

SKRIPSI

**Studi Perbandingan Pemakaian Kolom Persegi
dan Kolom Bulat Pada Struktur Gedung Kuliah
Bersama Universitas Brawijaya Malang**



Diusun Oleh :

Furry Agnestys Sari

12.21.043

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2016**

SKRIPSI

Studi Perbandingan Pemakaian Kolom Persegi dan Kolom Bulat Pada Struktur Gedung Kuliah Bersama Universitas Brawijaya Malang



Disusun Oleh :

Furry Agnestya Sari

12.21.043

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG**
2016

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

**STUDI PERBANDINGAN PEMAKAIAN KOLOM PERSEGI DAN KOLOM BULAT
PADA STRUKTUR GEDUNG KULIAH BERSAMA UNIVERSITAS BRAWIJAYA
MALANG**

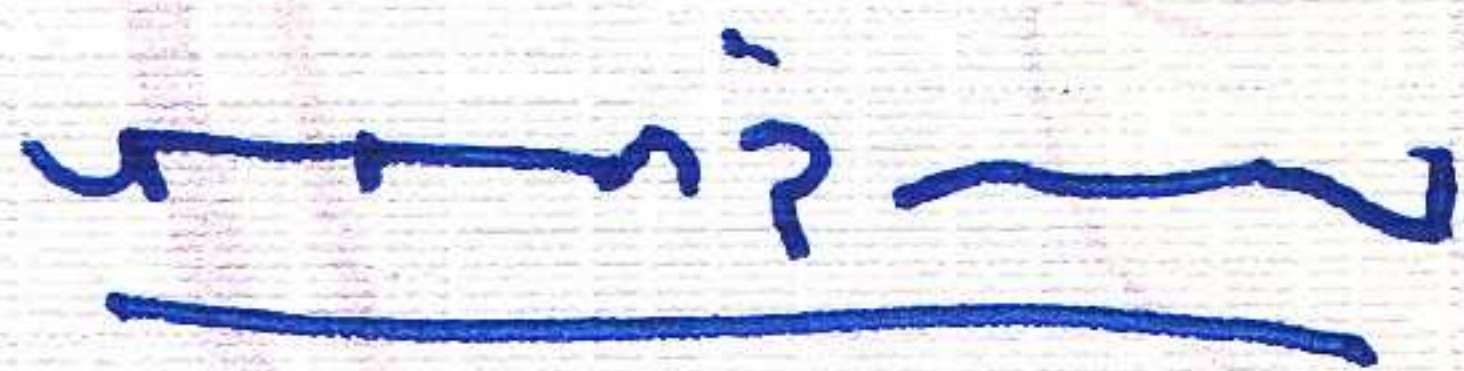
*Disusun Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil
Institut Teknologi Nasional Malang*

Disusun Oleh :

**Furry Agnestya Sari
12.21.043**

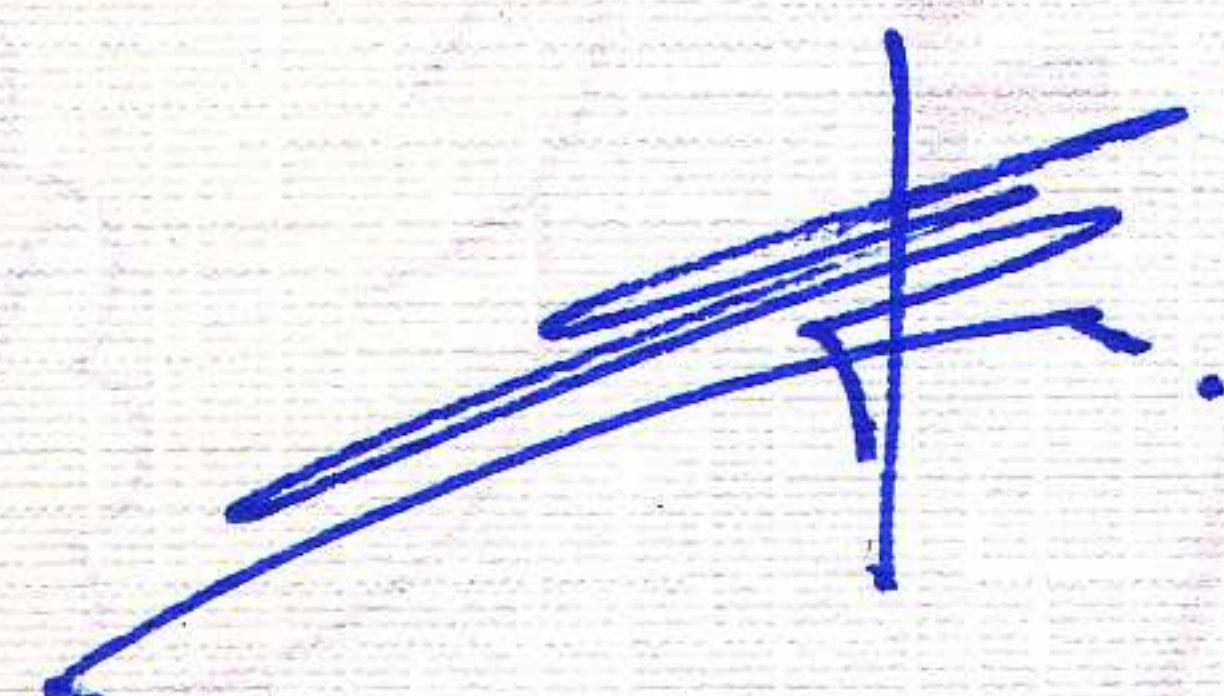
Disetujui Oleh :

Dosen Pembimbing 1



Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc

Dosen Pembimbing 2



Mohammad Erfan, ST., MT

Malang, Agustus 2016

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1

Institut Teknologi Nasional Malang



Ir. A. Agus Santosa, MT

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016

**LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI**

**STUDI PERBANDINGAN PEMAKAIAN KOLOM PERSEGI DAN KOLOM BULAT
PADA STRUKTUR GEDUNG KULIAH BERSAMA UNIVERSITAS BRAWIJAYA
MALANG**

Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu (S-1)

Pada hari : Kamis

Tanggal : 11 Agustus 2016

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1*

Disusun Oleh :

Furry Agnestya Sari

12.21.043

Disahkan Oleh :

Ketua



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Sekretaris



(Ir. Munasih, MT)

Anggota Penguji :

Dosen Penguji I



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Dosen Penguji II



(Ir. Bambang Wedyantadji, MT)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : Furry Agnestya Sari

NIM : 12.21.043

Program studi : Teknik Sipil S-1

Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya yang berjudul :

“STUDI PERBANDINGAN PEMAKAIAN KOLOM PERSEGI DAN KOLOM BULAT PADA STRUKTUR GEDUNG KULIAH BERSAMA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG”

adalah hasil karya saya sendiri dan bukan merupakan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya dari hasil karya orang lain kecuali disebut dari sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

Malang, Agustus 2016

Yang membuat pernyataan,



(Furry Agnestya Sari)

ABSTRAKSI

“STUDI PERBANDINGAN PEMAKAIAN KOLOM PERSEGI DAN KOLOM BULAT PADA STRUKTUR GEDUNG KULIAH BERSAMA UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG”, Oleh : Furry Agnestya Sari (Nim : 12.21.043), Pembimbing I : Ir. Sudirman Indra, Msc., Pembimbing II : Mohammad Erfan, ST, MT. Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

Kolom merupakan elemen vertikal suatu struktur yang berfungsi menahan beban aksial dan momen sebagai akibat dari beban gravitasi dan beban lateral yang bekerja pada struktur. Oleh karena itu, kolom memegang peranan penting pada keutuhan struktur, apabila kolom mengalami kegagalan akan berakibat pada keruntuhan struktur bangunan atas gedung. Perbedaan yang ada pada kolom persegi dan kolom bulat sangat mendasar. Jika ditinjau dari tulangan dan sengkang, kolom bulat berpenampang spiral memiliki jarak sengkang yang berdekatan dibandingkan dengan kolom persegi yang mempunyai bentuk sengkang tunggal dan jarak antara yang relatif besar. Sehingga akan berpengaruh pada hasil perbandingan keduanya nanti.

Kolom persegi dan kolom bulat masing - masing menghasilkan kapasitas penampang, gaya - gaya dalam seperti gaya aksial; gaya geser; gaya momen, dan simpangan (*maximum displacement*) yang berbeda sehingga dalam skripsi ini dilakukan analisa perbandingan perhitungan keduanya untuk mengetahui desain kolom yang lebih efisien didalam perencanaan.

Hasil yang diperoleh dari perencanaan struktur gedung dengan program bantu *ETABS* pada kolom persegi dan kolom bulat, ditinjau dari kapasitas penampang dengan luas dan mutu beton yang sama kolom persegi menghasilkan ϕP_n (Aksial nominal) = 5637,7 kN, ϕM_n (Momen nominal) = 560 kNm, dan V_n (Geser nominal) = 747,9368 kN sedangkan kolom bulat menghasilkan ϕP_n (Aksial nominal) = 5993,16 kN, ϕM_n (Momen nominal) = 530 kNm dan V_n (Geser nominal) = 1593,068 kN. Sehingga Kolom bulat memiliki kapasitas penampang yang lebih besar daripada kolom persegi. Ditinjau dari rasio perbandingan terhadap gaya – gaya dalam struktur, kolom persegi dengan kolom bulat memiliki rasio perbandingan gaya aksial = 0,9935, rasio perbandingan gaya geser = 1,1623 dan rasio perbandingan gaya momen = 1,1993 dan ditinjau dari kekakuan struktur pada gaya lateral kedua kolom, kolom persegi memiliki simpangan (*maximum displacements*) yang lebih besar daripada kolom bulat. Sehingga kekakuan pada kolom bulat lebih tinggi dibandingkan kolom persegi.

Kata Kunci : Kolom Persegi, Kolom Bulat, Kapasitas Kolom, Gaya Aksial, Gaya Momen, Gaya Geser, Simpangan Struktur

KATA PENGANTAR

Penulis memanjatkan puja dan puji syukur kehadiran Allah SWT. Yang telah memberikan rahmat, taufik serta hidayahnya sehingga penulis dapat menyelesaikan Skripsi yang berjudul “Studi Perbandingan Pemakaian Kolom Persegi dan Kolom Bulat pada Struktur Gedung Kuliah Bersama Universitas Brawijaya Malang” ini dengan baik.

Tak lepas dari berbagai kesulitan yang muncul, namun berkat petunjuk dan bimbingan dari semua pihak yang telah membantu, penulis dapat menyelesaikan Skripsi ini yang merupakan syarat untuk kelulusan program studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang. Sehubungan dengan hal tersebut, dalam kesempatan ini penulis menyampaikan rasa hormat dan terima kasih yang sebesar- besarnya kepada :

1. Bapak Dr. Ir. Lalu Mulyadi, MT selaku Rektor Institut Teknologi Nasional Malang
2. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, Msc selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan (FTSP)
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1
4. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, Msc selaku Dosen Pembimbing I
5. Bapak Mohammad Erfan ST., MT Selaku Dosen Pembimbing II

Akhir kata, semoga Skripsi ini dapat memberikan kontribusi bagi terselenggaranya pendidikan yang berkualitas dan bermanfaat bagi semua pihak.

Malang, Agustus 2016

Penulis

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	ii
DAFTAR TABEL	vi
DAFTAR GAMBAR	ix
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	2
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Studi Terdahulu	4
2.2 Umum	5
2.3 Jenis - jenis Kolom	6
2.4 Syarat - syarat Kolom	7
2.4.1 Kolom dengan Sengkang	7
2.4.2 Kolom dengan Lilitan Sprial	9
2.5 Analisa Pembebanan	10
2.6 Perencanaan Kolom	12
2.6.1 Kolom Penampang Persegi	14
2.6.2 Kolom Penampang Bulat/Lingkaran	16
2.6.3 Penulangan Kolom	19
2.6.4 Perhitungan Lateral Tulangan Kolom	20
2.7 Diagram Interaksi Kolom	20

2.7.1 Jenis - jenis Keruntuhan Kolom	21
2.8 Struktur Gedung Tahan Gempa dengan Sistem Rangka Pemikul	
Momen Menengah	22
2.8.1 Detail Penulangan	22
2.8.2 Kuat Geser	22
2.8.3 Balok	24
2.8.4 Kolom	24

BAB III METODOLOGI

3.1 Data Perencanaan	26
3.2 Perhitungan Gedung dengan Kolom Persegi	26
3.2.1 Data Pembebanan Gedung dengan Kolom Persegi	27
3.2.2 Analisa Struktur	27
3.2.3 Perhitungan Penulangan pada Kolom Persegi	27
3.2.4 Cek Kapasitas Kolom Persegi	27
3.3 Perhitungan Gedung dengan Kolom Bulat	28
3.3.1 Data Pembebanan Gedung dengan Kolom Bulat	28
3.3.2 Analisa Struktur	28
3.3.3 Perhitungan Penulangan pada Kolom Bulat	28
3.3.4 Cek Kapasitas Kolom Bulat	28
3.4 Perbandingan Kolom Bulat dan Kolom Persegi	29
3.5 Kesimpulan	29
3.6 Bagan Alir	30

BAB IV PERENCANAAN

4.1 Data Perencanaan	31
4.2 Perhitungan Pembebanan Struktur	33

4.2.1 Pembebanan Plat Atap	33
4.2.2 Pembebanan Plat Lantai 2-5	33
4.2.3 Perataan Beban Plat Lantai.....	34
4.2.4 Beban Gravitasi	45
4.2.5 Beban Lateral	53
4.3 Perhitungan Gaya Gempa	66
4.3.1 Menentukan Nilai S	67
4.3.2 Menentukan kategori Resiko	68
4.3.3 Menentukan Kategori Desain Seismik.....	69
4.3.4 Membuat Spektru Respon Desain	72
4.3.5 Menentukan Periode Fundamental.....	73
4.3.6 Analisa Gaya Lateral Ekuivalen	74
4.3.7 Menentukan faktor R, C_d , Ω_0	74
4.3.8 Menghitung nilai base shear.....	75
4.3.9 Menghitung Gaya Gempa Lateral	77
4.3.10 Gaya Lateral	79
4.3.11 Kombinasi Pembebanan	80
4.3.12 Bebab Gempa arah x dan y	80
4.3.13 Pusat Massa dan Rotasi pada Kolom Persegi	81
4.3.14 Nilai Eksentrisitas (e) pada Kolom Persegi	82
4.3.15 Koordinat Pusat Massa Baru Akibat Eksentrisitas pada Kolom Persegi	83
4.3.16 Pusat Massa dan Rotasi pada Kolom Bulat	84
4.3.17 Nilai Eksentrisitas (e) pada Kolom Bulat	85
4.3.18 Koordinat Pusat Massa Baru Akibat Eksentrisitas pada Kolom Bulat	86

4.3.19 Simpangan Struktur Akibat Beban Gempa EQX dan EQY pada Kolom Persegi	87
4.3.20 Simpangan Struktur Akibat Beban Gempa EQX dan EQY pada Kolom Bulat	87

BAB V PERHITUNGAN DAN PERENCANAAN KOLOM

5.1 Kolom Persegi	88
5.1.1 Penulangan Kolom persegi	88
5.1.2 Ragam Diagram Interaksi Kolom Persegi Sesuai Jumlah Tulangan	103
5.1.3 Perhitungan Tulangan Geser.....	110
5.1.4 Sambungan Lewatan Tulangan Kolom.....	115
5.2 Kolom Bulat	117
5.2.1 Penulangan Kolom Bulat	117
5.2.2 Ragam Diagram Interaksi Kolom Bulat Sesuai Jumlah Tulangan	132
5.2.3 Perhitungan Tulangan Geser.....	127
5.2.4 Sambungan Lewatan Tulangan Kolom.....	138
5.3 Perbandingan Gaya Dalam	145

BAB VI KESIMPULAN

6.1 Kesimpulan	163
6.2 Saran	164

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Kombinasi Beban Berfaktor	10
Tabel 4.1 Beban mati Line A – G	45
Tabel 4.2 Beban mati Line 1 - 11	47
Tabel 4.3 Beban hidup Line A – G	49
Tabel 4.4 Beban hidup Line 1 – 11	51
Tabel 4.5 Faktor Keutamaan Gempa	66
Tabel 4.6 Kalsifikasi Situs	68
Tabel 4.7 Koefisien Situs F_a	69
Tabel 4.8 Koefisien Situs F_v	70
Tabel 4.9 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek	71
Tabel 4.10 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik	72
Tabel 4.11 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung.....	73
Tabel 4.12 faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	73
Tabel 4.13 Gaya Gempa Lateral	79
Tabel 4.14 Perhitungan beban gempa 100% arah yang ditinjau dan 30 % arah tegak lurus	80
Tabel 4.15 Pusat Massa dan Rotasi berdasarkan program ETABS pada Kolom Persegi	81
Tabel 4.16 Nilai Eksentrisitas (e) pada Kolom Persegi.....	82
Tabel 4.17 Koordinat pusat massa baru pada Kolom Persegi	83

Tabel 4.18 Pusat Massa dan Rotasi berdasarkan program ETABS pada Kolom Bulat.....	84
Tabel 4.19 Nilai Eksentrisitas (e) pada Kolom Bulat.....	85
Tabel 4.20 Koordinat pusat massa baru pada Kolom Bulat	86
Tabel 4.21 Simpangan Struktur Kolom Persegi	87
Tabel 4.22 Simpangan Struktur Kolom Bulat	87
Tabel 5.1 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal	102
Tabel 5.2 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal	104
Tabel 5.3 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal	105
Tabel 5.4 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal	106
Tabel 5.5 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal	108
Tabel 5.6 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal	131
Tabel 5.7 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal	133
Tabel 5.8 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal	134
Tabel 5.9 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal	136
Tabel 5.10 Tabel Perbandingan Kapasitas	144
Tabel 5.11 Perbandingan gaya dalam aksial kolom persegi dan kolom bulat	145
Tabel 5.12 Perbandingan gaya dalam geser (V2) pada kolom persegi dan kolom bulat	149
Tabel 5.13 Perbandingan gaya dalam geser (V3) pada kolom persegi dan kolom bulat	152
Tabel 5.14 Perbandingan gaya dalam momen (M2) pada kolom persegi dan kolom bulat	155

Tabel 5.15 Perbandingan gaya dalam momen (M_3) pada kolom persegi dan kolom bulat	159
Tabel 5.16 Hasil Rasio Perbandingan Kolom Persegi dan Kolom Bulat.....	162

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Jenis - jenis kolom	6
Gambar 2.2 Gaya Lintang Rencana untuk SRPMM	24
Gambar 4.1 Zonasi Gempa Wilayah Indonesia	66
Gambar 4.2 Grafik Spektral Percepatan	67
Gambar 4.3 Spektrum respon Design	72
Gambar 5.1 Penampang Persegi	101
Gambar 5.2 Grafik Diagram Interaksi Kolom.....	102
Gambar 5.3 Penampang Persegi 16 D 22	103
Gambar 5.4 Grafik Diagram Interaksi Kolom.....	104
Gambar 5.5 Penampang Persegi 20 D 22	105
Gambar 5.6 Grafik Diagram Interaksi Kolom.....	106
Gambar 5.7 Penampang Persegi 24 D 22	106
Gambar 5.8 Grafik Diagram Interaksi Kolom.....	107
Gambar 5.9 Penampang Persegi 28 D 22	108
Gambar 5.10 Grafik Diagram Interaksi Kolom.....	109
Gambar 5.11 Grafik Diagram Interaksi Kolom.....	109
Gambar 5.12 Nilai D, α , a, z	130
Gambar 5.13 Penampang Bulat	130
Gambar 5.14 Grafik Diagram Interaksi Kolom.....	131
Gambar 5.15 Penampang Persegi 14 D 22	132
Gambar 5.16 Grafik Diagram Interaksi Kolom.....	133
Gambar 5.17 Penampang Persegi 16 D 22	134
Gambar 5.18 Grafik Diagram Interaksi Kolom.....	135
Gambar 5.19 Penampang Persegi 18 D 22	135

Gambar 5.20 Grafik Diagram Interaksi Kolom.....	136
Gambar 5.21 Grafik Diagram Interaksi Kolom.....	137
Gambar 5.22 Grafik perbandingan (P) Lantai 2	146
Gambar 5.23 Grafik perbandingan (P) Lantai 3	146
Gambar 5.24 Grafik perbandingan (P) Lantai 4	147
Gambar 5.25 Grafik perbandingan (P) Lantai 5	147
Gambar 5.26 Grafik perbandingan (P) Atap	148
Gambar 5.27 Grafik perbandingan (V2) Lantai 2	149
Gambar 5.28 Grafik perbandingan (V2) Lantai 3	150
Gambar 5.29 Grafik perbandingan (V2) Lantai 4	150
Gambar 5.30 Grafik perbandingan (V2) Lantai 5	151
Gambar 5.31 Grafik perbandingan (V2) Atap	151
Gambar 5.32 Grafik perbandingan (V3) Lantai 2	153
Gambar 5.33 Grafik perbandingan (V3) Lantai 3	153
Gambar 5.34 Grafik perbandingan (V3) Lantai 4	154
Gambar 5.35 Grafik perbandingan (V3) Lantai 5	154
Gambar 5.36 Grafik perbandingan (V3) Atap	155
Gambar 5.37 Grafik perbandingan (M2) Lantai 2	156
Gambar 5.38 Grafik perbandingan (M2) Lantai 3	157
Gambar 5.39 Grafik perbandingan (M2) Lantai 4	157
Gambar 5.40 Grafik perbandingan (M2) Lantai 5	158
Gambar 5.41 Grafik perbandingan (M2) Atap	158
Gambar 5.42 Grafik perbandingan (M3) Lantai 2	160
Gambar 5.43 Grafik perbandingan (M3) Lantai 3	160

Gambar 5.44 Grafik perbandingan (M3) Lantai 4	161
Gambar 5.45 Grafik perbandingan (M3) Lantai 5	161
Gambar 5.46 Grafik perbandingan (M3) Atap	162

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kolom merupakan elemen vertikal suatu struktur yang berfungsi menahan beban aksial dan momen sebagai akibat dari beban gravitasi dan beban lateral yang bekerja pada struktur. Oleh karena itu, kolom memegang peranan penting pada keutuhan struktur, apabila kolom mengalami kegagalan akan berakibat pada keruntuhan struktur bangunan atas gedung.

Umumnya dalam suatu perencanaan struktur gedung atau hunian di wilayah Indonesia, kebanyakan menggunakan desain kolom persegi sebagai struktur utama untuk menahan kekuatan balok – baloknya. Jarang sekali pemakaian kolom bulat sebagai kolom utama dari sebuah struktur gedung bertingkat. Namun dalam beberapa kondisi, ada juga bangunan yang menggunakan kolom bulat sebagai struktur utamanya.

Perbedaan yang ada pada kolom persegi dan kolom bulat sangat mendasar. Jika ditinjau dari tulangan dan sengkang, kolom bulat berpenampang spiral memiliki jarak sengkang yang berdekatan dibandingkan dengan kolom persegi yang mempunyai bentuk sengkang tunggal dan jarak antara yang relatif besar. Sehingga akan berpengaruh pada hasil perbandingan keduanya nanti.

Dalam Skripsi ini dilakukan sebuah studi perbandingan antara desain kolom persegi dan kolom bulat/lingkaran pada struktur gedung kuliah bersama Universitas Brawijaya Malang. Gedung kuliah bersama ini terdiri dari 5 lantai

dan merupakan struktur gedung tahan gempa. Perbandingan desain kolom dilakukan tanpa merubah desain lain yang telah ada seperti desain balok, tebal plat, mutu beton, mutu baja, pondasi, tangga, dan lain sebagainya. Perubahan dilakukan dengan mendasari perencanaan awal dengan tidak merubah desain awal gedung, dimana perubahan hanya terjadi pada desain kolom persegi menjadi kolom bulat/lingkaran sehingga diperoleh perbandingan diantara keduanya.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun perumusan masalah yang diambil adalah sebagai berikut.

1. Berapa hasil perhitungan kapasitas kolom persegi dan kolom bulat ?
2. Berapa rasio perbandingan kolom persegi dan kolom bulat terhadap gaya – gaya dalam struktur ?
3. Berapa hasil perbandingan simpangan ditinjau dari gaya lateral pada kolom persegi dan kolom bulat ?

1.3 Tujuan

Tujuan disusunnya Skripsi ini adalah sebagai berikut.

1. Menghitung kapasitas pada kolom persegi dan kolom bulat
2. Menghitung rasio perbandingan kolom persegi dan kolom bulat terhadap gaya – gaya dalam struktur
3. Mengetahui hasil perbandingan kekakuan kedua kolom terhadap simpangan yang ditinjau dari gaya lateral pada kolom persegi dan kolom bulat

1.4 Batasan Masalah

1. Menghitung kapasitas kolom persegi dan kolom bulat pada struktur gedung dengan luas dimensi penampang dan mutu beton yang relatif sama.
2. Menghitung rasio perbandingan kolom persegi dan kolom bulat pada struktur gedung terhadap gaya – gaya dalam struktur seperti gaya aksial, momen, dan geser.
3. Menghitung perbandingan simpangan kedua struktur kolom yang ditinjau dari gaya gempa sehingga menghasilkan perbandingan kekakuan kedua struktur.

1.5 Manfaat

Manfaat dari penyusunan Skripsi ini yaitu mengetahui perencanaan desain kolom yang lebih efisien antara kolom persegi dengan kolom bulat/lingkaran yang ditinjau dari beberapa aspek seperti kapasitas penampang, pengaruhnya terhadap gaya – gaya dalam dan kekakuan struktur dalam menahan gaya lateral.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Studi Terdahulu

Skripsi ini merupakan pengembangan dari beberapa studi terdahulu yakni :

1. M. Lukman Farisi, 2012. Perbandingan Efisiensi Bahan Kolom Persegi dan Kolom Bulat pada Struktur Gedung Empat Lantai. Hasil yang di dapat dari perbandingan tersebut ialah :
 - a. Kolom bulat memiliki gaya dalam yang lebih besar dibandingkan kolom persegi, dimana didapatkan gaya dalam maksimal Aksial (P) = 172652 kg, Geser (V2) = 1743 kg, Geser (V3) = 11817 kg, Momen (M2) = 18291 kg.m, dan Momen (M3) = 3989 kg.m dengan presentase lebih besar $\pm 2\%$.
 - b. Berdasarkan perbandingan kapasitas, kolom bulat mempunyai kapasitas yang rata-rata sama dan sedikit lebih besar dibandingkan kolom persegi, sedangkan dari jumlah tulangan yang dipakai, kolom persegi lebih efisien dengan presentase $\pm 9\%$.
2. Rina Noviana, 2002. Studi Perbandingan Efisiensi Kolom dengan Bentuk Penampang Bulat dan Kolom dengan Bentuk Penampang Persegi Pada Struktur Gedung Berlantai Banyak. Hasil yang di dapat dari perbandingan tersebut ialah :
 - a. Jumlah tulangan lentur yang dihasilkan kolom bulat dan kolom persegi tidak jauh berbeda. Hal ini disebabkan oleh beban aksial dan momen yang diberikan pada kedua kolom hampir sama.

- b. Dari hasil perhitungan tulangan geser, spasi tulangan geser spiral lebih rapat daripada sengkang biasa karena pada perhitungan tulangan geser spiral ada pemeriksaan pengikat spiral, dimana rasio penulangan spiral aktual yang ada harus lebih besar dari rasio penulangan spiral minimum.

2.2 Umum

Kolom adalah elemen vertikal dari rangka struktural yang memikul beban dari balok dan merupakan elemen struktur dengan gaya dominan aksial tekan. Keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (*collapse*) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (*total collapse*) seluruh struktur. (Sudarmoko, 1996)

Kolom yang merupakan bagian sangat penting dalam suatu struktur berfungsi sebagai penerus beban seluruh bangunan ke pondasi. Kolom termasuk struktur utama untuk meneruskan berat sendiri bangunan, beban hidup, dan beban hembusan angin serta gempa. Beban sebuah bangunan dimulai dari atap. Beban atap akan meneruskan beban yang diterimanya kepada kolom. Seluruh beban yang diterima kolom lalu didistribusikan ke permukaan tanah di bawahnya. Kesimpulannya, sebuah bangunan akan aman dari kerusakan bila besar dan jenis pondasinya sesuai dengan perhitungan dan kondisi tanah. Kolom menerima beban dan meneruskannya ke pondasi. Struktur dalam kolom dibuat dari besi dan beton. Keduanya merupakan gabungan antara material yang tahan tarikan dan tekanan. Besi adalah material yang tahan tarikan, sedangkan beton adalah material yang tahan tekanan. Gabungan dari kedua material ini dalam struktur beton bertulang

memungkinkan kolom atau bagian struktur lain seperti balok dan sloof dapat menahan gaya tekan dan gaya tarik pada bangunan.

2.3 Jenis - jenis Kolom

Kolom dapat diklasifikasikan berdasarkan bentuk dan susunan tulangnya, posisi beban pada penampangnya, dan panjang kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateralnya. Bentuk dan susunan tulangan pada kolom dapat dibagi menjadi 3 jenis yaitu :

- a. Kolom segiempat atau bujur sangkar dengan pengikat sengkang lateral.
- b. Kolom bundar/lingkaran dengan pengikat spiral.
- c. Kolom komposit dengan beton dan profil baja struktural di dalamnya.

Adapun penjelasan dari masing - masing kolom diatas sebagai berikut :

- a. Kolom segiempat atau bujur sangkar dengan pengikat sengkang lateral

Kolom ini merupakan kolom beton yang ditulangi dengan batang tulangan pokok memanjang, yang pada jarak spasi tertentu diikat dengan pengikat sengkang ke arah lateral. Tulangan ini berfungsi untuk memegang tulangan pokok memanjang agar tetap kokoh pada tempatnya. (Terlihat dalam gambar 1.a)

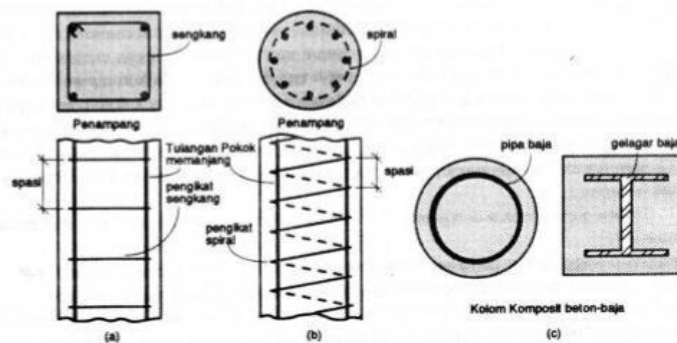
- b. Kolom bundar/lingkaran dengan pengikat spiral

Bentuknya sama dengan yang pertama hanya saja sebagai pengikat tulangan pokok memanjang adalah tulangan spiral yang dililitkan keliling membentuk heliks menerus di sepanjang kolom. Fungsi dari tulangan spiral adalah memberi kemampuan kolom untuk menyerap deformasi cukup besar sebelum keruntuhan, sehingga mampu mencegah terjadinya kehancuran

seluruh struktur sebelum proses redistribusi momen dan tegangan terwujud.
(Terlihat dalam gambar 1.b)

c. Kolom komposit dengan beton dan profil baja struktural di dalamnya

Struktur kolom komposit merupakan komponen struktur tekan yang diperkuat pada arah memanjang dengan gelagar baja profil atau pipa, dengan atau tanpa diberi batang tulangan pokok memanjang. (Terlihat dalam gambar 1.c)



Gambar 2.1 Jenis - jenis kolom

2.4 Syarat - syarat Kolom

2.4.1 Kolom dengan sengkang

- Apabila ukuran melintang minimum kolom tidak ditentukan lain oleh pembatas tulangan, maka dalam segala hal kolom struktural dengan sengkang tidak boleh memiliki ukuran melintang kurang dari 15 cm.
- Dalam segala hal, luas tulangan memanjang kolom tidak boleh diambil kurang dari 1% dari luas penampang beton, dengan minimum 1 batang tulang di masing-masing sudut penampang. Apabila ukuran penampang kolom adalah lebih besar dari pada yang diperlukan untuk memikul

beban, maka untuk menentukan luas tulangan minimum diatas, sebagai penampang beton dapat diambil penampang beton yang benar-benar diperlukan dengan minimum seluas setengah dari penampang beton yang ada. Diameter (diameter pengenalan) batang tulangan memanjang tidak boleh diambil kurang dari 12 mm.

