1	6100	17988.04
UR	5.4	5400	551.7262

Tabel 6. 17 Tabel Perhitungan Koefisien Kestabilan (Θ) Arah X

X direction				
Vx (kN)	Ux(mm)	Dx	Thx	Thx
	0			
7446.5079	0.616	3.388	0.024841	0.024239
7439.971	1.512	4.928	0.042159	0.040454
7421.8997	4.243	15.0205	0.073977	0.068882
7367.1811	7.248	16.5275	0.097126	0.088528
7284.4871	10.724	19.118	0.111124	0.100011
7167.8872	14.495	20.7405	0.11976	0.106951

X direction				
Vx (kN)	Ux(mm)	Dx	Thx	Thx
7014.536	18.954	24.5245	0.125836	0.111771
6820.0154	21.716	15.191	0.127744	0.113274
6691.0644	24.655	16.1645	0.135675	0.119467
6582.9196	27.774	17.1545	0.143248	0.125299
6461.3498	30.929	17.3525	0.144432	0.126204
6326.4302	34.002	16.9015	0.145208	0.126796
6234.0674	37.194	17.556	0.144776	0.126467
6181.2531	40.392	17.589	0.142901	0.125034
6108.5366	45.67	29.029	0.141008	0.123582
6039.3805	50.521	26.6805	0.1351	0.11902
6014.9847	53.715	17.567	0.126365	0.112188
5971.5279	56.806	17.0005	0.119925	0.107083
5905.3924	59.785	16.3845	0.113701	0.102093
5884.9873	62.65	15.7575	0.106668	0.096387
5858.3322	65.4	15.125	0.0999	0.090826
5804.8841	68.034	14.487	0.093714	0.085684
5723.1958	70.555	13.8655	0.088203	0.081054
5612.2902	72.964	13.2495	0.083251	0.076853
5471.5277	73.822	4.719	0.029428	0.028587
5300.8735	77.473	20.0805	0.124923	0.11105
5100.822	79.585	11.616	0.072495	0.067594
4872.2946	81.612	11.1485	0.070223	0.065615
4656.4871	83.803	12.0505	0.076464	0.071032
4429.7318	86.197	13.167	0.084426	0.077853
4180.4115	88.749	14.036	0.091527	0.083853
3910.762	92.028	18.0345	0.120435	0.107489
3642.9727	95.299	17.9905	0.123326	0.109787

X direction				
Vx (kN)	Ux(mm)	Dx	Thx	Thx
3834.1996	98.499	17.6	0.109382	0.098597
4001.5549	101.627	17.204	0.097535	0.088867
4141.3011	104.679	16.786	0.087319	0.080307
4250.1657	107.656	16.3735	0.078587	0.072861
4372.4699	110.752	17.028	0.074991	0.069759
4478.1163	113.854	17.061	0.069006	0.064551
4546.6406	116.923	16.8795	0.062998	0.059264
4574.8886	120.164	17.8255	0.061661	0.05808
4560.2082	123.538	18.557	0.059746	0.056377
4500.3145	126.901	18.4965	0.055521	0.052601
4398.397	130.25	18.4195	0.052051	0.049476
4250.994	133.605	18.4525	0.049266	0.046953
4057.6335	137.116	19.3105	0.048878	0.0466
3818.0244	140.584	19.074	0.045914	0.043898
3517.5771	144.004	18.81	0.043032	0.041256
3169.7909	147.377	18.5515	0.040403	0.038834
2776.0297	150.704	18.2985	0.03797	0.036581
2337.5906	153.984	18.04	0.035631	0.034405
1856.4074	157.22	17.798	0.033302	0.032228
1366.8548	160.417	17.5835	0.029978	0.029105
786.6272	166.273	32.208	0.021953	0.021481
141.6622	171.349	27.918	0.003661	0.003648

- V_x merupakan output daari ETABS yaitu gaya geser seismic yang bekerja antar tingkat x dan x-1 (kN), hasil dari V_x dapat dilihat pada table 6.17. Dalam contoh perhitungan ini akan diambil nila V_x sebesar = 7446.5079 kN yaitu pada lantai LG

- U_x merupakan output dari ETABS yang merupakan perpindahan diafragma tiap lantainya. Didapatkan hasi U_x yaitu sebesar = 0.616 mm

- $D_x = (D_n - D_{n-1}).\frac{Cd}{I} = (0.616 - 0).\frac{5.5}{1} = 3.388$ mm

- $\theta l = \frac{Px\,\Delta\,I}{V\,h\,Cd} = \frac{1141110\,.3.388\,1}{7446.51.3800.5.5} = 0.024841$

  Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.7 jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisis otomatis, Maka θ yang didapatkan diijinkan untuk dibagi dengan (1+ θ) sebelum di control.

- $\theta n = \frac{\theta l}{(1+\theta l)} = \frac{0.024841}{(1+0.024841)} = 0.024239$

Tabel 6. 18 Tabel Perhitungan Koefisien Kestabilan (θ) Arah Y

Y direction				
Vy	Uy	Dy	Thy	Thy
	0.000			
6385.858	0.230	1.265	0.011	0.011
6377.472	0.576	1.903	0.019	0.019
6356.012	1.604	5.654	0.033	0.031
6293.268	2.671	5.869	0.040	0.039
6200.601	3.902	6.771	0.046	0.044
6071.828	5.276	7.557	0.052	0.049
5904.374	6.945	9.179	0.056	0.053
5714.636	7.958	5.572	0.056	0.053
5547.457	8.981	5.627	0.057	0.054
5367.235	10.024	5.737	0.059	0.055

Y direction				
Vy	Uy	Dy	Thy	Thy
5175.855	11.084	5.830	0.061	0.057
4975.719	12.123	5.715	0.062	0.059
4769.080	13.213	5.995	0.065	0.061
4555.983	14.330	6.144	0.068	0.063
4326.689	16.270	10.670	0.073	0.068
4048.816	19.000	15.015	0.113	0.102
3791.245	21.150	11.825	0.135	0.119
3573.692	21.350	1.100	0.013	0.013
3361.027	22.800	7.975	0.097	0.089
3154.417	25.229	13.360	0.169	0.144
2954.542	26.366	6.253	0.082	0.076
2762.118	27.467	6.055	0.082	0.076
2577.342	28.530	5.847	0.083	0.076
2400.446	29.556	5.643	0.083	0.077
2231.202	30.542	5.423	0.083	0.077
2069.355	31.494	5.236	0.083	0.077
1914.597	32.407	5.021	0.083	0.077
1766.359	33.285	4.829	0.084	0.077
1624.210	34.129	4.642	0.084	0.078
1487.479	34.993	4.752	0.091	0.083
1355.793	35.845	4.686	0.094	0.086
1228.470	36.670	4.538	0.096	0.088
1105.404	37.469	4.395	0.099	0.090
986.109	38.243	4.257	0.103	0.093
870.591	38.994	4.130	0.108	0.097
758.752	39.722	4.004	0.114	0.102
650.816	40.456	4.037	0.127	0.112

Y direction				
Vy	Uy	Dy	Thy	Thy
637.292	41.222	4.213	0.127	0.113
648.723	38.882	-12.870	-0.359	-0.561
653.932	39.680	4.389	0.114	0.102
652.917	40.458	4.279	0.104	0.094
645.673	41.220	4.191	0.095	0.087
632.286	41.966	4.103	0.088	0.081
614.341	42.768	4.411	0.089	0.082
593.917	42.480	-1.584	-0.030	-0.031
569.958	43.172	3.806	0.069	0.064
539.466	44.843	9.191	0.157	0.135
499.289	45.543	3.850	0.062	0.058
452.090	46.239	3.828	0.058	0.055
397.900	47.916	9.224	0.134	0.118
336.732	48.576	3.630	0.050	0.047
268.677	49.221	3.547	0.046	0.044
193.896	49.780	3.075	0.037	0.036
108.743	49.945	0.907	0.004	0.004
18.395	54.088	22.787	0.023	0.022

- V_y merupakan output dari ETABS yaitu gaya geser seismic yang bekerja antar tingkat x dan x-1 (kN), hasil dari V_x dapat dilihat pada table 6.10. Dalam contoh perhitungan ini akan diambil nila V_y sebesar = 6385.858 yaitu pada lantai LG

- U_y merupakan output dari ETABS yang merupakan perpindahan diafragma tiap lantainya. Didapatkan hasi U_x yaitu sebesar = 0.230 mm

- $D_y = (D_n - D_{n-1}).\frac{Cd}{I} = (0.230 - 0).\frac{5.5}{1} = 1.265$ mm

- $\theta l = \frac{Px\,\Delta\,I}{V\ h\ Cd} = \frac{1141110\ .1.265\ 1}{6385.858.3800.5.5} = 0.011$

  Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.7 jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisis otomatis, Maka θ yang didapatkan diijinkan untuk dibagi dengan (1+ θ) sebelum di control.

- $\theta n = \frac{\theta l}{(1+\theta l)} = \frac{0.011}{(1+0.011)} = 0.011$

6.4 Hasil Analisa Koefisien Kestabilan

Berdasarkan hasil analisa arah X dan Y maka dapat diambil koefisien kestabilan dari masing – masing arah yang paling kritis, didapatkan bahwa koefisien kestabilan paling kritis pada X dan Y berturut – turut adalah : 0.1267 pada story 10 dan 0.1443 pada story 18.

Dengan rumus dari SNI 1726:2012 Pasal 7.8.7 maka dapat di hitung untuk :

$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta.Cd} < 0.25 = \frac{0.5}{1.5.5} < 0.25 = 0.1 < 0.25$

Kontrol Kestabilan Struktur

Arah X

Dari hasil analisa koefisien kestabilan pada arah X didapatkan koefisien kestabilan maksimum yaitu sebesar 0.1267 pada story 10 , maka :

$\theta_{max} > \theta_x = 0.1 < 0.1267 \rightarrow$ Re-desain

Arah X

Dari hasil analisa koefisien kestabilan pada arah Y didapatkan koefisien kestabilan maksimum yaitu sebesar 0.1443 pada story 18 , maka :

$\theta_{max} > \theta_x = 0.1 < 0.1443 \rightarrow$ Re-desain

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VII
KESIMPULAN DAN SARAN

Dari hasil perhitungan dan analisis diatas didapatkan kesimpulan sebagai berikut :

1. Pada analisa P-Delta terjadi peningkatan bending moment shear forces dan deflection, sehingga untuk analisa bangunan tinggi harus mempertimbangkan P-delta effect agar hasil analisa semakin valid dan mendekat kondisi nyatanya.
2. Terjadi penurunan Bending momen dan shear force pada balok yang ditinjau tetapi tidak signifikan maka efek P-delta dapat diabaikan dalam perencanaan sehingga untuk perencanaan desain balok dianjurkan untuk tetap menggunakan analisa static linear atau orde satu.
3. Pada control kestabilan struktur didapatkan koefisen kestabilan arah X sebesar 0.126 dan arah Y sebesar 0.144 sedangkan untuk koefisien kestabilan maximum adalah 0.1 ini menunjukan bahwa struktur belum stabil dan butuh re-desain yang diakibatkan adanya modifikasi pada shearwall.
4. P-delta efek pada tugas akhir ini hanya ditinjau pada elemen balok dan kolom tertentu pada bebearapa load combination yang mencerminkan besaran dari load combination yang nantinya akan digunakan sebagai gaya desain.
5. Dari hasil diskusi tentang gambar 6.20 sampai dengan gambar 6.23 ditunjukan adanya peningkatan Maximum displacement dan Story shear tiap lantainya, hasil story plot ini mendukung pernyataan bahwa P-delta efek harus dipertimbangkan dalam perhitungan high rise building.
6. Berdasarkan pada Gambar 6.20 sampai dengan 6.23 dapat disimpulkan bahwa semakin tinggi bangunan maka semakin besar pula efek P-delta yang diterima oleh struktur bangunan.

Perlu dilakukan studi lebih lanjut pada efek P-delta untuk high rise building untuk mengurangi bahkan menghilangkan resiko kegagalan dalam bangunan tingkat tinggi ini , berikut rekomendasi penulis dalam Tugas akhir ini :

1. Dengan menambah kekakuan pada struktur maka tingkat kestabilan pada struktur akan tercapai, sebagai contohnya adalah menggunakan pengaku atau bracing pada beberapa tingkat, ataupun damper pada bagian pondasi atau dengan memperbesar penampang dari struktur tersebut.
2. Perlu dilakukan analisa lainnya dalam menentukan perilaku serta gaya dalam struktur ini seperti analisa non-liner dan dynamic agar didapatkan hasil yang lebih kritis dan aman.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standarisasi Nasional, 2012 . *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung (SNI 1726-2012),* Jakarta: BSN.

Badan Standarisasi Nasional, 2013 . *Tata Cara Pembebanan Bangunan Gedung (SNI 1727-2013),* Jakarta: BSN.

Badan Standarisasi Nasional, 2013. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013),* Jakarta: BSN.

Dhadve, P., Rao, A., Rupanvar, A. & K., D., 2015. Assessment of P-Delta Effect on High Rise Buildings. *International Journal on Recent and Innovation Trends in Computing and Communication ,* 3(5), pp. 3231-3236.

Dhawale, P. J. & Narule, P. G. N., 2016. Analysis Of P-Delta Effect On High Rise Buildings. *International Journal of Engineering Research and General Science,* 4(4), pp. 90-103.

Dobson, R., n.d. *P-Delta Analysis.* [Online] Available at: http://www.newsteelconstruction.com/wp/wp-content/uploads/TechPaper/NSCJan03_P-Delta

Gustafsson, D. & Hehir, J., 2005. *12 Division of Structural Engineering Concrete Structures, Stability of Tall Buildings.* Sweden: Chalmers University of Technology Goteborg.

Nawy, G., Tavio & Kusuma, B., 2010. *Beton Bertulang: Sebuah Pendekatan mendasar (Jilid 1).* 5th ed. Surabaya: ITS press.

Quanfeng, W. e. a., 2001. *Effect of Shearwall Height on Earthquake Response.* Fujian – China: s.n.

Rutenberg, A., 1982. Simplified P-Delta Analysis for Asymmetric Structures. *ASCE Journal of the Structural Division,* 108(9).

Tavio & Kusuma, B., 2010. *Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa.* Surabaya: ITS press.

BIOGRAPHY

Penulis, Rendy Surya Putra, merupakan anak terakhir dalam keluarganya. Penulis dilahirkan di Malang, 31 Mei 1996. Pendidikan formal yang telah dijalani penulis adalah pada SDK Cor Jesu Malang (2002 – 2008) untuk sekolah dasar, SMPK Cor Jesu Malang (2008 – 2011) untuk sekolah menengah pertama dan SMAN 1 Malang untuk sekolah menengah atas (2011 – 2013). Pada tahun 2013, penulis memulai masa perkuliahan di jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya, Indonesia. Selama masa perkuliahan penulis aktif dalam kegiatan lomba salah satunya , lomba jembatan kayu pada Universitas Kristen Petra, Surabaya sebagai peserta. Penulis juga mengikuti program kerja praktek di Tunjungan Plaza 6 Surabaya, sebagai bekal dalam menyelesaikan masalah dilapangan di kemudian hari, dimana pada kerja praktek ini penulis berada pada bidang manajemen konstruksi yang tugasnya adalah sebagai *supervisor* atau pengawas lapangan dan juga menulis *weekly* dan *monthly report* pada perusahaan induk. Penulis juga bertugas sebagai *Grader* yaitu sebagai mahasiswa yang bertanggung jawab untuk penilaian salah satu mata kuliah dimana mata kuliah tersebut adalah mekanika teknik. Penilaian yang dilakukan merupakan penilaian dari tugas – tugas dari para mahasiswa tingkat bawah yang diserahkan kepada penulis oleh dosen. Untuk keperluan yang lebih detail dan mendalam, penulis dapat dihubungi melalu email rendysuryaputra@gmail.com.

LEGEND:

CON-WW1	FACADE TYPE WW1 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING PANEL
CON-WW1A	FACADE TYPE WW1A : UNTISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE
CON-WW2	FACADE TYPE WW2 : SEMI UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE AT CROWN
CON-WW3	FACADE TYPE WW3 : UNTISED WINDOW WALL WITH SINGLE LEAF SWING DOOR & SIDE HUNG WINDOW
CON-WW4	FACADE TYPE WW4 : UNTISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM LOUVRE, FREE STANDING GLASS BALUSTRADE & DOUBLE LEAF SLIDING DOORS
CON-WW5	FACADE TYPE WW5 : TOP HUNG OPERABLE WINDOW
CON-SF1	FACADE TYPE SF1 : ALUMINIUM FRAMED GLASS WALL WITH DOUBLE LEAF SWING DOORS AT LEVEL 14
CON-BL1	FACADE TYPE BL1 : FREE STANDING GLASS BALUSTRADE AT SKY GARDEN LEVEL 40

01 TP6-CON-EL-01 MARKING ELEVATION 1

NORTH

COPYRIGHT
No part of this document may by reproduced transmitted or recorded in any form or otherwise without the prior written permission of the developers

Notes

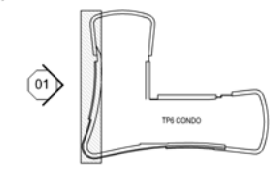
ISSUED

0	FOR TENDER	30/04/15	
1	FOR TENDER REV. 1	05/06/15	
2	FOR TENDER REV. 2	24/06/15	

NO.	Description	Date	Check
DESCRIPTION			
0	-	-	
1	GENERAL REVISION ON MARKING ELEVATION	05/06/15	
2	AS PER COMMENTS ON 22/06/2015	24/06/15	

Rev.	Description	Date	Check

Key Plan



PROJECT

TUNJUNGAN PLAZA 6
MIXED USE DEVELOPMENT

OWNER:
PT. PAKUWON JATI Tbk.
GEDUNG LAGUNA SQUARE
JL. KEJAWEN PUTH MUTIARA NO.9
SURABAYA 60112, INDONESIA

ARCHITECT:
DP ARCHITECTS PTE LTD
6 RAFFLES BOULEVARD
#04-100 MARINA SQUARE
SINGAPORE 039594
TEL 63383988 FAX 63379989

LOCAL ARCHITECT:
blue|antz
SUDIRMAN PARK, OFFICE BLOCK C No.28
JL. K.H MAS MANSYUR KAV.35, JAKARTA PUSAT 10220
PHONE (62-21)57947519 FAX (62-21)57947520
EMAIL: indra@blue-antz.net

STRUCTURAL ENGINEER:
PT. HAERTE WIDYA CONSULTING ENGINEERS
RUKO GRAND ARIES NAGA
JL. RAYA TAMAN ARIES BLOK E-1 NO. 5A-B
MERUYA UTARA - JAKARTA 11620
T (62-21) 2931 9262/63/64
F (62-21) 2931 9265

M&E CONSULTANT:
Beca
Beca Engineering NZ Ltd
BECA HOUSE, 21 PITT STREET
PO BOX 6345, AUCKLAND 1141
NEW ZEALAND
TEL +64 9 300 9000
FAX +64 9 300 9300
www.beca.com

PT. Bimatekno Karyatama
Konsultan
GRAHA MUSTIKA RATU 2ND FLOOR
JL. JEND.GATOT SUBROTO KAV.74-75
JAKARTA 12870. INDONESIA
TEL +62 21 830 7403
FAX +61 21 830 6565
www.beca.com

FACADE CONSULTANT:
PAUL ADAM Facades
Facade Consulting, Engineering & Design
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, 18TH FLOOR
JL. JEND. SUDIRMAN KAV 45-46, JAKARTA 12930 INDONESIA

INTERIOR DESIGNER:
GENIUS LOCI PTE LTD
INTERIOR ARCHITECTURE & DESIGN
140 BUKIT TIMAH ROAD SINGAPORE 229840
TALK: 65-737 3793 WRITE: 65-736 2353

LANDSCAPE CONSULTANT:

LIGHTING CONSULTANT:
PT. LITAC KONSULTAN

QUANTITY SURVEYORS:
RLB | Rider Levett Bucknall
JL. JEND. SUDIRMAN KAV. 45-46
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, LEVEL 18
JAKARTA 12930, INDONESIA
TEL (62-21) 575 0828
FAX (62-21) 575 0801

CONSTRUCTION MANAGEMENT:

DRAWING TITLE

NORTH ELEVATION

Drawn	N	DATE	APRIL 2015
Designed	N	DATE	APRIL 2015
Checked	Satria	DATE	APRIL 2015
Approved	Paul	DATE	APRIL 2015
Project Director		DATE	
OWNER APPROVAL		DATE	

PHASE :	DRAWING NUMBER :
TD	TP6-CON-EL-01

ISSUED FOR :	SCALE
TENDER DRAWING	1:800 (A3)

LEGEND:

CON-WW1 — FACADE TYPE WW1 :
UNITISED WINDOW WALL
WITH ALUMINIUM CLADDING PANEL

CON-WW1A — FACADE TYPE WW1A :
UNITISED WINDOW WALL
WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE

CON-WW2 — FACADE TYPE WW2 :
SEMI UNITISED WINDOW WALL
WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE AT CROWN

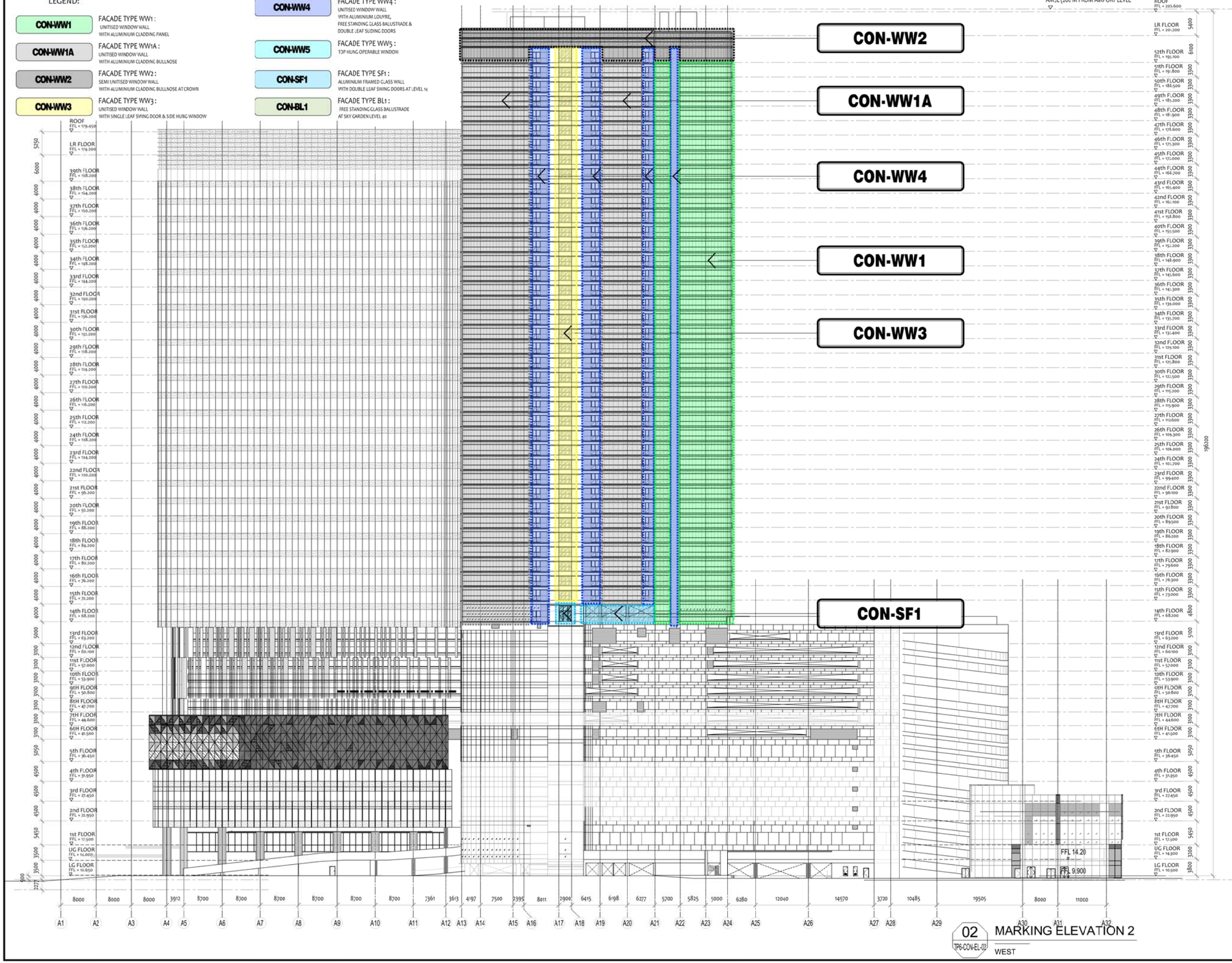
CON-WW3 — FACADE TYPE WW3 :
UNITISED WINDOW WALL
WITH SINGLE LEAF SWING DOOR & SIDE HUNG WINDOW

CON-WW4 — FACADE TYPE WW4 :
UNITISED WINDOW WALL
WITH ALUMINIUM LOUVRE,
FREE STANDING GLASS BALUSTRADE &
DOUBLE LEAF SLIDING DOORS

CON-WW5 — FACADE TYPE WW5 :
TOP HUNG OPERABLE WINDOW

CON-SF1 — FACADE TYPE SF1 :
ALUMINIUM FRAMED GLASS WALL
WITH DOUBLE LEAF SWING DOORS AT LEVEL 14

CON-BL1 — FACADE TYPE BL1 :
FREE STANDING GLASS BALUSTRADE
AT SKY GARDEN LEVEL 40



02 MARKING ELEVATION 2
TP6-CON-EL-02
WEST

COPYRIGHT
No part of this document may by reproduced transmitted or recorded in any form or otherwise without the prior written permission of the developers

Notes

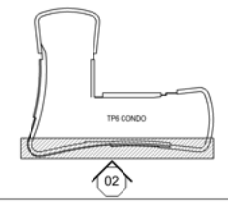
ISSUED

0	FOR TENDER	30/04/15	
1	FOR TENDER REV. 1	05/06/15	

NO.	Description	Date	Check
DESCRIPTION			
V	–	–	
1	GENERAL REVISION ON MARKING ELEVATION	05/06/15	

Rev.	Description	Date	Check

Key Plan



PROJECT
TUNJUNGAN PLAZA 6
MIXED USE DEVELOPMENT

OWNER:
PT. PAKUWON JATI Tbk.
GEDUNG LAGUNA SQUARE
JL. KEJAWEN PUTIH MUTIARA NO.9
SURABAYA 60112, INDONESIA

ARCHITECT:
DP ARCHITECTS PTE LTD
6 RAFFLES BOULEVARD
#04-100 MARINA SQUARE
SINGAPORE 039594
TEL 63383988 FAX 63379989

LOCAL ARCHITECT:
blue|antz
SUDIRMAN PARK, OFFICE BLOCK C No.28
JL. K.H MAS MANSYUR KAV.35, JAKARTA PUSAT 10220
PHONE (62-21)57947519 FAX (62-21)57947520
EMAIL: indra@blue-antz.net

STRUCTURAL ENGINEER:
PT. HAERTE WIDYA CONSULTING ENGINEERS
RUKO GRAND ARIES NIAGA
JL. RAYA TAMAN ARIES BLOK E-1 NO. 5A-B
MERUYA UTARA – JAKARTA 11620
T (62-21) 2931 9262/63/64
F (62-21) 2931 9265

M&E CONSULTANT:
Beca
Beca Engineering NZ Ltd
BECA HOUSE, 21 PITT STREET
PO BOX 6345, AUCKLAND 1141
NEW ZEALAND
TEL +64 9 300 9000
FAX +64 9 300 9300
www.beca.com

PT. Bimatekno Karyatama Konsultan
GRAHA WUSTIKA RATU 2ND FLOOR
JL. JEND.GATOT SUBROTO KAV.74-75
JAKARTA 12870. INDONESIA
TEL +62 21 830 7403
FAX +62 21 830 6565
www.beca.com

FACADE CONSULTANT:
PAUL ADAM Facades
Facade Consulting, Engineering & Design
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, 18TH FLOOR
JL. JEND. SUDIRMAN KAV 45–46, JAKARTA 12930 INDONESIA

INTERIOR DESIGNER:
GENIUS LOCI PTE LTD
INTERIOR ARCHITECTURE & DESIGN
140 BUKIT TIMAH ROAD SINGAPORE 229840
TALK: 65-737 3793 WRITE: 65-736 2353

LANDSCAPE CONSULTANT:

LIGHTING CONSULTANT:
PT. LITAC KONSULTAN

QUANTITY SURVEYORS:
RLB | Rider Levett Bucknall
JL. JEND. SUDIRMAN KAV. 45–46
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, LEVEL 18
JAKARTA 12930, INDONESIA
TEL (62-21) 575 0828
FAX (62-21) 575 0801

CONSTRUCTION MANAGEMENT:

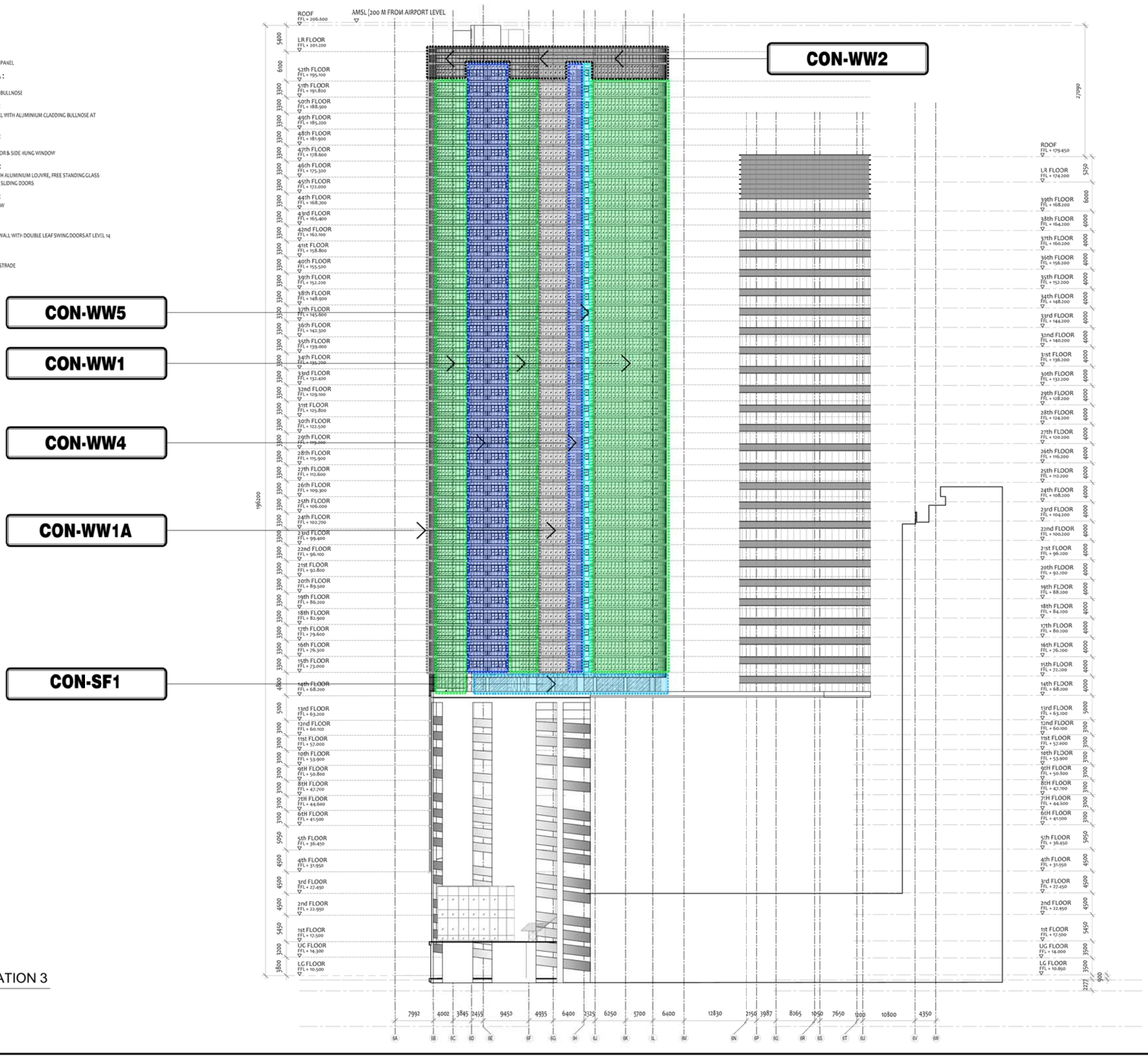
DRAWING TITLE
WEST ELEVATION

Drawn	N	DATE	APRIL 2015
Designed	N	DATE	APRIL 2015
Checked	Satria	DATE	APRIL 2015
Approved	Paul	DATE	APRIL 2015
Project Director		DATE	
OWNER APPROVAL		DATE	

PHASE : TD
DRAWING NUMBER : TP6-CON-EL-02
ISSUED FOR : TENDER DRAWING
SCALE 1:800 (A3)

LEGEND:

CON-WW1	FACADE TYPE WW1 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING PANEL
CON-WW1A	FACADE TYPE WW1A : UNTISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE
CON-WW2	FACADE TYPE WW2 : SEMI UNTISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE AT CROWN
CON-WW3	FACADE TYPE WW3 : UNTISED WINDOW WALL WITH SINGLE LEAF SWING DOOR & SIDE HUNG WINDOW
CON-WW4	FACADE TYPE WW4 : UNTISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM LOUVRE, FREE STANDING GLASS BALUSTRADE & DOUBLE LEAF SLIDING DOORS
CON-WW5	FACADE TYPE WW5 : TOP HUNG OPERABLE WINDOW
CON-SF1	FACADE TYPE SF1 : ALUMINIUM FRAMED GLASS WALL WITH DOUBLE LEAF SWING DOORS AT LEVEL 14
CON-BL1	FACADE TYPE BL1 : FREE STANDING GLASS BALUSTRADE AT SKY GARDEN LEVEL 40



03 TP6-CON-EL-03 MARKING ELEVATION 3

SOUTH

COPYRIGHT
No part of this document may by reproduced transmitted or recorded in any form or otherwise without the prior written permission of the developers

Notes

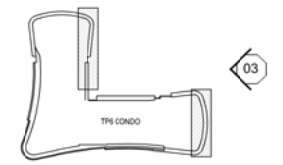
ISSUED

0	FOR TENDER	30/04/15	
1	FOR TENDER REV. 1	05/06/15	

NO.	Description	Date	Check
DESCRIPTION			
V	-	-	
1	GENERAL REVISION ON MARKING ELEVATION	05/06/15	

Rev.	Description	Date	Check

Key Plan



PROJECT

TUNJUNGAN PLAZA 6
MIXED USE DEVELOPMENT

OWNER:
PT. PAKUWON JATI Tbk.
GEDUNG LAGUNA SQUARE
JL. KEJAWEN PUTIH MUTIARA NO.9
SURABAYA 60112, INDONESIA

ARCHITECT:
DP ARCHITECTS PTE LTD
6 RAFFLES BOULEVARD
#04-100 MARINA SQUARE
SINGAPORE 039594
TEL 63383988 FAX 63379989

LOCAL ARCHITECT:
blue|antz
SUDIRMAN PARK, OFFICE BLOCK C No.2B
JL. K.H MAS MANSYUR KAV.35, JAKARTA PUSAT 10220
PHONE (62-21)57947519 FAX (62-21)57947520
EMAIL: indra@blue-antz.net

STRUCTURAL ENGINEER:
PT. HAERTE WIDYA CONSULTING ENGINEERS
RUKO GRAND ARIES NAGA
JL. RAYA TAMAN ARIES BLOK E-1 NO. 5A-B
MERUYA UTARA - JAKARTA 11620
T (62-21) 2931 9262/63/64
F (62-21) 2931 9265