- c. Dalam segala hal, luas tulangan memanjang kolom tidak boleh diambil lebih dari 6% dari luas penampang beton yang ada. Apabila tulangan memanjang kolom disambung dengan sambungan lewatan pada stek maka luas tulangan memanjang maksimum sedapat mungkin dibatasi sampai 4% dari luas penampang beton yang ada.
- d. Tulangan kolom harus sedapat mungkin dipasang simetris terhadap masing-masing sumbu utama penampang. Pada kolom-kolom yang memikul gaya normal dengan eksentrisitas terhadap titik berat penampang kurang dari 1/10 dari ukuran di arah eksentrisitas itu, tulangan memanjangnya harus disebar merata sepanjang keliling teras kolom.
- e. Tulangan memanjang kolom senantiasa harus diikat oleh sengkang-sengkang dengan jarak minimum sebesar ukuran terkecil penampang, 15 kali diameter (diameter pengenalan) batang tulangan memanjang terkecil atau 30 cm. Apabila oleh alasan-alasan praktis sengkang-sengkang tidak dapat dipasang (misalnya pada persilangan-persilangan), maka pengikatan tulangan memanjang harus dilakukan dengan cara-cara lain. Diameter batang sengkang tidak boleh diambil kurang dari $\frac{1}{4}$ diameter

(diameter pengenal) batang tulangan memanjang yang terbesar dengan minimum 6 mm pada jenis baja lunak dan 5 mm pada jenis baja keras.

- f. Apabila tulangan memanjang kolom disambung dengan sambungan lewatan pada stek, maka ujung-ujung batang tidak boleh diberi kait, kecuali apabila ditempat itu tersedia cukup ruang hingga kemungkinan terjadinya sarang-sarang kerikil dianggap tidak ada. (SNI 03 – 2847-2013 Pasal 7.8)

2.4.2 Kolom dengan lilitan spiral

- a. Apabila ukuran melintang minimum kolom tidak ditentukan lain oleh pembatasan tulangan, maka dalam segala hal kolom struktural dengan lilitan spiral tidak boleh mempunyai ukuran penampang kurang dari 17cm.
- b. Dalam segala hal, luas tulangan memanjang kolom tidak boleh diambil kurang dari 1% dari luas penampang teras beton, dengan minimum 6 buah batang tulangan. Diameter (diameter pengenal) tulangan memanjang tidak boleh diambil kurang dari 10mm.
- c. Jarak bersih antar tulangan spiral tidak boleh melebihi 75mm dan juga tidak kurang dari 25 mm.
- d. Dalam segala hal, luas tulangan memanjang kolom tidak boleh diambil lebih dari 6% dari luas penampang beton yang ada. Apabila tulangan memanjang kolom disambung dengan sambungan lewatan pada stek maka luas tulangan memanjang maksimum sedapat mungkin dibatasi sampai 4% dari luas penampang beton yang ada.

- e. Penampang teras beton yang dikurung oleh lilitan spiral senantiasa harus berbentuk bulat. Bentuk luar dari penampang, kecuali bulat dapat juga bujur sangkar, segi delapan, segi enam dan lain-lain. Tulangan memanjang harus disebar merata sepanjang keliling teras beton.
- f. Jika lilitan spiral tidak boleh diambil lebih dari $\frac{1}{5}$ dari diameter teras beton atau 7,5 cm dan tidak boleh diambil kurang dari diameter batang spiral ditambah 2,5 cm. Diameter batang spiral tidak boleh diambil kurang dari $\frac{1}{4}$ diameter (diameter pengenalan) batang tulangan memanjang yang terbesar dengan minimum 6 mm pada jenis baja lunak dan baja sedang dan 5 mm pada jenis baja keras. Sambungan dari batang spiral harus berupa sambungan lewatan dengan jarak minimum sebesar setengah lilitan, kemudian membengkok kedua ujung batang spiral 90° kedalam sepanjang setengah diameter teras beton.
- g. Apabila tulangan memanjang kolom disambung dengan sambungan lewatan pada stek, maka ujung-ujung batang tidak boleh diberi kait, kecuali apabila ditempat itu tersedia cukup ruang hingga kemungkinan terjadinya sarang-sarang kerikil dianggap tidak ada. (SNI 03-2847-2013 Pasal 7.8)

2.5 Analisa Pembebanan

Perencanaan pembebanan pada struktur ini berdasarkan Peraturan Pembebanan Untuk Gedung (PPUIG) 1987 dan SNI 03 – 1726 – 2012.

Pembebanan tersebut antara lain :

- a. Beban mati/tetap (berat sendiri)

Beban mati adalah berat dari semua bagian bangunan yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, alat atau mesin yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dengan bangunan. Beberapa unsur tambahan beban mati yang meliputi bahan bangunan dan komponen gedung antara lain

Berat Beton Bertulang	: 2400 kg/m ³
Berat Spesi per 1 cm tebal	: 21 kg/m ²
Berat Gypsum	: 5,5 kg/m ²
Berat Penggantung Galvalum	: 8,5 kg/m ²
Berat Ubin per 1 cm tebal	: 24 kg/m ²
Berat Dinding ½ Pas. Batu Merah	: 250 kg/m ²

b. Beban hidup/sementara

Beban hidup adalah berat dari penghuni dan atau barang-barang yang dapat berpindah, yang merupakan bagian dari bangunan. Nilai beberapa beban hidup antara lain :

Beban hidup pada lantai sebesar	: 192 kg/m ²
Beban hidup pada lantai atap sebesar	: 96 kg/m ²

c. Kombinasi Pembebanan

Faktor dan kombinasi pembebanan yang diperhitungkan dalam perencanaan ini mengacu pada Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2012 pasal 4.2 yang ditunjukkan pada tabel 2.1.

Tabel 2.1 Kombinasi Beban Berfaktor

1	Kombinasi 1	1,4 DL2
2	Kombinasi 2	1,2 DL2 + 1,6 LL2
3	Kombinasi 3	1,2 DL2 + 1 LL2 - 1 EQX - 0,3 EQY
4	Kombinasi 4	1,2 DL2 + 1 LL2 + 1 EQX + 0,3 EQY
5	Kombinasi 5	1,2 DL2 + 1 LL2 - 0,3 EQX - 1 EQY
6	Kombinasi 6	1,2 DL2 + 1 LL2 + 0,3 EQX + 1 EQY
7	Kombinasi 7	0,9 DL2 + 0 LL2 - 1 EQX - 0,3 EQY
8	Kombinasi 8	0,9 DL2 + 0 LL2 + 1 EQX + 0,3 EQY
9	Kombinasi 9	0,9 DL2 + 0 LL2 - 0,3 EQX - 1 EQY
10	Kombinasi 10	0,9 DL2 + 0 LL2 + 0,3 EQX + 1 EQY

Dimana : DL2 = Beban Mati

LL2 = Beban Hidup

EQX = Beban Gempa arah x

EQY = Beban Gempa arah y

2.6 Perencanaan Kolom

Kolom beton bertulang sulit untuk dianalisis dan didesain karena sifat komposit pada materialnya, keadaan rumit tegangan yang diakibatkan beban aksial dan lentur, serta karena beban aksial tekan yang dapat menyebabkan terjadinya tekuk. Ada tiga jenis kolom beton bertulang, yaitu yang berpenampang lingkaran dengan sengkang spiral, berpenampang persegi dengan sengkang, dan berpenampang persegi panjang. Spiral dan sengkang berfungsi memegang tulangan memanjang dan mencegah pemisahan dan tekuk tulangan itu sendiri. Kolom bertulang spiral mempunyai perilaku yang lebih

diinginkan pada keadaan dekat gagal, dan dalam memikul beban lateral, dibandingkan dengan yang bersengkang, meskipun yang disebut terakhir ini lebih mudah dan murah dibuat. Perilaku yang berbeda ini diwujudkan dengan penggunaan harga-harga f yang berbeda pada cara desain kekuatan batas (Daniel L. Schodeck, 1999:285)

Selain itu kolom merupakan komponen struktur dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral terkecil melebihi tiga yang digunakan terutama untuk mendukung beban aksial tekan (SNI 03-2847-2013). Kolom dibedakan menjadi dua, kolom dengan pengaku dan kolom tanpa pengaku. Bila dalam suatu bangunan selain portal terdapat dinding-dinding atau struktur inti yang memiliki gaya yang relatif tinggi dibanding dengan portal, maka struktur demikian dikatakan struktur dengan pengaku. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 untuk menentukan jenis kolom maka digunakan persamaan :

$$Q = \frac{\Sigma Pu \times \Delta o}{Vu \times lc} \leq 0,05 \quad (4.1)$$

Dalam hal ini : Q = Stabilitas index

Vu = Gaya geser berfaktor perlantai

Δo = Defleksi relatif antara tingkat orde pertama pada tingkat yang ditinjau akibat Vu

Lc = Tinggi kolom diukur dari center-center dari joint pada portal

Suatu kolom pada struktur dianggap kolom dengan pengaku apabila nilai stabilitas index tidak lebih besar dari 0,05. Apabila tidak memenuhi, maka kolom tersebut dianggap sebagai kolom tanpa pengaku.

2.6.1 Kolom Penampang Persegi

a. Kolom dengan pengaku (Tidak bergoyang)

Pada perencanaan kolom, harus memperhitungkan faktor kelangsingan. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.10, faktor kelangsingan boleh diabaikan apabila memenuhi persamaan :

$$\frac{k \times lu}{r} \leq (34 - 12) \times \frac{m1}{m2} \leq 40 \quad (4.2)$$

Dalam hal ini : $r = 0,3 h$ (Untuk kolom persegi)

r = Radius girasi

k = Faktor panjang

Lu = Panjang bersih kolom

Perhitungan nilai k

1. Perhitungan Momen Inersia Penampang Balok dan Kolom berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.10

$$\text{Kolom} = I_g = 0,7 \times \frac{1}{12} \times b \times h^3 \quad (4.3)$$

$$\text{Balok} = I_g = 0,35 \times \frac{1}{12} \times b \times h^3 \quad (4.4)$$

2. Perhitungan Modulus Elastisitas Beton berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 8.5

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c} \quad (4.5)$$

3. Perhitungan Rasio Beban Berfaktor

$$\beta_d = \frac{1,4Pd}{\Sigma Pu} \quad (4.6)$$

4. Perhitungan Kekuatan Lentur komponen struktur tekan

$$EI = \frac{0,4 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \quad (4.7)$$

5. Perhitungan Rasio Kekakuan Balok dan Kolom

$$\Psi A = \frac{EIk_{olom}/L}{EIk_{balok}/L} \quad (4.8)$$

6. Faktor Panjang Kolom

Nilai faktor panjang kolom diperoleh dari diagram Nomogram SNI 03-2847-2013.

Apabila nilai yang diperoleh dari persamaan (4.2) tidak terpenuhi, maka faktor kelangsingan perlu diperhitungkan, dalam hal ini gaya momen hasil dari statika perlu dikoreksi (diperbesar). Pembesaran momen berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.10 dihitung menggunakan persamaan :

$$M_c = \delta n s M_2 \quad (4.9)$$

$$\delta n s = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \times P_c}} \geq 1,0 \quad (4.10)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times l_u)^2} \quad (4.11)$$

$$C_m = 1 \quad (4.12)$$

$$M_2 \text{ min} = P_u(15,24 + 0,03h) \quad (4.13)$$

b. Kolom tanpa pengaku (Bergoyang)

Faktor kelangsingan pada struktur kolom tanpa pengaku adalah :

$$\frac{k \times l_u}{r} < 22 \quad (4.14)$$

Pembesaran momen pada kolom tanpa pengaku menggunakan persamaan :

$$M_c = M + \delta n s M \quad (4.15)$$

$$\delta ns = \frac{1}{(1-Q)} \quad (4.16)$$

Untuk kolom tanpa pengaku, maka perlu dilakukan pemeriksaan terhadap kestabilan kolom dengan menggunakan persamaan :

$$Q = ((1 + \beta d) \times Q1) \leq 0,6 \quad (4.17)$$

Dalam hal ini : Mc = Momen Koreksi

M2 = Momen terbesar hasil statika

δns = Faktor pembesar momen untuk kolom yang ditahan terhadap goyangan kesamping

Cm = Faktor koreksi momen

Pc = Beban kritis

EI = Kekakuan lentur komponen struktur tekan

Pu = Beban aksial terfaktor

Q = Stabilitas Index

βd = Rasio beban aksial tetap terfaktor maksimum terhadap beban aksial terfaktor maksimum

Ec = Modulus Elastisitas Beton

Ψ = Rasio kekakuan balok dan kolom

Bd = Rasio beban berfaktor

2.6.2 Kolom Penampang Bulat/Lingkaran

a. Kolom dengan pengaku (Tidak bergoyang)

Pada perencanaan kolom, harus memperhitungkan faktor kelangsingan.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.10, faktor kelangsingan boleh

diabaikan apabila memenuhi persamaan :

$$\frac{k \times lu}{r} \leq 34 - 12 \times \frac{m1}{m2} \leq 40 \quad (4.18)$$

Dalam hal ini : $r = 0,25 D$ (Untuk kolom bentuk lingkaran)

k = Faktor panjang kolom

L_u = Panjang bersih kolom

r = Radius girasi

Perhitungan nilai k

1. Perhitungan Momen Inersia Penampang Balok dan Kolom berdasarkan SNI 03 - 2847 - 2013 pasal 10.10

$$Kolom = I_g = 0,7 \times \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 \quad (4.19)$$

$$Balok = I_g = 0,35 \times \frac{1}{12} \times b \times h^3 \quad (4.20)$$

2. Perhitungan Modulus Elastisitas Beton berdasarkan SNI 03-2847 -2013 pasal 8.5

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c} \quad (4.21)$$

3. Perhitungan Rasio Beban Berfaktor

$$\beta d = \frac{1,4Pd}{\Sigma P_u} \quad (4.22)$$

4. Perhitungan Kekakuan Lentur komponen struktur tekan

$$EI = \frac{0,4 \times E_c \times I_g}{1 + \beta d} \quad (4.23)$$

5. Perhitungan Rasio Kekakuan Balok dan Kolom

$$\psi = \frac{EI_{kolom}/L}{EI_{balok}/L} \quad (4.24)$$

6. Faktor Panjang Kolom

Nilai faktor panjang kolom diperoleh dari persamaan (4.27) tidak terpenuhi, maka faktor kelangsingan perlu diperhitungkan, dalam hal ini gaya momen hasil dari statika perlu dikoreksi (diperbesar). Pembesaran

momen berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.10 dihitung menggunakan persamaan :

$$M_c = \delta n_s M_2 \quad (4.25)$$

$$\delta n_s = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \times P_c}} \geq 1.0 \quad (4.26)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times l_u)^2} \quad (4.27)$$

$$C_m = 1 \quad (4.28)$$

$$M_2 \text{ min} = P_u (15,24 + 0,03h) \quad (4.29)$$

b. Kolom tanpa pengaku (Bergoyang)

Faktor kelangsingan pada struktur kolom tanpa pengaku adalah :

$$\frac{k \times l_u}{r} < 22 \quad (4.30)$$

Pembesaran momen pada kolom tanpa pengaku menggunakan persamaan :

$$M_c = M + \delta n_s M \quad (4.31)$$

$$\delta n_s = \frac{1}{(1-Q)} \quad (4.32)$$

Untuk kolom tanpa pengaku, maka perlu dilakukan pemeriksaan terhadap kestabilan kolom dengan menggunakan persamaan

$$Q = ((1 + \beta d) \times Q_1) \leq 0,6 \quad (4.33)$$

Dalam hal ini : M_c = Momen koreksi

M_2 = Momen terbesar hasil statika

δn_s = Faktor pembesaran momen untuk kolom yang ditahan terhadap goyangan kesamping

C_m = Faktor koreksi momen

P_c = Beban kritis

EI = Kekakuan lentur komponen struktur tekan

P_u = Beban aksial terfaktor

Q_1 = Stabilitas Index

β_d = Rasio beban aksial tetap terfaktor maksimum
terhadap beban aksial terfaktor maksimum

E_c = Modulus Elastisitas Beton

Ψ = Rasio kekakuan balok dan kolom

2.6.3 Penulangan Kolom

Batasan tulangan pada komponen struktur yang mengalami gaya tekan menurut SNI 03-2847-2013 pasal 10.9 adalah

a. Untuk kolom dengan sengkang lateral

$$\rho_{g \min} = 0,01 \quad (4.34)$$

$$\rho_{g \max} = 0,08 \quad (4.35)$$

b. Untuk kolom dengan sengkang spiral

$$\rho_{s \min} = 0,12 \times \left(\frac{f_c}{f_y}\right) \quad (4.36)$$

c. Kebutuhan tulangan ditentukan dengan persamaan berikut

$$A_{st} = \rho \cdot A_{gr} \quad (4.37)$$

$$\rho = r\beta \quad (4.38)$$

Nilai r diperoleh dari diagram interaksi kolom.

Pada sumbu horizontal ditentukan persamaan berikut :

$$\frac{P_u}{\phi \times A_{gr} \times 0,85 \times f'_c} \times \frac{e_t}{h} \quad (4.39)$$

Sumbu vertikal ditentukan dengan persamaan :

$$\frac{Pu}{\phi \times Agr \times 0,85 \times f'c} \quad (4.40)$$

Dalam hal ini : Ast = Luas penampang tulangan

Agr = Luas penampang kolom

β = Faktor mutu beton

2.6.4 Perhitungan Tulangan Transversal Kolom

Jarak sengkang pada kolom berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.4 adalah sebagai berikut :

$$s \leq 48 \times \text{Diameter sengkang} \quad (4.41)$$

$$s \leq 16 \times \text{Diameter tulangan memanjang} \quad (4.42)$$

$$s \leq \frac{1}{2} \text{Lebar kolom terkecil} \quad (4.43)$$

Untuk tulangan spiral jarak sengkang tidak boleh melebihi 75 mm dan juga tidak boleh kurang dari 25 mm.

2.7 Diagram Interaksi Kolom

Beban yang bekerja pada kolom, biasanya berupa kombinasi antara beban aksial dan momen lentur. Besar beban aksial dan momen lentur yang mampu ditahan oleh kolom bergantung pada ukuran/dimensi kolom, dan jumlah serta letak baja tulangan yang ada/terpasang pada kolom tersebut. Hubungan antara beban aksial dan momen lentur digambarkan dalam suatu diagram yang disebut diagram interaksi kolom M - N, yaitu dapat memberikan gambaran tentang kekuatan dari kolom yang bersangkutan.

Diagram interaksi kolom dibuat dengan pertolongan dua buah sumbu (yaitu sumbu vertikal dan sumbu horizontal) yang saling berpotong dan tegak lurus sesamanya. Sumbu vertikal menggambarkan beban aksial P atau gaya

normal N , sedangkan sumbu horizontal menggambarkan besar momen lentur M yang dapat ditahan oleh kolom.

Prosedur pembuatan diagram interaksi kolom dilaksanakan dengan memperhitungkan kekuatan kolom ditinjau dari beban aksial dan beban momen dalam 3 kondisi keruntuhan. Diagram interaksi kolom ini juga menghasilkan beban aksial nominal (P_n) dan beban momen nominal (M_n) yang mampu ditahan oleh kolom.

Kolom dikatakan mampu menahan beban yang bekerja apabila nilai beban aksial perlu sebesar P_u dan beban momen perlu sebesar M_u yang sudah diplotkan pada sumbu diagram, titik potongnya berada di dalam diagram interaksi. Tetapi sebaliknya jika titik potongnya berada diluar diagram interaksi, maka kolom tersebut tidak mampu menahan beban yang bekerja. (Ali Asroni, 2010 : 17 - 18)

2.7.1 Jenis - jenis keruntuhan kolom

Berdasarkan besarnya regangan pada baja tulangan tarik, keruntuhan penampang kolom dapat dibedakan, atas :

1. Keruntuhan Tarik : Keruntuhan diawali dengan lelehnya baja tulangan tarik.
2. Keruntuhan Seimbang (*Balanced*) : Pada keruntuhan ini, lelehnya baja tulangan tarik bersamaan dengan runtuhnya beton bagian tekan.
3. Keruntuhan Tekan : Pada waktu runtuhnya kolom, beton pada bagian tekan runtuh terlebih dahulu, sedangkan baja tulangan tarik belum leleh.

Jika P_n adalah beban aksial nominal suatu kolom dan P_{nb} adalah beban aksial nominal pada kondisi seimbang (*balanced*), maka :

$P_n < P_{nb}$ Tipe Keruntuhan Tarik

$P_n = P_{nb}$ Tipe Keruntuhan Seimbang

$P_n > P_{nb}$ Tipe Keruntuhan Tekan

Dalam segala hal, keserasian regangan (*strain compatibility*) harus tetap terpenuhi.

Untuk desain tulangan kolom, tipe keruntuhan yang dianjurkan adalah tipe keruntuhan tekan.

2.8 Struktur Gedung Tahan Gempa dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah adalah suatu metode perencanaan struktur sistem rangka pemikul momen yang menitik beratkan kewaspadaannya terhadap kegagalan struktur akibat keruntuhan geser. Pada SNI 03 - 2847 - 2013, SRPMM dijelaskan secara terinci pada pasal 21.3. Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada zona 3 dan 4 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan sedang.

Persyaratan SRPMM menurut SNI 03 - 2847 - 2013 pasal 21.3 yakni :

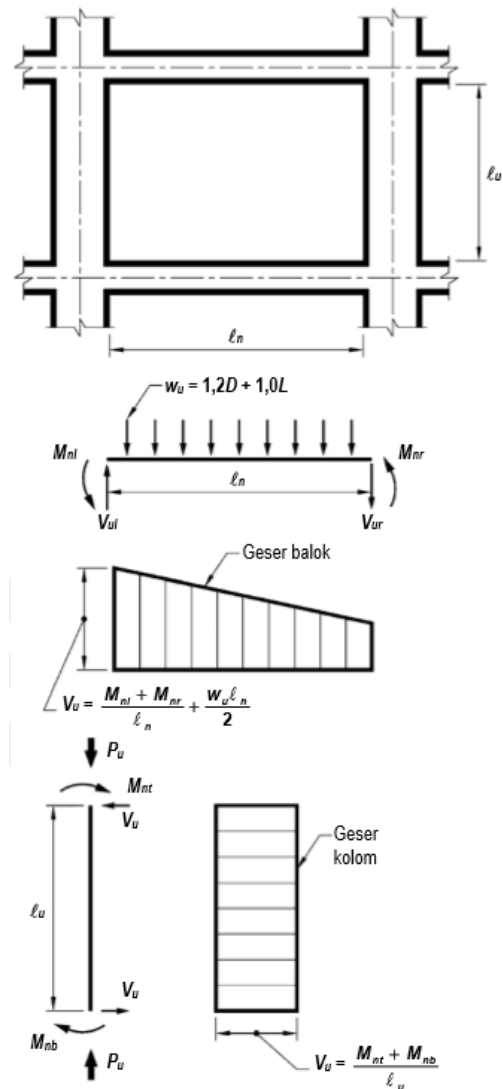
2.8.1 Detail Penulangan

Bila beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak melebihi $(A_g f'_c / 10)$. Bila beban aksial tekan terfaktor pada komponen melebihi $(A_g f'_c / 10)$ maka ketentuan harus dipenuhi kecuali bila dipasang tulangan spiral sesuai persamaan.

2.8.2 Kuat Geser

Kuat geser rencana balok, kolom dan konstruksi pelat dua arah yang memikul beban gempa tidak boleh kurang daripada :

1. Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilitasnya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan gaya lintang akibat beban gravitasi terfaktor.
2. Gaya Lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk pengaruh beban gempa (E) dimana nilai E diambil sebesar dua kali nilai yang ditentukan dalam peraturan perencanaan struktur tahan gempa.



Gambar 2.2 Gaya Lintang rencana untuk SRPMM

2.8.3 Balok

1. Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap irisan penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperlima kuat lentur yang terbesar yang disediakan pada kedua muka-muka kolom dikedua ujung komponen struktur tersebut.
2. Pada kedua ujung komponen struktur lentur tersebut harus dipasang sengkang sepanjang jarak dua kali tinggi komponen struktur diukur dari muka perletakan kearah tengah bentang. Sengkang pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih daripada 50 mm dari muka perletakkan.

Spasi maksimum sengkang tidak boleh melebihi :

- a. $d/4$;
 - b. Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil;
 - c. 24 kali diameter sengkang;
 - d. 300 mm.
3. Sengkang harus dipasang di sepanjang bentang balok dengan spasi tidak melebihi $d/2$

2.8.4 Kolom

1. Spasi maksimum sengkang ikat yang dipasang pada rentang l_0 dari muka hubungan balok - kolom adalah s_0 . Spasi s_0 tersebut tidak boleh melebihi :

- a. Delapan kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang dilingkupi;
- b. 24 kali diameter sengkang ikat;
- c. Setengah dimensi penampang terkecil komponen struktur;
- d. 300 mm.

Panjang l_o tidak boleh kurang daripada nilai terbesar berikut ini:

- a. Seperenam tinggi bersih kolom;
 - b. Dimensi terbesar penampang kolom;
 - c. 450 mm
2. Sengkang ikat pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih daripada **0,5** s_o dari muka hubungan balok-kolom.

3. Tulangan hubungan balok-kolom harus memenuhi:

Pada sambungan-sambungan elemen portal kekolom harus disediakan tulangan lateral dengan luas tidak kurang daripada yang diisyaratkan dalam persamaan $A_v = \frac{75\sqrt{f'c}b_ws}{(1200)f_y}$ dan dipasang di dalam kolom sejauh tidak kurang daripada tinggi bagian sambungan paling tinggi dari elemen portal yang disambung, kecuali untuk sambungan yang bukan merupakan bagian dari sistem utama penahan beban gempa, yang dikekang pada keempat sisinya dan oleh balok atau pelat yang mempunyai ketebalan yang kira-kira sama.

4. Spasi sengkang ikat pada sembarang penampang kolom tidak boleh melebihi 2 s_o .

BAB III

METODOLOGI

3.1 Data Perencanaan

Data - data yang digunakan dalam pengerjaan Skripsi ini terdiri dari :

a. Data Umum Bangunan

1. Nama Gedung : Gedung Kuliah Bersama Universitas
Brawijaya Malang
2. Lokasi : Puncak Dieng Malang
3. Fungsi : Gedung Kuliah
4. Jumlah Lantai : 5 Lantai
5. Panjang Bangunan : 46 m
6. Lebar Bangunan : 32 m
7. Tinggi Bangunan : 25 m (5 m per lantai)
8. Struktur Utama : Beton Bertulang

b. Data Perencanaan Gedung

1. Data Perhitungan Struktur Gedung
2. Gambar Teknik

3.2 Perhitungan Gedung dengan Kolom Persegi

3.2.1 Data Pembebanan Gedung dengan Kolom Persegi

Data pembebanan gedung dengan kolom persegi mengacu pada data awal perencanaan perhitungan struktur gedung Kuliah Bersama Universitas Brawijaya Malang yang perencanaannya menggunakan kolom persegi.

Data pembebanannya didapat dari perencanaan perhitungan struktur menggunakan program ETABS.

3.2.2 Analisa Struktur

Analisa struktur pada perencanaan gedung ini menggunakan program yang sama yaitu ETABS dimana dimensi kolom, balok, dan pembebanan sesuai dengan perencanaan awal yang sudah ada.

3.2.3 Perhitungan Penulangan Pada Kolom Persegi

Nilai dari gaya - gaya dalam yang digunakan untuk perhitungan penulangan di dapat dari hasil analisa struktur menggunakan ETABS. Perhitungan penulangan yang ditinjau yakni hanya pada kolom struktur, dimana diameter tulangan dan diameter sengkang yang digunakan sesuai dengan hasil perencanaan.

3.2.4 Cek Kapasitas Kolom Persegi

Perhitungan kapasitas kolom persegi digunakan untuk mengetahui apakah penulangan kolom yang dihasilkan mampu menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur yang ditahan oleh kolom. Hubungan antara beban aksial dan momen lentur tersebut digambarkan dalam suatu diagram yang disebut diagram interaksi kolom $M - N$. Jika beban aksial nominal (P_n) > beban aksial perlu (P_u) dan beban momen nominal (M_n) > beban momen perlu (M_u), maka kolom tersebut mampu menahan beban. Hal ini ditandai juga dengan titik potong beban aksial perlu (P_u) dan momen perlu (M_u) berada di dalam diagram. Jika tidak masuk kedalam diagram, maka kolom tidak dapat menahan beban, sehingga perlu desain penulangan ulang pada kolom.

3.3 Perhitungan Gedung Dengan Kolom Bulat

Untuk membandingkan hasil perhitungan dari kolom persegi, maka direncanakan kolom bulat dengan luas penampang (A_g) sama dengan luas penampang kolom persegi. Dengan ketentuan dimensi kolom persegi sama dengan perencanaan awal.

3.3.1 Data Pembebanan Gedung dengan Kolom Bulat

Data pembebanan gedung dengan kolom bulat mengacu pada data awal perencanaan perhitungan struktur gedung Kuliah Bersama Universitas Brawijaya Malang yang perencanaannya menggunakan kolom persegi. Data pembebanannya didapat dari perencanaan perhitungan struktur menggunakan program ETABS.

3.3.2 Analisa Struktur

Analisa struktur pada perencanaan gedung ini menggunakan program yang sama yaitu ETABS dimana dimensi kolom, balok, dan pembebanan sesuai dengan perencanaan awal yang sudah ada.

3.3.3 Perhitungan Penulangan Pada Kolom Bulat

Nilai dari gaya - gaya dalam yang digunakan untuk perhitungan penulangan didapat dari hasil analisa struktur menggunakan ETABS. Kemudian dilakukan perhitungan penulangan kolom bulat.

3.3.4 Cek Kapasitas Kolom Persegi

Perhitungan kapasitas kolom bulat digunakan untuk mengetahui apakah penulangan kolom yang dihasilkan mampu menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur yang ditahan oleh kolom. Hubungan antara beban aksial dan momen lentur tersebut digambarkan dalam suatu diagram yang disebut

diagram interaksi kolom $M - N$. Jika beban aksial nominal (P_n) $>$ beban aksial perlu (P_u) dan beban momen nominal (M_n) $>$ beban momen perlu (M_u), maka kolom tersebut mampu menahan beban. Hal ini ditandai juga dengan titik potong beban aksial perlu (P_u) dan momen perlu (M_u) berada didalam diagram. Langkah perhitungan ini sama dengan perhitungan kapasitas pada kolom persegi. Apabila hasil perhitungan kapasitas tidak memenuhi maka dilakukan kembali perhitungan penulangan pada kolom bulat.