M&E CONSULTANT:
Beca
Beca Engineering NZ Ltd
BECA HOUSE, 21 PITT STREET
PO BOX 6345, AUCKLAND 1141
NEW ZEALAND
TEL +64 9 300 9000
FAX +64 9 300 9300
www.beca.com

PT. Bimatekno Karyatama Konsultan
GRAHA MUSTIKA RATU 2ND FLOOR
JL. JEND.GATOT SUBROTO KAV.74-75
JAKARTA 12870. INDONESIA
TEL +62 21 830 7403
FAX +62 21 830 6565
www.beca.com

FACADE CONSULTANT:
PAUL ADAM Studio
Facade Consulting, Engineering & Design
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, 18TH FLOOR
JL. JEND. SUDIRMAN KAV 45-46, JAKARTA 12930 INDONESIA

INTERIOR DESIGNER:
GENIUS LOCI PTE LTD
INTERIOR ARCHITECTURE & DESIGN
140 BUKIT TIMAH ROAD SINGAPORE 229840
TALK: 65-737 3793 WRITE: 65-736 2353

LANDSCAPE CONSULTANT:

LIGHTING CONSULTANT:
PT. LITAC KONSULTAN

QUANTITY SURVEYORS:
RLB | Rider Levett Bucknall
JL. JEND. SUDIRMAN KAV. 45-46
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, LEVEL 18
JAKARTA 12930, INDONESIA
TEL (62-21) 575 0828
FAX (62-21) 575 0801

CONSTRUCTION MANAGEMENT:

DRAWING TITLE

SOUTH ELEVATION

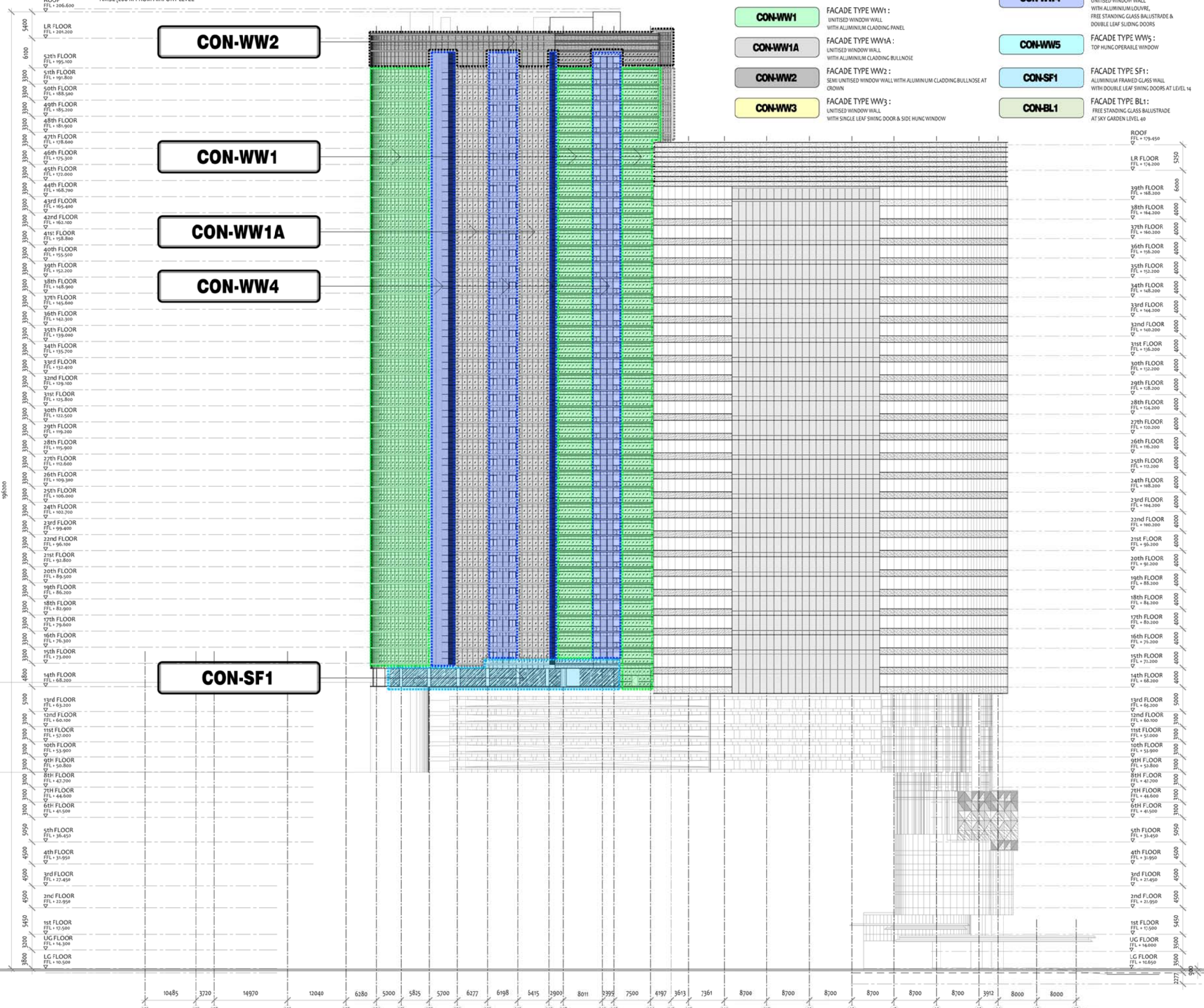
Drawn	N	DATE	APRIL 2015
Designed	N	DATE	APRIL 2015
Checked	Satria	DATE	APRIL 2015
Approved	Paul	DATE	APRIL 2015
Project Director		DATE	
OWNER APPROVAL		DATE	

PHASE : TD

DRAWING NUMBER : TP6-CON-EL-03

ISSUED FOR : TENDER DRAWING

SCALE 1:800 (A3)



LEGEND:

CON-WW1 FACADE TYPE WW1 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING PANEL

CON-WW1A FACADE TYPE WW1A : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE

CON-WW2 FACADE TYPE WW2 : SEMI UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE AT CROWN

CON-WW3 FACADE TYPE WW3 : UNITISED WINDOW WALL WITH SINGLE LEAF SWING DOOR & SIDE HUNG WINDOW

CON-WW4 FACADE TYPE WW4 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM LOUVRE, FREE STANDING GLASS BALUSTRADE & DOUBLE LEAF SLIDING DOORS

CON-WW5 FACADE TYPE WW5 : TOP HUNG OPERABLE WINDOW

CON-SF1 FACADE TYPE SF1 : ALUMINIUM FRAMED GLASS WALL WITH DOUBLE LEAF SWING DOORS AT LEVEL 14

CON-BL1 FACADE TYPE BL1 : FREE STANDING GLASS BALUSTRADE AT SKY GARDEN LEVEL 40

04 MARKING ELEVATION 4
TP6-CON-EL-04
EAST

COPYRIGHT
No part of this document may by reproduced transmitted or recorded in any form or otherwise without the prior written permission of the developers

Notes

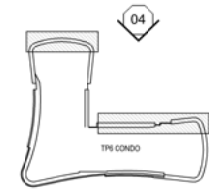
ISSUED

0	FOR TENDER	30/04/15	
1	FOR TENDER REV. 1	05/06/15	

NO.	Description	Date	Check
DESCRIPTION			
V	–	–	
1	GENERAL REVISION ON MARKING ELEVATION	05/06/15	

Rev.	Description	Date	Check

Key Plan



PROJECT

TUNJUNGAN PLAZA 6
MIXED USE DEVELOPMENT

OWNER:
PT. PAKUWON JATI Tbk.
GEDUNG LAGUNA SQUARE
JL. KEJAWEN PUTIH MUTIARA NO.9
SURABAYA 60112, INDONESIA

ARCHITECT:
DP ARCHITECTS PTE LTD
6 RAFFLES BOULEVARD
#04-100 MARINA SQUARE
SINGAPORE 039594
TEL 63383988 FAX 63379989

LOCAL ARCHITECT:
blue|antz
SUDIRMAN PARK OFFICE BLOCK C No.28
JL. K.H MAS MANSYUR KAV.35, JAKARTA PUSAT 10220
PHONE (62-21)57947519 FAX (62-21)57947520
EMAIL: indra@blue-antz.net

STRUCTURAL ENGINEER:
PT. HAERTE WIDYA CONSULTING ENGINEERS
RUKO GRAND ARIES NAGA
JL. RAYA TAMAN ARIES BLOK E-1 NO. 5A-B
MERUYA UTARA – JAKARTA 11620
T (62-21) 2931 9262/63/64
F (62-21) 2931 9265

M&E CONSULTANT:
Beca
Beca Engineering NZ Ltd
BECA HOUSE, 21 PITT STREET
PO BOX 6345, AUCKLAND 1141
NEW ZEALAND
TEL +64 9 300 9000
FAX +64 9 300 9300
www.beca.com
PT. Bimatekno Karyatama Konsultan
GRAHA MUSTIKA RATU 2ND FLOOR
JL. JEND.GATOT SUBROTO KAV.74-75
JAKARTA 12870. INDONESIA
TEL +62 21 830 7403
FAX +61 21 830 6565
www.beca.com

FACADE CONSULTANT:
PAUL ADAM Façades
Facade Consulting, Engineering & Design
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, 18TH FLOOR
JL. JEND. SUDIRMAN KAV 45–46, JAKARTA 12930 INDONESIA

INTERIOR DESIGNER:
GENIUS LOCI PTE LTD
INTERIOR ARCHITECTURE & DESIGN
140 BUKIT TIMAH ROAD SINGAPORE 229840
TALK: 65-737 3793 WRITE: 65-736 2353

LANDSCAPE CONSULTANT:

LIGHTING CONSULTANT:
PT. LITAC KONSULTAN

QUANTITY SURVEYORS:
RLB|Rider Levett Bucknall
JL. JEND. SUDIRMAN KAV. 45–46
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, LEVEL 18
JAKARTA 12930, INDONESIA
TEL (62-21) 575 0828
FAX (62-21) 575 0801

CONSTRUCTION MANAGEMENT:

DRAWING TITLE

EAST ELEVATION

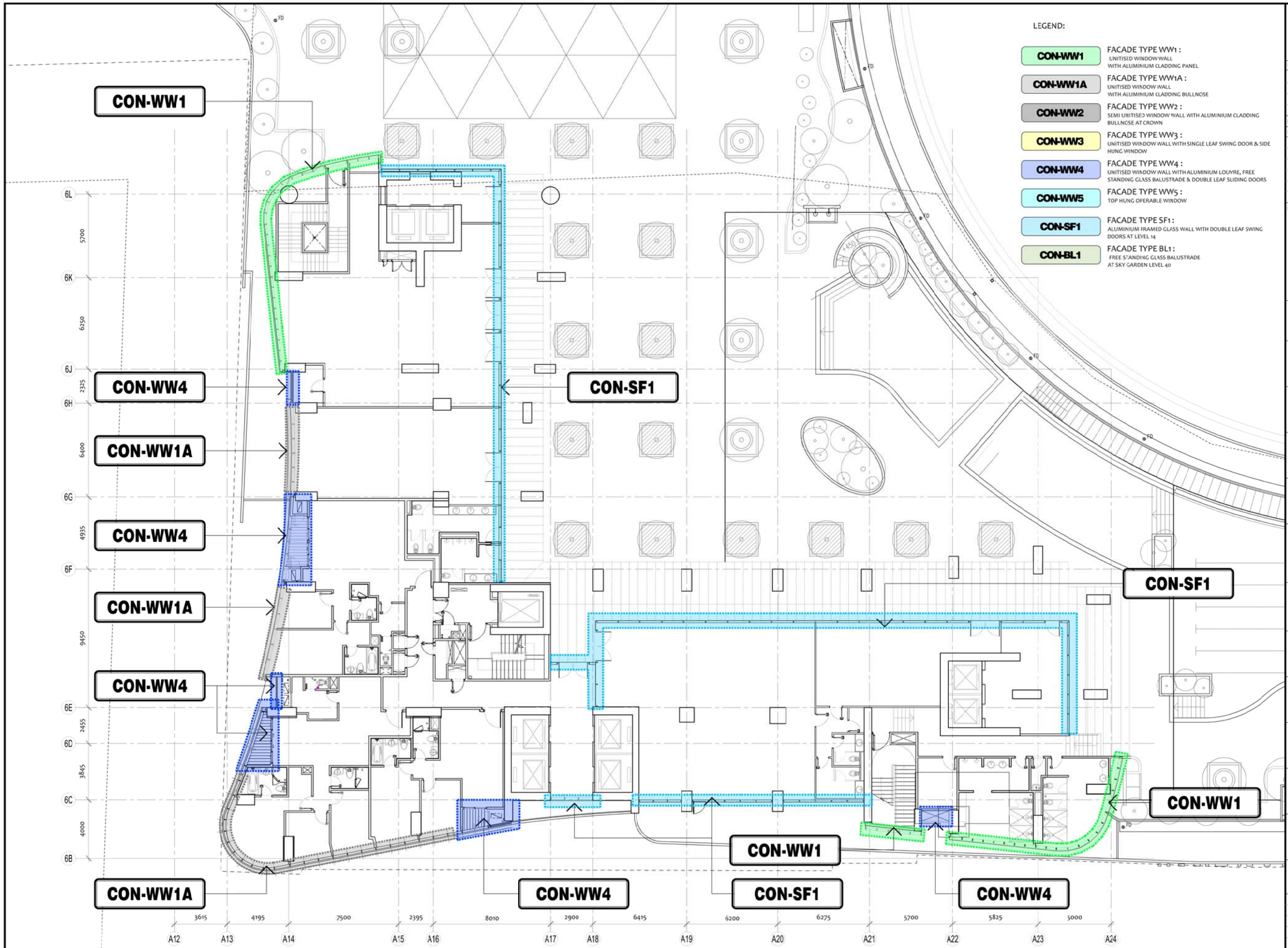
Drawn	N	DATE	APRIL 2015
Designed	N	DATE	APRIL 2015
Checked	Satria	DATE	APRIL 2015
Approved	Paul	DATE	APRIL 2015
Project Director		DATE	
OWNER APPROVAL		DATE	

PHASE : TD

DRAWING NUMBER : TP6-CON-EL-04

ISSUED FOR : TENDER DRAWING

SCALE 1:800 (A3)



01 14TH STOREY KEY PLAN
TP6-CON-PL-01

LEGEND:

CON-WW1	FACADE TYPE WW1 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING PANEL
CON-WW1A	FACADE TYPE WW1A : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE
CON-WW2	FACADE TYPE WW2 : SEMI UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE AT CROWN
CON-WW3	FACADE TYPE WW3 : UNITISED WINDOW WALL WITH SINGLE LEAF SWING DOOR & SIDE HUNG WINDOW
CON-WW4	FACADE TYPE WW4 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM LOUVRE, FREE STANDING GLASS BALUSTRADE & DOUBLE LEAF SLIDING DOORS
CON-WW5	FACADE TYPE WW5 : TOP HUNG OPERABLE WINDOW
CON-SF1	FACADE TYPE SF1 : ALUMINIUM FRAMED GLASS WALL WITH DOUBLE LEAF SWING DOORS AT LEVEL 14
CON-BL1	FACADE TYPE BL1 : FREE STANDING GLASS BALUSTRADE AT SKY GARDEN LEVEL 40

COPYRIGHT
No part of this document may by reproduced transmitted or recorded in any form or otherwise without the prior written permission of the developers

Notes

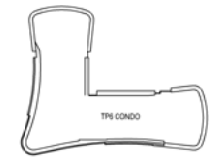
ISSUED

0	FOR TENDER	05/06/15	

NO.	Description	Date	Check
DESCRIPTION			
-	-	-	

Rev.	Description	Date	Check

Key Plan



PROJECT

TUNJUNGAN PLAZA 6
MIXED USE DEVELOPMENT

OWNER:
PT. PAKUWON JATI Tbk.
GEDUNG LAGUNA SQUARE
JL. KEJAWEN PUTIH MUTIARA NO.9
SURABAYA 60112, INDONESIA

ARCHITECT:
DP ARCHITECTS PTE LTD
6 RAFFLES BOULEVARD
#04-100 MARINA SQUARE
SINGAPORE 039594
TEL 63383988 FAX 63379989

LOCAL ARCHITECT:
blue|antz
SUDIRMAN PARK OFFICE BLOCK C No.28
JL. K.H MAS MANSYUR KAV.35, JAKARTA PUSAT 10220
PHONE (62-21)57947519 FAX (62-21)57947520
EMAIL: indra@blue-antz.net

STRUCTURAL ENGINEER:
PT. HAERTE WIDYA CONSULTING ENGINEERS
RUKO GRAND ARIES NAGA
JL. RAYA TAMAN ARIES BLOK E-1 NO. 5A-B
MERUYA UTARA – JAKARTA 11620
T (62-21) 2931 9262/63/64
F (62-21) 2931 9265

M&E CONSULTANT:
Beca
Beca Engineering NZ Ltd
BECA HOUSE, 21 PITT STREET
PO BOX 6345, AUCKLAND 1141
NEW ZEALAND
TEL +64 9 300 9000
FAX +64 9 300 9300
www.beca.com

PT. Bimatekno Karyatama
Konsultan
GRAHA MUSTIKA RATU 2ND FLOOR
JL. JEND.GATOT SUBROTO KAV.74-75
JAKARTA 12870 INDONESIA
TEL +62 21 830 7403
FAX +61 21 830 6565
www.beca.com

FACADE CONSULTANT:
PAUL ADAM Facades
Facade Consulting, Engineering & Design
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, 18TH FLOOR
JL. JEND. SUDIRMAN KAV 45–46, JAKARTA 12930 INDONESIA

INTERIOR DESIGNER:
GENIUS LOCI PTE LTD
INTERIOR ARCHITECTURE & DESIGN
140 BUKIT TIMAH ROAD SINGAPORE 229840
TALK: 65-737 3793 WRITE: 65-736 2353

LANDSCAPE CONSULTANT:

LIGHTING CONSULTANT:
PT. LITAC KONSULTAN

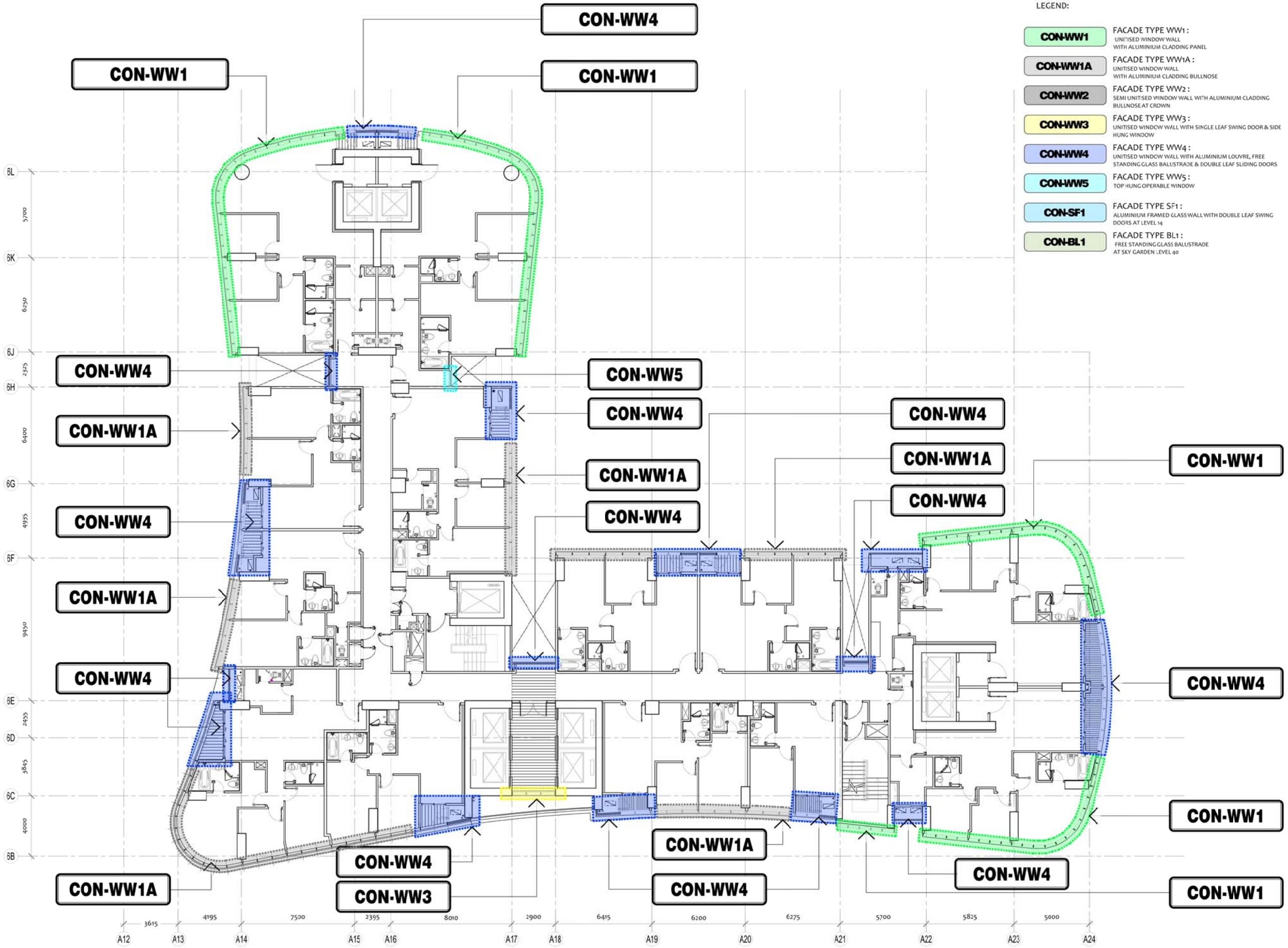
QUANTITY SURVEYORS:
RLB|Rider Levett Bucknall
JL. JEND. SUDIRMAN KAV. 45-46
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, LEVEL 18
JAKARTA 12930, INDONESIA
TEL (62-21) 575 0828
FAX (62-21) 575 0801

CONSTRUCTION MANAGEMENT:

DRAWING TITLE
14TH STOREY KEY PLAN

Drawn	N	DATE	APRIL 2015
Designed	N	DATE	APRIL 2015
Checked	Satria	DATE	APRIL 2015
Approved	Paul	DATE	APRIL 2015
Project Director		DATE	
OWNER APPROVAL		DATE	

PHASE : TD
DRAWING NUMBER : TP6-CON-PL-01
ISSUED FOR : TENDER DRAWING
SCALE 1:250 (A3)



02 CONDO - 15TH-39TH, 45TH-51ST STOREY
TP6-CON-PL-02

LEGEND:

CON-WW1	FACADE TYPE WW1 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING PANEL
CON-WW1A	FACADE TYPE WW1A : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE
CON-WW2	FACADE TYPE WW2 : SEMI UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE AT CROWN
CON-WW3	FACADE TYPE WW3 : UNITISED WINDOW WALL WITH SINGLE LEAF SWING DOOR & SIDE HUNG WINDOW
CON-WW4	FACADE TYPE WW4 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM LOUVRE, FREE STANDING GLASS BALUSTRADE & DOUBLE LEAF SLIDING DOORS
CON-WW5	FACADE TYPE WW5 : TOP HUNG OPERABLE WINDOW
CON-SF1	FACADE TYPE SF1 : ALUMINIUM FRAMED GLASS WALL WITH DOUBLE LEAF SWING DOORS AT LEVEL 14
CON-BL1	FACADE TYPE BL1 : FREE STANDING GLASS BALUSTRADE AT SKY GARDEN LEVEL 40

COPYRIGHT
No part of this document may by reproduced transmitted or recorded in any form or otherwise without the prior written permission of the developers

Notes

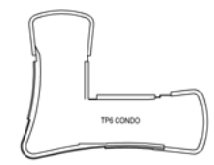
ISSUED

0	FOR TENDER	05/06/15	

NO.	Description	Date	Check
DESCRIPTION			
-	-	-	

Rev.	Description	Date	Check

Key Plan



PROJECT

TUNJUNGAN PLAZA 6
MIXED USE DEVELOPMENT

OWNER:
PT. PAKUWON JATI Tbk.
GEDUNG LAGUNA SQUARE
JL. KEJAWEN PUTIH MUTIARA NO.9
SURABAYA 60112, INDONESIA

ARCHITECT:
DP ARCHITECTS PTE LTD
6 RAFFLES BOULEVARD
#04-100 MARINA SQUARE
SINGAPORE 039594
TEL 63383988 FAX 63379989

LOCAL ARCHITECT:
blue|antz
SUDIRMAN PARK, OFFICE BLOCK C No.28
JL. KH MAS MANSYUR KAV.35, JAKARTA PUSAT 10220
PHONE (62-21)57947519 FAX (62-21)57947520
EMAIL: indra@blue-antz.net

STRUCTURAL ENGINEER
PT. HAERTE WIDYA CONSULTING ENGINEERS
RUKO GRAND ARIES NIAGA
JL. RAYA TAMAN ARIES BLOK E-1 NO. 5A-B
MERUYA UTARA – JAKARTA 11620
T (62-21) 2931 9262/63/64
F (62-21) 2931 9265

M&E CONSULTANT:
Beca Engineering NZ Ltd
BECA HOUSE, 21 PITT STREET
PO BOX 6345, AUCKLAND 1141
NEW ZEALAND
TEL +64 9 300 9000
FAX +64 9 300 9300
www.beca.com

PT. Bimatekno Karyatama Konsultan
GRAHA MUSTIKA RATU 2ND FLOOR
JL. JEND.GATOT SUBROTO KAV.74-75
JAKARTA 12870, INDONESIA
TEL +62 21 830 7403
FAX +61 21 830 6565
www.beca.com

FACADE CONSULTANT:
PAUL ADAM Facades
Facade Consulting, Engineering & Design
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, 18TH FLOOR
JL. JEND. SUDIRMAN KAV 45–46, JAKARTA 12930 INDONESIA

INTERIOR DESIGNER:
GENIUS LOCI PTE LTD
INTERIOR ARCHITECTURE & DESIGN
140 BUKIT TIMAH ROAD SINGAPORE 229840
TALK: 65-737 3793 WRITE: 65-736 2353

LANDSCAPE CONSULTANT:

LIGHTING CONSULTANT:
PT. LITAC KONSULTAN

QUANTITY SURVEYORS:
RLB | Rider Levett Bucknall
JL. JEND. SUDIRMAN KAV. 45-46
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, LEVEL 18
JAKARTA 12930, INDONESIA
TEL (62-21) 575 0828
FAX (62-21) 575 0801

CONSTRUCTION MANAGEMENT:

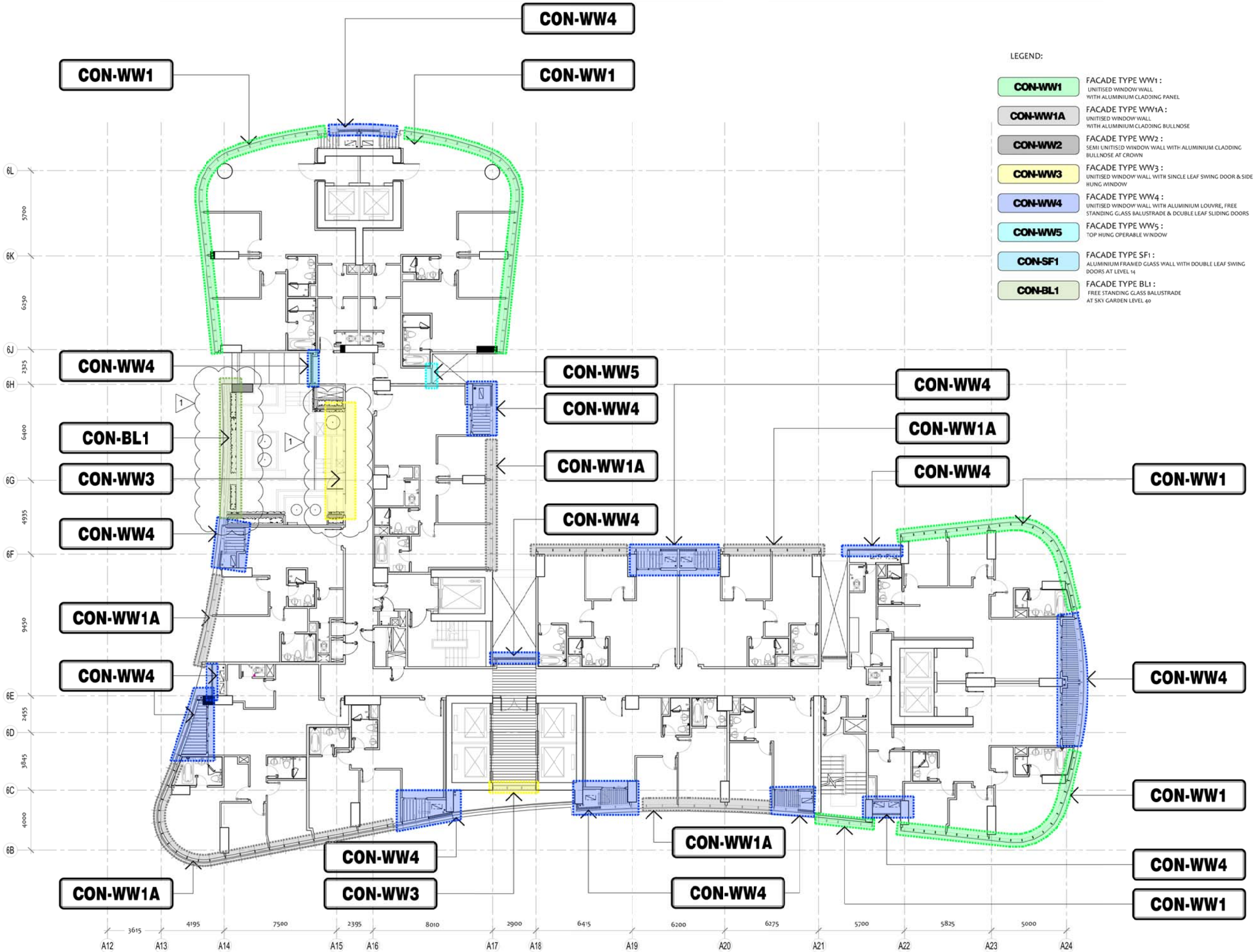
DRAWING TITLE

15TH-39TH, 45TH-51ST STOREY

Drawn	N	DATE	APRIL 2015
Designed	N	DATE	APRIL 2015
Checked	Satria	DATE	APRIL 2015
Approved	Paul	DATE	APRIL 2015
Project Director		DATE	
OWNER APPROVAL		DATE	

PHASE :	DRAWING NUMBER :
TD	TP6-CON-PL-02

ISSUED FOR :	SCALE
TENDER DRAWING	1:250 (A3)



03 CONDO - 40TH STOREY

TP6-CON-PL-03

LEGEND:

CON-WW1	FACADE TYPE WW1 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING PANEL
CON-WW1A	FACADE TYPE WW1A : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE
CON-WW2	FACADE TYPE WW2 : SEMI UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE AT CROWN
CON-WW3	FACADE TYPE WW3 : UNITISED WINDOW WALL WITH SINCLE LEAF SWING DOOR & SIDE HUNG WINDOW
CON-WW4	FACADE TYPE WW4 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM LOUVRE, FREE STANDING GLASS BALUSTRADE & DCUBLE LEAF SLIDING DOORS
CON-WW5	FACADE TYPE WW5 : TOP HUNG OPERABLE WINDOW
CON-SF1	FACADE TYPE SF1 : ALUMINIUM FRAMED GLASS WALL WITH DOUBLE LEAF SWING DOORS AT LEVEL 14
CON-BL1	FACADE TYPE BL1 : FREE STANDING GLASS BALUSTRADE AT SKY GARDEN LEVEL 40

COPYRIGHT
No part of this document may by reproduced transmitted or recorded in any form or otherwise without the prior written permission of the developers

Notes

ISSUED

0	FOR TENDER	05/06/15	
1	FOR TENDER REV. 1	23/06/15	

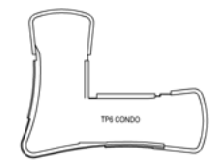
NO.	Description	Date	Check

DESCRIPTION

0	-	-	
1	AS PER COMMENTS ON 22/06/2015	23/06/15	

Rev.	Description	Date	Check

Key Plan



PROJECT

TUNJUNGAN PLAZA 6
MIXED USE DEVELOPMENT

OWNER:
PT. PAKUWON JATI Tbk.
GEDUNG LAGUNA SQUARE
JL. KEJAWEN PUTIH MUTIARA NO.9
SURABAYA 60112, INDONESIA

ARCHITECT:
DP ARCHITECTS PTE LTD
6 RAFFLES BOULEVARD
#04-100 MARINA SQUARE
SINGAPORE 039594
TEL 63383988 FAX 63379989

LOCAL ARCHITECT:
blue|antz
SUDIRMAN PARK, OFFICE BLOCK C No.28
JL. K.H MAS MANSYUR KAV.35, JAKARTA PUSAT 10220
PHONE (62-21)57947519 FAX (62-21)57947520
EMAIL: indra@blue-antz.net

STRUCTURAL ENGINEER:
PT. HAERTE WIDYA CONSULTING ENGINEERS
RUKO GRAND ARIES NIAGA
JL. RAYA TAMAN ARIES BLOK E-1 NO. 5A-B
MERUYA UTARA - JAKARTA 11620
T (62-21) 2931 9262/63/64
F (62-21) 2931 9265

M&E CONSULTANT:
Beca
Beca Engineering NZ Ltd
BECA HOUSE, 21 PITT STREET
PO BOX 6345, AUCKAND 1141
NEW ZEALAND
TEL +64 9 300 9000
FAX +64 9 300 9300
www.beca.com

PT. Bimatekno Karyatama Konsultan
GRAHA WUSTIKA RATU 2ND FLOOR
JL. JENG.GATOT SUBROTO KAV.74-75
JAKARTA 12870 INDONESIA
TEL +62 21 830 7403
FAX +62 21 830 6565
www.beca.com

FACADE CONSULTANT:
PAUL ADAM Facades
Facade Consulting, Engineering & Design
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, 18TH FLOOR
JL. JEND. SUDIRMAN KAV 45-46, JAKARTA 12930 INDONESIA

INTERIOR DESIGNER:
GENIUS LOCI PTE LTD
INTERIOR ARCHITECTURE & DESIGN
140 BUKIT TIMAH ROAD SINGAPORE 229840
TALK: 65-737 3793 WRITE: 65-736 2353

LANDSCAPE CONSULTANT:

LIGHTING CONSULTANT:
PT. LITAC KONSULTAN

QUANTITY SURVEYORS:
RLB | Rider Levett Bucknall
JL. JEND. SUDIRMAN KAV. 45-46
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, LEVEL 18
JAKARTA 12930, INDONESIA
TEL (62-21) 575 0823
FAX (62-21) 575 0801

CONSTRUCTION MANAGEMENT:

DRAWING TITLE

40TH STOREY

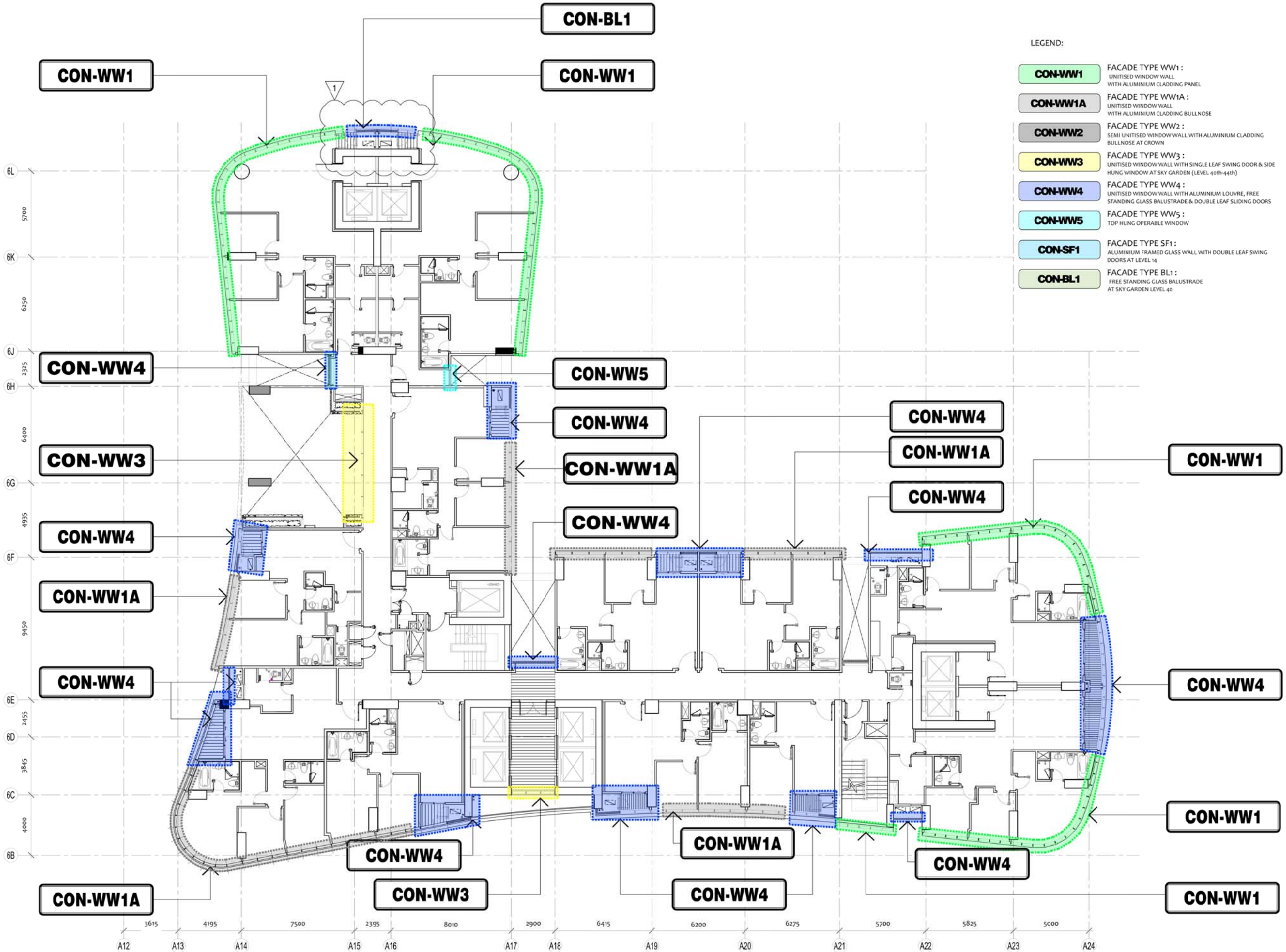
Drawn	N	DATE	APRIL 2015
Designed	N	DATE	APRIL 2015
Checked	Satria	DATE	APRIL 2015
Approved	Paul	DATE	APRIL 2015
Project Director		DATE	
OWNER APPROVAL		DATE	

PHASE : TD

DRAWING NUMBER : TP6-CON-PL-03

ISSUED FOR : TENDER DRAWING

SCALE 1:250 (A3)



04 CONDO 41ST - 44TH STOREY

TP6-CON-PL-04

LEGEND:

CON-WW1	FACADE TYPE WW1 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING PANEL
CON-WW1A	FACADE TYPE WW1A : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE
CON-WW2	FACADE TYPE WW2 : SEMI UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE AT CROWN
CON-WW3	FACADE TYPE WW3 : UNITISED WINDOW WALL WITH SINGLE LEAF SWING DOOR & SIDE HUNG WINDOW AT SKY GARDEN (LEVEL 40th-44th)
CON-WW4	FACADE TYPE WW4 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM LOUVRE, FREE STANDING GLASS BALUSTRADE & DOUBLE LEAF SLIDING DOORS
CON-WW5	FACADE TYPE WW5 : TOP HUNG OPERABLE WINDOW
CON-SF1	FACADE TYPE SF1 : ALUMINIUM FRAMED GLASS WALL WITH DOUBLE LEAF SWING DOORS AT LEVEL 14
CON-BL1	FACADE TYPE BL1 : FREE STANDING GLASS BALUSTRADE AT SKY GARDEN LEVEL 40

COPYRIGHT
No part of this document may by reproduced transmitted or recorded in any form or otherwise without the prior written permission of the developers

Notes

ISSUED

0	FOR TENDER	05/06/15	
1	FOR TENDER REV.	24/06/15	

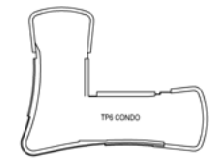
NO.	Description	Date	Check

DESCRIPTION

0	-	-	
1	AS PER COMMENTS ON 22/06/2015	24/06/15	

Rev.	Description	Date	Check

Key Plan



PROJECT

TUNJUNGAN PLAZA 6
MIXED USE DEVELOPMENT

OWNER:
PT. PAKUWON JATI Tbk.
GEDUNG LAGUNA SQUARE
JL. KEJAWEN PUTIH MUTIARA NO.9
SURABAYA 60112, INDONESIA

ARCHITECT:
DP ARCHITECTS PTE LTD
6 RAFFLES BOULEVARD
#04-100 MARINA SQUARE
SINGAPORE 039594
TEL 63383988 FAX 63379989

LOCAL ARCHITECT:
blue|antz
SUDIRMAN PARK OFFICE BLOCK C No.28
JL. K.H MAS MANSYUR KAV.35, JAKARTA PUSAT 10220
PHONE (62-21)57947519 FAX (62-21)57947520
EMAIL: indra@blue-antz.net

STRUCTURAL ENGINEER:
PT. HAERTE WIDYA CONSULTING ENGINEERS
RUKO GRAND ARIES NAGA
JL. RAYA TAMAN ARIES BLOK E-1 NO. 5A-B
MERUYA UTARA - JAKARTA 11620
T (62-21) 2931 9262/63/64
F (62-21) 2931 9265

M&E CONSULTANT:
Beca
Beca Engineering NZ Ltd
BECA HOUSE, 21 PITT STREET
PO BOX 6345, AUCKAND 1141
NEW ZEALAND
TEL +64 9 300 9000
FAX +64 9 300 9300
www.beca.com

PT. Bimatekno Karyatama Konsultan
GRAHA WUSTIKA RATU 2ND FLOOR
JL. JEND.GATOT SUBROTO KAV.74-75
JAKARTA 12870 INDONESIA
TEL +62 21 830 7403
FAX +62 21 830 6565
www.beca.com

FACADE CONSULTANT:
PAUL ADAM Facades
Facade Consulting, Engineering & Design
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, 18TH FLOOR
JL. JEND. SUDIRMAN KAV 45-46, JAKARTA 12930 INDONESIA

INTERIOR DESIGNER:
GENIUS LOCI PTE LTD
INTERIOR ARCHITECTURE & DESIGN
140 BUKIT TIMAH ROAD SINGAPORE 229840
TALK: 65-737 3793 WRITE: 65-736 2353

LANDSCAPE CONSULTANT:

LIGHTING CONSULTANT:
PT. LITAC KONSULTAN

QUANTITY SURVEYORS:
RLB | Rider Levett Bucknall
JL. JEND. SUDIRMAN KAV. 45-46
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, LEVEL 18
JAKARTA 12930, INDONESIA
TEL (62-21) 575 0828
FAX (62-21) 575 0801

CONSTRUCTION MANAGEMENT:

DRAWING TITLE

41ST - 44TH STOREY

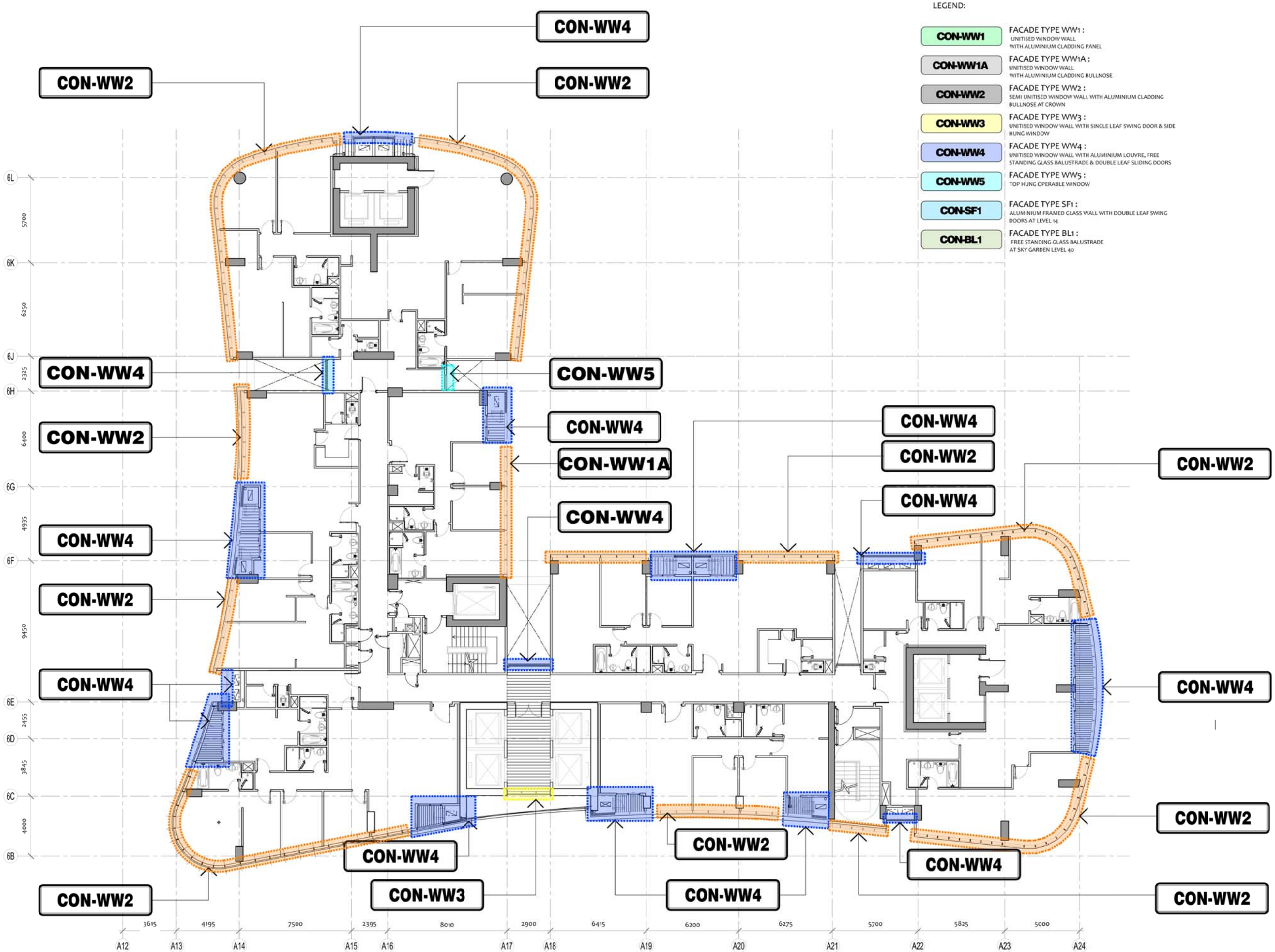
Drawn	N	DATE	APRIL 2015
Designed	N	DATE	APRIL 2015
Checked	Satria	DATE	APRIL 2015
Approved	Paul	DATE	APRIL 2015
Project Director		DATE	
OWNER APPROVAL		DATE	

PHASE : TD

DRAWING NUMBER : TP6-CON-PL-04

ISSUED FOR : TENDER DRAWING

SCALE 1:250 (A3)



04 CONDO - 52ND STOREY

TP6-CON-PL-04

LEGEND:

CON-WW1	FACADE TYPE WW1 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING PANEL
CON-WW1A	FACADE TYPE WW1A : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE
CON-WW2	FACADE TYPE WW2 : SEMI UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE AT CROWN
CON-WW3	FACADE TYPE WW3 : UNITISED WINDOW WALL WITH SINGLE LEAF SWING DOOR & SIDE HUNG WINDOW
CON-WW4	FACADE TYPE WW4 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM LOUVRE, FREE STANDING GLASS BALUSTRADE & DOUBLE LEAF SLIDING DOORS
CON-WW5	FACADE TYPE WW5 : TOP HUNG OPERABLE WINDOW
CON-SF1	FACADE TYPE SF1 : ALUMINIUM FRAMED GLASS WALL WITH DOUBLE LEAF SWING DOORS AT LEVEL 14
CON-BL1	FACADE TYPE BL1 : FREE STANDING GLASS BALUSTRADE AT SKY GARDEN LEVEL 40

COPYRIGHT
No part of this document may by reproduced transmitted or recorded in any form or otherwise without the prior written permission of the developers

Notes

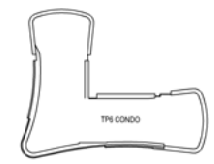
ISSUED

0	FOR TENDER	05/06/15	
NO.	Description	Date	Check

DESCRIPTION

0	-	-	
Rev.	Description	Date	Check

Key Plan



PROJECT

TUNJUNGAN PLAZA 6
MIXED USE DEVELOPMENT

OWNER:
PT. PAKUWON JATI Tbk.
GEDUNG LAGUNA SQUARE
JL. KEJAWEN PUTIH MUTIARA NO.9
SURABAYA 60112, INDONESIA

ARCHITECT:
DP ARCHITECTS PTE LTD
6 RAFFLES BOULEVARD
#04-100 MARINA SQUARE
SINGAPORE 039594
TEL 63383988 FAX 63379989

LOCAL ARCHITECT:
bluelantz
SUDIRMAN PARK OFFICE BLOCK C No.28
JL. K.H MAS MANSYUR KAV.35, JAKARTA PUSAT 10220
PHONE (62-21)57947519 FAX (62-21)57947520
EMAIL: indro@blue-entz.net

STRUCTURAL ENGINEER:
PT. HAERTE WIDYA CONSULTING ENGINEERS
RUKO GRAND ARIES NIAGA
JL. RAYA TAMAN ARIES BLOK E-1 NO. 5A-B
MERUYA UTARA - JAKARTA 11620
T (62-21) 2931 9262/63/64
F (62-21) 2931 9265

M&E CONSULTANT:
Beca
Beca Engineering NZ Ltd
BECA HOUSE, 21 PITT STREET
PO BOX 6345, AUCKLAND 1141
NEW ZEALAND
TEL +64 9 300 9000
FAX +64 9 300 9300
www.beca.com

PT. Bimatekno Karyatama
Konsultan
GRAHA WUSTIKA RATU 2ND FLOOR
JL. JEND.GATOT SUBROTO KAV.74-75
JAKARTA 12870 INDONESIA
TEL +62 21 830 7403
FAX +62 21 830 6565
www.beca.com

FACADE CONSULTANT:
PAUL ADAM Facades
Facade Consulting, Engineering & Design
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, 18TH FLOOR
JL. JEND. SUDIRMAN KAV 45-46, JAKARTA 12930 INDONESIA

INTERIOR DESIGNER:
GENIUS LOCI PTE LTD
INTERIOR ARCHITECTURE & DESIGN
140 BUKIT TIMAH ROAD SINGAPORE 229840
TALK: 65-737 3793 WRITE: 65-736 2353

LANDSCAPE CONSULTANT:

LIGHTING CONSULTANT:
PT. LITAC KONSULTAN

QUANTITY SURVEYORS:
RLB | Rider Levett Bucknall
JL. JEND. SUDIRMAN KAV. 45-46
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, LEVEL 18
JAKARTA 12930, INDONESIA
TEL (62-21) 575 0828
FAX (62-21) 575 0801

CONSTRUCTION MANAGEMENT:

DRAWING TITLE

52ND STOREY

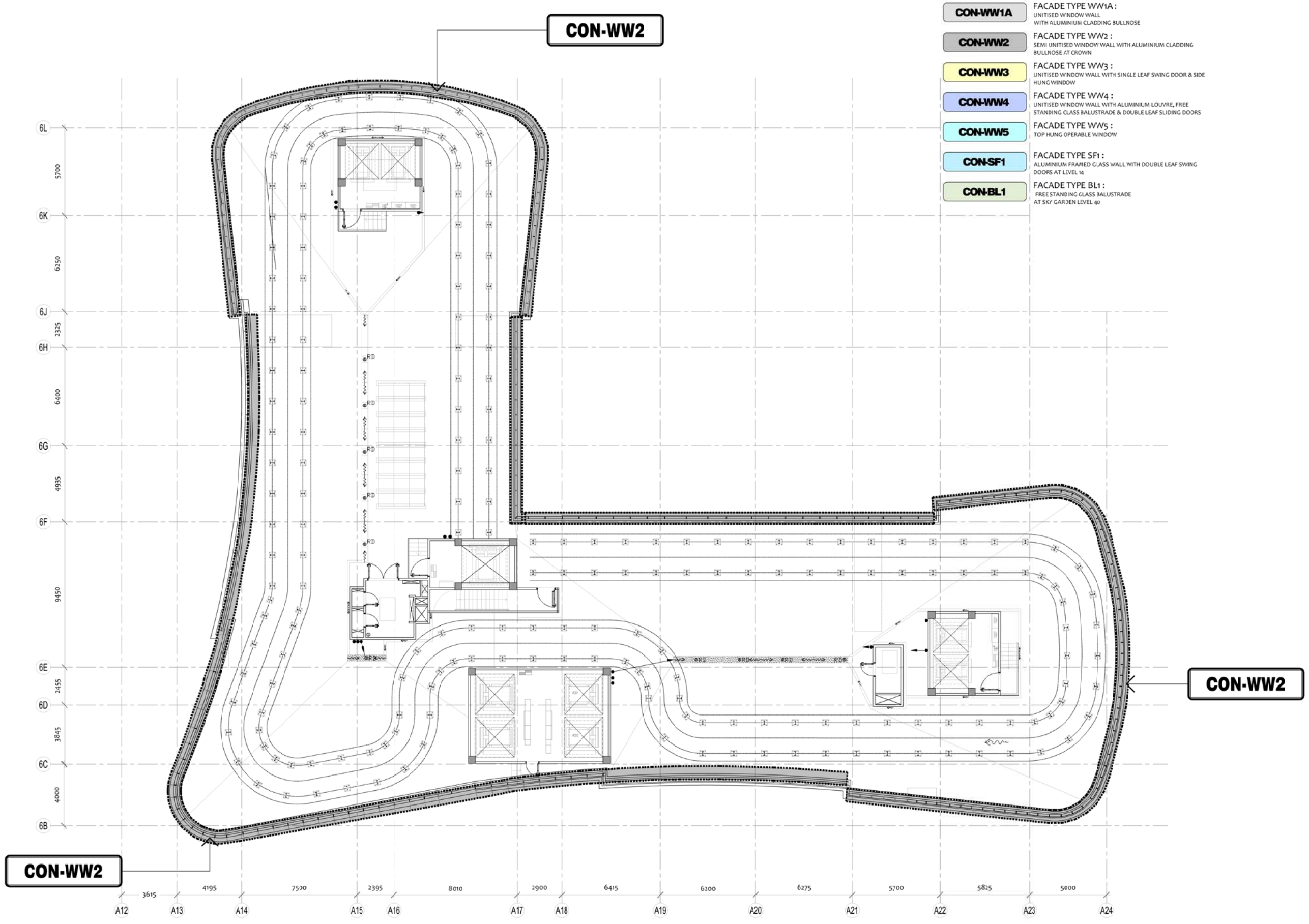
Drawn	N	DATE	APRIL 2015
Designed	N	DATE	APRIL 2015
Checked	Satria	DATE	APRIL 2015
Approved	Paul	DATE	APRIL 2015
Project Director		DATE	
OWNER APPROVAL		DATE	

PHASE : TD

DRAWING NUMBER : TP6-CON-PL-05

ISSUED FOR : TENDER DRAWING

SCALE : 1:250 (A3)



LEGEND:

CON-WW1	FACADE TYPE WW1 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING PANEL
CON-WW1A	FACADE TYPE WW1A : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE
CON-WW2	FACADE TYPE WW2 : SEMI UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM CLADDING BULLNOSE AT CROWN
CON-WW3	FACADE TYPE WW3 : UNITISED WINDOW WALL WITH SINGLE LEAF SWING DOOR & SIDE HUNG WINDOW
CON-WW4	FACADE TYPE WW4 : UNITISED WINDOW WALL WITH ALUMINIUM LOUVRE, FREE STANDING GLASS BALUSTRADE & DOUBLE LEAF SLIDING DOORS
CON-WW5	FACADE TYPE WW5 : TOP HUNG OPERABLE WINDOW
CON-SF1	FACADE TYPE SF1 : ALUMINIUM FRAMED GLASS WALL WITH DOUBLE LEAF SWING DOORS AT LEVEL 14
CON-BL1	FACADE TYPE BL1 : FREE STANDING GLASS BALUSTRADE AT SKY GARDEN LEVEL 40

COPYRIGHT
No part of this document may by reproduced transmitted or recorded in any form or otherwise without the prior written permission of the developers

Notes

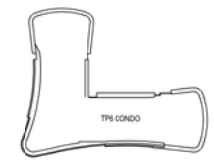
ISSUED

0	FOR TENDER	05/06/15	
NO.	Description	Date	Check

DESCRIPTION

0	-	-	
Rev.	Description	Date	Check

Key Plan



PROJECT

TUNJUNGAN PLAZA 6
MIXED USE DEVELOPMENT

OWNER:
PT. PAKUWON JATI Tbk.
GEDUNG LAGUNA SQUARE
JL. KEJAWEN PUTIH MUTIARA NO.9
SURABAYA 60112, INDONESIA

ARCHITECT:
DP ARCHITECTS PTE LTD
6 RAFFLES BOULEVARD
#04-100 MARINA SQUARE
SINGAPORE 039594
TEL 63383988 FAX 63379989

LOCAL ARCHITECT:
blue|antz
SUDIRMAN PARK, OFFICE BLOCK C No.28
JL. K.H MAS MANSYUR KAV.35, JAKARTA PUSAT 10220
PHONE (62-21)57947519 FAX (62-21)57947520
EMAIL: indra@blue-antz.net

STRUCTURAL ENGINEER:
PT. HAERTE WIDYA CONSULTING ENGINEERS
RUKO GRAND ARIES NAGA
JL. RAYA TAMAN ARIES BLOK E-1 NO. 5A-B
MERUYA UTARA - JAKARTA 11620
T (62-21) 2931 9262/63/64
F (62-21) 2931 9265

M&E CONSULTANT:
Beca
Beca Engineering NZ Ltd
BECA HOUSE, 21 PITT STREET
PO BOX 6345, AUCKLAND 1141
NEW ZEALAND
TEL +64 9 300 9000
FAX +64 9 300 9300
www.beca.com

PT. Bimatekno Karyatama
Konsultan
GRAHA WUSTIKA RATU 2ND FLOOR
JL. JEND.GATOT SUBROTO KAV.74-75
JAKARTA 12870 INDONESIA
TEL +62 21 830 7403
FAX +61 21 830 6565
www.beca.com

FACADE CONSULTANT:
PAUL ADAM Facades
Facade Consulting, Engineering & Design
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, 18TH FLOOR
JL. JEND. SUDIRMAN KAV 45-46, JAKARTA 12930 INDONESIA

INTERIOR DESIGNER:
GENIUS LOCI PTE LTD
INTERIOR ARCHITECTURE & DESIGN
140 BUKIT TIMAH ROAD SINGAPORE 229840
TALK: 65-737 3793 WRITE: 65-736 2353

LANDSCAPE CONSULTANT:

LIGHTING CONSULTANT:
PT. LITAC KONSULTAN

QUANTITY SURVEYORS:
RLB | Rider Levett Bucknall
JL. JEND. SUDIRMAN KAV. 45-46
SAMPOERNA STRATEGIC SQUARE
SOUTH TOWER, LEVEL 18
JAKARTA 12930, INDONESIA
TEL (62-21) 575 0828
FAX (62-21) 575 0801

CONSTRUCTION MANAGEMENT:

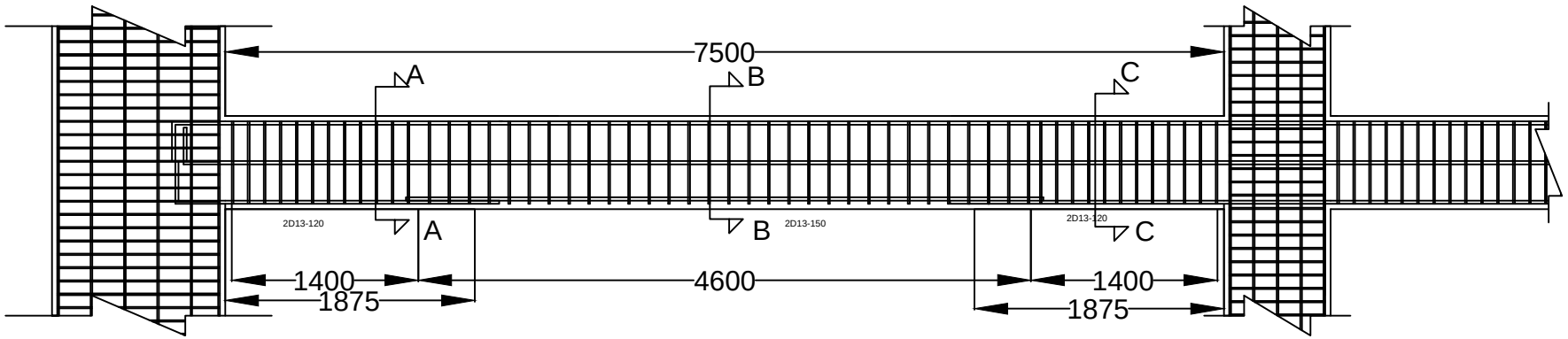
DRAWING TITLE

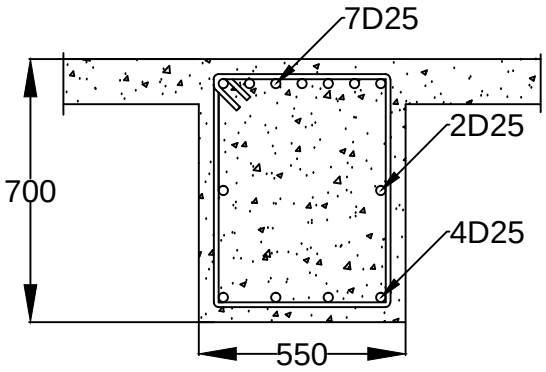
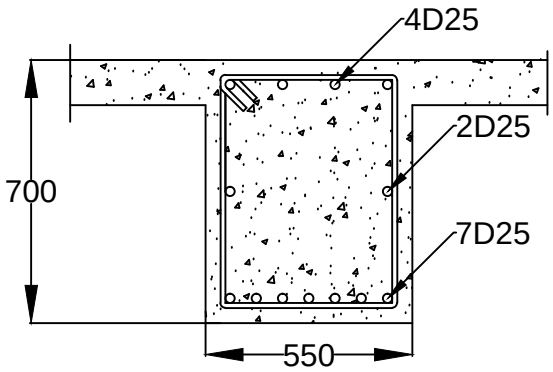
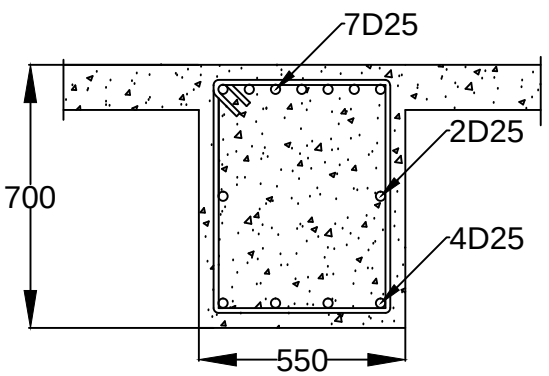
LOWER ROOF

Drawn	N	DATE	APRIL 2015
Designed	N	DATE	APRIL 2015
Checked	Satria	DATE	APRIL 2015
Approved	Paul	DATE	APRIL 2015
Project Director		DATE	
OWNER APPROVAL		DATE	

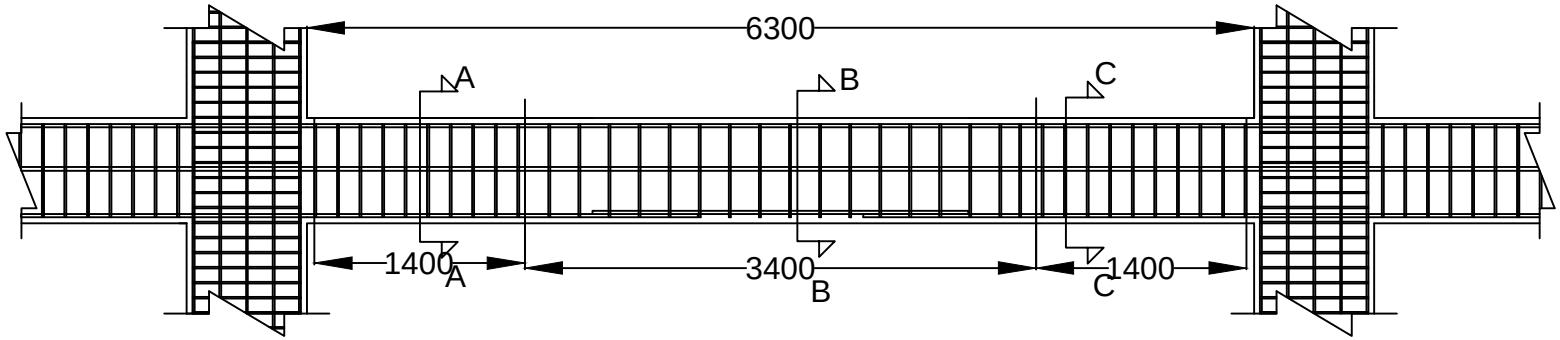
PHASE : TD
DRAWING NUMBER : TP6-CON-PL-06
ISSUED FOR : TENDER DRAWING
SCALE 1:250 (A3)

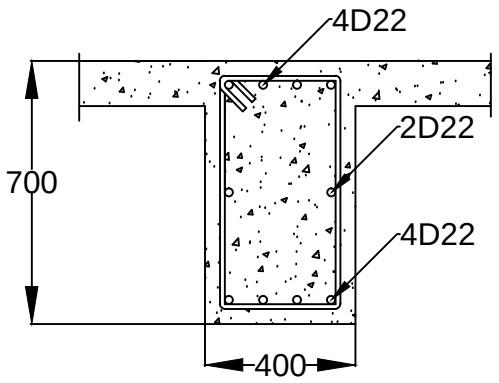
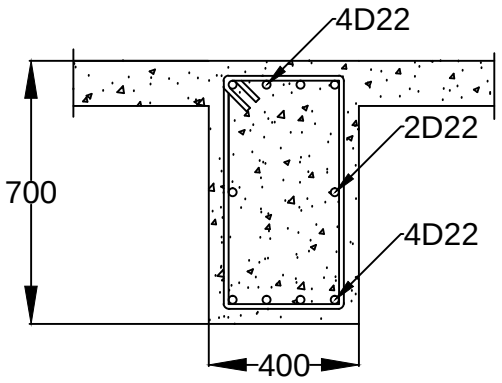
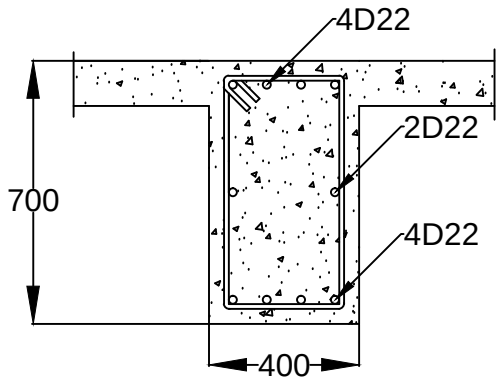
06
TP6-CON-PL-06
CONDO - LOWER ROOF



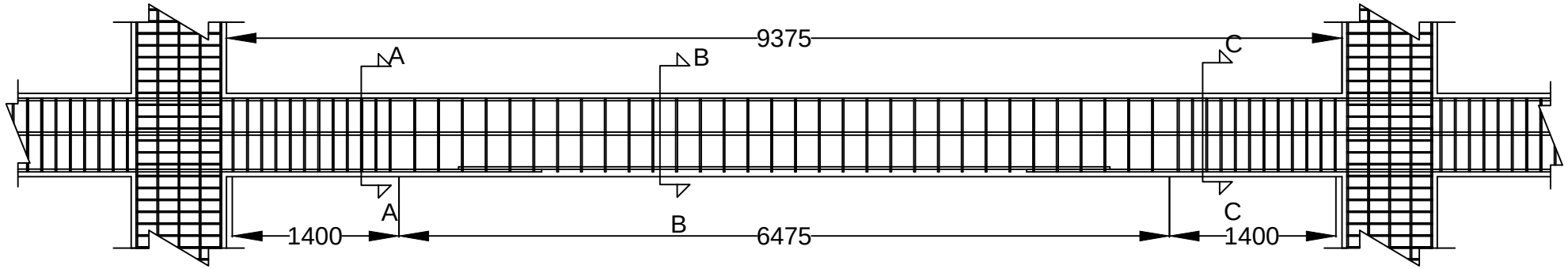
Potongan A- A	Potongan B - B	Potongan C - C
		

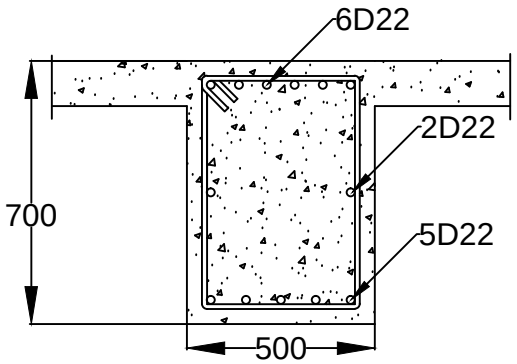
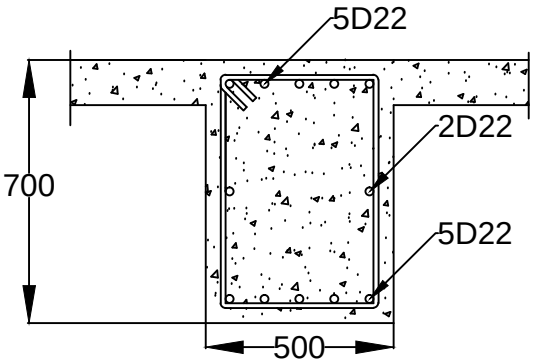
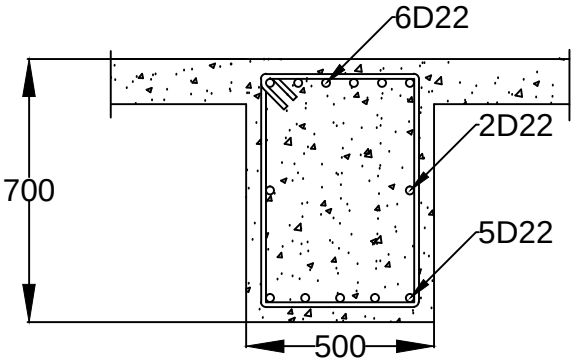
Posisi		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	B63 Lt 15 Balok G5A7
Ukuran Penulangan		$\frac{1}{4}$ ln	$\frac{1}{2}$ ln	$\frac{1}{4}$ ln	
Tulangan	Atas	7 D25	4 D25	7 D25	
	Bawah	4 D25	7 D25	4 D25	
Sengkang		2D13-120	2D13-150	2D13-120	
Decking		40 mm			
Mutu Beton		40 MPa			