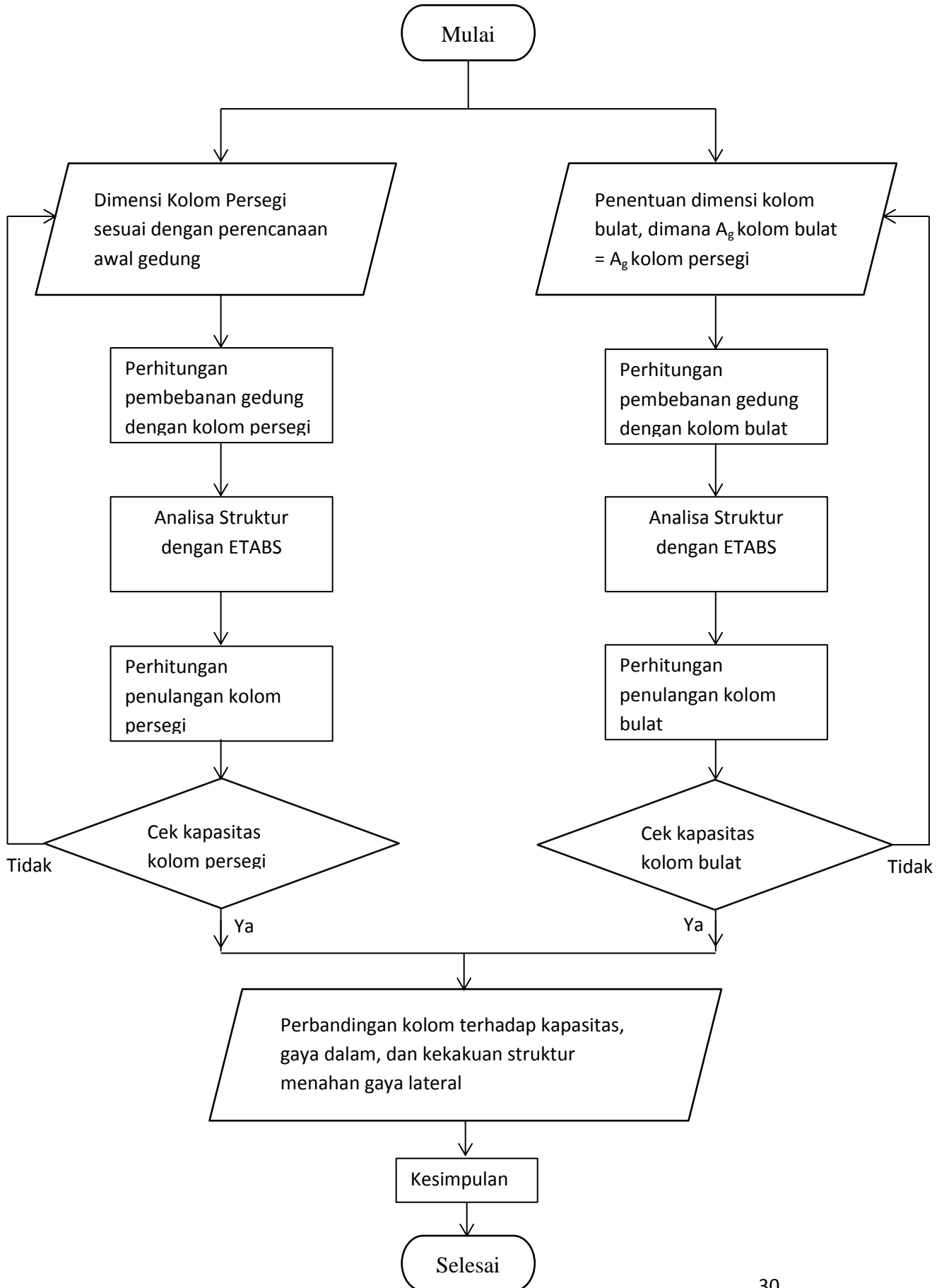
3.4 Perbandingan Kolom Bulat dan Kolom Persegi

Pada tahap ini hasil perhitungan kolom persegi dan kolom bulat dibandingkan. Perbandingan keduanya mempengaruhi persentase kesimpulan yang ditinjau dari berbagai aspek seperti gaya aksial, momen, jumlah tulangan, kekuatan lentur dan geser serta hubungan balok - kolom jika terjadi gempa.

3.5 Kesimpulan

Setelah dilakukan sebuah perbandingan hasil diantara keduanya. Presentase perbandingan keduanya masuk kedalam kesimpulan sehingga didapat kolom bentuk apa yang lebih efisien dan baik untuk sebuah bangunan gedung bertingkat yang diteliti.

3.6 Diagram Alir



BAB IV

ANALISA STRUKTUR GEDUNG

4.1 Data Perencanaan

Berdasarkan perencanaan awal, data – data perencanaan yang digunakan dalam perhitungan ini adalah :

a. Mutu beton (f_c') : 30 Mpa

b. Modulus Elastisitas

$$\begin{aligned} E &= 4700\sqrt{f_c'} \\ &= 4700\sqrt{30} \\ &= 25742,9602 \text{ Mpa} \\ &= 2,57429602 \times 10^9 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

c. Mutu baja (f_y) : 390 Mpa

d. Koefisien Reduksi Beban Hidup untuk bangunan pendidikan : 0,05

(*PPIUG 1987 Tabel 4 hal 17*)

e. Dimensi Balok

Lantai 1 : B1 = 40/65; B2,B3 = 25/50; B4 = 25/40; B5 = 30/80

Lantai 2 : B1 = 40/65; B2,B3 = 25/50; B4 = 25/40

Lantai 3 : B1 = 40/65; B2,B3 = 25/50; B4 = 25/40

Lantai 4 : B1 = 40/65; B2,B3 = 25/50; B4 = 25/40

Lantai 5 : B1 = 40/65; B2,B3 = 25/50; B4 = 25/40

Balok menggunakan balok T, untuk lebih jelasnya terdapat pada lampiran.

f. Dimensi Kolom Persegi

Lantai 1 : KP1, KP3 = 60x60 cm; KP2 = 45x45 cm; KP5 = 30x30 cm

Lantai 2 : KP1 = 60x60 cm; KP2 = 45x45 cm

Lantai 3 : KP1 = 60x60 cm; KP5 = 30x30 cm

Lantai 4 : KP1 = 60x60 cm; KP5 = 30x30 cm

Lantai 5 : KP1 = 60x60 cm; KP5 = 30x30 cm

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada lampiran gambar kerja.

g. Dimensi Kolom Bulat

Lantai 1 : $r = KB1 = 33,85995 \sim 34$ cm

Lantai 2 : $r = KB1 = 33,85995 \sim 34$ cm

Lantai 3 : $r = KB1 = 33,85995 \sim 34$ cm

Lantai 4 : $r = KB1 = 33,85995 \sim 34$ cm

Lantai 5 : $r = KB1 = 33,85995 \sim 34$ cm

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada lampiran gambar kerja.

h. Penulangan Kolom Persegi

1. Lantai 1

➤ KP1 (60x60 cm)

Tulangan Utama = 12 D 22

Sengkang = $\emptyset 10 - 150$

➤ KP2 (45x45 cm)

Tulangan Utama = 8 D 22

Sengkang = $\emptyset 10 - 150$

➤ KP3 (60x60 cm)

Tulangan Utama = 16 D 22

Sengkang = Ø10 – 150

➤ KP5 (30x30 cm)

Tulangan Utama = 8 D 19

Sengkang = Ø10 – 150

4.2 Perhitungan Pembebanan Struktur

4.2.1 Pembebanan Plat Atap

Pada bagian atap terdapat plat atap, roof tank atau tandon air

Pembebanan untuk plat atap

a. Beban Mati (qd)

- Berat sendiri plat = $0,10 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$
 - Berat plafond gypsum = $5,5 \text{ kg/m}^2 = 5,5 \text{ kg/m}^2$
 - Berat Spesi = $0,05 \times 2100 = 105 \text{ kg/m}^2$
 - Berat penggantung galvalum = $8,5 \text{ kg/m}^2 = \underline{8,5 \text{ kg/m}^2} +$
- $qd = 359 \text{ kg/m}^2$

b. Beban Hidup (ql)

- Beban Guna Atap = 96 kg/m^2

4.2.2 Pembebanan Plat Lantai 2-5

Perencanaan pembebanan dihitung dari berat sendiri struktur, beban hidup akibat fungsi struktur dan beban lateral akibat gempa.

Pada gedung tersebut adalah keseluruhan difungsikan sebagai gedung kuliah.

a. Beban Mati (qd)

- Berat sendiri plat	= 0,12 x 2400	= 288 kg/m ²
- Berat plafon + penggantung	= 5,5 + 8,5	= 14 kg/m ²
- Berat Spesi	= 0,03 x 1 x 2100	= 63 kg/m ²
- Berat ME		= 35 kg/m ²
- Berat Keramik	= 0,01 x 1 x 2400	= <u>24 kg/m²</u> +
		qd = 424 kg/m ²

b. Beban Hidup (ql)

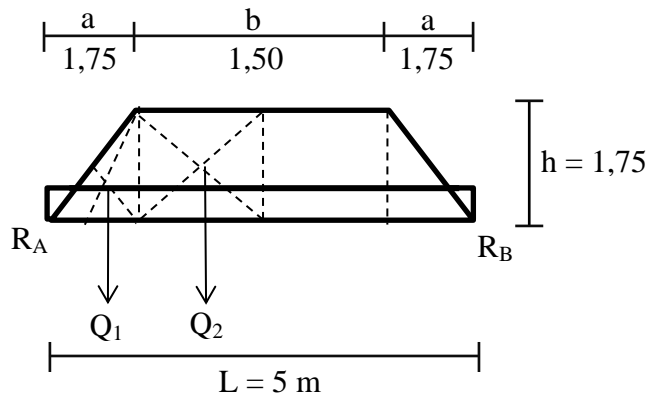
Beban hidup (ql) menurut SNI 1727 2013 (Tabel 4-1 lanjutan, hal- 27)

Beban ruang kuliah = 192 kg/m²

4.2.3 Perataan Beban Plat Lantai

Dilihat dari panjang dan lebar balok pada gambar denah pembalokan maka di dapat perhitungan perataan plat seperti dibawah ini.

1. Perataan beban tipe A



$$a = 1,75$$

$$b = 1,50$$

$$Q_1 = 1,75 \times 1,75 \times 0,5 = 1,53 \text{ m}$$

$$Q_2 = 1,75 \times 0,75 = 1,31 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{1}{2} \times 5,7 = 2,84$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot \frac{1}{2} L - Q_1 \left(\frac{1}{3} \cdot a + \frac{b}{2} \right) - \left(Q_2 \cdot \frac{b}{4} \right) \\ &= 7,11 - 2 - 0,49 \\ &= 4,58 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \cdot ha \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times ha \times 25 \\ &= 3,13 \text{ ha} \end{aligned}$$

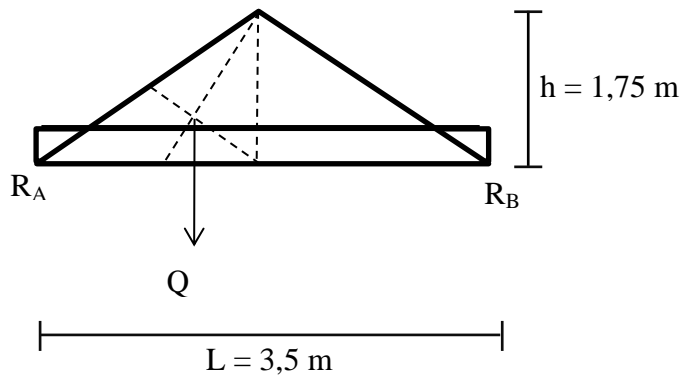
$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$4,6 = 3,13 \text{ ha}$$

$$ha = 4,58/3,13$$

$$= 1,46 \text{ m}$$

2. Perataan beban tipe B



$$Q = 0,50 \times 1,8 \times 1,75 = 1,53 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} \times 3,06 = 1,53 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot \frac{1}{2} L - Q \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} L \right) \\ &= 2,68 - 0,9 \\ &= 1,79 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \cdot h a \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times h a \times 12,25 \\ &= 1,53 h a \end{aligned}$$

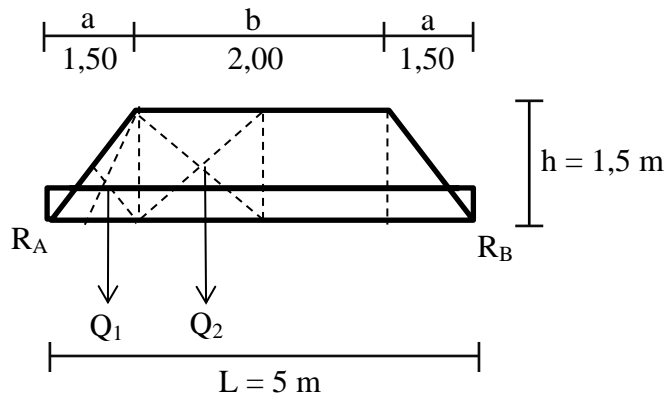
$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1,79 = 1,53 h a$$

$$h a = 1,79/1,53$$

$$= 1,17 \text{ m}$$

3. Perataan beban tipe C



$$a = 1,50$$

$$b = 2,00$$

$$Q_1 = 1,50 \times 1,50 \times 0,5 = 1,13 \text{ m}$$

$$Q_2 = 1,50 \times 1,00 = 1,50 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{1}{2} \times 5,3 = 2,63$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot \frac{1}{2} L - Q_1 \left(\frac{1}{3} \cdot a + \frac{b}{2} \right) - \left(Q_2 \cdot \frac{b}{4} \right) \\ &= 6,56 - 1,7 - 0,75 \\ &= 4,13 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \cdot ha \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times ha \times 25 \\ &= 3,13 \text{ ha} \end{aligned}$$

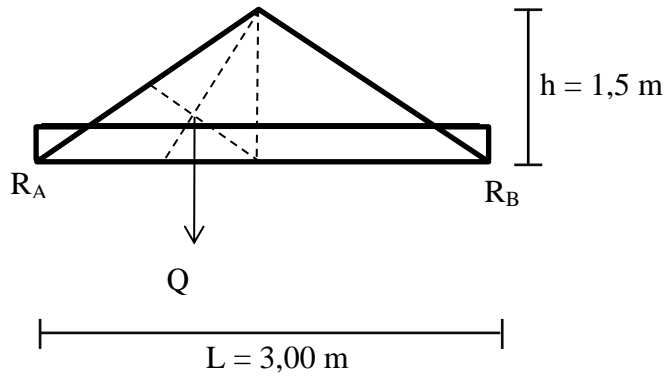
$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$4,13 = 3,13 \text{ ha}$$

$$ha = 4,13/3,13$$

$$= 1,32 \text{ m}$$

4. Perataan beban tipe D=F=H=I=J



$$Q = 0,50 \times 1,50 \times 1,50 = 1,1 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} \times 2,25 = 1,13 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot \frac{1}{2} L - Q \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} L \right) \\ &= 1,69 - 0,6 \\ &= 1,13 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \cdot ha \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times ha \times 9,00 \\ &= 1,1 \text{ ha} \end{aligned}$$

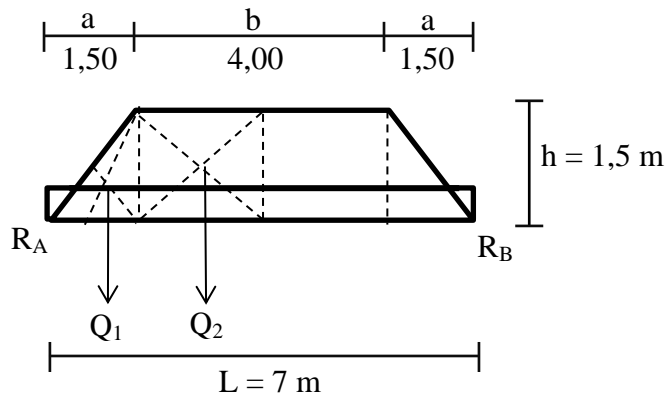
$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1,13 = 1,13 \text{ ha}$$

$$ha = 1,13/1,13$$

$$= 1,00 \text{ m}$$

5. Perataan beban tipe E



$$a = 1,50$$

$$b = 4,00$$

$$Q_1 = 1,50 \times 1,50 \times 0,5 = 1,13 \text{ m}$$

$$Q_2 = 1,50 \times 2,00 = 3,00 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{1}{2} \times 8,3 = 4,13$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot \frac{1}{2} L - Q_1 \left(\frac{1}{3} \cdot a + \frac{b}{2} \right) - \left(Q_2 \cdot \frac{b}{4} \right) \\ &= 14,438 - 2,8 - 3 \\ &= 8,63 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \cdot ha \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times ha \times 49 \\ &= 6,13 \text{ ha} \end{aligned}$$

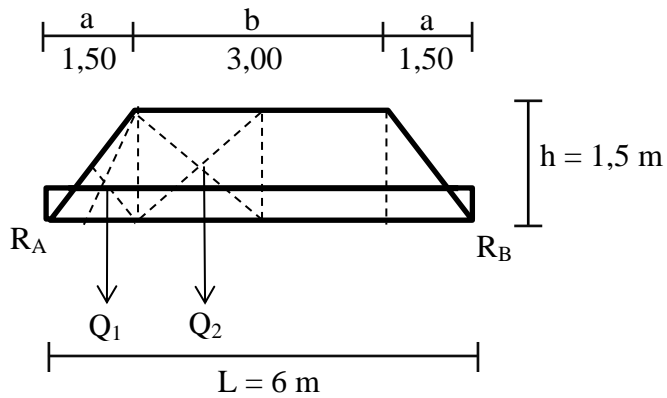
$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$8,63 = 6,13 \text{ ha}$$

$$ha = 8,63/6,13$$

$$= 1,41 \text{ m}$$

6. Perataan beban tipe G



$$a = 1,50$$

$$b = 3,00$$

$$Q_1 = 1,50 \times 1,50 \times 0,5 = 1,13 \text{ m}$$

$$Q_2 = 1,50 \times 1,50 = 2,25 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{1}{2} \times 6,8 = 3,38$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot \frac{1}{2} L - Q_1 \left(\frac{1}{3} \cdot a + \frac{b}{2} \right) - \left(Q_2 \cdot \frac{b}{4} \right) \\ &= 10,13 - 2,3 - 1,69 \\ &= 6,19 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \cdot ha \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times ha \times 36 \\ &= 4,50 ha \end{aligned}$$

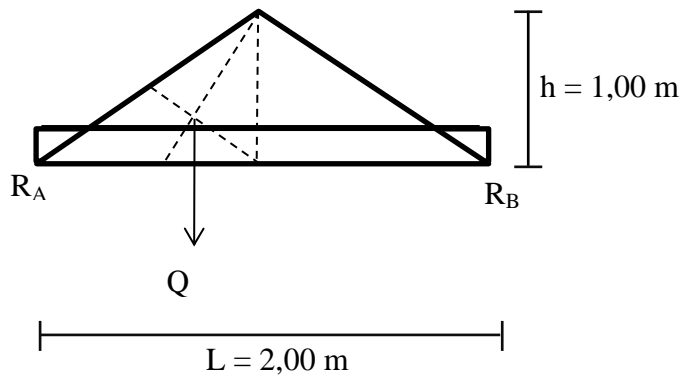
$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$6,19 = 4,50 ha$$

$$ha = 6,19/4,50$$

$$= 1,38 \text{ m}$$

7. Perataan beban tipe L



$$Q = 0,50 \times 1 \times 1,00 = 0,5 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} \times 1,00 = 0,5 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot \frac{1}{2} L - Q \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} L \right) \\ &= 0,5 - 0,2 \\ &= 0,33 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \cdot h a \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times h a \times 4,00 \\ &= 0,5 h a \end{aligned}$$

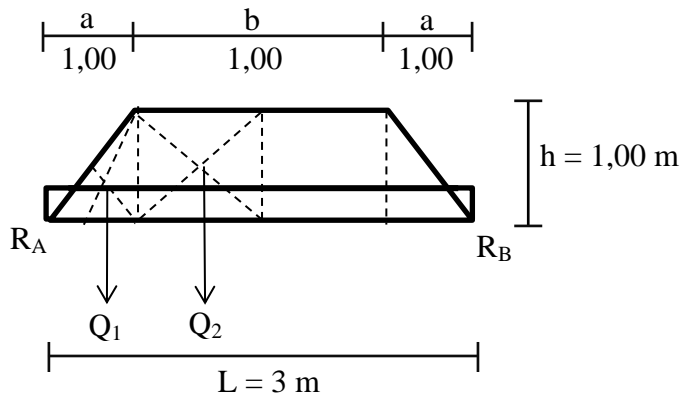
$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$0,33 = 0,5 h a$$

$$h a = 0,33 / 0,5$$

$$= 0,67 \text{ m}$$

8. Perataan beban tipe K



$$a = 1,00$$

$$b = 1,00$$

$$Q_1 = 1,00 \times 1,00 \times 0,5 = 0,5\text{ m}$$

$$Q_2 = 1,00 \times 0,50 = 0,5\text{ m}$$

$$R_A = \frac{1}{2} \times 2 = 1,00$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot \frac{1}{2} L - Q_1 \left(\frac{1}{3} \cdot a + \frac{b}{2} \right) - \left(Q_2 \cdot \frac{b}{4} \right) \\ &= 1,50 - 0,40 - 0,13 \\ &= 0,96 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \cdot ha \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times ha \times 9,0 \\ &= 1,13\text{ ha} \end{aligned}$$

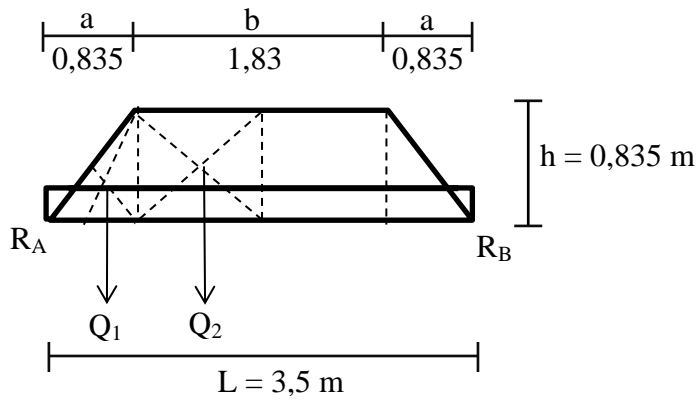
$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$0,96 = 1,13\text{ ha}$$

$$ha = 0,96/1,1$$

$$= 0,85\text{ m}$$

9. Perataan beban tipe M



$$a = 0,84$$

$$b = 1,83$$

$$Q_1 = 0,84 \times 0,84 \times 0,5 = 0,35 \text{ m}$$

$$Q_2 = 0,84 \times 0,92 = 0,76 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{1}{2} \times 2,2 = 1,11$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot \frac{1}{2} L - Q_1 \left(\frac{1}{3} \cdot a + \frac{b}{2} \right) - \left(Q_2 \cdot \frac{b}{4} \right) \\ &= 1,95 - 0,40 - 0,35 \\ &= 1,18 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \cdot ha \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times ha \times 12,3 \\ &= 1,53 ha \end{aligned}$$

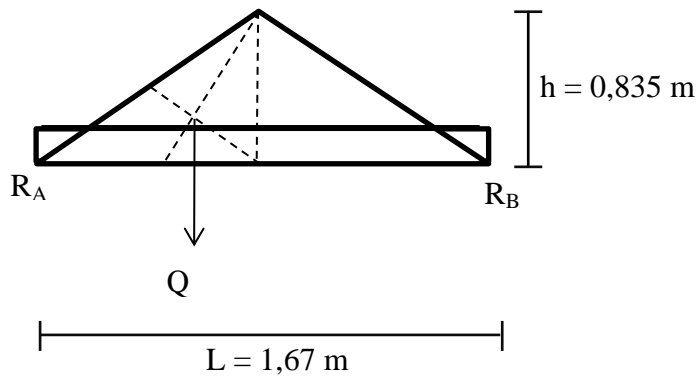
$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1,2 = 1,53 ha$$

$$ha = 1,18/1,5$$

$$= 0,77 \text{ m}$$

10. Perataan beban tipe N



$$Q = 0,50 \times 0,80 \times 0,84 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} \times 0,7 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot \frac{1}{2} L - Q \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} L \right) \\ &= 0,29 - 0,1 \\ &= 0,19 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \cdot h a \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times h a \times 2,79 \\ &= 0,3 h a \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$0,19 = 0,35 h a$$

$$h a = 0,19/0,35$$

$$= 0,56 \text{ m}$$

4.2.4 Beban Gravitasi

4.2.4.1 Beban Mati Line A - G

Lantai 2

Balok memanjang line A

Balok 5-6 = 6-7 ; bentang = 5 m

$$\begin{aligned}\text{Beban Plat} &= h_a \times q_d \\ &= 1,32 \times 424 \\ &= 559,68 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Dinding} &= (t \text{ dinding} - h) \times \text{berat dinding} \\ &= (5 - 0,8) \times 250 = 1050 \text{ kg/m} \\ &\quad \underline{\hspace{10em} +} \\ &\quad \text{qd} = 1609,68 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya diringkas ke dalam sebuah tabel sebagai berikut.

Tabel 4.1 Beban mati Line A - G

Tabel qD Line A - G (Pembebanan portal memanjang)						
Line (kg/m)	Balok	Lantai				
		atap	5	4	3	2
A	5-6 = 6-7	-	-	-	-	1609,68
A'	5-6 = 6-7	-	-	-	-	2269,36
B	1-2 = 10-11	-	-	-	1549	1549
	2-3 = - = 9- 10	-	-	-	1684,68	1684,68
	5-6 = 6-7	-	-	-	1684,68	2169,36
C	1-2 = 10-11	-	-	-	1973	1973

	2-3 = - = 8-9	1024,14	1744,04	1744,04	2303,72	2303,72
	9--10	1024,14	-	-	1684,68	1684,68
C'	2-3 = - = 8-9	1573,28	2388,08	2388,08	2388,08	2388,08
C''	9'-10	765,53	1409,08	1409,08	1409,08	1409,08
D	1-2 = 10-11	-	-	-	1973	1973
	2-3 = - = 8-9	1498,02	2303,72	2303,72	2303,72	2303,72
	9'-10	740,53	1409,08	1409,08	1409,08	1409,08
D'	2-3 = - = 8-9	1472,76	2269,36	2269,36	2269,36	2269,36
	9--10	842,50	1499,99	1499,99	1499,99	1499,99
E	1-2 = 10-11	-	-	-	1973	1973
	2'-3	765,373	1438,42	1438,42	1438,42	1438,42
	3-4 = - = 9-10	1498,02	2303,72	2303,72	2303,72	2303,72
E'	2'-3	927,08	1624,88	1624,88	1624,88	1624,88
	3-4 = - = 9-10	1573,28	2388,08	2388,08	2388,08	2388,08
F	1-2 = 10-11	-	-	-	1973	1973
	2'-3	701,04	1362,44	1362,44	1438,42	1438,42
	3-4 = - = 9-10	1024,14	1744,04	1744,04	2303,72	2303,72
G	1-2 = 10-11	-	-	-	1549	1549
	2-3 = - = 9-10	-	-	-	1684,68	1684,68

4.2.4.2 Beban Mati Line 1 -11

Lantai 2

Balok melintang line 1

Balok B-C = F-G ; bentang = 3 m

$$\begin{aligned} \text{Beban Plat} &= ha \times qd \\ &= 1 \times 424 = 424 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Dinding} &= (t \text{ dinding} - h) \times \text{berat dinding} \\ &= (5 - 0,5) \times 250 = 1125 \text{ kg/m} \\ &\quad + qd = 1549 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya diringkas ke dalam sebuah tabel sebagai berikut.

Tabel 4.2 Beban Mati Line 1 – 11

Tabel qD Line 1 - 11 (Pembebanan portal melintang)						
Line (kg/m)	Balok	Lantai				
		atap	5	4	3	2
1	B-C = F-G	-	-	-	1549	1549
	C-D = E-F	-	-	-	1722,84	1722,84
	D-E	-	-	-	1710,12	1710,12
2	B-C = F-G	-	-	-	1973	1973
	C-D	1302,56	2042,16	2042,16	2640	2640
	D-E	1180,5	1935,5	1935,5	2520,62	2520,62
	E-F	-	-	-	1685,34	1685,34
3	B-C = F-G	-	-	-	1973	1973
	C-D	2142,62	3071,82	3071,82	3071,82	3071,82

	D-E	1898,5	2783,5	2783,5	2783,5	2783,5
	E-F	1855,42	2732,62	2732,62	2732,62	2732,62
4	B-C = F-G	-	-	-	1973	1973
	C-D = E-F	2142,62	3071,82	3071,82	3071,82	3071,82
	D-E	1898,5	2783,5	2783,5	2783,5	2783,5
5	A-B	-	-	-	-	1898
	B-C = F-G	-	-	-	1973	1973
	C-D = E-F	2142,62	3071,82	3071,82	3071,82	3071,82
	D-E	1898,5	2783,5	2783,5	2783,5	2783,5
6	A-B	-	-	-	-	2746
	B-C = F-G	-	-	-	1973	1973
	C-D = E-F	2142,62	3071,82	3071,82	3071,82	3071,82
	D-E	1898,5	2783,5	2783,5	2783,5	2783,5
7	A-B	-	-	-	-	1898
	B-C = F-G	-	-	-	1973	1973
	C-D = E-F	2142,62	3071,82	3071,82	3071,82	3071,82
	D-E	1898,50	2783,50	2783,50	2783,50	2783,50
8	B-C = F-G	-	-	-	1973	1973
	C-D = E-F	2142,62	3071,82	3071,82	3071,82	3071,82
	D-E	1898,5	2783,5	2783,5	2783,5	2783,5
9	B-C = F-G	-	-	-	1973	1973
	C-D	1302,56	2079,66	2079,66	2079,66	2079,66
	D-E	1539,5	2359,5	2359,5	2359,5	2359,5

	E-F	2142,62	3071,82	3071,82	3071,82	3071,82
10	B-C = F-G	-	-	-	1973	1973
	C-D	1126,65	1447,9	1447,9	1595,66	1595,66
	D-E	1126,65	1871,9	1871,9	2457,02	2457,02
	E-F	1302,56	2079,66	2079,66	2677,5	2677,5
11	B-C = F-G	-	-	-	1549	1549
	C-D = E-F	-	-	-	1722,84	1722,84
	D-E	-	-	-	1710,12	1710,12

4.2.4.3 Beban Hidup Line A – G

Lantai 2

Balok memanjang line A

Balok 5-6 = 6-7 ; bentang = 5 m

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Plat} &= h_a \times q_l \\
 &= 1,32 \times 192 &= 253,44 \text{ kg/m} \\
 & & \underline{\hspace{1.5cm} +} \\
 q_l &= 253,44 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya diringkas ke dalam sebuah tabel sebagai berikut.

Tabel 4.3 Beban Hidup Line A - G

Tabel qL Line A - G (Pembebanan portal memanjang)						
Line (kg/m)	Balok	Lantai				
		atap	5	4	3	2
A	5-6 = 6-7	-	-	-	-	253,44
A'	5-6 = 6-7	-	-	-	-	506,88

B	1-2 = 10-11	-	-	-	192	192
	2-3 = - = 9- 10	-	-	-	253,44	253,44
	5-6 = 6-7	-	-	-	253,44	506,88
C	1-2 = 10-11	-	-	-	384	384
	2-3 = - = 8-9	140,16	280,32	280,32	533,76	533,76
	9--10	-	-	-	253,44	253,44
C'	2-3 = - = 8-9	280,32	560,64	560,64	560,64	560,64
	9'-10	64,32	128,64	128,64	128,64	128,64
D	1-2 = 10-11	-	-	-	384	384
	2-3 = - = 8-9	266,88	533,76	533,76	533,76	533,76
	9'-10	64,32	128,64	128,64	128,64	128,64
D'	2-3 = - = 8-9	253,44	506,88	506,88	506,88	506,88
	9--10	84,90	169,80	169,80	169,80	128,64
E	1-2 = 10-11	-	-	-	384	384
	2'-3	70,9632	141,926	141,926	141,926	141,926
	3-4= - = 9-10	266,88	533,76	533,76	533,76	533,76
E'	2'-3	107,52	215,04	215,04	215,04	215,04
	3-4 = - = 9- 10	280,32	560,64	560,64	560,64	560,64
F	1-2 = 10-11	-	-	-	384	384
	2'-3	53,76	107,52	107,52	141,926	141,926
	3-4= - = 9-10	140,16	280,32	280,32	533,76	533,76

G	1-2 = 10-11	-	-	-	192	192
	2-3 = - = 9-10	-	-	-	253,44	253,44

Lantai 2

4.2.4.4 Beban Hidup Line 1 - 11

Balok melintang line 1

Balok B-C = F-G ; bentang = 3 m

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Plat} &= h_a \times q_l \\
 &= 1 \times 192 && = 192 \text{ kg/m} \\
 &&& \underline{\hspace{1.5cm} +} \\
 q_l &= 192 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya diringkas ke dalam sebuah tabel sebagai berikut.

Tabel 4.4 Beban Hidup Line 1 - 11

Tabel qL Line 1 - 11 (Pembebanan portal melintang)						
Line (kg/m)	Balok	Lantai				
		atap	5	4	3	2
1	B-C = F-G	-	-	-	192	192
	C-D = E-F	-	-	-	270,72	270,72
	D-E	-	-	-	264,96	264,96
2	B-C = F-G	-	-	-	384	384
	C-D	224,64	449,28	449,28	720	720
	D-E	192	384	384	648,96	648,96
	E-F	-	-	-	270,72	270,72

3	B-C = F-G	-	-	-	384	384
	C-D	449,28	898,56	898,56	898,56	898,56
	D-E	384	768	768	768	768
	E-F	372,48	744,96	744,96	744,96	744,96
4	B-C = F-G	-	-	-	384	384
	C-D = E-F	449,28	898,56	898,56	898,56	898,56
	D-E	384	768	768	768	768
5	A-B	-	-	-	-	384
	B-C = F-G	-	-	-	384	384
	C-D = E-F	449,28	898,56	898,56	898,56	898,56
	D-E	384	768	768	768	768
6	A-B	-	-	-	-	768
	B-C = F-G	-	-	-	384	384
	C-D = E-F	449,28	898,56	898,56	898,56	898,56
	D-E	384	768	768	768	768
7	A-B	-	-	-	-	384
	B-C = F-G	-	-	-	384	384
	C-D = E-F	449,28	898,56	898,56	898,56	898,56
	D-E	384,00	768,00	768,00	768,00	768,00
8	B-C = F-G	-	-	-	384	384
	C-D = E-F	449,28	898,56	898,56	898,56	898,56
	D-E	384	768	768	768	768
9	B-C = F-G	-	-	-	384	384

	C-D	224,64	449,28	449,28	449,28	449,28
	D-E	288	576	576	576	576
	E-F	449,28	898,56	898,56	898,56	449,28
10	B-C = F-G	-	-	-	384	384
	C-D	81,6	163,2	163,2	230,112	230,112
	D-E	177,6	355,2	355,2	620,16	620,16
	E-F	224,64	449,28	449,28	720	720
11	B-C = F-G	-	-	-	192	192
	C-D = E-F	-	-	-	270,72	270,72
	D-E	-	-	-	264,96	264,96

4.2.5 Beban Lateral

4.2.5.1 Perhitungan pembebanan gempa

Lantai 2

Luas = luas total – dimensi kolom – void

$$\begin{aligned}
 &= (46 \times 26) + (6 \times 10) - (38 \times 0,36) - (29 \times 0,2025) - (7 \times 3,5) - (3 \times 3) - (3 \times 3) - \\
 &(5 \times 4) \\
 &= 1173,95 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}
 \text{Beban plat lantai} &= \text{luas} \times \text{beban mati plat} \\
 &= 1173,9475 \quad \times \quad 424 \\
 &= 497753,74 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

Berat balok

Dimensi balok (L) x panjang bentang (Ln) x berat jenis beton x jumlah balok

Berat balok memanjang

$$\begin{aligned} 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (3-0,525) \cdot 2400 \cdot 8 &= 4514,4 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (5-0,6) \cdot 2400 \cdot 34 &= 34108,8 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (3-0,45) \cdot 2400 \cdot 4 &= 2325,6 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (5-0,45) \cdot 2400 \cdot 14 &= 14523,6 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,4-0,12) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 23 &= 19320 \text{ kg} \\ 0,30 \cdot (0,8-0,12) \cdot (10-0,6) \cdot 2400 \cdot 2 &= 9204,48 \text{ kg} + \\ \hline &= \\ \Sigma &= 83996,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat balok melintang

$$\begin{aligned} 0,4 \cdot (0,65-0,12) \cdot (7-0,6) \cdot 2400 \cdot 17 &= 55357,4 \text{ kg} \\ 0,4 \cdot (0,65-0,12) \cdot (6-0,6) \cdot 2400 \cdot 8 &= 21980,2 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (3-0,3) \cdot 2400 \cdot 4 &= 2462,4 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (3-0,525) \cdot 2400 \cdot 22 &= 12414,6 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (6-0,45) \cdot 2400 \cdot 2 &= 2530,8 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (7-0,45) \cdot 2400 \cdot 5 &= 7467 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,4-0,12) \cdot 3 \cdot 2400 \cdot 2 &= 1008 \text{ kg} \\ 0,30 \cdot (0,8-0,12) \cdot (6-0,6) \cdot 2400 \cdot 2 &= 5287,68 \text{ kg} + \\ \hline &= \\ \Sigma &= 108508 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat kolom

Dimensi kolom x tinggi kolom ($1/2 h_2 + 1/2 h_3$) x berat jenis beton x jumlah balok

$$\begin{aligned} 0,6 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 36 &= 155520 \text{ kg} \\ 0,45 \cdot 0,45 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 27 &= 65610 \text{ kg} \\ 0,30 \cdot 0,30 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 5 &= 5400 \text{ kg} \\ 0,6 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 4 &= 4320 \text{ kg} \quad + \\ \hline \Sigma &= 230850 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat dinding

L dinding x tinggi dinding ($1/2h_2+1/2h_3$) x bv bata merah x jumlah dinding

Berat dinding memanjang

$$(40 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 4 = 177480 \text{ kg}$$

Berat dinding melintang

$$(20 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 2 = 44370 \text{ kg}$$

$$(14 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 5 = 77647,5 \text{ kg} \quad +$$

$$\begin{aligned} &= \\ \Sigma &= 122018 \text{ kg} \end{aligned}$$

Total beban mati lantai 2

W_{D1} = berat plat lantai + berat balok + berat kolom + berat dinding

$$= 497753,74 + 192505 + 230850 + 299498$$

$$= 1220606,20 \text{ kg}$$

b. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan ruang perkuliahan = 192 kg/m^2

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,5 (PPIUG 1987)

$$\begin{aligned}
\text{Beban hidup (W}_{L1}\text{)} &= \text{luas bangunan} \times \text{beban guna} \times \\
&\quad \text{koefisien reduksi} \\
&= 1173,9475 \times 192 \times 0,5 \\
&= 112698,96 \text{ kg} \\
\text{Total beban lantai 2 (W}_1\text{)} &= W_{L1} + W_{D1} \\
&= 112698,96 + 1220606,20 \\
&= 1333305,16 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Lantai 3

$$\begin{aligned}
\text{Luas} &= \text{luas total} - \text{dimensi kolom} - \text{void} \\
&= (46 \times 26) + (6 \times 10) - (38 \times 0,36) - (29 \times 0,2025) - (7 \times 3,5) - (3 \times 3) - \\
&\quad (3 \times 3) - (5 \times 4) \\
&= 1173,95 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}
\text{Berat plat lantai} &= \text{luas} \times \text{beban mati plat} \\
&= 1173,9475 \quad \times \quad 424 \\
&= 497753,74 \quad \text{kg}
\end{aligned}$$

Berat balok

Dimensi balok (L)x panjang bentang (Ln) x berat jenis beton x jumlah balok

Berat balok memanjang

$$\begin{aligned}
0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (3-0,525) \cdot 2400 \cdot 8 &= 4514,4 \text{ kg} \\
0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (5-0,6) \cdot 2400 \cdot 34 &= 34108,8 \text{ kg} \\
0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (3-0,45) \cdot 2400 \cdot 4 &= 2325,6 \text{ kg}
\end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (5-0,45) \cdot 2400 \cdot 14 & = & 14523,6 \text{ kg} \\
0,25 \cdot (0,4-0,12) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 23 & = & 19320 \text{ kg} \\
0,30 \cdot (0,8-0,12) \cdot (10-0,6) \cdot 2400 \cdot 1 & = & 4602,24 \text{ kg} \quad + \\
& & \hline
& = & \\
& \Sigma & 79394,6 \text{ kg}
\end{array}$$

Berat balok melintang

$$\begin{array}{rcl}
0,4 \cdot (0,65-0,12) \cdot (7-0,6) \cdot 2400 \cdot 17 & = & 55357,4 \text{ kg} \\
0,4 \cdot (0,65-0,12) \cdot (6-0,6) \cdot 2400 \cdot 8 & = & 21980,2 \text{ kg} \\
0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (3-0,3) \cdot 2400 \cdot 4 & = & 2462,4 \text{ kg} \\
0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (3-0,525) \cdot 2400 \cdot 22 & = & 12414,6 \text{ kg} \\
0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (6-0,45) \cdot 2400 \cdot 2 & = & 2530,8 \text{ kg} \\
0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (7-0,45) \cdot 2400 \cdot 5 & = & 7467 \text{ kg} \\
0,25 \cdot (0,4-0,12) \cdot 3 \cdot 2400 \cdot 2 & = & 1008 \text{ kg} \quad + \\
& & \hline
& = & \\
& \Sigma & 103220 \text{ kg}
\end{array}$$

Berat kolom

Dimensi kolom x tinggi kolom ($1/2 h_2 + 1/2 h_3$) x berat jenis beton x jumlah balok

$$\begin{array}{rcl}
0,6 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 36 & = & 155520 \text{ kg} \\
0,45 \cdot 0,45 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 27 & = & 65610 \text{ kg} \\
0,30 \cdot 0,30 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 5 & = & 5400 \text{ kg} \\
0,6 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 4 & = & 4320 \text{ kg} \quad + \\
& & \hline
& = & \\
& \Sigma & 230850 \text{ kg}
\end{array}$$

Berat dinding

L dinding x tinggi dinding $(1/2h_2+1/2h_3)$ x bv bata merah x jumlah dinding

Berat dinding memanjang

$$(40 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 4 = 177480 \text{ kg}$$

Berat dinding melintang

$$(20 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 2 = 44370 \text{ kg}$$

$$(14 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 5 = 77647,5 \text{ kg} +$$

$$\Sigma = 122018 \text{ kg}$$

Total beban mati lantai 3

W_{D2} = berat plat lantai + berat balok + berat kolom + berat dinding

$$= 497753,74 + 182615 + 230850 + 299498$$

$$= 1210716,28 \text{ kg}$$

b. Beban hidup (q_l)

Beban guna bangunan ruang perkuliahan = 192 kg/m^2

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,5 (PPIUG 1987)

Beban hidup (W_{L2}) = luas bangunan x beban guna x

koefisien reduksi

$$= 1173,9475 \times 192 \times 0,5$$

$$= 112698,96 \text{ kg}$$

Total beban lantai 3 (W_2) = $W_{L2} + W_{D2}$

$$= 112698,96 + 1210716,28$$

$$= 1323415,24 \text{ kg}$$

Lantai 4

Luas = luas total – dimensi kolom – void

$$\begin{aligned} &= (46 \times 26) - (38 \times 0,36) - (7 \times 3,5) - (3 \times 3) - (3 \times 3) - (5 \times 4) \\ &= 723,82 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

Beban plat lantai = luas x beban mati plat

$$\begin{aligned} &= 723,82 \quad \times \quad 424 \\ &= 306899,68 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

Berat balok

Dimensi balok (L)x panjang bentang (Ln) x berat jenis beton x jumlah balok

Berat balok memanjang

$$\begin{aligned} 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (5-0,6) \cdot 2400 \cdot 34 &= 34108,8 \quad \text{kg} \\ 0,25 \cdot (0,4-0,12) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 21 &= 17640 \quad \text{kg} \quad + \\ &= \underline{\hspace{2cm}} \\ \Sigma &= 51748,8 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

Berat balok melintang

$$\begin{aligned} 0,4 \cdot (0,65-0,12) \cdot (7-0,6) \cdot 2400 \cdot 17 &= 55357,4 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,65-0,12) \cdot (6-0,6) \cdot 2400 \cdot 8 &= 21980,2 \quad \text{kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (6-0,6) \cdot 2400 \cdot 2 &= 2462,4 \quad \text{kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (7-0,6) \cdot 2400 \cdot 1 &= 1459,2 \quad \text{kg} \quad + \\ &= \underline{\hspace{2cm}} \\ \Sigma &= 81259,2 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

Berat kolom

Dimensi kolom x tinggi kolom ($1/2 h_2 + 1/2 h_3$) x berat jenis beton x jumlah balok

$$\begin{aligned} 0,6 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 36 &= 155520 \text{ kg} \\ 0,30 \cdot 0,30 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 5 &= 5400 \text{ kg} + \\ \hline \Sigma &= 160920 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat dinding

L dinding x tinggi dinding ($1/2h_2+1/2h_3$) x bv bata merah x jumlah dinding

Berat dinding memanjang

$$(40 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 4 = 177480 \text{ kg}$$

Berat dinding melintang

$$\begin{aligned} (20 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 2 &= 44370 \text{ kg} \\ (14 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 5 &= 77647,5 \text{ kg} + \\ \hline \Sigma &= 122018 \text{ kg} \end{aligned}$$

Total beban mati lantai 4

$$\begin{aligned} W_{D3} &= \text{berat plat lantai} + \text{berat balok} + \text{berat kolom} + \text{berat dinding} \\ &= 306899,68 + 133008 + 160920 + 299498 \\ &= 900325,18 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Beban hidup (q_l)

$$\text{Beban guna bangunan ruang perkuliahan} = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Koefisien reduksi tinjauan gempa} = 0,5 \text{ (PPIUG 1987)}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup } (W_{L3}) &= \text{luas bangunan} \times \text{beban guna} \times \\ &\quad \text{koefisien reduksi} \end{aligned}$$

$$= 723,82 \times 192 \times 0,5$$

$$= 69486,72 \text{ kg}$$

Total beban lantai 4 (W_3)

$$= W_{L3} + W_{D3}$$

$$= 69486,72 + 900325,18$$

$$= 969811,90 \text{ kg}$$

Lantai 5

Luas = luas total – dimensi kolom – void

$$= (46 \times 26) - (38 \times 0,36) - (7 \times 3,5) - (3 \times 3) - (3 \times 3) - (5 \times 4)$$

$$= 723,82 \text{ m}^2$$

a. Beban mati (qd)

Beban plat lantai = luas x beban mati plat

$$= 723,82 \times 424$$

$$= 306899,68 \text{ kg}$$

Berat balok

Dimensi balok (L)x panjang bentang (Ln) x berat jenis beton x jumlah balok

Berat balok memanjang

$$0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (5-0,6) \cdot 2400 \cdot 34 = 34108,8 \text{ kg}$$

$$0,25 \cdot (0,4-0,12) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 21 = 17640 \text{ kg} +$$

$$\Sigma = \underline{\underline{51748,8 \text{ kg}}}$$

Berat balok melintang

$$\begin{aligned} 0,4 \cdot (0,65-0,12) \cdot (7-0,6) \cdot 2400 \cdot 17 &= 55357,4 \text{ kg} \\ 0,4 \cdot (0,65-0,12) \cdot (6-0,6) \cdot 2400 \cdot 8 &= 21980,2 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (6-0,6) \cdot 2400 \cdot 2 &= 2462,4 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (7-0,6) \cdot 2400 \cdot 1 &= 1459,2 \text{ kg} \quad + \\ \hline &= \\ \Sigma &= 81259,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat kolom

Dimensi kolom x tinggi kolom ($1/2 h_2 + 1/2 h_3$) x berat jenis beton x jumlah balok

$$\begin{aligned} 0,6 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 36 &= 155520 \text{ kg} \\ 0,30 \cdot 0,30 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 5 &= 5400 \text{ kg} \quad + \\ \hline &= \\ \Sigma &= 160920 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat dinding

L dinding x tinggi dinding ($1/2 h_2 + 1/2 h_3$) x bv bata merah x jumlah dinding

Berat dinding memanjang

$$(40 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 4 = 177480 \text{ kg}$$

Berat dinding melintang

$$\begin{aligned} (20 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 2 &= 44370 \text{ kg} \\ (14 \times 0,15) \cdot (5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 5 &= 77647,5 \text{ kg} \quad + \\ \hline &= \\ \Sigma &= 122018 \text{ kg} \end{aligned}$$

Total beban mati lantai 5

$$\begin{aligned}W_{D4} &= \text{berat plat lantai} + \text{berat balok} + \text{berat kolom} + \text{berat dinding} \\ &= 306899,68 + 133008 + 160920 + 299498 \\ &= 900325,18 \text{ kg}\end{aligned}$$

b. Beban hidup (ql)

$$\begin{aligned}\text{Beban guna bangunan ruang perkuliahan} &= 192 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Koefisien reduksi tinjauan gempa} &= 0,5 \text{ (PPIUG 1987)} \\ \text{Beban hidup (} W_{L4} \text{)} &= \text{luas bangunan} \times \text{beban guna} \times \\ &\quad \text{koefisien reduksi} \\ &= 723,82 \times 192 \times 0,5 \\ &= 69486,72 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total beban lantai 5 (} W_4 \text{)} &= W_{L4} + W_{D4} \\ &= 69486,72 + 900325,18 \\ &= 969811,90 \text{ kg}\end{aligned}$$

Atap

$$\begin{aligned}\text{Luas} &= \text{luas total} - \text{dimensi kolom} - \text{void} \\ &= (40 \times 20) - (38 \times 0,36) \\ &= 786,32 \text{ m}^2\end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}\text{Beban plat lantai} &= \text{luas} \times \text{beban mati plat} \\ &= 786,32 \quad \times \quad 359 \\ &= 282288,88 \quad \text{kg}\end{aligned}$$

Berat balok

Dimensi balok (L)x panjang bentang (Ln) x berat jenis beton x jumlah balok

Berat balok memanjang

$$\begin{aligned} 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (5-0,6) \cdot 2400 \cdot 34 &= 34108,8 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,4-0,12) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 21 &= 17640 \text{ kg} + \\ &\underline{\hspace{10em}} \\ \Sigma &= 51748,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat balok melintang

$$\begin{aligned} 0,4 \cdot (0,65-0,12) \cdot (7-0,6) \cdot 2400 \cdot 17 &= 55357,4 \text{ kg} \\ 0,4 \cdot (0,65-0,12) \cdot (6-0,6) \cdot 2400 \cdot 8 &= 21980,2 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (6-0,6) \cdot 2400 \cdot 2 &= 2462,4 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot (7-0,6) \cdot 2400 \cdot 1 &= \underline{1459,2 \text{ kg}} + \\ \Sigma &= 81259,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat kolom

Dimensi kolom x tinggi kolom ($1/2 h_2 + 1/2 h_3$) x berat jenis beton x jumlah balok

$$\begin{aligned} 0,6 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 36 &= 155520 \text{ kg} \\ 0,30 \cdot 0,30 \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 5 &= 5400 \text{ kg} + \\ &\underline{\hspace{10em}} \\ \Sigma &= 160920 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat dinding

L dinding x tinggi dinding ($1/2h$) x bv bata merah x jumlah dinding

Berat dinding memanjang

$$(40 \times 0,15) \cdot (2,5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 4 = 75480 \text{ kg}$$

Berat dinding melintang

$$(20 \times 0,15) \cdot (2,5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 2 = 18870 \text{ kg}$$

$$(14 \times 0,15) \cdot (2,5 - 0,65) \cdot 1700 \cdot 5 = \underline{33022,5 \text{ kg}} +$$

$$\Sigma = 51893 \text{ kg}$$

Total beban mati Atap

W_{D5} = berat plat lantai + berat balok + berat kolom + berat dinding

$$= 282288,88 + 133008 + 160920 + 127373$$

$$= 703589,38 \text{ kg}$$

b. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan ruang perkuliahan = 192 kg/m^2

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,5 (PPIUG 1987)

Beban hidup (W_{L5}) = luas bangunan x beban guna x

koefisien reduksi

$$= 723,82 \times 192 \times 0,5$$

$$= 22646,016 \text{ kg}$$

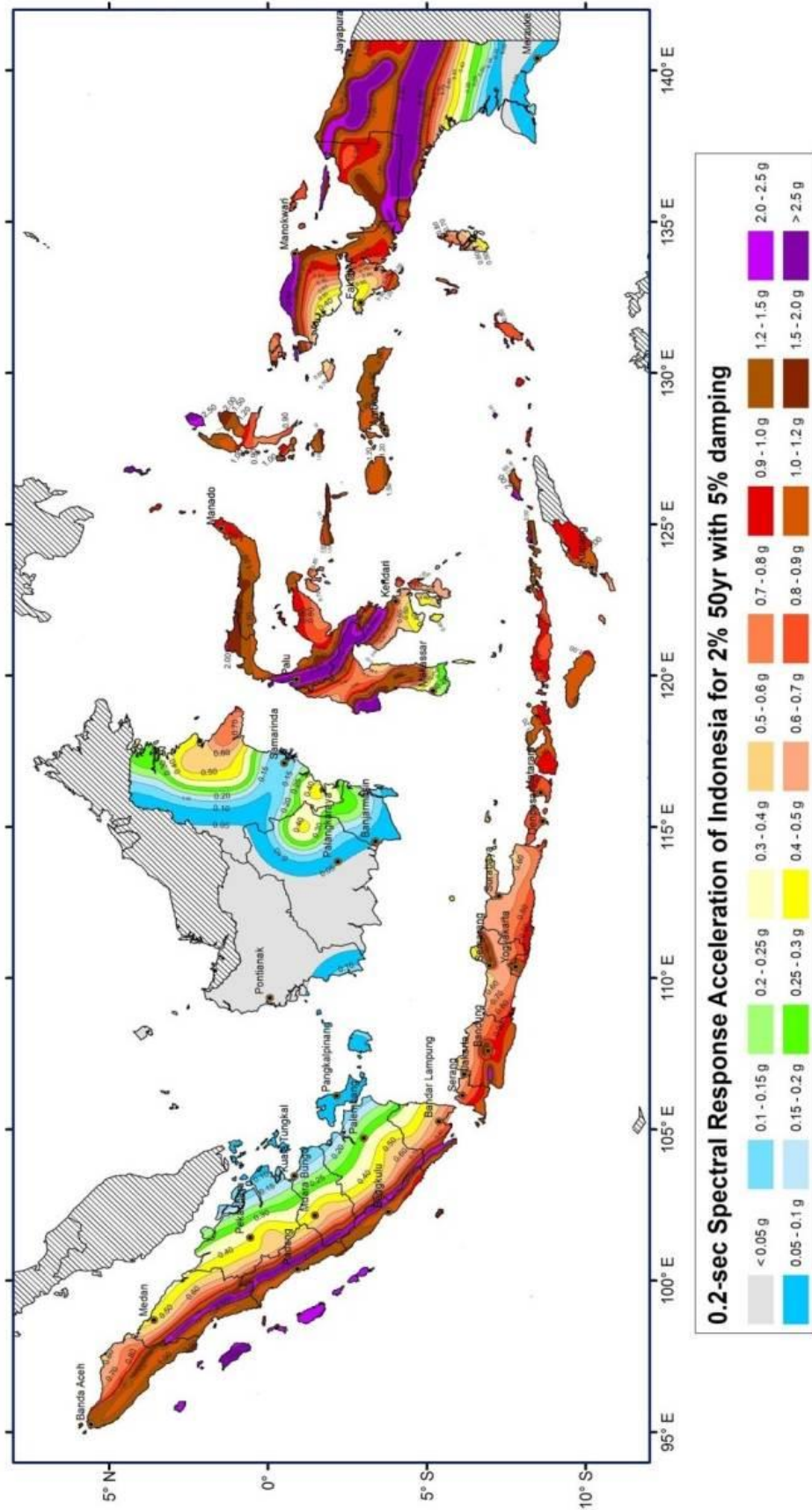
Total beban lantai 5 (W_5)

$$= W_{L5} + W_{D5}$$

$$= 22646,016 + 703589,38$$

$$= 726235,40 \text{ kg}$$

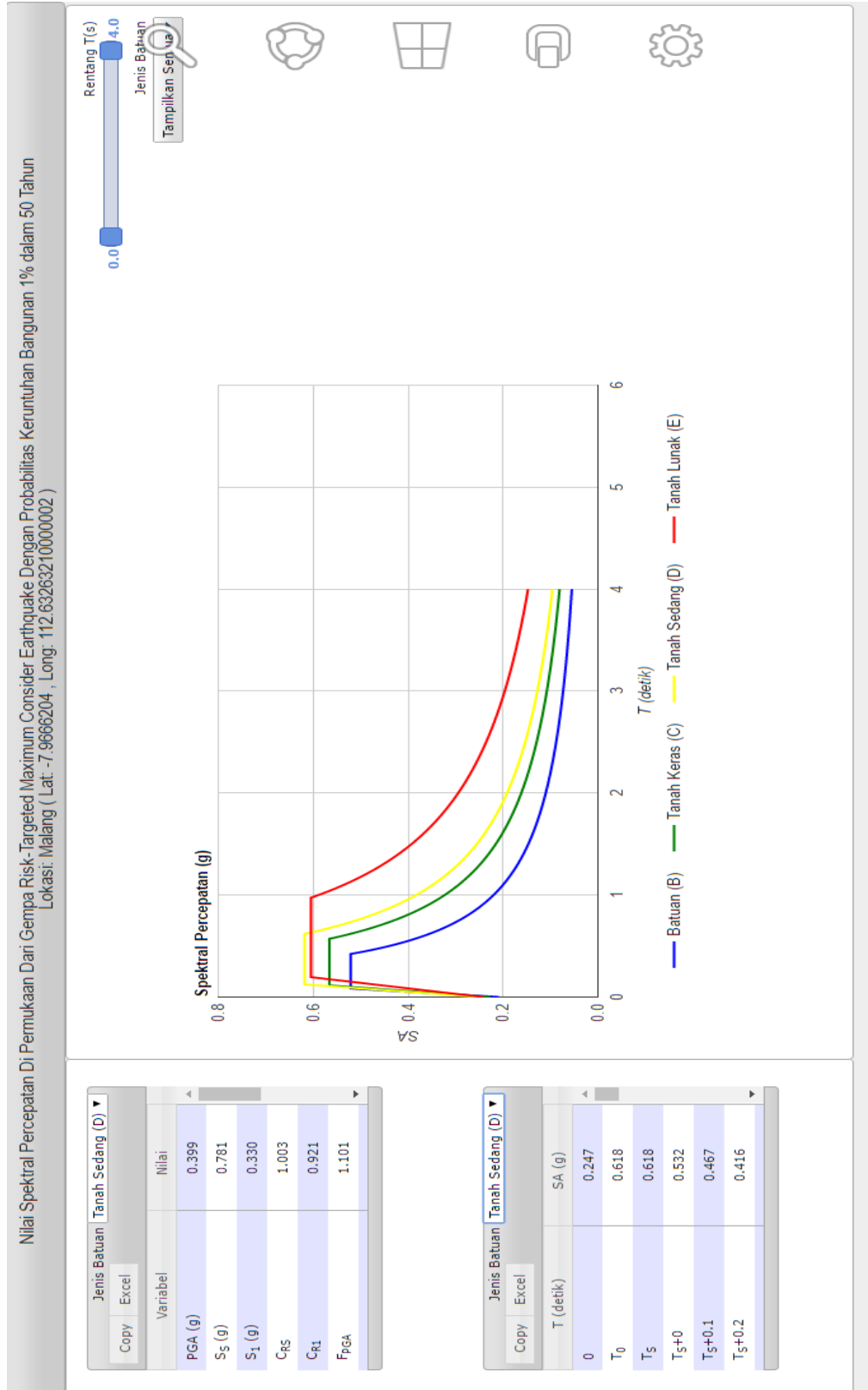
4.3 Perhitungan Gaya Gempa



4.3.1 Menentukan Nilai S_s dan S_1

Lokasi Gedung : Malang

Data di dapat dari : Puskim.Pu.Co.Id



Maka didapat data :

$$S_s \sim 0,781 \text{ g}$$

$$S_1 \sim 0,330 \text{ g}$$

4.3.2 Menentukan kategori resiko bangunan dan faktor keutamaan I.

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV.</p>	IV

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 15 dari 138)

Tabel 4.5 Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 15 dari 138)

4.3.3 Menentukan Kategori Desain Seismik (KDS)

Tabel 4.6 Klasifikasi situs

Kelas Situs	\bar{V}_z (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$, dan 3. Kuat geser niralisir $\bar{s}_u < 25kPa$ 			

SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1) Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah, - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m), - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$), - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa.
---	---

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 15 dari 138)

Tabel 4.7 Koefisien Situs F_a

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

CATATAN:

(a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 4.8 Koefisien Situs F_v

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

CATATAN :

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

Maka dari hasil interpolasi diatas didapat :

Untuk $S_s = 0,781$ g

Untuk $S_1 = 0,330$ g

Melalui interpolasi didapat :

Untuk nilai S_s 0,781 berada diantara nilai

$S_s = 1,000 \quad F_a = 1,100$

$S_s = 0,750 \quad F_a = 1,200$

$S_s = 0,781 \quad F_a = \dots?$

Maka untuk mendapatkan nilai F_a dari S_s harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai berikut :

$$F_a = 1,100 + \frac{(0,781-1,000)}{(0,750-1,000)} \times 1,200 - 1,100 = 1,188$$

$S_1 = 0,330$ g

Melalui interpolasi didapat :

Untuk nilai S_s 0,330 g berada diantara nilai

$S_s = 0,400 \quad F_a = 1,600$

$$S_S = 0,300 \quad F_a = 1,800$$

$$S_S = 0,330 \quad F_a = \dots?$$

Maka untuk mendapatkan nilai F_a dari S_S harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai berikut :

$$F_a = 1,600 + \frac{(0,330-0,400)}{(0,300-0,400)} \times 1,800 - 1,600 = 1,740$$

Menentukan Nilai S_{DS} dan S_{DI}

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 2/3 \times F_a \times S_S \\ &= 0,6667 \times 1,188 \times 0,781 \\ &= 0,618 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DI} &= 2/3 \times F_v \times S_1 \\ &= 0,6667 \times 1,740 \times 0,330 \\ &= 0,383 \text{ g} \end{aligned}$$

Tabel 4.9 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

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

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 24 dari 138)

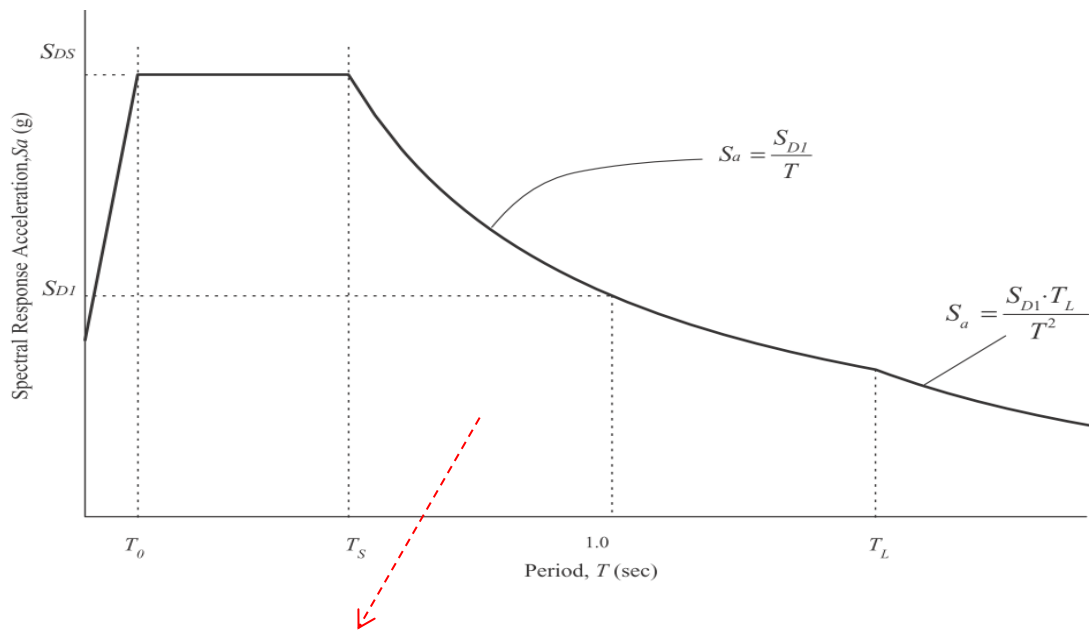
Tabel 4.10 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

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

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 25 dari 138)

Kesimpulan jenis tanah yang berada di kota malang adalah tanah sedang dengan kategori D.