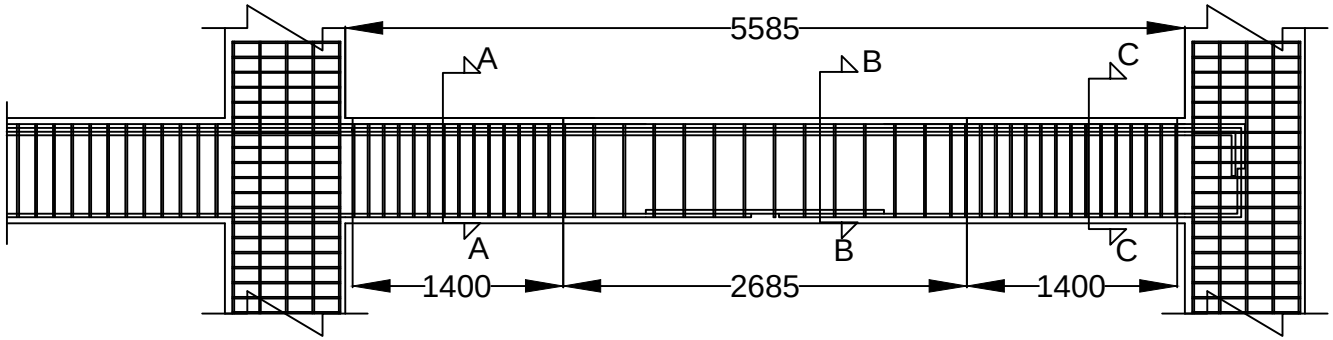
Potongan A- A	Potongan B - B	Potongan C - C
		

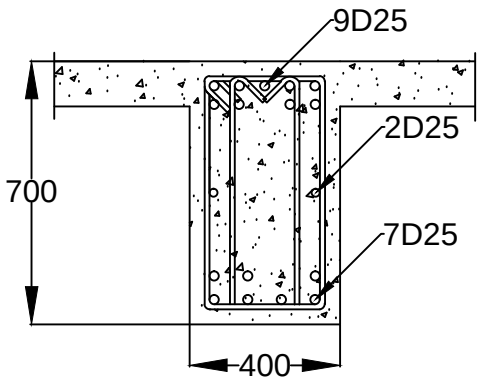
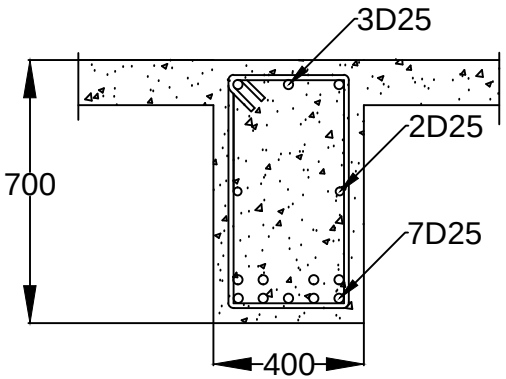
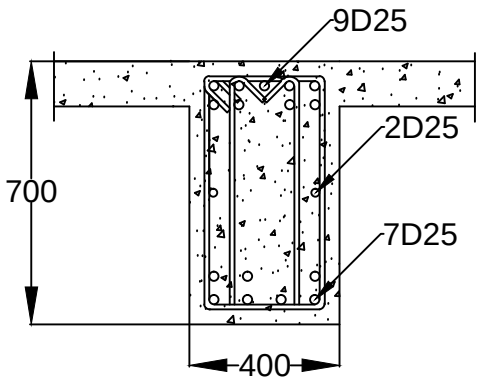
Posisi		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	B22 Lt 15 Balok G47
Ukuran Penulangan		$\frac{1}{4}$ ln	$\frac{1}{2}$ ln	$\frac{1}{4}$ ln	
Tulangan	Atas	4 D22	4 D22	4 D22	
	Bawah	4 D22	4 D22	4 D22	
Sengkang		2D13-150	2D13-200	2D13-150	
Decking		40 mm			
Mutu Beton		40 MPa			



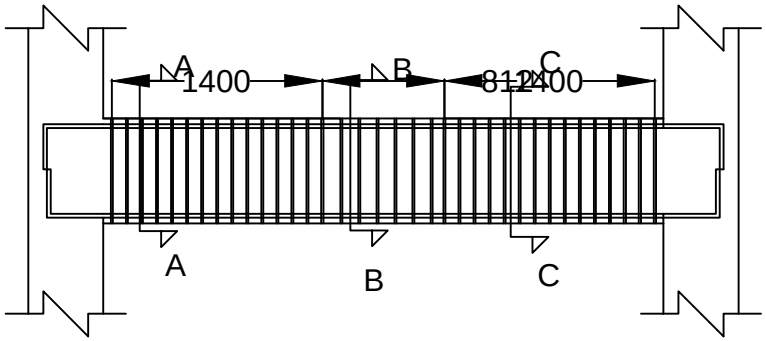
Potongan A- A	Potongan B - B	Potongan C - C
		

Posisi		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	B112 Lt 15 Balok G57
Ukuran Penulangan		$\frac{1}{4}$ ln	$\frac{1}{2}$ ln	$\frac{1}{4}$ ln	
Tulangan	Atas	6 D22	5 D22	6 D22	
	Bawah	5 D22	5 D22	5 D22	
Sengkang		2D13-120	2D13-200	2D13-120	
Decking		40 mm			
Mutu Beton		40 MPa			

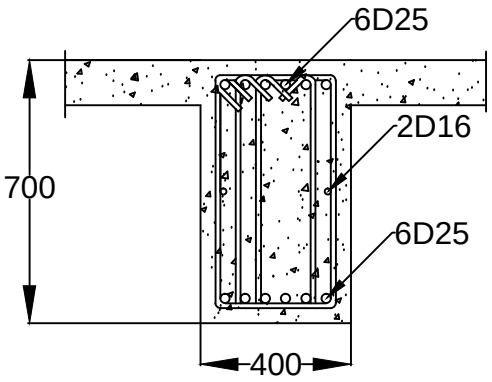


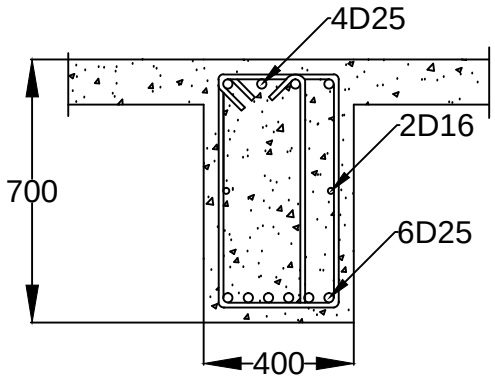
Potongan A- A	Potongan B - B	Potongan C - C
		

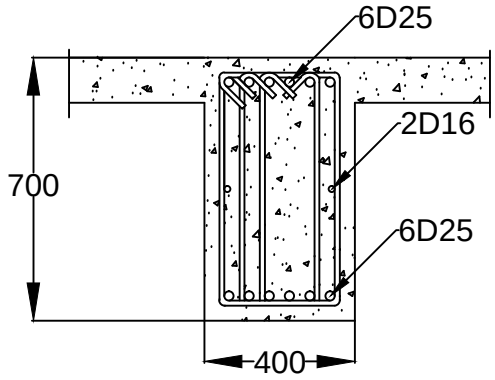
Posisi		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	B79 Lt 15 Balok G47
Ukuran Penulangan		$\frac{1}{4}$ ln	$\frac{1}{2}$ ln	$\frac{1}{4}$ ln	
Tulangan	Atas	9 D25	3 D25	9 D25	
	Bawah	7 D25	7 D25	7 D25	
Sengkang		4D13-100	2D13-150	4D13-100	
Decking		40 mm			
Mutu Beton		40 MPa			



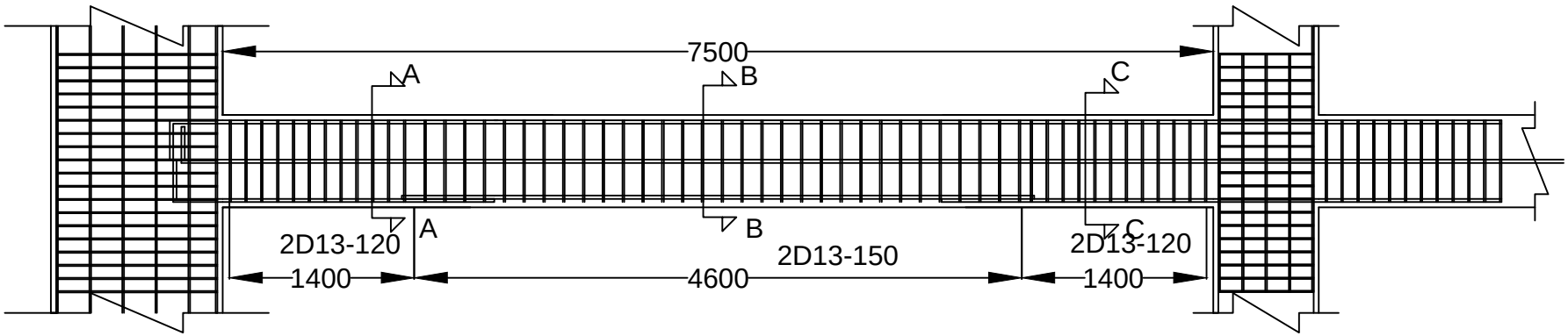
Potongan A- A	Potongan B - B	Potongan C - C



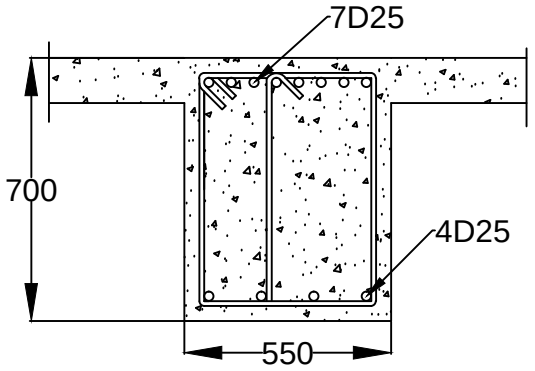


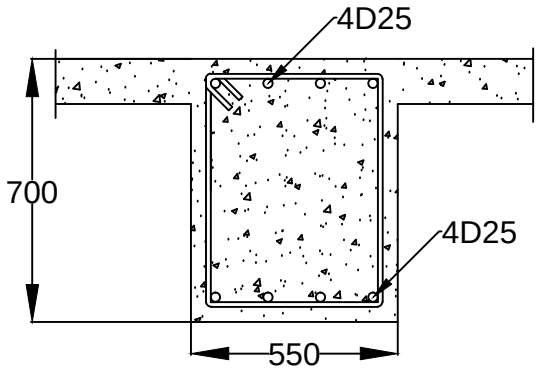


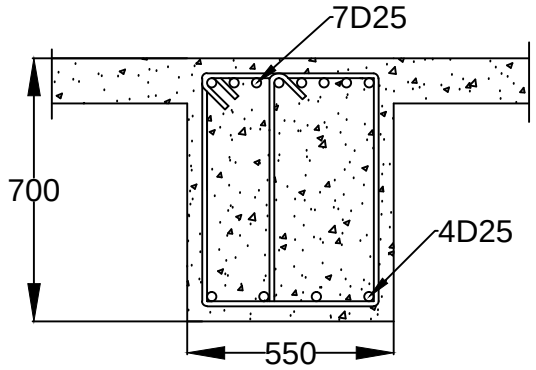
Posisi		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	B82 Lt 15 Balok G47
Ukuran Penulangan		$\frac{1}{4}$ ln	$\frac{1}{2}$ ln	$\frac{1}{4}$ ln	
Tulangan	Atas	6 D25	4 D25	6 D25	
	Bawah	6 D25	6 D25	6 D25	
Sengkang		5D13-100	3D13-120	5D13-100	
Decking		40 mm			
Mutu Beton		40 MPa			



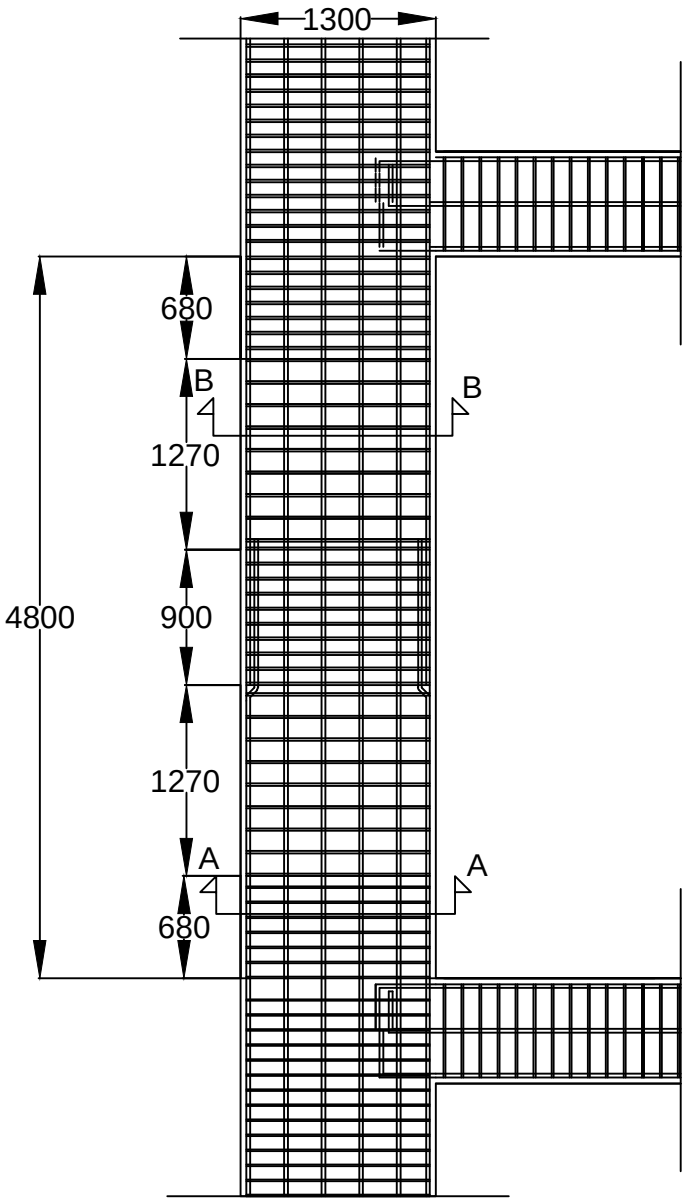
Potongan A- A	Potongan B - B	Potongan C - C





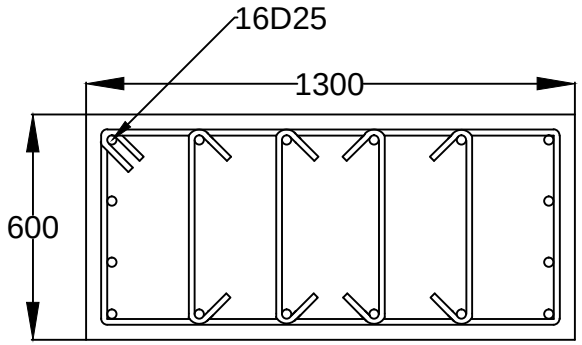


Posisi		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	B63 Lt 45 Balok G5A7
Ukuran Penulangan		$\frac{1}{4}$ ln	$\frac{1}{2}$ ln	$\frac{1}{4}$ ln	
Tulangan	Atas	7 D25	4 D25	7 D25	
	Bawah	4 D25	4 D25	4 D25	
Sengkang		3D13-120	2D13-150	3D13-120	
Decking		40 mm			
Mutu Beton		40 MPa			