4.3.4 Membuat *Spectrum Respons Design*



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

$$T_0 = 0,2 \times (S_{D1}/S_{DS})$$

$$= 0,2 \quad \times \quad \frac{0,383}{0,618}$$

$$= 0,124 \text{ Detik}$$

$$T_s = S_{D1}/S_{DS}$$

$$= \frac{0,383}{0,618}$$

$$= 0,619 \text{ Detik}$$

4.3.5 Menentukan Perkiraan Perioda Fundamental Alami

Untuk struktur dengan ketinggian <12 tingkat dimana sistem penahan gaya seismik terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m.

$$T_a = 0,1 N \longrightarrow N = \text{Jumlah Tingkat}$$

Untuk struktur dengan ketinggian > 12 tingkat :

$$T_a = C_t h_n^x$$

Dimana :

h_n = Ketinggian struktur dalam (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan Koefisien C_t dan x ditentukan dari tabel

Batas perioda maksimum.

$$T_{max} = C_u \cdot T_a$$

Tabel 4.11 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 56 dari 138)

$$S_{D1} = 0,383 \text{ g, maka koefisien } C_u = 1,4$$

$$T_a = 0,1 N \longrightarrow N = \text{Jumlah tingkat}$$

$$T_a = 0,1 \times 5$$

$$= 0,5$$

$$T_{\max} = C_u \cdot T_a$$

$$T_{\max 1} = 1,4 \times 0,500 = 0,700 \text{ detik}$$

$$T_{\max 2} = 1,4 \times 0,500 = 0,700 \text{ detik}$$

4.3.6 Batasan Pengguna Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen (ELF)

$$\text{Kontrol : } S_{DS} = 0,618 \text{ g}, S_{D1} = 0,383 \text{ g}$$

$$T_S = S_{D1}/S_{DS} = 0,6191$$

$$3,5 T_S = 2,1668$$

$T < 3,5 T_S$, sehingga digunakan prosedur analisa gempa statik

4.3.7 Menentukan faktor R, C_d dan Ω₀

Tabel 4.12 faktor R, C_d, dan Ω₀ untuk sistem penahan gaya gempa

24.Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26.Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C.Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^{h,i}	TI ^h	TI ⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10.Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11.Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI

Dari tabel diatas maka didapat nilai faktor R, C_d, dan Ω₀ untuk sistem rangka

pemikul momen menengah sebagai berikut :

$$R = 5,00$$

$$C_d = 4,50$$

$$\Omega_0 = 3,00$$

4.3.8 Menghitung nilai base shear

$$V = C_S \cdot W$$

Keterangan :

$$C_S = \text{Koefisien Respons Seismik}$$

$$W = \text{Berat Seismik Efektif}$$

Koefisien respons seismik C_S

$$C_S = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)}$$

Nilai C_S yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)}$$

C_S harus tidak kurang dari :

$$C_S = 0,044 S_{DS} \quad I_e \geq 0,01$$

Untuk $S_1 \geq 0,6 \text{ g}$, nilai C_S harus tidak kurang dari :

$$C_S = \frac{0,5 \times S_1}{(R/I_e)}$$

$$S_1 = 0,330 \text{ g}$$

$$V = C_s \cdot W$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} = \frac{0,618 \text{ g}}{5,00 / 1} = 0,12367$$

$$C_{S \text{ Maks}} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,3828}{0,70 \times 5,00} = 0,10937$$

$$C_{S \text{ Min}} = \frac{0,5 \times S_1}{(R/I_e)} = \frac{0,5 \times 0,33}{5,00} = 0,03300$$

$$C_{SX} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,3828}{0,70 \times 5,00} = 0,10937$$

$$C_{sy} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,3828}{0,70 \times 5,00} = 0,10937$$

Kontrol :

$$\begin{aligned} C_{S \text{ min}} &= 0,044 \quad \times \quad S_{DS} \quad \times \quad 1,00 \\ &= 0,044 \quad \times \quad 0,618 \text{ g} \quad \times \quad 1,00 \\ &= 0,027207 \quad \geq \quad 0,01 \quad \text{----->} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Kesimpulan :

Nilai C_s yang dipakai adalah $= 0,10937$

Maka Nilai V_x dan V_y adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_x &= C_s \cdot W \\ &= 0,1094 \quad \times \quad 726235,40 \\ &= \mathbf{79429,403 \text{ Kg}} \end{aligned}$$

$$V_y = C_s \cdot W$$

$$= 0,1094 \quad \times \quad 726235,40$$

$$= \mathbf{79429,403 \text{ Kg}}$$

4.3.9 Menghitung Gaya Gempa lateral F_X

$$F_X = C_{VX} \cdot V$$

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

Dimana :

C_{VX} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur

W_i & W_x = Bagian berat seismik Efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i & h_x = Tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x

K = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang , $K = 1$

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 2,5 detik atau lebih , $K = 2$

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 dan 2,5 detik k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

$T_X = 0,700$ detik

Melalui interpolasi didapat :

Untuk nilai S_s 0,700 g

$$T_X = 0,500 \quad K_X = 1,000$$

$$T_X = 2,500 \quad K_X = 2,000$$

$$T_X = 0,700 \quad K_X = \dots\dots?$$

Maka untuk mendapatkan nilai K dari T_X harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai berikut :

$$K_X = 1,000 + \frac{(0,700-0,500)}{(2,500-0,500)} \times 2,000 - 1,600 = 1,100$$

$$T_X = 0,700 \text{ detik}$$

Melalui interpolasi didapat :

Untuk nilai S_s 0,700 g

$$T_X = 0,500 \quad K_X = 1,000$$

$$T_X = 2,500 \quad K_X = 2,000$$

$$T_X = 0,700 \quad K_X = \dots\dots?$$

Maka untuk mendapatkan nilai K dari T_X harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai berikut :

$$K_X = 1,000 + \frac{(0,700-0,500)}{(2,500-0,500)} \times 2,000 - 1,600 = 1,100$$

$$T_Y = 0,700 \quad K_Y = \dots\dots?$$

Melalui interpolasi didapat :

Untuk nilai S_s 0,700 g

$$T_Y = 0,500 \quad K_Y = 1,000$$

$$T_Y = 2,500 \quad K_Y = 2,000$$

$$T_Y = 0,700 \quad K_Y = \dots\dots?$$

Maka untuk mendapatkan nilai K dari T_X harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai berikut :

$$K_Y = 1,000 + \frac{(0,700-0,500)}{(2,500-0,500)} \times 2,000 - 1,600 = 1,100$$

4.3.10 Gaya Lateral

Tabel 4.13 Gaya Gempa Lateral

Lantai	Weight (Wi) Kg	(hi) m	Wi x hi ^{Kx}	Wi x hi ^{Ky}	F _X (kg)	F _Y (kg)
Atap	868888,16	25	29970769,17	29970769,17	29660,20	29660,20
Lantai 5	901173,84	20	24318768,10	24318768,10	24961,03	24961,03
Lantai 4	901173,84	15	17721846,12	17721846,12	18189,88	18189,88
Lantai 3	1345048,80	10	16933161,14	16933161,14	25941,10	25941,10
Lantai 2	1205848,80	5	7082064,21	7082064,21	9726,69	9726,69
Total	5222133,44		96026608,7	96026608,7	108478,89	108478,89

4.3.11 Kombinasi Pembebanan

1. 1,4 DL2
2. 1,2 DL2 + 1,6 LL2
3. 1,2 DL2 + 1LL2 – 1EQX – 0,3 EQY
4. 1,2 DL2 + 1LL2 +1EQX + 0,3 EQY
5. 1,2 DL2 + 1LL2 – 0,3 EQX – 1 EQY
6. 1,2 DL2 + 1 LL2 + 0,3 EQX + 1 EQY
7. 0,9 DL2 + 0 LL2 – 1 EQX – 0,3 EQY
8. 0,9 DL2 + 0 LL2 + 1 EQX + 0,3 EQY
9. 0,9 DL2 + 0 LL2 – 0,3 EQX – 1 EQY
10. 0,9 DL2 + 0 LL2 + 0,3 EQX + 1 EQY

4.3.12 Beban gempa arah x dan y

Tabel 4.14 Perhitungan beban gempa 100% arah yang ditinjau dan 30 % arah tegak lurus

Lantai	Beban gempa 100% arah yang ditinjau dan 30% arah tegak lurus			
	Fx (kg)	30% Fx (kg)	Fy (kg)	30% Fy (kg)
Atap	20992,12	6297,636	20992,12	6297,636
Lantai 5	29287,04	8786,113	29287,04	8786,113
Lantai 4	21342,38	6402,715	21342,38	6402,715
Lantai 3	25442,50	7632,750	25442,50	7632,750
Lantai 2	12047,41	3614,222	12047,41	3614,222

4.3.13 Pusat Massa dan Rotasi pada Kolom Persegi

Tabel 4.15 Pusat Massa dan Rotasi berdasarkan program ETABS pada Kolom Persegi

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM
LANTAI 2	D1	50049,52	50049,52	23,159	18,189
LANTAI 3	D2	43978,19	43978,19	23,181	18,978
LANTAI 4	D3	34413,97	34413,97	23,314	18,961
LANTAI 5	D4	34413,97	34413,97	23,314	18,961
ATAP	D5	26205,914	26205,91	23,236	18,98

CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
50049,52	50049,52	23,159	18,189	23,095	18,005
43978,19	43978,1899	23,181	18,978	23,108	18,390
34413,97	34413,9695	23,314	18,961	23,181	18,625
34413,97	34413,9695	23,314	18,961	23,278	18,720
26205,91	26205,9144	23,236	18,980	23,333	18,764

4.3.14 Nilai Eksentrisitas (e) pada Kolom Persegi

Tabel 4.16 Nilai Eksentrisitas (e) pada Kolom Persegi

Story	Pusat Massa		Pusat Rotasi	
	X	Y	X	Y
LANTAI 2	23,159	18,189	23,095	18,005
LANTAI 3	23,181	18,978	23,108	18,39
LANTAI 4	23,314	18,961	23,181	18,625
LANTAI 5	23,314	18,961	23,278	18,72
ATAP	23,236	18,98	23,333	18,764

Eksentrisitas (e)		ed = 1,5e + 0,05b		ed = e - 0,05b	
X	Y	X	Y	X	Y
0,064	0,184	2,40	1,58	-2,236	-1,116
0,073	0,588	2,41	2,18	-2,227	-0,712
0,133	0,336	2,50	1,80	-2,167	-0,964
0,036	0,241	2,35	1,66	-2,264	-1,059
-0,097	0,216	2,15	1,62	-2,397	-1,084

4.3.15 Koordinat Pusat Massa Baru Akibat Eksentrisitas pada Kolom Persegi

Tabel 4.17 Koordinat pusat massa baru pada Kolom Persegi

Story	Pusat Massa		Pusat Rotasi	
	X	Y	X	Y
LANTAI 2	23,159	18,189	23,095	18,005
LANTAI 3	23,181	18,978	23,108	18,39
LANTAI 4	23,314	18,961	23,181	18,625
LANTAI 5	23,314	18,961	23,278	18,72
ATAP	23,236	18,98	23,333	18,764

$ed = 1,5e + 0,05b$		Koordinat pusat massa	
X	Y	X	Y
2,40	1,58	25,49	19,581
2,41	2,18	25,52	20,572
2,50	1,80	25,68	20,429
2,35	1,66	25,63	20,382
2,15	1,62	25,49	20,388

4.3.16 Pusat Massa dan Rotasi pada Kolom Bulat

Tabel 4.18 Pusat Massa dan Rotasi berdasarkan program ETABS pada Kolom Bulat

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM
LANTAI 2	D1	49821,15	49821,15	23,161	18,184
LANTAI 3	D2	43749,822	43749,82	23,183	18,977
LANTAI 4	D3	34213,764	34213,76	23,316	18,96
LANTAI 5	D4	34213,764	34213,76	23,316	18,96
ATAP	D5	26001,666	26001,67	23,238	18,98

CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
49821,15	49821,15	23,161	18,184	23,098	17,987
43749,82	43749,82	23,183	18,977	23,112	18,384
34213,76	34213,76	23,316	18,96	23,185	18,623
34213,76	34213,76	23,316	18,96	23,281	18,719
26001,67	26001,67	23,238	18,98	23,335	18,763

4.3.17 Nilai Eksentrisitas (e) pada Kolom Bulat

Tabel 4.19 Nilai Eksentrisitas (e) pada Kolom Bulat

Story	Pusat Massa		Pusat Rotasi	
	X	Y	X	Y
LANTAI 2	23,161	18,184	23,098	17,987
LANTAI 3	23,183	18,977	23,112	18,384
LANTAI 4	23,316	18,96	23,185	18,623
LANTAI 5	23,316	18,96	23,281	18,719
ATAP	23,238	18,98	23,335	18,763

Eksentrisitas (e)		$ed = 1,5e + 0,05b$		$ed = e - 0,05b$	
X	Y	X	Y	X	Y
0,063	0,197	2,39	1,60	-2,237	-1,103
0,071	0,593	2,41	2,19	-2,229	-0,707
0,131	0,337	2,50	1,81	-2,169	-0,963
0,035	0,241	2,35	1,66	-2,265	-1,059
-0,097	0,217	2,15	1,63	-2,397	-1,083

4.3.18 Koordinat Pusat Massa Baru Akibat Eksentrisitas pada Kolom Bulat

Tabel 4.20 Koordinat pusat massa baru pada Kolom Bulat

Story	Pusat Massa		Pusat Rotasi	
	X	Y	X	Y
LANTAI 2	23,161	18,184	23,098	17,987
LANTAI 3	23,183	18,977	23,112	18,384
LANTAI 4	23,316	18,96	23,185	18,623
LANTAI 5	23,316	18,96	23,281	18,719
ATAP	23,238	18,98	23,335	18,763

$ed = 1,5e + 0,05b$		Koordinat pusat massa	
X	Y	X	Y
2,39	1,60	25,49	19,583
2,41	2,19	25,52	20,574
2,50	1,81	25,68	20,429
2,35	1,66	25,63	20,381
2,15	1,63	25,49	20,389

4.3.19 Simpangan Struktur Akibat Beban Gempa EQX dan EQY pada Kolom Persegi

Tabel 4.21 Simpangan Struktur Kolom Persegi

Lantai	h	EQX		EQY	
		Arah		Arah	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
5	25	11,06	2,73	3,77	8,34
4	20	9,97	2,47	3,36	7,54
3	15	7,85	2,04	2,66	5,77
2	10	4,94	1,34	1,73	3,67
1	5	2,08	0,61	0,71	1,59

4.3.20 Simpangan Struktur Akibat Beban Gempa EQX dan EQY pada Kolom Bulat

Tabel 4.22 Simpangan Struktur Kolom Bulat

Lantai	h	EQX		EQY	
		Arah		Arah	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
5	25	9,56	2,52	3,49	7,97
4	20	8,54	2,29	3,12	7,21
3	15	6,54	1,82	2,37	5,65
2	10	4,05	1,25	1,53	3,62
1	5	1,74	0,62	0,68	1,58

BAB V

PERHITUNGAN DAN PERENCANAAN KOLOM

5.1 Kolom Persegi

Setelah dilakukan perencanaan gedung dengan kolom persegi menggunakan program bantu ETABS. Hasil data yang diperoleh berupa gaya – gaya dalam kolom yang meliputi momen, geser, aksial dan sebagainya sesuai dengan kombinasi pembebanan yang ditentukan. Maka perhitungan kolom selanjutnya adalah sebagai berikut.

5.1.1 Penulangan Kolom Persegi

Kolom C16 Lantai 1 (600mm x 600mm)

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$L = 5000 \text{ mm}$$

$$L_u = L - h_{\text{balok}} = 5000 - 650 = 4350 \text{ mm}$$

$$\text{Momen 1} = 9121,363 \text{ Kgm}$$

$$\text{Momen 2} = 7313,495 \text{ Kgm}$$

$$\text{Geser} = 3778,13 \text{ Kg}$$

$$\text{Aksial} = 409036,9 \text{ Kg}$$

$$\text{Defleksi} = 3,196 \text{ mm}$$

a. Perhitungan luas tulangan

1) Perhitungan stabilitas index

$$Q = \frac{\Sigma Pu \times \Delta o}{Vu \times lc} \leq 0,05 = \frac{4090369,9 \times 3,196}{37781,3 \times 4350} = 0,07954321 > 0,05$$

Maka portal ini merupakan jenis portal bergoyang.

2) Perhitungan faktor kelangsingan

a) Momen Inersia penampang balok dan kolom

$$\begin{aligned} I_{gk} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = 0,7 \times \frac{1}{12} \times 600 \times 600^3 \\ &= 10800000000 = 1,08 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$I_{gb_{kiri}} = I_g = 69699503870 = 6,97 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{gb_{kanan}} = I_g = 48994837075 = 4,89 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

b) Modulus Elastisitas kolom beton

$$E_c = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{30} = 25742,9602 \text{ Mpa}$$

c) Perhitungan kekakuan lentur komponen struktur tekan dan rasio beban berfaktor

Balok kanan atas :

$$B136 : \quad 1,4D \quad = 24324,50 \text{ Kgm}$$

$$1,2D + 1,6L \quad = 26322,40 \text{ Kgm}$$

$$\beta d = \frac{24324,50}{26322,40} = 0,924$$

$$EI_b = \frac{0,4 \times 25742,960 \times 4,89 \cdot 10^{10}}{1+0,924}$$

$$= 3,73 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Balok kiri atas :

$$B135 : \quad 1,4D \quad = 32369,72 \text{ Kgm}$$

$$1,2D + 1,6L \quad = 35085,30 \text{ Kgm}$$

$$\beta d = \frac{32369,72}{35085,30} = 0,923$$

$$EI_b = \frac{0,4 \times 25742,960 \times 6,97 \cdot 10^{10}}{1+0,923}$$

$$= 3,733 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Kolom atas :

$$C16 : \quad 1,4D \quad = 4357,05 \text{ Kgm}$$

$$1,2D + 1,6L \quad = 4920,441 \text{ Kgm}$$

$$\beta d = \frac{4357,05}{4920,441} = 0,885$$

$$EI_b = \frac{0,4 \times 25742,960 \times 1,08 \cdot 10^{10}}{1+0,885}$$

$$= 5,898 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Kolom yang ditinjau :

$$C1 : \quad 1,4D \quad = 3533,59 \text{ Kgm}$$

$$1,2D + 1,6L \quad = 3892,58 \text{ Kgm}$$

$$\beta d = \frac{3533,59}{3892,58} = 0,908$$

$$EI_b = \frac{0,4 \times 25742,960 \times 1,08 \cdot 10^{10}}{1+0,908}$$

$$= 5,829 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

d) Perhitungan rasio kekakuan balok dan kolom

$$\Psi A = \frac{EI_{kolom}/L}{EI_{balok}/L} = \frac{\left(\frac{5,898 \times 10^{13}}{5000}\right) + \left(\frac{5,829 \times 10^{13}}{5000}\right)}{\left(\frac{3,73 \times 10^{13}}{7000}\right) + \left(\frac{3,733 \times 10^{13}}{6000}\right)} = 0,62067$$

Nilai k diperoleh dari diagram nomogram SNI 2847 – 2013 pasal 10.10.7.2

yaitu 1,6

e) Menentukan faktor kelangsingan

$$r = 0,3 \cdot h = 0,3 \times 600 = 180 \text{ mm}$$

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq 22$$

$$\frac{1,6 \times 4350}{180} < 22$$

38,667 < 22, Maka kelangsingan perlu diperhitungkan

b. Pembesaran Momen

$$Q = ((1 + \beta d) \times Q1) \leq 0,6$$

$$Q = ((1 + 0,908) \times 0,07594) = 0,14489352 < 0,6$$

$$\delta ns = \frac{1}{(1-Q)} \geq 1,0 = \frac{1}{1 - 0,14489} = 1,169445 > 1$$

Maka dipakai nilai δns adalah 1,169445

$$M1 = M1 + \delta ns \cdot M1$$

$$= 91213630 + (1,169445 \times 91213630) = 197882953,8 \text{ Nmm}$$

$$M2 = M2 + \delta ns \cdot M2$$

$$= 73134950 + (1,169445 \times 73134950) = 158662251,8 \text{ Nmm}$$

$$M_c = M1 + M2 = 356545205,6 \text{ Nmm}$$

$$M_{2,\min} = P_u (15,24 + 0,03h) = 4090369 (15,24 + 0,03 \cdot 600)$$

$$= 135963865,6 \text{ Nmm} < M_c = 356545205,6 \text{ Nmm} \text{ .ok!}$$

c. Perhitungan penulangan lentur

$$P_u = 4090369 \text{ N}$$

$$M_u = 356545205,6 \text{ Nmm}$$

$$A_g = 600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} = 360000 \text{ mm}^2$$

a) Batasan Tulangan

$$\rho_{\min} = 1\% = 0,01$$

$$\rho_{\max} = 8\% = 0,08$$

$$\beta_1, \text{ untuk } f'c < 30 \text{ Mpa} = 0,85$$

b) Perhitungan kebutuhan tulangan

$$\frac{Pu}{\phi \times Agr \times 0,85 \times f'c} = \frac{4090369}{0,65 \times 360000 \times 0,85 \times 30} = 0,685$$

$$et = \frac{Mu}{Pu} = \frac{356545205,6}{4090369} = 87,167$$

$$\text{Maka, } \frac{et}{h} = \frac{87,167}{600} = 0,14527$$

Dicoba tulangan 12 D 22

$d = h - \text{selimut beton} - \phi_{\text{sengkang}} - \frac{1}{2} \phi_{\text{tulangan pokok}}$

$$= 600 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 539$$

$$d' = 600 - 539 = 61$$

$$d'/h = 61/600 = 0,1$$

dari batas rasio penulangan $\rho = 1-8\%$ diasumsikan :

$$r = 0,01, \beta = 1,2$$

$$\rho = r \cdot B = 0,012$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot Agr = 0,012 \times 360000 = 4320 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan 12 D 22, $A_{S_{\text{ada}}} = 4561,6$

$$A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\text{ada}}}$$

d. Perhitungan diagram interaksi

Modulus Elastisitas baja, $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

Luas tulangan total, $A_{st} = 4561,6 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan, $x = (h - 2 \times d')/3 = 166,33 \text{ mm}$

Rasio tulangan, $\rho = A_s/Agr = 1,267 \%$

Luas masing – masing tulangan :

$$A_{s_1} = 4/12 \times A_{st} = 1520,53 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_2} = 2/12 \times A_{st} = 760,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} = 2/12 \times A_{st} = 760,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s4} = 4/12 \times A_{st} = 1520,53 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan terhadap sisi beton

$$d_1 = 3 \cdot x + d_s = 539 \text{ mm}$$

$$d_2 = 2 \cdot x + d_s = 372,67 \text{ mm}$$

$$d_3 = x + d_s = 206,33 \text{ mm}$$

$$d_4 = d_s = 61 \text{ mm}$$

a) Beban Sentris

$$\begin{aligned} P_o &= (0,85 \cdot f'_c (A_{gr} - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \cdot 10^{-3} \\ &= (0,85 \cdot 30 (360000 - 4561,6) + 390 \cdot 4561,6) \cdot 10^{-3} \\ &= 10841,858 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_n = 0,80 \cdot P_o = 0,80 \cdot 10841,858 = 8673,486 \text{ kN}$$

$$P_n \text{ kecil} = 0,1 \times f'_c \times b \times h = 1080 \text{ kN} < P_n = 8673,486 \text{ kN} \dots \text{ok!}$$

Maka, ϕ dipakai 0,65

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 8673,486 = 5637,766 \text{ kN}$$

b) Kondisi Seimbang

$$c = c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 539}{600 + 390} = 326,67 \text{ mm}$$

$$a = c \cdot \beta = 326,67 \cdot 0,85 = 277,667 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot 10^{-3} \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 277,667 \cdot 600 \cdot 10^{-3} \\ &= 4248,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{|326,667 - 539|}{326,667} \times 0,003 = 0,00195 > \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} / \varepsilon_{s1} \times f_y = 0,00195 / 0,00195 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{|326,667 - 372,67|}{326,667} \times 0,003 = 0,00042 < \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} \times E_s = 0,00042 \times 200000 = 84,496 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{|326,667 - 206,30|}{326,667} \times 0,003 = 0,00111 < \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s3} \times E_s = 0,00111 \times 200000 = 221,082 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{|326,667 - 61,00|}{326,667} \times 0,003 = 0,00244 > \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} / \varepsilon_{s4} \times f_y = 0,00244 / 0,00244 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \times f_{s1} \times 10^{-3} = 1520,53 \times 390 \times 10^{-3} = 593,007 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \times f_{s2} \times 10^{-3} = 760,3 \times 84,49 \times 10^{-3} = 64,235 \text{ kN}$$

$$F_{s3} = A_{s3} \times f_{s3} \times 10^{-3} = 760,3 \times 221,02 \times 10^{-3} = 168,034 \text{ kN}$$

$$F_{s4} = A_{s4} \times f_{s4} \times 10^{-3} = 1520,53 \times 390 \times 10^{-3} = 593,007 \text{ kN}$$

$$C_s = [\Sigma F_{si}] = F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} = 593,007 + 64,235 + 168,034 + 593,007 \\ = 1418,283 \text{ kN}$$

$$M_{s1} = F_{s1} \times (h/2 - d_1) = 593,007 \times (600/2 - 539) = 141728,68 \text{ kNmm}$$

$$M_{s2} = F_{s2} \times (h/2 - d_2) = 64,235 \times (600/2 - 372,67) = 4667,72 \text{ kNmm}$$

$$M_{s3} = F_{s3} \times (h/2 - d_3) = 168,034 \times (600/2 - 206,33) = 15739,20 \text{ kNmm}$$

$$M_{s4} = F_{s4} \times (h/2 - d_4) = 593,007 \times (600/2 - 61) = 141728,68 \text{ kNmm}$$

$$M_s = [\Sigma M_{si}] = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} \\ = 141728,68 + 4667,72 + 15739,20 + 141728,68 \\ = 303864,28 \text{ kNmm}$$

$$M_c = C_c \times (h-a)/2 = 4248,3 \times (600 - 277,67)/2 = 684684,35 \text{ kNmm}$$

$$P_n = C_s + C_c = 4248,3 + 1418,283 = 5666,58 \text{ kN}$$

$$M_n = (M_c + M_s) \cdot 10^{-3} = (684684,35 + 303864,28) \cdot 10^{-3} = 988,55 \text{ kNm}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 5666,58 = 3683,28 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 988,55 = 642,56 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{988,55}{5666,58} = 0,17445 \text{ m} = 174,45 \text{ mm}$$

c) Kondisi patah desak ($c > c_b$)

$$c = 400 \text{ mm}$$

$$a = c \cdot \beta = 400 \cdot 0,85 = 340 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot 10^{-3} \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 340 \cdot 600 \cdot 10^{-3} \\ &= 5202 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{|400-539|}{400} \times 0,003 = 0,00104 < \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} \times E_s = 0,00104 \times 200000 = 208,5 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{|400-372,67|}{400} \times 0,003 = 0,00021 < \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} \times E_s = 0,00021 \times 200000 = 41,00 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{|400-206,30|}{400} \times 0,003 = 0,00145 < \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} \times E_s = 0,00145 \times 200000 = 290,5 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{|400-61,00|}{400} \times 0,003 = 0,00254 > \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s4} = \epsilon_{s4} / \epsilon_{s4} \times f_y = 0,00254 / 0,00244 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \times f_{s1} \times 10^{-3} = 1520,53 \times 208,5 \times 10^{-3} = 317,031 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \times f_{s2} \times 10^{-3} = 760,3 \times 41 \times 10^{-3} = 31,171 \text{ kN}$$

$$F_{s3} = A_{s3} \times f_{s3} \times 10^{-3} = 760,3 \times 290,5 \times 10^{-3} = 220,857 \text{ kN}$$

$$F_{s4} = A_{s4} \times f_{s4} \times 10^{-3} = 1520,53 \times 390 \times 10^{-3} = 593,007 \text{ kN}$$

$$C_s = [\Sigma F_{si}] = F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} = 317,031 + 31,171 + 220,857 + 593,007 \\ = 1162,066 \text{ kN}$$

$$M_{s1} = F_{s1} \times (h/2 - d_1) = 317,031 \times (600/2 - 539) = 75770,33 \text{ kNmm}$$

$$M_{s2} = F_{s2} \times (h/2 - d_2) = 31,171 \times (600/2 - 372,67) = 2265,08 \text{ kNmm}$$

$$M_{s3} = F_{s3} \times (h/2 - d_3) = 220,857 \times (600/2 - 206,33) = 20686,95 \text{ kNmm}$$

$$M_{s4} = F_{s4} \times (h/2 - d_4) = 593,007 \times (600/2 - 61) = 141728,68 \text{ kNmm}$$

$$M_s = [\Sigma M_{si}] = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} \\ = 75770,33 + 2265,08 + 20686,95 + 141728,68 \\ = 240451,05 \text{ kNmm}$$

$$M_c = C_c \times (h-a)/2 = 5202 \times (600-340)/2 = 676260,00 \text{ kNmm}$$

$$P_n = C_s + C_c = 1162,066 + 5202,0 = 6364,07 \text{ kN}$$

$$M_n = (M_c + M_s) \cdot 10^{-3} = (676260,00 + 240451,05) \cdot 10^{-3} = 916,71 \text{ kNm}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 6364,07 = 4136,64 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 916,71 = 595,86 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{916,71}{6364,07} = 0,14404 \text{ m} = 144,04 \text{ mm}$$

d) Kondisi patah tarik ($c < c_b$)

$$c = 200 \text{ mm}$$

$$a = c \cdot \beta = 200 \cdot 0,85 = 170 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot 10^{-3} \\ = 0,85 \cdot 30 \cdot 170 \cdot 600 \cdot 10^{-3} \\ = 2601,00 \text{ kN}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{|200-539|}{200} \times 0,003 = 0,00509 > \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} / \varepsilon_{s1} \times f_y = 0,00509/0,00509 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{|200-372,67|}{200} \times 0,003 = 0,00259 > \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} / \varepsilon_{s2} \times f_y = 0,00259/0,00259 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{|200-206,30|}{200} \times 0,003 = 0,0001 < \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s3} \times E_s = 0,0001 \times 200000 = 19,00 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{|200-61,00|}{200} \times 0,003 = 0,00209 > \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} / \varepsilon_{s4} \times f_y = 0,00209/0,00209 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \times f_{s1} \times 10^{-3} = 1520,53 \times 390 \times 10^{-3} = 593,007 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \times f_{s2} \times 10^{-3} = 760,3 \times 390 \times 10^{-3} = 296,504 \text{ kN}$$

$$F_{s3} = A_{s3} \times f_{s3} \times 10^{-3} = 760,3 \times 19 \times 10^{-3} = 14,445 \text{ kN}$$

$$F_{s4} = A_{s4} \times f_{s4} \times 10^{-3} = 1520,53 \times 390 \times 10^{-3} = 593,007 \text{ kN}$$

$$C_s = [\sum F_{si}] = F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} = 593,007 + 296,504 + 14,445 + 593,007 \\ = 1496,963 \text{ kN}$$

$$M_{s1} = F_{s1} \times (h/2 - d_1) = 593,007 \times (600/2 - 539) = 141728,68 \text{ kNmm}$$

$$M_{s2} = F_{s2} \times (h/2 - d_2) = 296,504 \times (600/2 - 372,67) = 21545,92 \text{ kNmm}$$

$$M_{s3} = F_{s3} \times (h/2 - d_3) = 14,445 \times (600/2 - 206,33) = 1353,02 \text{ kNmm}$$

$$M_{s4} = F_{s4} \times (h/2 - d_4) = 593,007 \times (600/2 - 61) = 141728,68 \text{ kNmm}$$

$$M_s = [\sum M_{si}] = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} \\ = 141728,68 + 21545,92 + 1353,02 + 141728,68 \\ = 306356,30 \text{ kNmm}$$

$$M_c = C_c \times (h-a)/2 = 2601,0 \times (600-170)/2 = 559215,00 \text{ kNmm}$$

$$P_n = C_s + C_c = 1496,963 + 2601,0 = 4097,96 \text{ kN}$$

$$M_n = (M_c + M_s) \cdot 10^{-3} = (559215,00 + 306356,30) \cdot 10^{-3} = 865,57 \text{ kNm}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 4097,96 = 2663,68 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 865,57 = 562,62 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{865,57}{4097,96} = 0,211 \text{ m} = 211,02 \text{ mm}$$

d) Kondisi Lentur Murni

Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 4 \text{ D } 22 = 1519,760 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 8 \text{ D } 22 = 3039,520 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = 4 \text{ D } 22 = 1520,53 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2 \text{ D } 22 = 760,300 \text{ mm}^2$$

$$Y_1 = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 22 = 61 \text{ mm}$$

$$Y_2 = 61 + 166,333 = 227,33 \text{ mm}$$

$$Y = d' = \frac{1520,53 \times 61 + 760,3 \times 227,30}{3039,520} = 87,390 \text{ mm}$$

Dimisalkan garis netral (c) $>$ Y_2 maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s'' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{Substitusi nilai : } f_s'' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot \frac{(c-d')}{c} \times 600 = A_s \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) \cdot c + A_s' \cdot (c - d') \times 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = \beta \cdot 1 \cdot c$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta \cdot 1 \cdot b) \cdot c^2 + A_s' \cdot (c - d') \times 600 = A_s \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta \cdot 1 \cdot b) \cdot c^2 + (600A_s' - A_s' \cdot f_y) \cdot c - 600A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 600) \cdot c^2 + (600 \cdot 3039,52 - 1519,76 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot$$

$$30399,52 \cdot 87,39 = 0$$

$$13005 c^2 + 1231005,600 c - 159374191,7 = 0$$

$$c = 73,066 \text{ mm}$$

Karena nilai $c < Y_2$ maka dihitung nilai c sebenarnya berdasarkan persamaan yang kedua.

Dicoba tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan tekan } A_s = 8 \text{ D } 22 = 3039,520 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s' = 4 \text{ D } 22 = 1519,760 \text{ mm}^2$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 22 = 61 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 61 = 539 \text{ mm}$$

Dimisalkan garis netral (c) $> Y_2$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y$$

$$\text{Substitusi nilai : } f_s' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot \frac{(c - d')}{c} \times 600 = A_s \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b) \cdot c + A_s' \cdot (c - d') \times 600 = A_s \cdot f_y \cdot c$$

Substitusi nilai : $a = \beta \cdot c$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta \cdot b) \cdot c^2 + A_s' \cdot (c - d') \cdot 600 = A_s \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta \cdot b) \cdot c^2 + (600A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot c - 600A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 600) \cdot c^2 + (600 \cdot 1519,76 - 3039,5 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 1519,76 \cdot 61 = 0$$

$$13005 c^2 + 273556,800 c - 55623216,000 = 0$$

$$c = 76,757 \text{ mm}$$

$$a = c \cdot \beta = 76,757 \cdot 0,85 = 65,243 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot 10^{-3} \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 65,243 \cdot 600 \cdot 10^{-3} \\ &= 998,224 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= f_s' \cdot a \cdot s' \\ &= \frac{(c - d')}{c} \cdot 600 \cdot A_s' \\ &= \frac{(76,757 - 61)}{76,757} \cdot 600 \cdot 1519,760 \cdot 10^{-3} \\ &= 187,189 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$T_{s1} = A_s \cdot f_y = 1520,530 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 593,007 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = A_s \cdot f_y = 760,3 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 296,517 \text{ kN}$$

$$T_{s3} = A_s \cdot f_y = 760,3 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 296,517 \text{ kN}$$

$$C_c + C_s = T_{s1} + T_{s2} + T_{s3}$$

$$998,224 + 187,189 - 593,007 - 296,517 - 296,517 = 0$$

$$Z_{Cc} = c - a/2 = 76,757 - 65,243/2 = 44,135 \text{ mm}$$

$$Z_{C1} = c - Y_1 = 76,757 - 61 = 15,757 \text{ mm}$$

$$Z_{T3} = Y_3 - c = 227,33 - 76,757 = 150,576 \text{ mm}$$

$$ZT2 = Y_4 - c = 206,30 - 76,757 = 129,543 \text{ mm}$$

$$ZT1 = Y_5 - c = 326,67 - 76,757 = 249,910 \text{ mm}$$

$$M_n = (C_c.ZCc) + (C_{s1}.Zc1) + (T_{s1}.Zt1) + (T_{s2}.Zt2) + (T_{s3}.Zt3)$$

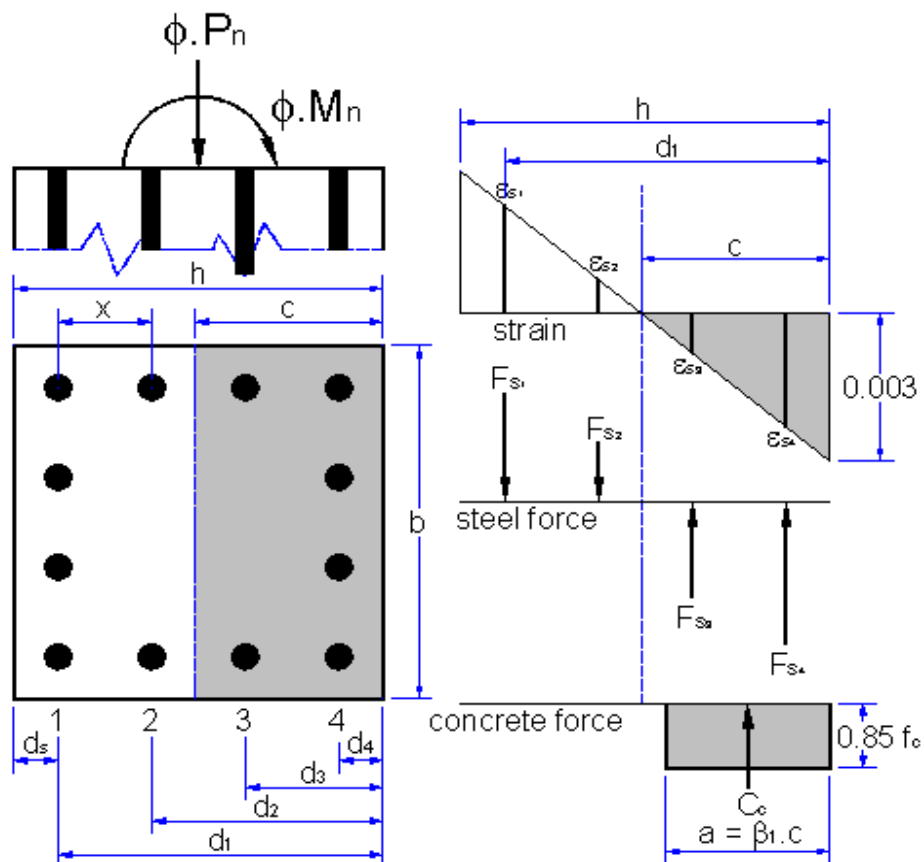
$$= (998,23 \cdot 44,14) + (187,19 \cdot 15,76) + (593,01 \cdot 249,91) + (296,52 \cdot 129,55) + (296,52 \cdot 150,58)$$

$$= 278,275 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 278,28 = 180,879 \text{ kNm}$$

Jika, $P_n = 5637,77 \text{ kN} > P_{nb} = 3683,3 \text{ kN}$,

maka ragam keruntuhan yang terjadi ialah tipe keruntuhan tekan.



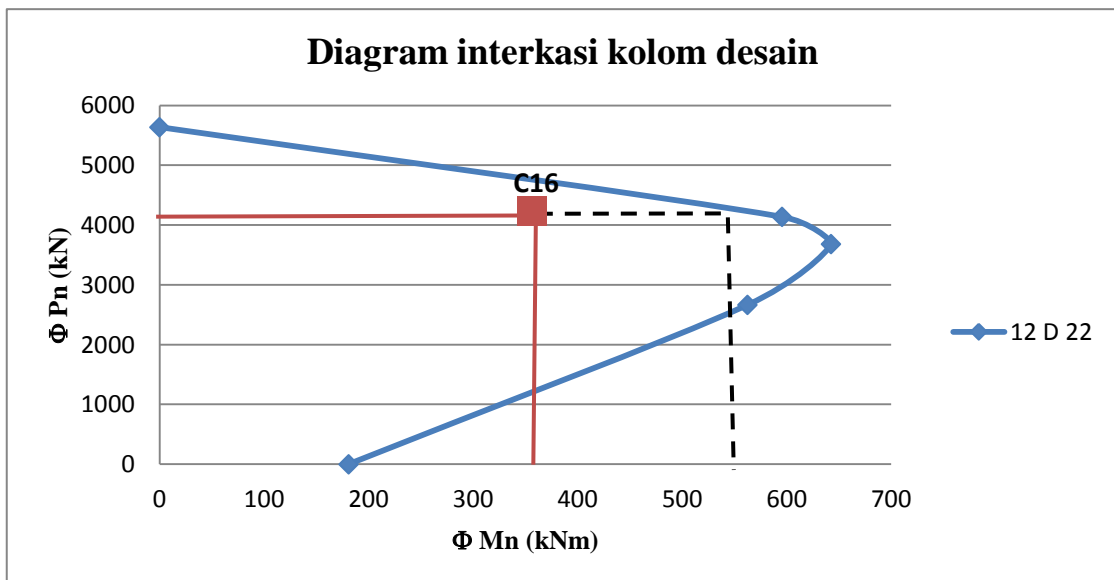
Gambar 5.1 Penampang, Diagram Regangan, Diagram Tegangan Kolom Persegi

Dari Perhitungan diatas didapat hasil Beban Aksial dan Beban Momen Nominal sebagai berikut :

Tabel 5.1 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal

Kondisi	12 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	5637,77	0
Patah Desak	4136,6	595,860
Balance	3683,3	642,560
Patah Tarik	2663,680	562,620
Lentur	0	180,879

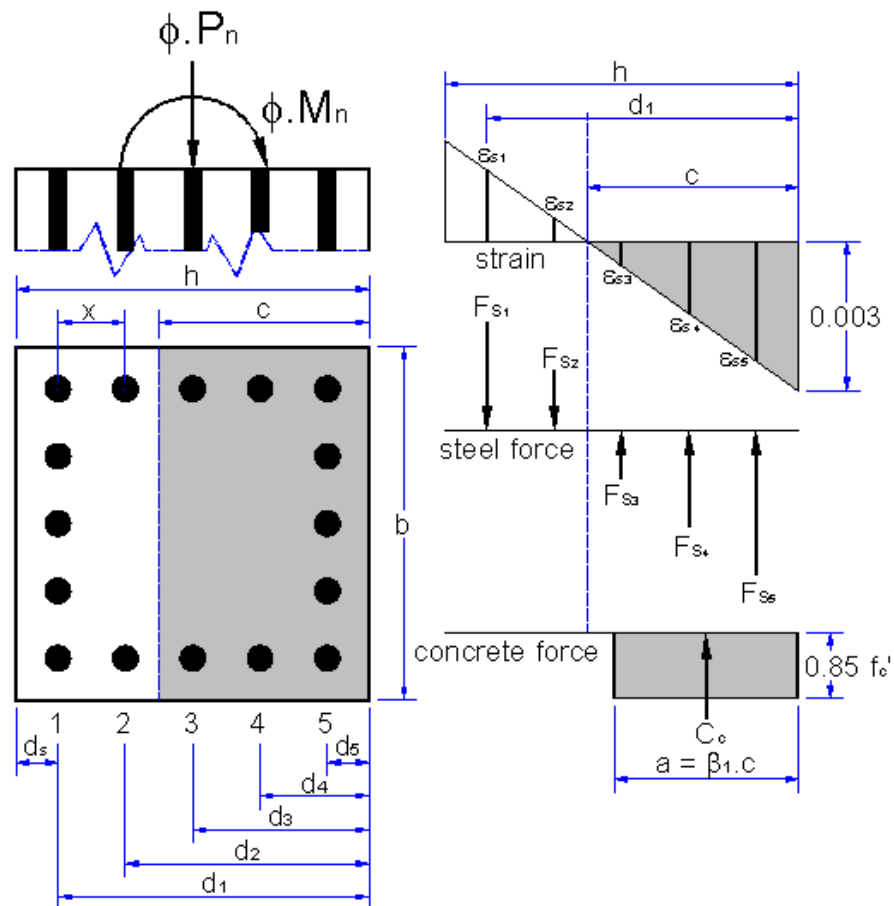
Gambar 5.2 Grafik Diagram Interaksi Kolom C16



Kolom Persegi dengan beban aksial perlu, $P_u = 4090,369$ kN dan beban momen perlu, $M_u = 356,5452$ kNm yang memotong dititik C16 berada di dalam diagram, yang berarti bahwa kolom tersebut mampu menahan beban yang bekerja padanya dan menghasilkan beban aksial nominal, $\phi P_n = 5637,7$ kN dan beban momen nominal, $\phi M_n = 560$ kNm.

5.1.2 Ragam Diagram Interaksi Kolom Persegi Sesuai Jumlah Tulangan

a. Tulangan 16 D 22

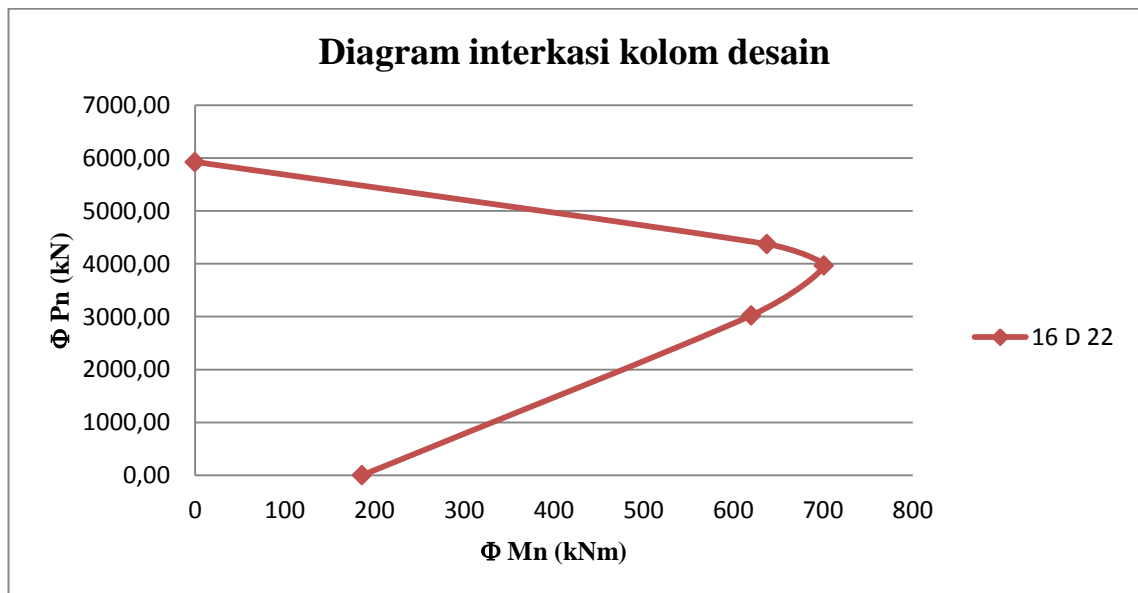


Gambar 5.3 Penampang Kolom 16 D 22

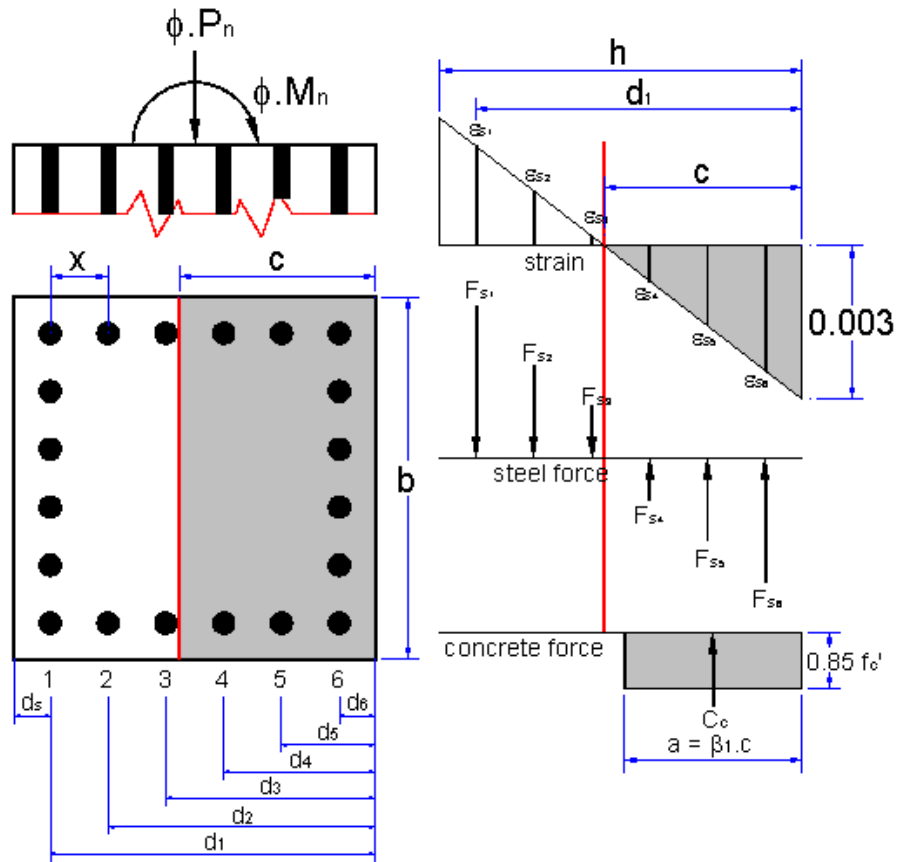
Tabel 5.2 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal

Kondisi	16 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	5926,41	0
Patah Desak	4371,99	637,46
Balance	3966,17	701,28
Patah Tarik	3024,17	620,28
Lentur	0	186,173

Gambar 5.4 Grafik Diagram Interaksi Kolom 16 D 22



b. Tulangan 20 D 22

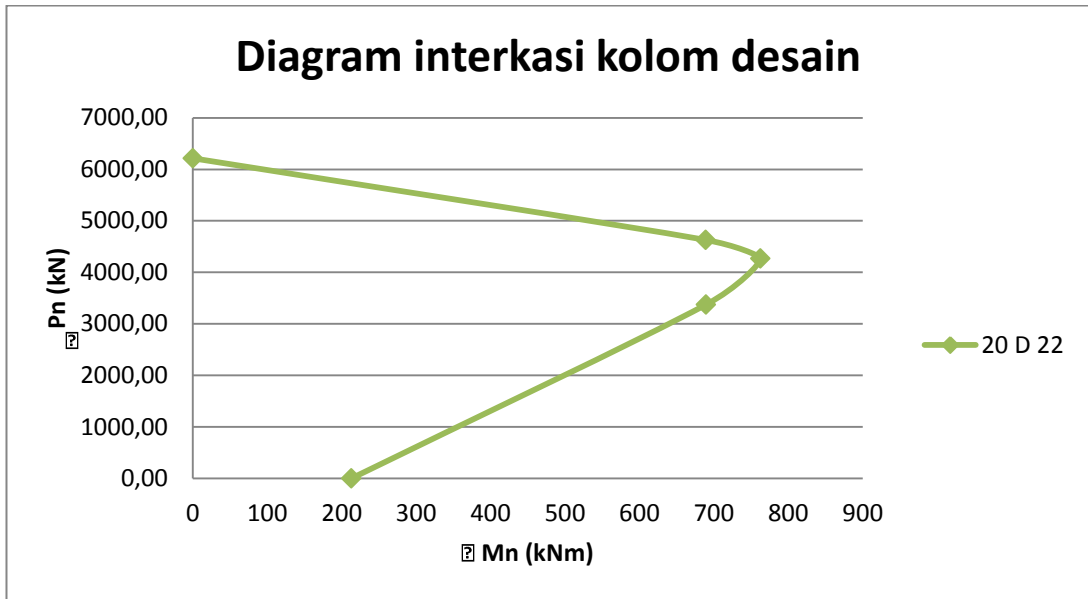


Gambar 5.5 Penampang Kolom 20 D 22

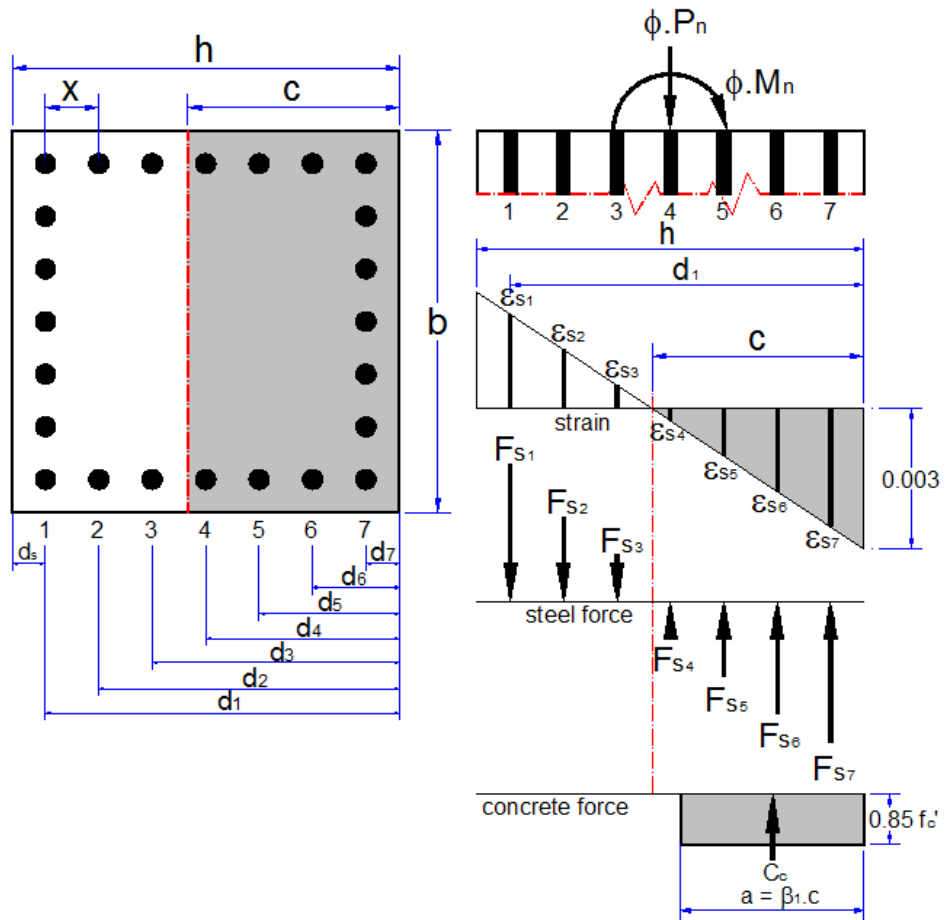
Tabel 5.3 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal

Kondisi	20 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	6214,61	0
Patah Desak	4629,43	689,200
Balance	4264,9	762,890
Patah Tarik	3374,200	689,640
Lentur	0	212,880

Gambar 5.6 Grafik Diagram Interaksi Kolom 20 D 22



c. Tulangan 24 D 22

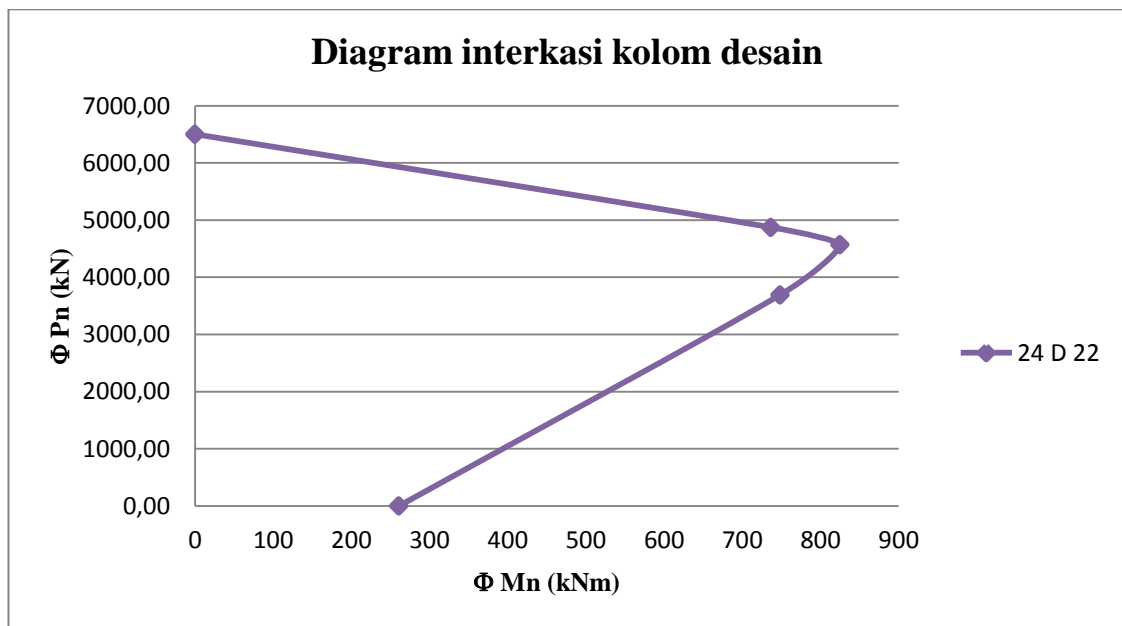


Gambar 5.7 Penampang Kolom 24 D 22

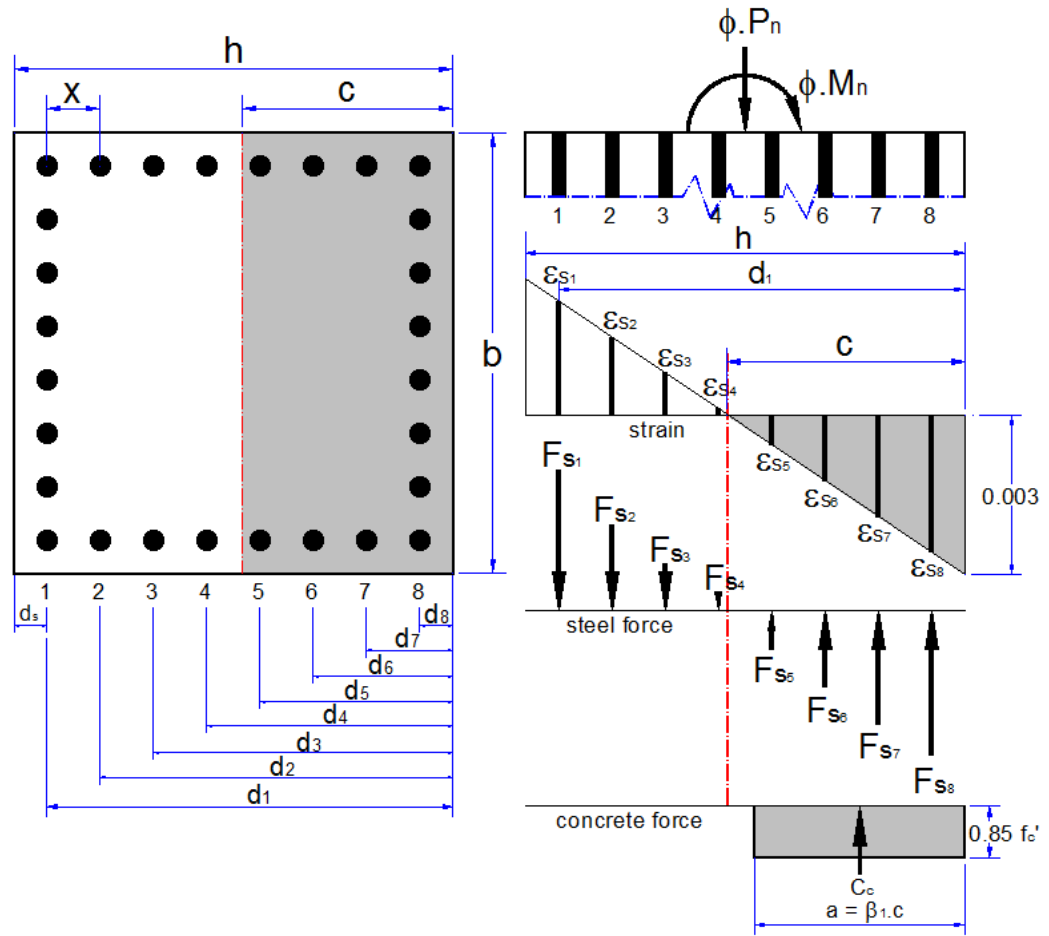
Tabel 5.4 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal

Kondisi	24 D 22	
	ϕ Pn (kN)	ϕ Mn (kNm)
Sentris	6502,81	0
Patah Desak	4875,1	736,420
Balance	4568,6	825,080
Patah Tarik	3691,550	748,400
Lentur	0	260,859

Gambar 5.8 Grafik Diagram Interaksi Kolom 24 D 22



d. Tulangan 28 D 22

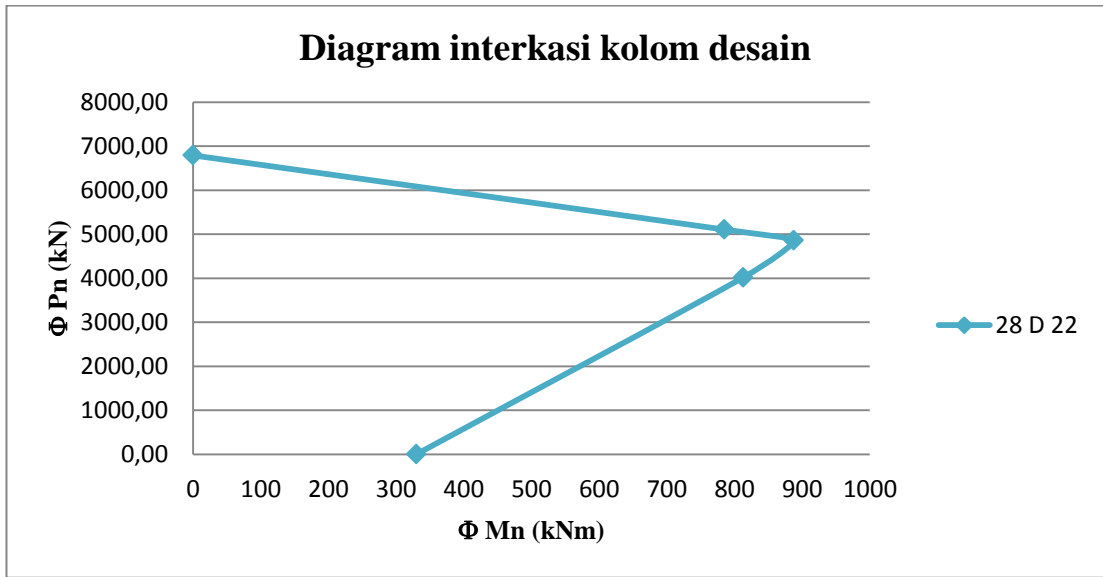


Gambar 5.9 Penampang Kolom 28 D 22

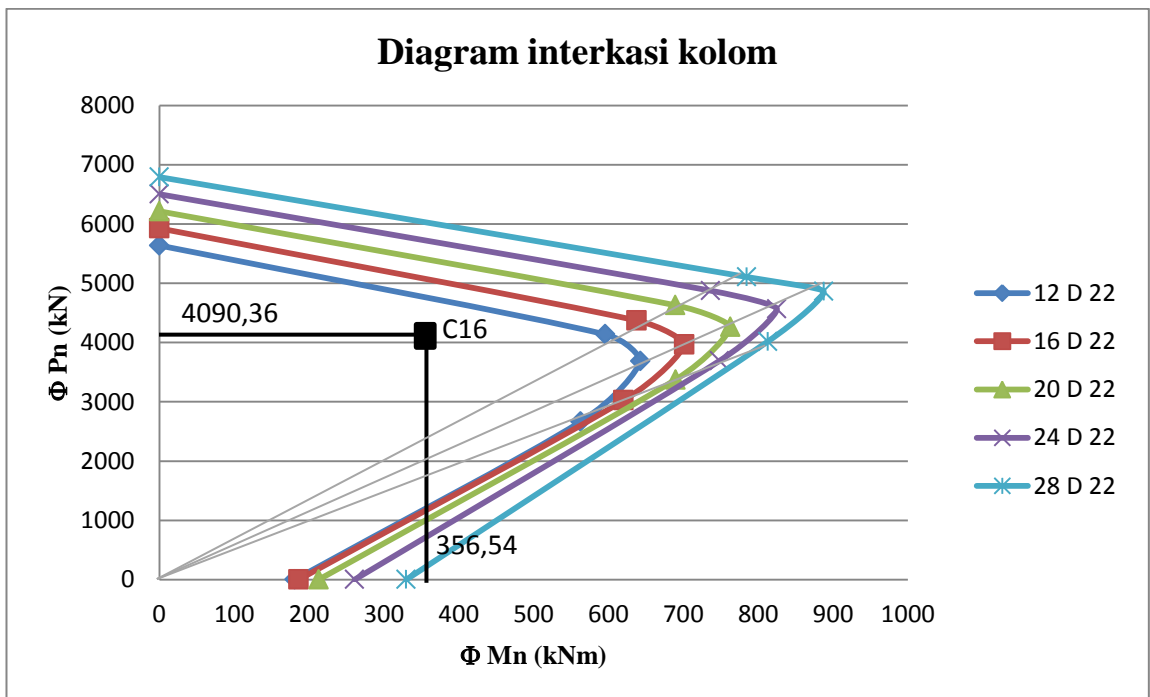
Tabel 5.5 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal

Kondisi	28 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	6791,01	0
Patah Desak	5106,0	784,760
Balance	4861,04	887,610
Patah Tarik	4016,720	812,810
Lentur	0	329,864

Gambar 5.10 Grafik Diagram Interaksi Kolom 28 D 22



Gambar 5.11 Grafik Diagram Interaksi Kolom Persegi



5.1.3 Perhitungan Tulangan Geser

Penulangan geser kolom C16 pada portal memanjang line D

Diketahui :

$$h = 600 \text{ mm} \qquad f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$b = 600 \text{ mm} \qquad f_{y_{ulir}} = 390 \text{ Mpa}$$

$$d = 539 \text{ mm} \qquad f_{y_{polos}} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi bersih } l_n = 4350 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \phi 10 \text{ mm}$$

a. Pengekangan Kolom

Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak sepanjang l_o (SNI – 03 – 2847 – 2013 pasal 21.6.4.1) dari muka yang ditinjau, dimana panjang l_o tidak boleh kurang dari :

- $h = 600 \text{ mm}$
- $1/6 l_n = 1/6 \times 4350 = 725 \text{ mm}$
- 450 mm

Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh 725 mm dari muka kolom.