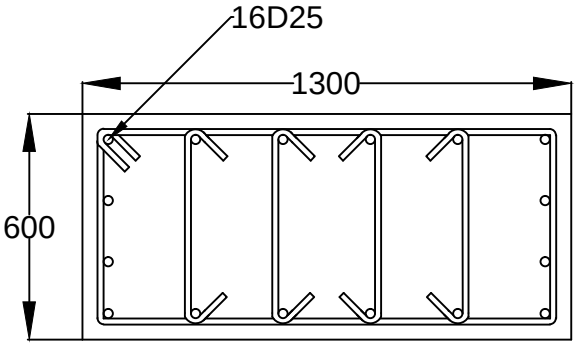
Kolom C8
Skala 1:50

Potongan A- A

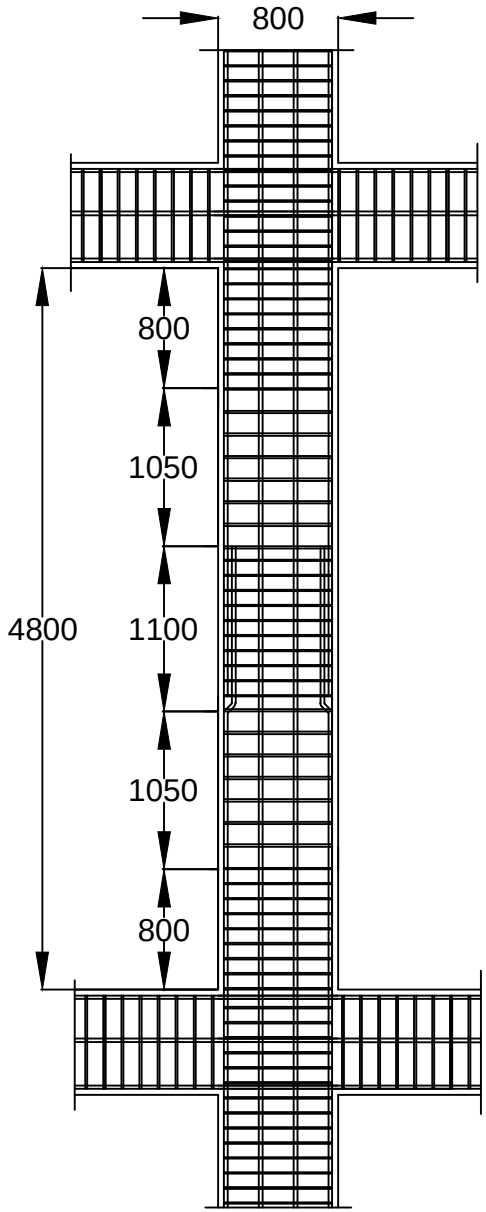


Sengkang : 6D16-150

Potongan B - B

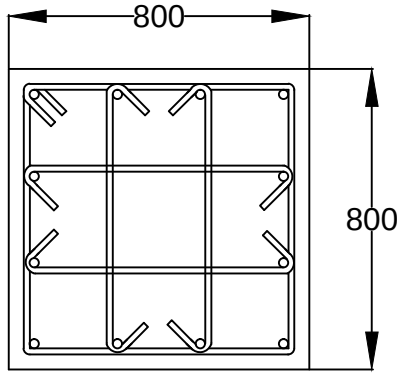


Sengkang : 6D16-100



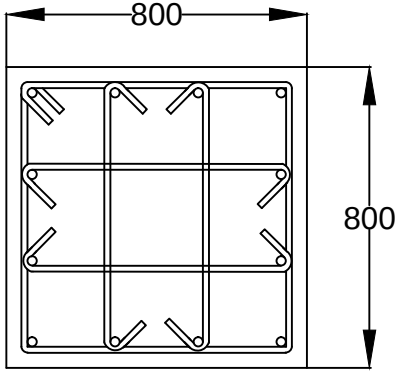
Kolom C16
Skala 1:50

Potongan A- A

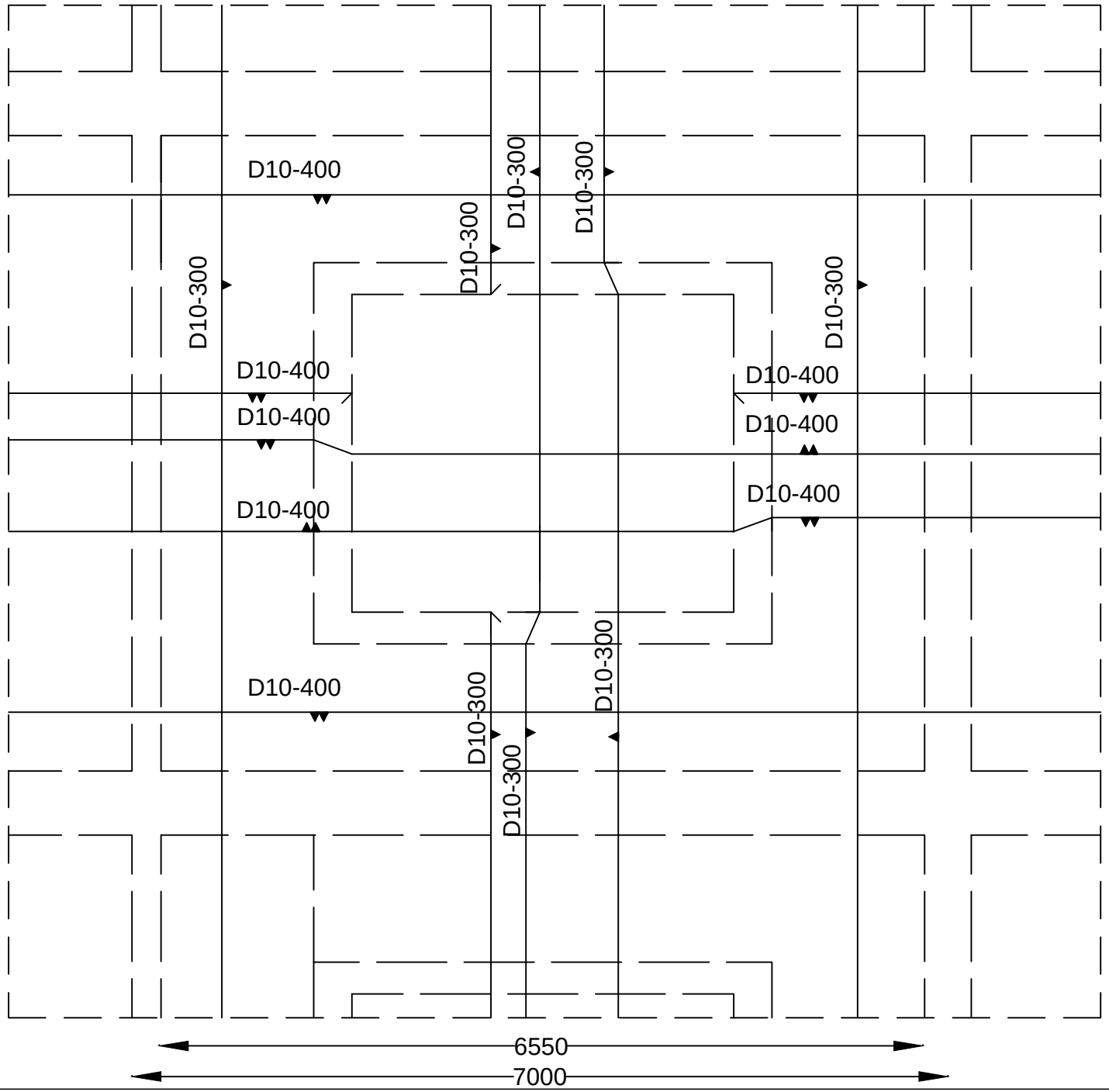


Sengkang : 4D16-150

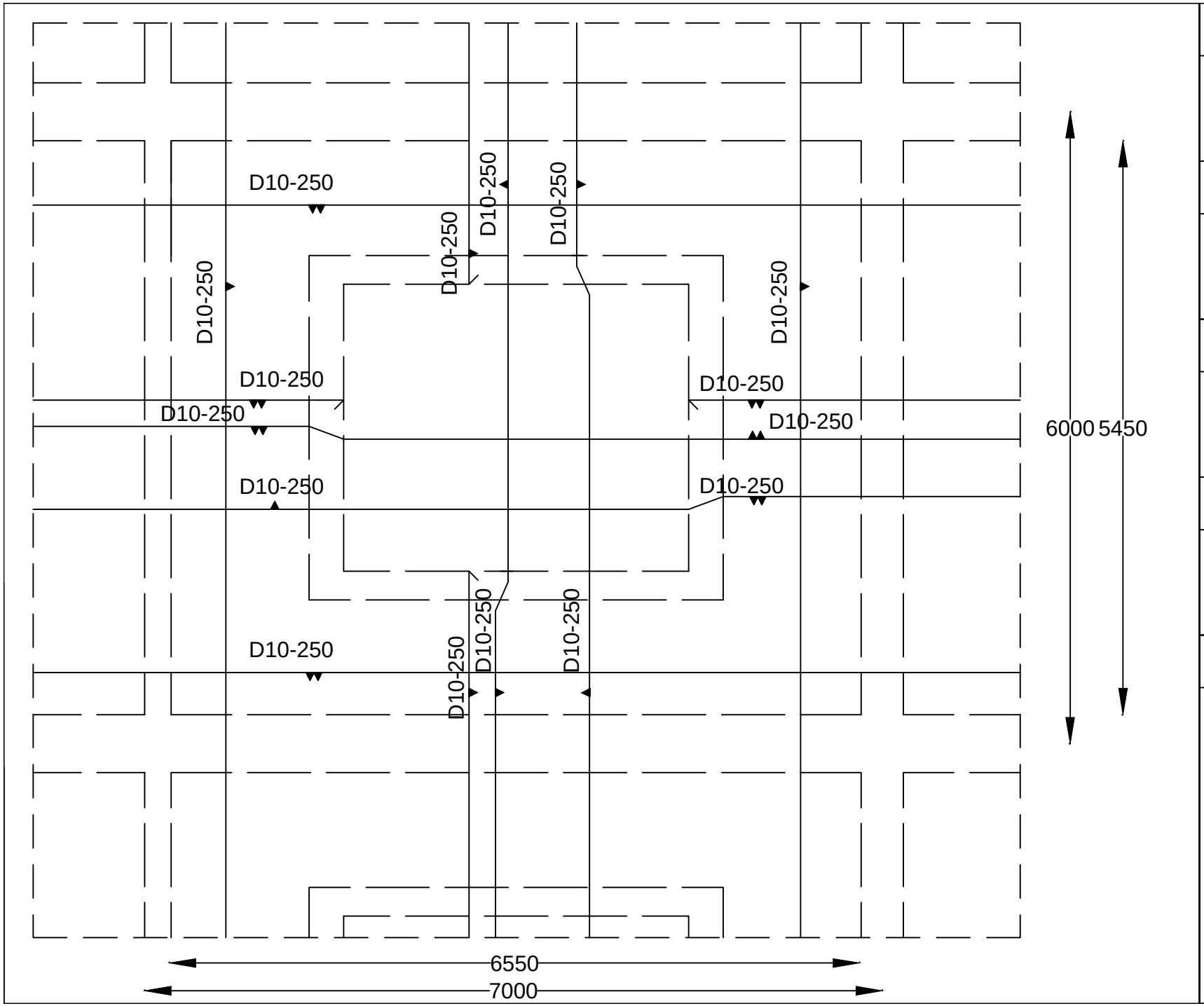
Potongan B - B



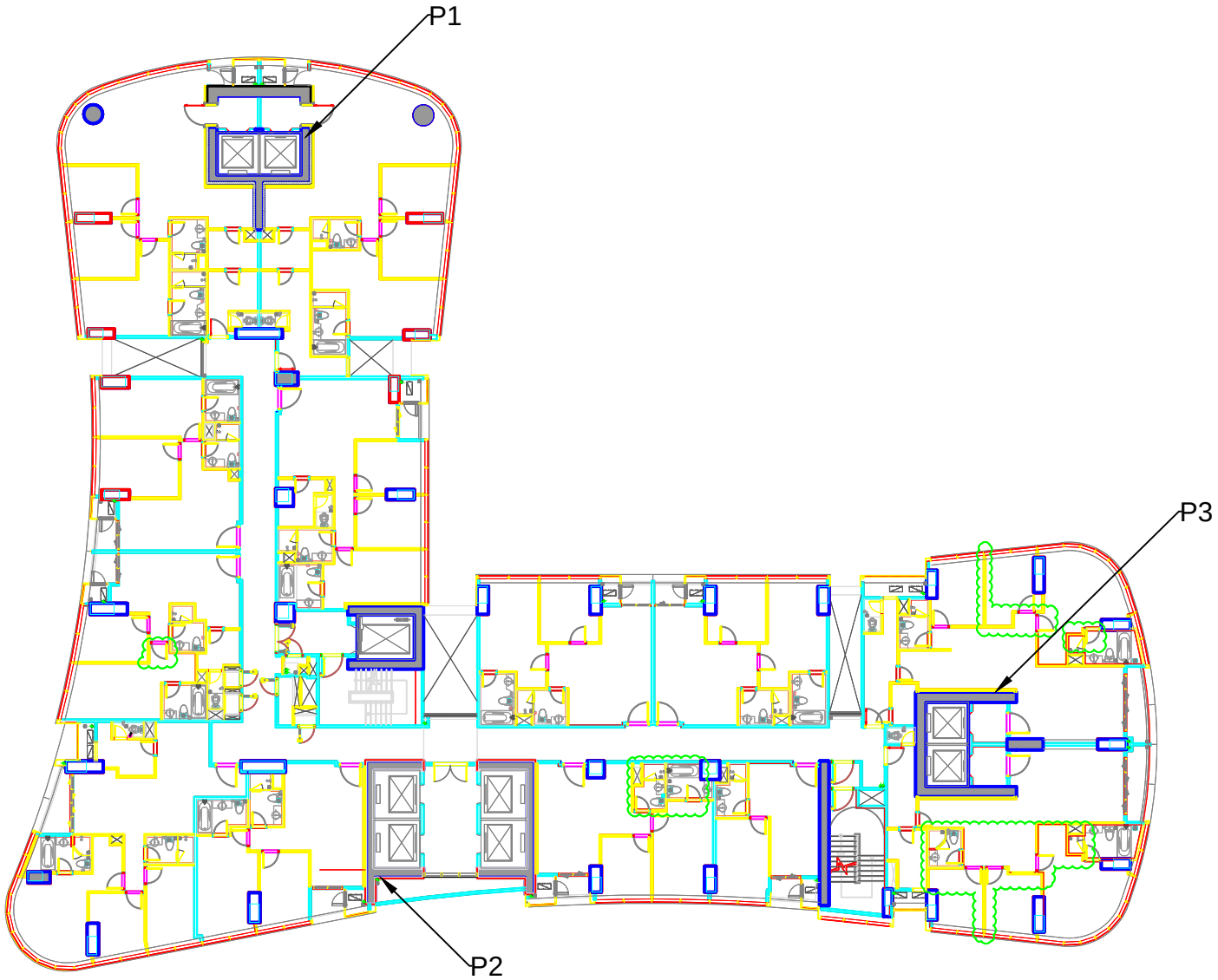
Sengkang : 4D16-100



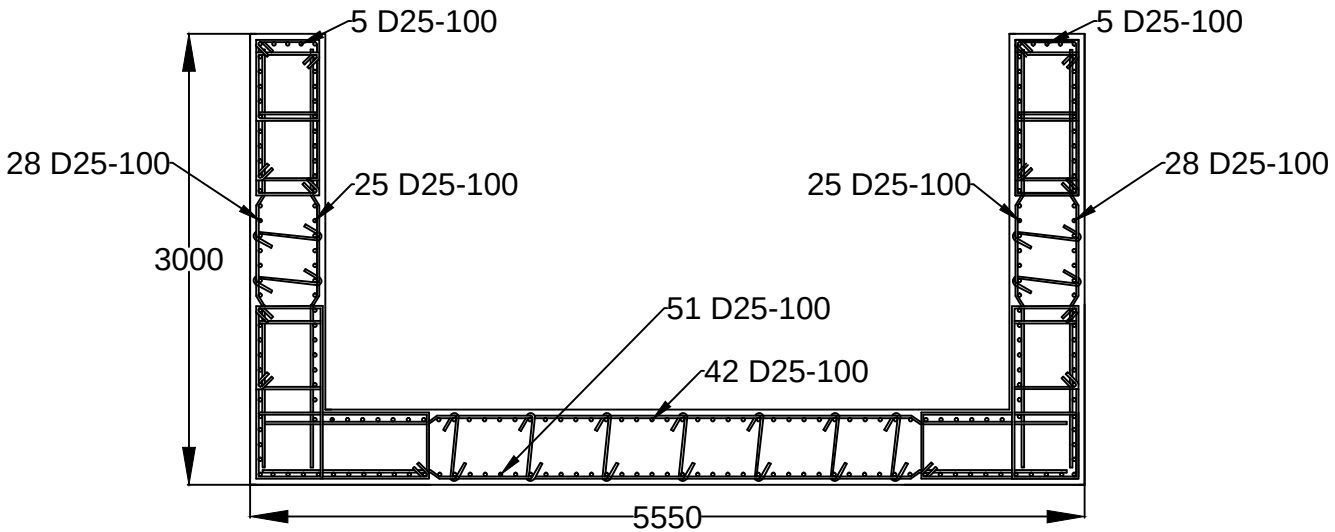
Nama Gambar
Plat Atap type A
Skala
Skala 1:50
Mutu Beton
40 MPa
Mutu Baja
420 MPa
Catatan

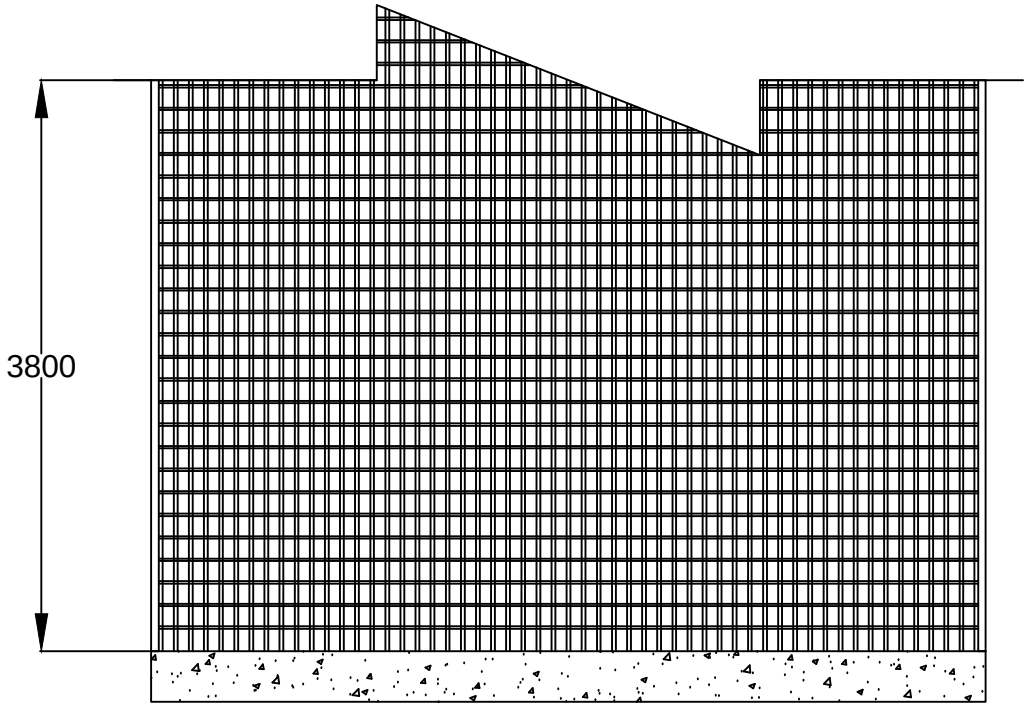


Nama Gambar
Plat Atap type A
Skala
Skala 1:50
Mutu Beton
40 MPa
Mutu Baja
420 MPa
Catatan



Nama Gambar
Key Plan Shearwall
Skala
Skala 1:550
Mutu Beton
45,40 MPa
Mutu Baja
420 MPa
Catatan
Keterangan : - P1 : Shearwall Type 1 - P2 : Shearwall Type 2 - P3 : Shearwall Type 3





Nama Gambar
Shear Wall P1
Skala
Skala 1:50
Mutu Beton
45 MPa
Mutu Baja
420 MPa
Catatan
Keterangan : - Boundary Element Sengkang 6D16-300 - Sengkang D16-150