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa (SNI 03 – 2847 -2013), spasi tidak boleh melebihi :

- $1/4 \times \text{dimensi terkecil komponen struktur} = 1/4 \times 600 = 150 \text{ mm}$
- $6 \times \text{diameter terkecil komponen struktur} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350-170}{3} \right) = 100 + 60 = 160 \text{ mm}$

Maka diasumsikan s rencana yang dipakai sebesar 130 mm

$$H_c = 600 - 40 - 40 - 22 = 498 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40)^2 = 270400 \text{ mm}^2$$

A_{sh} minimum harus memenuhi persyaratan SNI 03 – 2847 – 2013 dan diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini :

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s.h.c.f.c}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1)$$

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{130 \times 498 \times 30}{390} \right) \times \left(\frac{360000}{270400} \right) - 1)$$

$$A_{sh} = 0,3 \times 498 \times 0,331$$

$$A_{sh} = 495,05 \text{ mm}^2$$

atau,

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s.h.c.f.c}{f_y} \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{130 \times 498 \times 30}{390} \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \times 4980$$

$$A_{sh} = 448,2 \text{ mm}^2, \text{ maka diambil yang terbesar yaitu } 495,06$$

Untuk memenuhi luar perlu minimum, maka dipasang :

$$A_{sh} \text{ 4 } \phi \text{ 10} = 314,286 \text{ mm}^2 < 495,053 \text{ (tidak memenuhi)}$$

Maka, direncanakan tulangan sengkang kolom 4 ϕ 10 – 100

b. Perhitungan Tulangan Transversal Kolom Akibat Ve

Diketahui :

$$h = 600 \text{ mm} \qquad f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$b = 600 \text{ mm} \qquad f_{y_{ulir}} = 390 \text{ Mpa}$$

$$d = 539 \text{ mm} \qquad f_{y_{polos}} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi bersih } l_n = 4350 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \phi \text{ 10 mm}$$

$$N_u (P) = 4090369 \text{ N}$$

Vc= Apabila memenuhi ketentuan pada SNI 03 – 2847 – 2013 Pasal 21.5.4.2 sebagai berikut :

Gaya aksial terfaktor < $A_g \cdot f_c / 20$

$$4090369 \text{ N} < \frac{600 \times 600 \times 30}{20}$$

$$4090369 \text{ N} < 5400000 \text{ N}$$

Maka dipakai Vc sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2013 pasal 11.2.1.2 :

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14 \times A_{gr}} \right) \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{4090369}{14 \times A_{gr}} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 600 \times 539 \\ &= 545515,830 \text{ N} \end{aligned}$$

c. Tulangan geser di dalam daerah sendi plastis

Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak sepanjang lo dari muka tinjau, dimana panjang lo tidak boleh kurang dari :

- $h = 600 \text{ mm}$
- $1/6 l_n = 1/6 \times 4350 = 725 \text{ mm}$
- 450 mm

Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh 725 mm dari muka kolom.

Persyaratannya spasi maksimum pada daerah sendi plastis (SNI 03 – 2847 – 2013), spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $1/4 \times$ dimensi terkecil komponen struktur = $1/4 \times 600 = 150 \text{ mm}$
- $6 \times$ diameter terkecil komponen struktur = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350-170}{3} \right) = 100 + 60 = 160 \text{ mm}$

Maka diasumsikan s rencana yang dipakai sebesar 130 mm

$$H_c = 600 - 40 - 40 - 22 = 498 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40)^2 = 270400 \text{ mm}^2$$

A_{sh} minimum harus memenuhi persyaratan SNI 03 – 2847 – 2013 dan diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini :

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1$$

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{100 \times 498 \times 30}{390} \right) \times \left(\frac{360000}{270400} \right) - 1$$

$$A_{sh} = 0,3 \times 3830,8 \times 0,331$$

$$A_{sh} = 380,81 \text{ mm}^2$$

atau,

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f_c}{f_y} \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{130 \times 498 \times 30}{390} \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \times 4980$$

$$A_{sh} = 344,76 \text{ mm}^2, \text{ maka diambil yang terbesar yaitu } 380,81$$

Untuk memenuhi luar perlu minimum, maka dipasang :

$$A_{sh} \text{ 4 } \phi 10 = 314,286 \text{ mm}^2 < 380,81 \text{ mm}^2 \text{ (tidak memenuhi)}$$

Maka, direncanakan tulangan sengkang kolom 4 ϕ 10 – 90

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{314,286 \times 240 \times 539}{90} \\ &= 451733,33 \text{ N} \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan geser 4 ϕ 10 – 90 mm

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 03 – 2847 – 2013 pasal 11.4.7.9

$$V_s \leq 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot D$$

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{30} \times 600 \times 539$$

$$451733,33 \text{ N} < 1169080,936 \text{ N ...ok!}$$

Jadi untuk penulangan geser daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh $l_o = 725 \text{ mm}$ dipasang tulangan geser 4 kaki $\phi 10 - 90$

c. Tulangan geser diluar sendi plastis

Persyaratan spasi maksimum untuk daerah luar sendi plastis menurut SNI

03 – 2847 – 2013, spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $\frac{1}{4}$ x dimensi terkecil komponen struktur = $\frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$
- 6 x diameter terkecil komponen struktur = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-170}{3}\right) = 100 + 60 = 160 \text{ mm}$

Dipakai sengkang 4 $\phi 10$ dengan spasi 100 mm

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{314,286 \times 240 \times 539}{100} \\ &= 451733,33 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal

$$V_s \leq 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot D$$

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{30} \times 600 \times 539$$

$$451733,33 \text{ N} < 1169080,936 \text{ N ...ok!}$$

Maka :

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 (451733,33 + 545515,830)$$

$$= 747936,872 \text{ N} > V_u = 37781,3 \text{ N ...ok!}$$

Jadi untuk penulangan geser diluar sendi plastis dipasang tulangan geser

4 kaki $\phi 10 - 100$.

5.1.4 Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom

Sesuai SNI 03 -2847 – 2013 pasal 12.2.3 panjang sambungan lewatan harus dihitung sesuai dengan rumus sebagai berikut :

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda \times \sqrt{f_c}} \times \frac{\Psi_t \Psi_o \Psi_s}{\frac{cb+Kty}{db}} \right) \times db$$

$$\text{dimana : } \quad \Psi_t = 1 \quad \Psi_o = 1 \quad \Psi_s = 0,8 \quad \lambda = 1$$

c = selimut beton + ϕ sengkang + $\frac{1}{2}$ D kolom

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 22$$

$$= 61 \text{ mm}$$

$$c = \frac{600 - 2(40 + 10) - 22}{2 \times 4}$$

$$c = 59,75 \text{ mm}$$

diambil c = 59,75 mm yang menentukan

$$K_{ty} = 0$$

$$\left(\frac{cb+Kty}{db} \right) = \left(\frac{59,75+0}{22} \right) = 2,716$$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } l_d &= \frac{390}{1,1 \times 1\sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1 \times 0,8}{2,716} \times 22 \\ &= 419,478 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sesuai pasal 21. 6.3.3, sambungan lewatan harus diletakkan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik.

Mengingat sambungan lewatan ini termasuk kelas B, maka panjangnya harus = $1,3 l_d = 1,3 \times 419,478 = 545,321 \text{ mm} \sim 600 \text{ mm}$

Sedangkan untuk spasi sengkang pada daerah sambungan lewatan, harus memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 2847 – 2013 pasal 21.5.2.3 yaitu :

- $d/4 = 539/4 = 135 \text{ mm}$
- 100 mm

Maka digunakan spasi sengkang pada daerah sambungan lewatan sebesar 90 mm.

Dari analisa diatas, maka digunakan tulangan sengkang pada sambungan lewatan 4 kaki ϕ 10 – 90.

5.2 Kolom Bulat

Setelah dilakukan perencanaan gedung dengan kolom bulat menggunakan program bantu ETABS. Hasil data yang diperoleh berupa gaya – gaya dalam kolom yang meliputi momen, geser, aksial dan sebagainya sesuai dengan kombinasi pembebanan yang ditentukan. Maka perhitungan kolom selanjutnya adalah sebagai berikut.

5.2.1 Penulangan Kolom Bulat

Kolom C16 Lantai 1 (D = 677,1990 mm)

$$r = 338,5995 \text{ mm}$$

$$D = 677,1990 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$L = 5000 \text{ mm}$$

$$L_u = L - h_{\text{balok}} = 5000 - 650 = 4350 \text{ mm}$$

$$\text{Momen 1} = 8966,616 \text{ Kgm}$$

$$\text{Momen 2} = 7293,540 \text{ Kgm}$$

$$\text{Geser} = 3737,97 \text{ Kg}$$

$$\text{Aksial} = 412425,57 \text{ Kg}$$

$$\text{Defleksi} = 2,296 \text{ mm}$$

a. Perhitungan luas tulangan

1) Perhitungan stabilitas index

$$Q = \frac{\Sigma Pu \times \Delta o}{Vu \times lc} \leq 0,05 = \frac{4124255,7 \times 2,296}{37379,7 \times 4350} = 0,05823612 > 0,05$$

Maka portal ini merupakan jenis portal bergoyang.

2) Perhitungan faktor kelangsingan

a) Momen Inersia penampang balok dan kolom

$$I_{gk} = \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 = \frac{1}{64} \times 3,14 \times 677,1990^4$$
$$= 10318460514 = 1,03 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{gb_{kiri}} = I_g = 69699503870 = 6,97 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{gb_{kanan}} = I_g = 48994837075 = 4,89 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

b) Modulus Elastisitas kolom beton

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 25742,9602 \text{ Mpa}$$

c) Perhitungan kekakuan lentur komponen struktur tekan dan rasio beban berfaktor

Balok kanan atas :

$$B135 : \quad 1,4D \quad = 32007,86 \text{ Kgm}$$

$$1,2D + 1,6L \quad = 34905,72 \text{ Kgm}$$

$$\beta d = \frac{32007,86}{34905,72} = 0,917$$

$$EI_b = \frac{0,4 \times 25742,960 \times 4,89 \cdot 10^{10}}{1+0,917}$$

$$= 3,727 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Balok kiri atas :

$$B135 : \quad 1,4D \quad = 32007,86 \text{ Kgm}$$

$$1,2D + 1,6L \quad = 34905,72 \text{ Kgm}$$

$$\beta d = \frac{32007,86}{34905,72} = 0,917$$

$$EI_b = \frac{0,4 \times 25742,960 \times 6,97 \cdot 10^{10}}{1+0,917}$$

$$= 3,744 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Kolom atas :

$$C16 : \quad 1,4D \quad = 4369,59 \text{ Kgm}$$

$$1,2D + 1,6L \quad = 5014,564 \text{ Kgm}$$

$$\beta d = \frac{4369,59}{5014,564} = 0,871$$

$$EI_b = \frac{0,4 \times 25742,960 \times 1,032 \cdot 10^{10}}{1+0,871}$$

$$= 5,678 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Kolom yang ditinjau :

$$C1 : \quad 1,4D \quad = 3425,115 \text{ Kgm}$$

$$1,2D + 1,6L \quad = 3876,846 \text{ Kgm}$$

$$\beta d = \frac{3425,115}{3876,846} = 0,883$$

$$EI_b = \frac{0,4 \times 25742,960 \times 1,032 \cdot 10^{10}}{1+0,883}$$

$$= 5,641 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

d) Perhitungan rasio kekakuan balok dan kolom

$$\Psi A = \frac{EI_{kolom}/L}{EI_{balok}/L} = \frac{\left(\frac{5,678 \times 10^{13}}{5000}\right) + \left(\frac{5,641 \times 10^{13}}{5000}\right)}{\left(\frac{1,225 \times 10^{14}}{7000}\right) + \left(\frac{1,219 \times 10^{14}}{6000}\right)} = 1,299$$

Nilai k diperoleh dari diagram nomogram SNI 2847 – 2013 pasal 10.10.7.2

yaitu 1,1

e) Menentukan faktor kelangsingan

$$r = 0,25 \cdot D = 0,25 \times 680 = 170 \text{ mm}$$

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq 22$$

$$\frac{1,1 \times 4350}{169,29975} < 22$$

28,263 < 22 , Maka kelangsingan perlu diperhitungkan

b. Pembesaran Momen

$$Q = ((1 + \beta d) \times Q1) \leq 0,6$$

$$Q = ((1+0,883) \times 0,0582) = 0,1095906 < 0,6$$

$$\delta ns = \frac{1}{(1-Q)} \geq 1,0 = \frac{1}{1-0,1095906} = 1,123078889 > 1$$

Maka dipakai nilai δns adalah 1,123078889

$$M1 = M1 + \delta ns \cdot M1$$

$$= 89666160 + (1,123078889 \times 89666160) = 190368331,4 \text{ Nmm}$$

$$M2 = M2 + \delta ns \cdot M2$$

$$= 72935400 + (1,123078889 \times 72935400) = 154847608 \text{ Nmm}$$

$$Mc = M1 + M2 = 345215939,4 \text{ Nmm}$$

$$M_{2,\min} = Pu (15,24 + 0,025D) = 4124255,7 (15,24 + 0,025 \cdot 677,1990)$$

$$= 132677202,8 \text{ Nmm} < Mc = 345215939,4 \text{ Nmm} \text{ .ok!}$$

c. Perhitungan penulangan lentur

$$Pu = 4124255,7 \text{ N}$$

$$Mu = 345215939,4 \text{ Nmm}$$

$$Ag = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 677,1990^2 = 359999,9175 \text{ mm}^2$$

a) Batasan Tulangan

$$\rho_{\min} = 1\% = 0,01$$

$$\rho_{\max} = 8\% = 0,08$$

$$\beta_1, \text{ untuk } f'c < 30 \text{ Mpa} = 0,85$$

b) Perhitungan kebutuhan tulangan

$$\frac{Pu}{\phi \times Agr \times 0,85 \times f'c} = \frac{4124255,7}{0,65 \times 362984 \times 0,85 \times 30} = 0,691$$

$$et = \frac{Mu}{Pu} = \frac{345215939,4}{4124255,7} = 83,703$$

$$\text{Maka, } \frac{et}{h} = \frac{192,471}{600} = 0,1395$$

Dicoba tulangan 12 D 22

dari batas rasio penulangan $\rho = 1-8\%$ diasumsikan :

$$r = 0,01, \beta = 1,2$$

$$\rho = r \cdot B = 0,012$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot A_{gr} = 0,012 \times 359999,9175 = 4319,999 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan 12 D 22, $A_{S_{\text{ada}}} = 4561,6$

$$A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\text{ada}}}$$

d. Perhitungan diagram interaksi

Modulus Elastisitas baja, $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

Luas tulangan total, $A_{st} = 4561,6 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan,

$$x_1 = (D/2 - d_s) = 299 \text{ mm}$$

$$x_2 = (D/2 - d_s) \times \cos(\Theta) = 259 \text{ mm}$$

$$x_3 = (D/2 - d_s) \times \cos(2 \times \Theta) = 149 \text{ mm}$$

$$x_4 = (D/2 - d_s) \times \cos(3 \times \Theta) = 0 \text{ mm}$$

$$x_5 = (D/2 - d_s) \times \cos(4 \times \Theta) = -149 \text{ mm}$$

$$x_6 = (D/2 - d_s) \times \cos(5 \times \Theta) = -259 \text{ mm}$$

$$x_7 = (D/2 - d_s) \times \cos(6 \times \Theta) = -299 \text{ mm}$$

Rasio tulangan, $\rho = A_s/A_{gr} = 1,267 \%$

Luas masing – masing tulangan :

$$A_{s_1} = 1/12 \times A_{st} = 380,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_2} = 2/12 \times A_{st} = 760,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_3} = 2/12 \times A_{st} = 760,3 \text{ mm}^2$$

$$As_4 = 2/12 \times Ast = 760,3 \text{ mm}^2$$

$$As_5 = 2/12 \times Ast = 760,3 \text{ mm}^2$$

$$As_6 = 2/12 \times Ast = 760,3 \text{ mm}^2$$

$$As_7 = 1/12 \times Ast = 380,1 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan terhadap sisi beton

$$d_1 = D/2 + x_1 = 637 \text{ mm}$$

$$d_2 = D/2 + x_2 = 597 \text{ mm}$$

$$d_3 = D/2 + x_3 = 488 \text{ mm}$$

$$d_4 = D/2 + x_4 = 339 \text{ mm}$$

$$d_5 = D/2 + x_5 = 189 \text{ mm}$$

$$d_6 = D/2 + x_6 = 80 \text{ mm}$$

$$d_7 = D/2 + x_7 = 40 \text{ mm}$$

a) Beban Sentris

$$\begin{aligned} P_o &= (0,85 \cdot f'c (A_{gr} - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \cdot 10^{-3} \\ &= (0,85 \cdot 30 (362984 - 4561,6) + 390 \cdot 4561,6) \cdot 10^{-3} \\ &= 10841,855 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_n = 0,85 \cdot P_o = 0,85 \cdot 10841,855 = 9220,2 \text{ kN}$$

$$P_n \text{ kecil} = 0,1 \times f'c \times b \times h = 1080,5 \text{ kN} < P_n = 9220,2 \text{ kN} \dots \text{ok!}$$

Maka, ϕ dipakai 0,65

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 9220,2 = 5993,16 \text{ kN}$$

b) Kondisi Seimbang

$$c = c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 637}{600 + 390} = 386,2 \text{ mm}$$

$$a = c \cdot \beta = 386,2 \cdot 0,85 = 328,25 \text{ mm}$$

$$\alpha = a \cos (1 - 2 \times a / D) = 328,25 \cos (1 - 2 \times 328,25 / 677,199) = 1,54$$

$$A_c = D^2 \times (\alpha - \sin \alpha \times \cos \alpha) / 4$$

$$= 677,199^2 \times (1,54 - \sin 1,54 \times \cos 1,54) / 4 = 173086 \text{ mm}^2$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot A_c \cdot 10^{-3}$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 173086 \cdot 10^{-3}$$

$$= 4413,70 \text{ kN}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{|328,25 - 637|}{328,25} \times 0,003 = 0,00195 > \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} / \epsilon_y \times f_y = 0,00195 / 0,00195 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{|328,25 - 597|}{328,25} \times 0,003 = 0,00164 < \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} \times E_s = 0,00164 \times 200000 = 327,83 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{|328,25 - 488|}{328,25} \times 0,003 = 0,00079 < \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} \times E_s = 0,00079 \times 200000 = 157,97 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{|328,25 - 339|}{328,25} \times 0,003 = 0,00037 < \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s4} = \epsilon_{s4} \times E_s = 0,00037 \times 200000 = 74,06 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{|328,25 - 189|}{328,25} \times 0,003 = 0,00153 < \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s5} = \epsilon_{s5} \times E_s = 0,00153 \times 200000 = 306,9 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s6} = \frac{|328,25 - 80|}{328,25} \times 0,003 = 0,00238 > \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s6} = \epsilon_{s6} / \epsilon_y \times f_y = 0,00238 / 0,00195 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s7} = \frac{|328,25 - 40|}{328,25} \times 0,003 = 0,00269 < \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s7} = \epsilon_{s7} / \epsilon_y \times f_y = 0,00269 / 0,00195 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$F_{S1} = A_{S1} \times f_{S1} \times 10^{-3} = 380,1 \times 390 \times 10^{-3} = 148,25 \text{ kN}$$

$$F_{S2} = A_{S2} \times f_{S2} \times 10^{-3} = 760,3 \times 327,83 \times 10^{-3} = 249,24 \text{ kN}$$

$$F_{S3} = A_{S3} \times f_{S3} \times 10^{-3} = 760,3 \times 157,97 \times 10^{-3} = 120,10 \text{ kN}$$

$$F_{S4} = A_{S4} \times f_{S4} \times 10^{-3} = 760,3 \times 74,06 \times 10^{-3} = 56,31 \text{ kN}$$

$$F_{S5} = A_{S5} \times f_{S5} \times 10^{-3} = 760,3 \times 306,09 \times 10^{-3} = 232,71 \text{ kN}$$

$$F_{S6} = A_{S6} \times f_{S6} \times 10^{-3} = 760,3 \times 390 \times 10^{-3} = 296,50 \text{ kN}$$

$$F_{S7} = A_{S7} \times f_{S7} \times 10^{-3} = 380,1 \times 390 \times 10^{-3} = 148,25 \text{ kN}$$

$$C_s = [\sum F_{Si}] = F_{S1} + F_{S2} + F_{S3} + F_{S4} + F_{S5} + F_{S6} + F_{S7}$$

$$= 148,25 + 249,24 + 120,10 + 56,31 + 232,71 + 296,50 + 148,25$$

$$= 1251,4 \text{ kN}$$

$$M_{S1} = F_{S1} \times (D/2 - d_1) = 148,25 \times (677,199/2 - 637) = 44267,9 \text{ kNmm}$$

$$M_{S2} = F_{S2} \times (D/2 - d_2) = 249,24 \times (677,199/2 - 597) = 64454,7 \text{ kNmm}$$

$$M_{S3} = F_{S3} \times (D/2 - d_3) = 120,10 \times (677,199/2 - 488) = 17938,3 \text{ kNmm}$$

$$M_{S4} = F_{S4} \times (D/2 - d_4) = + 56,31 \times (677,199/2 - 339) = 0 \text{ kNmm}$$

$$M_{S5} = F_{S5} \times (D/2 - d_5) = 232,71 \times (677,199/2 - 189) = 34720,8 \text{ kNmm}$$

$$M_{S6} = F_{S6} \times (D/2 - d_6) = 296,50 \times (677,199/2 - 80) = 76674,3 \text{ kNmm}$$

$$M_{S7} = F_{S7} \times (D/2 - d_7) = 148,25 \times (677,199/2 - 40) = 44267,9 \text{ kNmm}$$

$$M_s = [\sum M_{Si}] = M_{S1} + M_{S2} + M_{S3} + M_{S4} + M_{S5} + M_{S6} + M_{S7}$$

$$= 44267,9 + 64454,7 + 17938,3 + 0 + 34720,8 + 76674,3 + 44267,9$$

$$= 282323,8 \text{ kNmm}$$

$$Z = D \times \sin^3 \alpha / (3 \times (\alpha - \sin \alpha \times \cos \alpha))$$

$$= 677,199 \times \sin^3 1,54 / ((3 \times (1,54 - \sin 1,54 \times \cos 1,54)))$$

$$= 120,30 \text{ mm}$$

$$M_c = C_c \times Z = 4413,70 \times 149,31 = 659021 \text{ kNmm}$$

$$P_n = C_s + C_c = 5348,30 + 1251,2 = 5664,87 \text{ kN}$$

$$M_n = (M_c + M_s) \cdot 10^{-3} = (659021 + 282323,8) \cdot 10^{-3} = 941,35 \text{ kNm}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 5664,87 = 3682,17 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 941,35 = 611,87 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{941,35}{5664,87} = 0,16673 \text{ m} = 166,73 \text{ mm}$$

c) Kondisi patah desak ($c > c_b$)

$$c = 450$$

$$a = c \cdot \beta = 450 \cdot 0,85 = 382,5 \text{ mm}$$

$$\alpha = a \cos (1 - 2 \cdot a / D) = 382,5 \cos (1 - 2 \cdot 382,5 / 680) = 1,70$$

$$\begin{aligned} A_c &= D^2 \cdot (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha) / 4 \\ &= 680^2 \cdot (1,70 - \sin 1,70 \cdot \cos 1,70) / 4 = 209737 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c \cdot 10^{-3} \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 210409 \cdot 10^{-3} \\ &= 5348,30 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{|382,5 - 637|}{382,5} \cdot 0,003 = 0,00125 < \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} \cdot E_s = 0,00125 \cdot 200000 = 249,60 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{|382,5 - 597|}{382,5} \cdot 0,003 = 0,00098 < \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} \cdot E_s = 0,00098 \cdot 200000 = 196,26 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{|382,5 - 488|}{382,5} \cdot 0,003 = 0,00025 < \epsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} \cdot E_s = 0,00025 \cdot 200000 = 50,53 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{|382,5-339|}{382,5} \times 0,003 = 0,00074 < \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} \times E_s = 0,00074 \times 200000 = 148,53 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{|382,5-189|}{382,5} \times 0,003 = 0,00174 < \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s5} = \varepsilon_{s5} \times E_s = 0,00174 \times 200000 = 347,60 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s6} = \frac{|382,5-80|}{382,5} \times 0,003 = 0,00247 > \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s6} = \varepsilon_{s6} / \varepsilon_{s6} \times f_y = 0,00247 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{s7} = \frac{|382,5-40|}{382,5} \times 0,003 = 0,00273 < \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{s7} = \varepsilon_{s7} / \varepsilon_{s7} \times E_s = 0,00273 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \times f_{s1} \times 10^{-3} = 380,1 \times 249,60 \times 10^{-3} = 94,88 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \times f_{s2} \times 10^{-3} = 760,3 \times 196,26 \times 10^{-3} = 149,21 \text{ kN}$$

$$F_{s3} = A_{s3} \times f_{s3} \times 10^{-3} = 760,3 \times 50,53 \times 10^{-3} = 38,42 \text{ kN}$$

$$F_{s4} = A_{s4} \times f_{s4} \times 10^{-3} = 760,3 \times 148,53 \times 10^{-3} = 112,93 \text{ kN}$$

$$F_{s5} = A_{s5} \times f_{s5} \times 10^{-3} = 760,3 \times 347,60 \times 10^{-3} = 264,27 \text{ kN}$$

$$F_{s6} = A_{s6} \times f_{s6} \times 10^{-3} = 760,3 \times 390 \times 10^{-3} = 296,50 \text{ kN}$$

$$F_{s7} = A_{s7} \times f_{s7} \times 10^{-3} = 380,1 \times 390 \times 10^{-3} = 148,25 \text{ kN}$$

$$C_s = [\sum F_{si}] = F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} + F_{s6} + F_{s7}$$

$$= 94,88 + 149,21 + 38,42 + 112,93 + 264,27 + 296,50 + 148,25$$

$$= 1104,5 \text{ kN}$$

$$M_{s1} = F_{s1} \times (D/2 - d_1) = 94,88 \times (677,199/2 - 637) = 28331,3 \text{ kNmm}$$

$$M_{s2} = F_{s2} \times (D/2 - d_2) = 149,21 \times (677,199/2 - 597) = 38584,6 \text{ kNmm}$$

$$M_{s3} = F_{s3} \times (D/2 - d_3) = 38,42 \times (677,199/2 - 488) = 5735,8 \text{ kNmm}$$

$$M_{s4} = F_{s4} \times (D/2 - d_4) = 112,93 \times (677,199/2 - 339) = 0 \text{ kNmm}$$

$$M_{s5} = F_{s5} \times (D/2 - d_5) = 264,27 \times (677,199/2 - 189) = 39455,2 \text{ kNmm}$$

$$M_{s6} = F_{s6} \times (D/2 - d_6) = 296,50 \times (677,199/2 - 80) = 76674,3 \text{ kNmm}$$

$$M_{s7} = F_{s7} \times (D/2 - d_7) = 148,25 \times (677,199/2 - 40) = 44267,9 \text{ kNmm}$$

$$\begin{aligned} M_s &= [\Sigma M_{si}] = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} + M_{s5} + M_{s6} + M_{s7} \\ &= 28331,3 + 38584,6 + 5735,8 + 0 + 39455,2 + 76674,3 + 44267,9 \\ &= 233049,1 \text{ kNmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= D \times \sin^3 \alpha / (3 \times (\alpha - \sin \alpha \times \cos \alpha)) \\ &= 677,199 \times \sin^3 1,7 / ((3 \times (1,7 - \sin 1,7 \times \cos 1,7))) \\ &= 120,30 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_c = C_c \times Z = 5348,30 \times 120,30 = 643375 \text{ kNmm}$$

$$P_n = C_s + C_c = 1104,5 + 5348,30 = 6452,75 \text{ kN}$$

$$M_n = (M_c + M_s) \cdot 10^{-3} = (643375 + 233049,1) \cdot 10^{-3} = 876,42 \text{ kNm}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 6452,75 = 4194,29 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 876,42 = 569,68 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{876,42}{6452,75} = 0,13717 \text{ m} = 137,17 \text{ mm}$$

d) Kondisi patah tarik ($c < c_b$)

$$c = 230$$

$$a = c \cdot \beta = 230 \cdot 0,85 = 195,5 \text{ mm}$$

$$\alpha = a \cos (1 - 2 \times a / D) = 195,5 \cos (1 - 2 \times 195,5 / 677,199) = 1,13$$

$$\begin{aligned} A_c &= D^2 \times (\alpha - \sin \alpha \times \cos \alpha) / 4 \\ &= 677,199^2 \times (1,13 - \sin 1,13 \times \cos 1,13) / 4 = 86152 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c \cdot A_c \cdot 10^{-3} \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 86152 \cdot 10^{-3} \\ &= 2196,87 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\varepsilon_{S1} = \frac{|195,5-639|}{195,5} \times 0,003 = 0,00531 > \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{S1} = \varepsilon_{S1} / \varepsilon_{S1} \times fy = 0,00535 / 0,00531 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{S2} = \frac{|195,5-599|}{195,5} \times 0,003 = 0,00479 > \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{S2} = \varepsilon_{S2} / \varepsilon_{S2} \times fy = 0,00482 / 0,00479 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{S3} = \frac{|195,5-450|}{195,5} \times 0,003 = 0,00336 > \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{S3} = \varepsilon_{S3} / \varepsilon_{S3} \times fy = 0,00336 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{S4} = \frac{|195,5-390|}{195,5} \times 0,003 = 0,00142 < \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{S4} = \varepsilon_{S4} \times Es = 0,00142 \times 200000 = 283,3 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{S5} = \frac{|195,5-190|}{195,5} \times 0,003 = 0,00053 < \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{S5} = \varepsilon_{S5} \times Es = 0,00053 \times 200000 = 106,17 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{S6} = \frac{|195,5-80|}{195,5} \times 0,003 = 0,00196 > \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{S6} = \varepsilon_{S6} / \varepsilon_{S6} \times fy = 0,00196 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{S7} = \frac{|195,5-40|}{195,5} \times 0,003 = 0,00248 < \varepsilon_y, \text{ Maka}$$

$$f_{S7} = \varepsilon_{S7} / \varepsilon_{S7} \times Es = 0,00248 \times 390 = 390 \text{ Mpa}$$

$$F_{S1} = A_{S1} \times f_{S1} \times 10^{-3} = 380,1 \times 390 \times 10^{-3} = 148,25 \text{ kN}$$

$$F_{S2} = A_{S2} \times f_{S2} \times 10^{-3} = 760,3 \times 390 \times 10^{-3} = 296,50 \text{ kN}$$

$$F_{S3} = A_{S3} \times f_{S3} \times 10^{-3} = 760,3 \times 390 \times 10^{-3} = 296,50 \text{ kN}$$

$$F_{S4} = A_{S4} \times f_{S4} \times 10^{-3} = 760,3 \times 283,3 \times 10^{-3} = 215,39 \text{ kN}$$

$$F_{S5} = A_{S5} \times f_{S5} \times 10^{-3} = 760,3 \times 106,17 \times 10^{-3} = 80,72 \text{ kN}$$

$$F_{s6} = A_{s6} \times f_{s6} \times 10^{-3} = 760,3 \times 390 \times 10^{-3} = 296,50 \text{ kN}$$

$$F_{s7} = A_{s7} \times f_{s7} \times 10^{-3} = 380,1 \times 390 \times 10^{-3} = 148,25 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} C_s &= [\Sigma F_{si}] = F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} + F_{s6} + F_{s7} \\ &= 148,25 + 296,50 + 296,50 + 215,39 + 80,72 + 296,50 + 148,25 \\ &= 1482,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_{s1} = F_{s1} \times (D/2 - d_1) = 148,25 \times (677,199/2 - 637) = 44267,9 \text{ kNmm}$$

$$M_{s2} = F_{s2} \times (D/2 - d_2) = 296,50 \times (677,199/2 - 597) = 76674,3 \text{ kNmm}$$

$$M_{s3} = F_{s3} \times (D/2 - d_3) = 296,50 \times (677,199/2 - 488) = 44267,9 \text{ kNmm}$$

$$M_{s4} = F_{s4} \times (D/2 - d_4) = 218,16 \times (677,199/2 - 339) = 0 \text{ kNmm}$$

$$M_{s5} = F_{s5} \times (D/2 - d_5) = 79,33 \times (677,199/2 - 189) = 12051,6 \text{ kNmm}$$

$$M_{s6} = F_{s6} \times (D/2 - d_6) = 296,50 \times (677,199/2 - 80) = 76674,3 \text{ kNmm}$$

$$M_{s7} = F_{s7} \times (D/2 - d_7) = 148,25 \times (677,199/2 - 40) = 44267,9 \text{ kNmm}$$

$$\begin{aligned} M_s &= [\Sigma M_{si}] = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} + M_{s5} + M_{s6} + M_{s7} \\ &= 44267,9 + 76674,3 + 44267,9 + 0 + 12051,6 + 76674,3 + 44267,9 \\ &= 298203,8 \text{ kNmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= D \times \sin^3 \alpha / (3 \times (\alpha - \sin \alpha \times \cos \alpha)) \\ &= 677,199 \times \sin^3 1,13 / ((3 \times (1,13 - \sin 1,13 \times \cos 1,13))) \\ &= 223,63 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_c = C_c \times Z = 2196,87 \times 223,63 = 491284 \text{ kNmm}$$

$$P_n = C_s + C_c = 1482,1 + 2196,87 = 3678,99 \text{ kN}$$

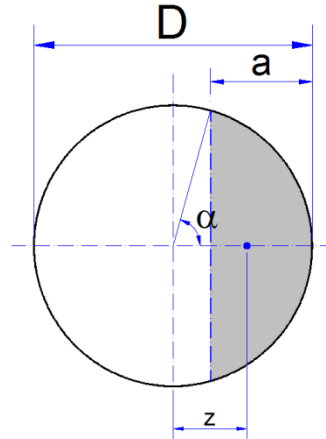
$$M_n = (M_c + M_s) \cdot 10^{-3} = (491284 + 298203,8) \cdot 10^{-3} = 789,49 \text{ kNm}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 3678,99 = 2391,34 \text{ kN}$$

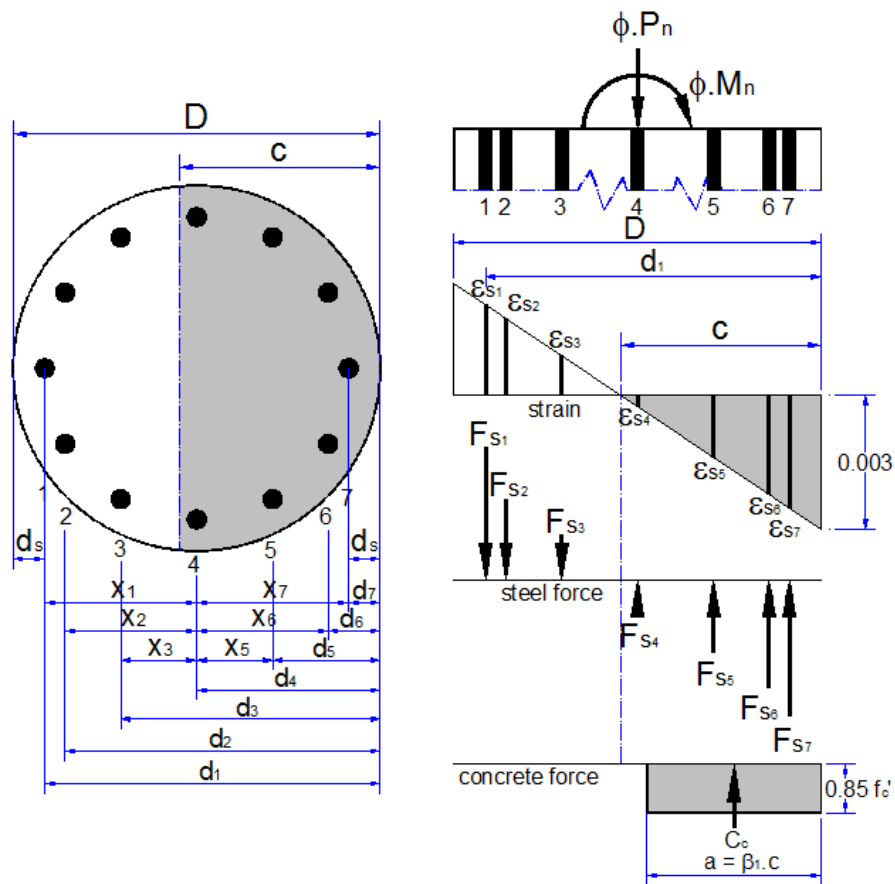
$$\phi M_n = 0,65 \cdot 789,49 = 513,17 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{789,49}{3678,99} = 0,21567 \text{ m} = 215,67 \text{ mm}$$

Jika, $P_n = 5993,16 \text{ kN} > P_{nb} = 3682,17 \text{ kN}$, maka ragam keruntuhan yang terjadi ialah tipe keruntuhan tekan.



Gambar 5.12 Nilai D , α (sudut), a (tinggi blok tegangan tekan beton) dan z (jarak titik berat tekan beton)



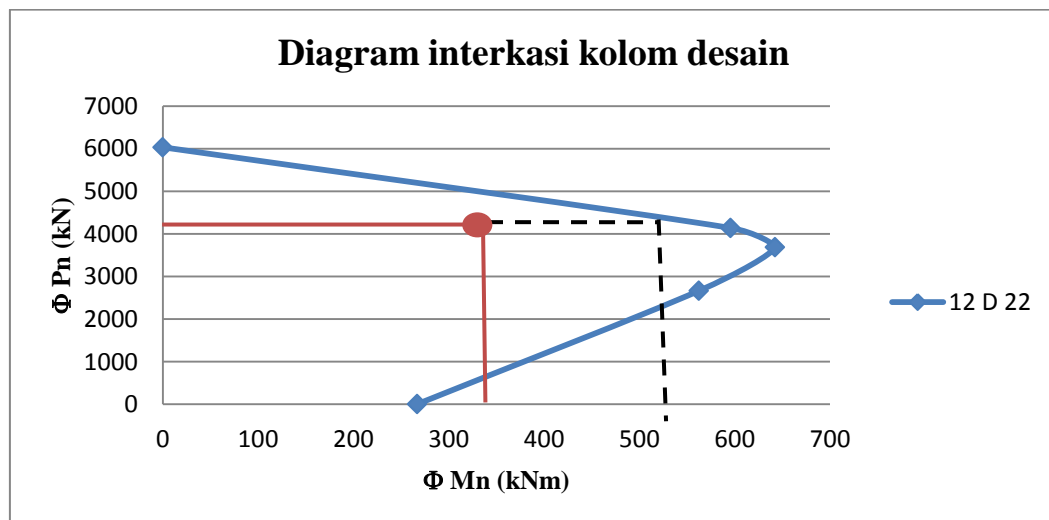
Gambar 5.13 Penampang, Diagram Regangan, Diagram Tegangan Kolom Bulat

Dari Perhitungan diatas didapat hasil Beban Aksial dan Beban Momen Nominal sebagai berikut :

Tabel 5.6 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal

Kondisi	12 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	5993,16	0
Patah Desak	4194,29	569,68
Balance	3682,17	611,87
Patah Tarik	2391,34	513,17
Lentur	0	266,856

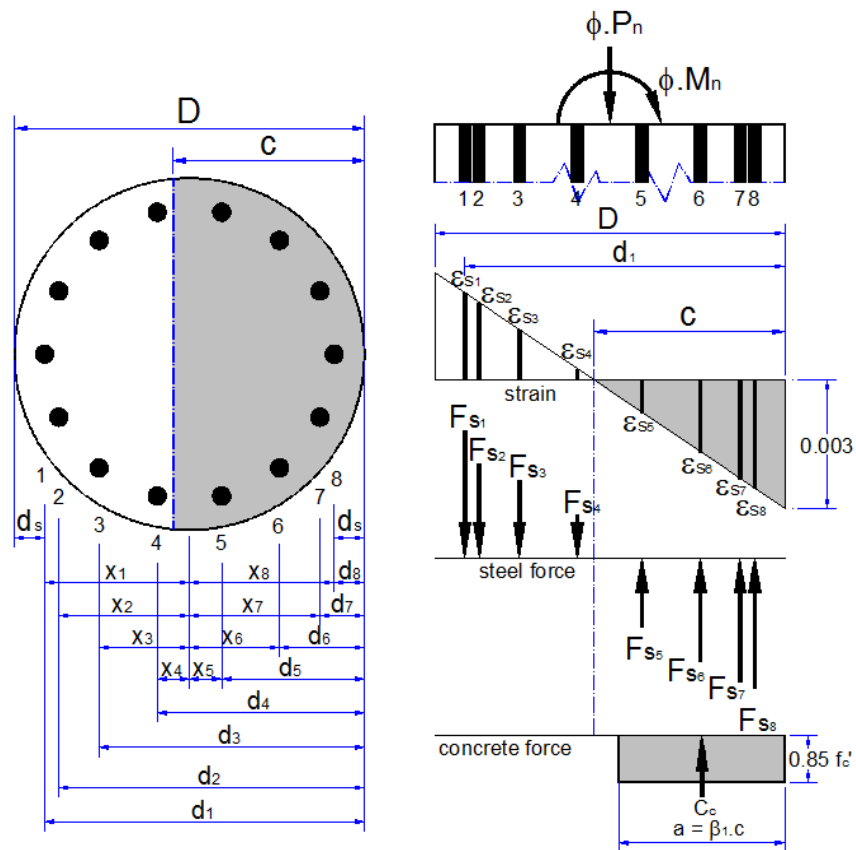
Gambar 5.14 Grafik Diagram Interaksi Kolom Bulat C16



Kolom Persegi dengan beban aksial perlu, $P_u = 4124,2557$ kN dan beban momen perlu, $M_u = 345,215$ kNm yang memotong dititik C16 berada di dalam diagram, yang berarti bahwa kolom tersebut mampu menahan beban yang bekerja padanya dan menghasilkan beban aksial nominal, $\phi P_n = 5993,16$ kN dan beban momen nominal, $\phi M_n = 530$ kNm.

5.2.2 Ragam Diagram Interaksi Kolom Bulat Sesuai Jumlah Tulangan

a. Tulangan 14 D 22

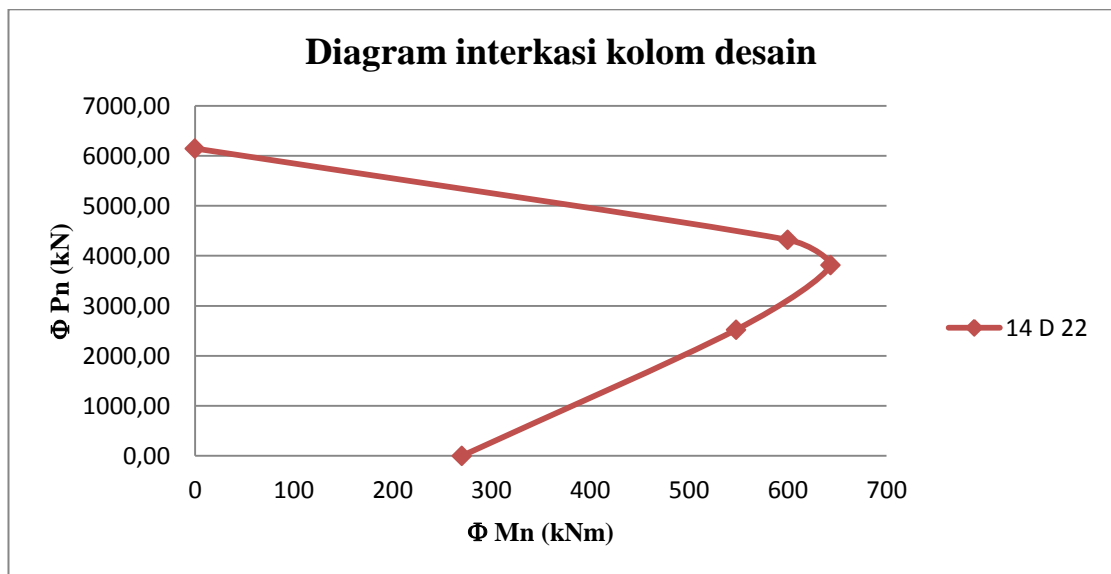


Gambar 5.15 Penampang Kolom 14 D 22

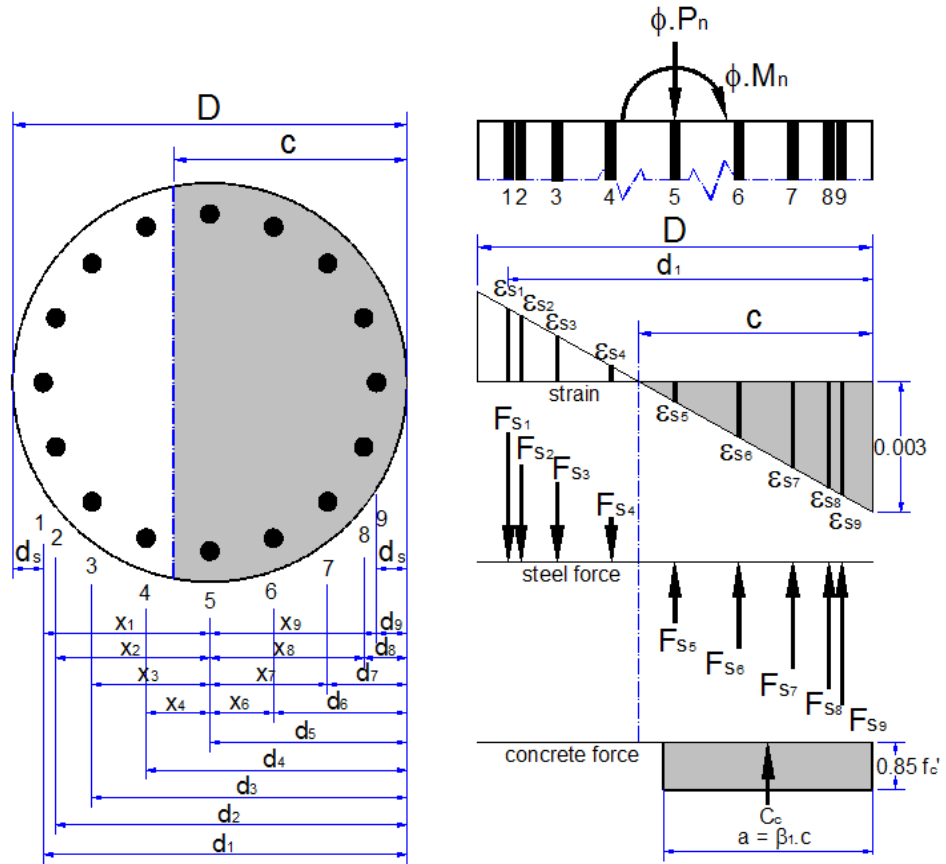
Tabel 5.7 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal

Kondisi	14 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	6146,27	0
Patah Desak	4320,6	599,900
Balance	3812,3	643,510
Patah Tarik	2522,890	547,710
Lentur	0	269,995

Gambar 5.16 Grafik Diagram Interaksi Kolom 14 D 22



b. Tulangan 16 D 22

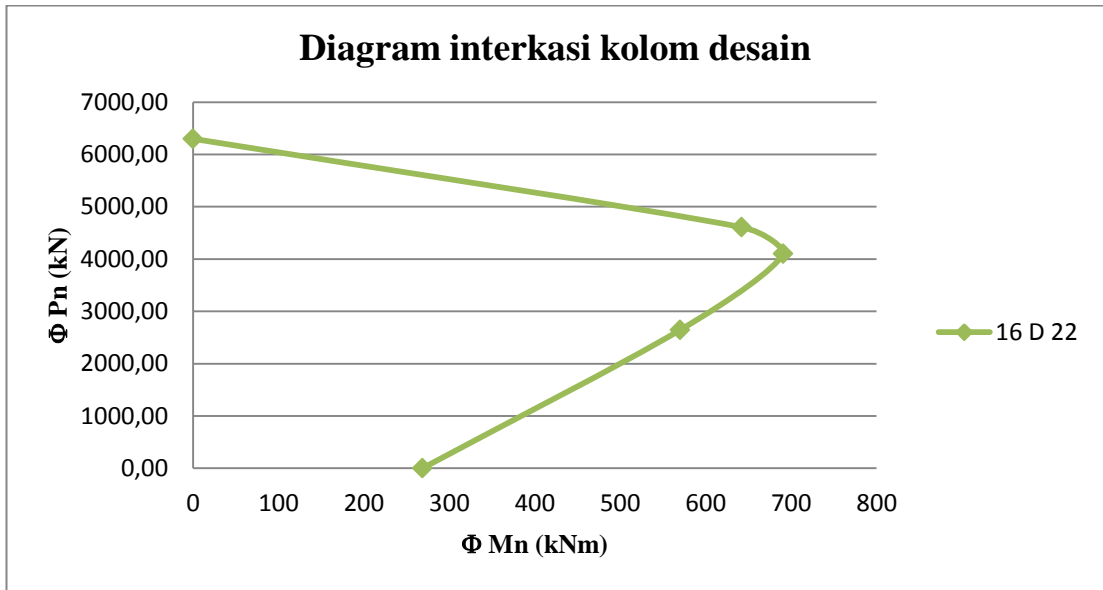


Gambar 5.17 Penampang Kolom 16 D 22

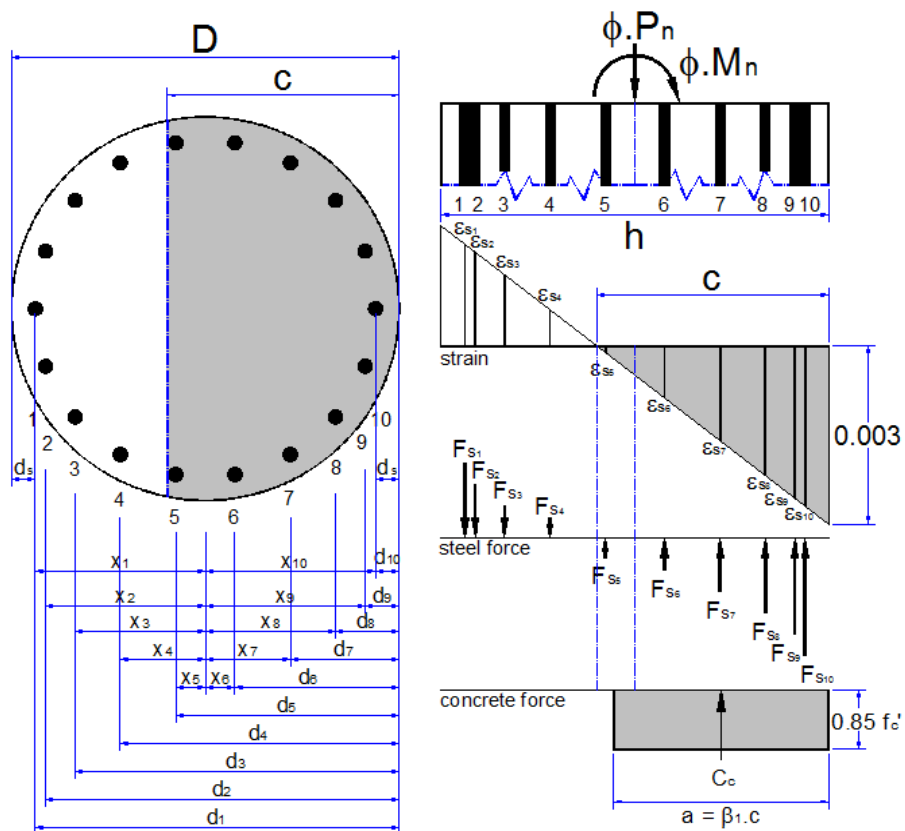
Tabel 5.8 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal

Kondisi	16 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	6299,38	0
Patah Desak	4609,5	641,940
Balance	4101,5	690,860
Patah Tarik	2645,860	570,200
Lentur	0	268,348

Gambar 5.18 Grafik Diagram Interaksi Kolom 16 D 22



c. Tulangan 18 D 22

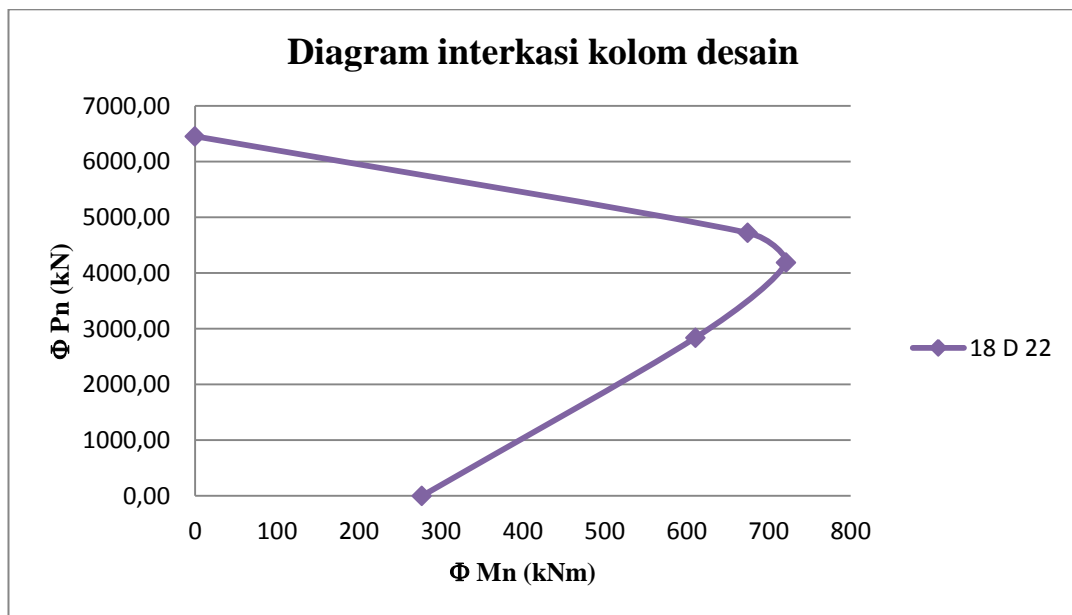


Gambar 5.19 Penampang Kolom 18 D 22

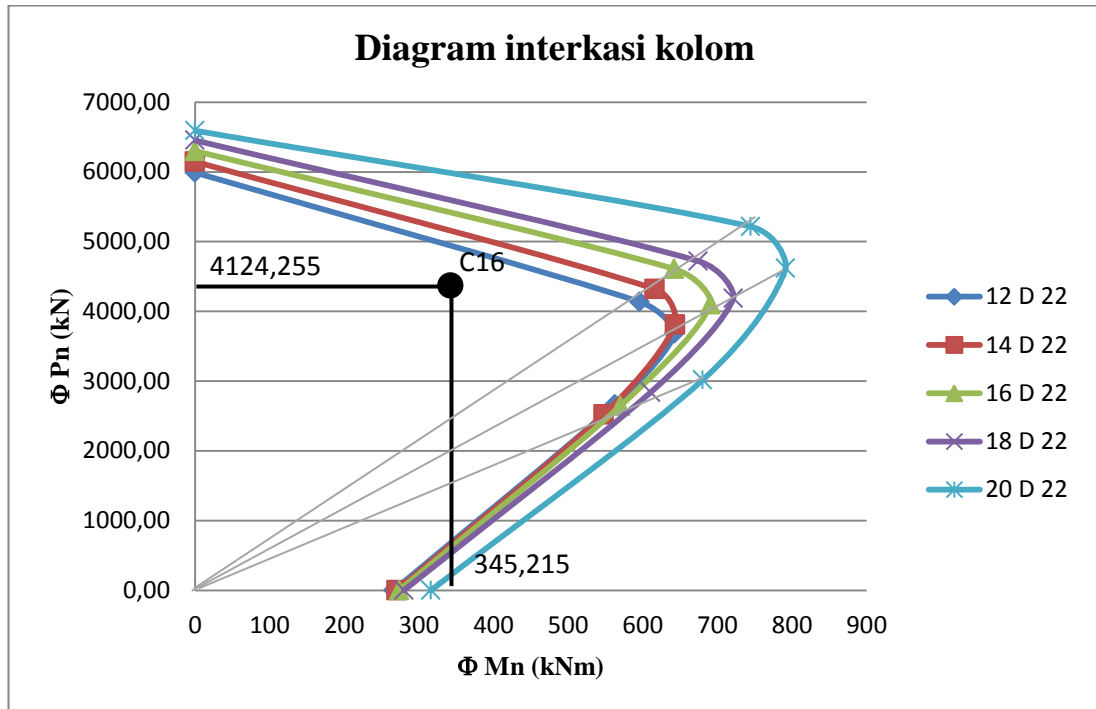
Tabel 5.9 Beban Aksial Nominal dan Beban Momen Nominal

Kondisi	18 D 22	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	6452,48	0
Patah Desak	4720,8	674,460
Balance	4188,6	721,560
Patah Tarik	2839,600	610,700
Lentur	0	276,940

Gambar 5.20 Grafik Diagram Interaksi Kolom 18 D 22



Gambar 5.21 Grafik Diagram Interaksi Kolom Bulat



5.2.3 Perhitungan Tulangan Geser

Penulangan geser kolom C16 pada portal memanjang line D

Diketahui :

$$r = 338,5995 \text{ mm} \qquad f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$D = 677,199 \text{ mm} \qquad f_{y_{ulir}} = 390 \text{ Mpa}$$

$$d = 637 \text{ mm} \qquad f_{y_{polos}} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi bersih } l_n = 4350 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \phi 10 \text{ mm}$$

a. Pengekangan Kolom

Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak sepanjang l_0 (SNI – 03 – 2847 – 2013 pasal 21.6.4.1) dari muka yang ditinjau, dimana panjang l_0 tidak boleh kurang dari :

- $h = 600 \text{ mm}$
- $1/6 l_n = 1/6 \times 4350 = 725 \text{ mm}$
- 450 mm

Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh 725 mm dari muka kolom.

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa (SNI 03 – 2847 -2013), spasi tidak boleh melebihi :

- $1/4 \times \text{dimensi terkecil komponen struktur} = 1/4 \times 680 = 170 \text{ mm}$
- $6 \times \text{diameter terkecil komponen struktur} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-197}{3}\right) = 100 + 51 = 151 \text{ mm}$

Syarat sengkang spiral $25 \text{ mm} < s < 75 \text{ mm}$

Maka diasumsikan s rencana yang dipakai sebesar 75 mm

$$D_c = 680 - 40 - 40 - 22 = 578 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = \frac{1}{4} \pi D_c^2 = 262255,9 \text{ mm}^2$$

ρ harus memenuhi persyaratan SNI 03 – 2847 – 2013 dan diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini :

$$\rho_{min} = 0,12 \left(\frac{f_c}{f_y} \right) - 1$$

$$\rho_{min} = 0,12 \left(\frac{30}{390} \right) - 1$$

$$\rho_{min} = 0,12 \times 0,1$$

$$\rho_{min} = 0,009 \text{ mm}$$

atau,

$$\rho_{aktual} = \left(\frac{4 \pi \phi^2}{D_c \cdot s} \right) - 1$$

$$\rho_{aktual} = \left(\frac{4 \times 0,79 \times 10^2}{43350} \right)$$

$$\rho_{aktual} = 0,007$$

$$\rho_{min} > \rho_{aktual}$$

Karena menggunakan $s = 75$ tidak memenuhi maka direncanakan $s = 60 \text{ mm}$

Maka, direncanakan tulangan sengkang kolom $4 \phi 10 - 60$

b. Perhitungan Tulangan Transversal Kolom Akibat Ve

Diketahui :

$$r = 338,5995 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$D = 677,199 \text{ mm}$$

$$f_{y_{ulir}} = 390 \text{ Mpa}$$

$$d = 539 \text{ mm}$$

$$f_{y_{polos}} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi bersih } l_n = 4350 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \phi 10 \text{ mm}$$

$$N_u (P) = 4124255,7 \text{ N}$$

V_c = Apabila memenuhi ketentuan pada SNI 03 – 2847 – 2013 Pasal 21.5.4.2 sebagai berikut :

Gaya aksial terfaktor $< A_g \cdot f_c / 20$

$$4124255,7 \text{ N} < \frac{359999,997 \times 30}{20}$$

$$4124255,7 \text{ N} < 5400000 \text{ N}$$

Maka dipakai V_c sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2013 pasal 11.2.1.2 :

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 \times A_{gr}} \right) \lambda \times \sqrt{f'_c} \times D \times d$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{4124255,7}{14 \times A_{gr}} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 677,199 \times 640 \\ &= 733791,325 \text{ N} \end{aligned}$$

c. Tulangan geser di dalam daerah sendi plastis

Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak sepanjang l_o dari muka tinjau, dimana panjang l_o tidak boleh kurang dari :

- $D = 677,199 \text{ mm}$
- $1/6 l_n = 1/6 \times 4350 = 725 \text{ mm}$
- 450 mm

Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh 725 mm dari muka kolom.

Persyaratannya spasi maksimum pada daerah sendi plastis (SNI 03 – 2847 – 2013), spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $1/4 \times$ dimensi terkecil komponen struktur $= 1/4 \times 600 = 150 \text{ mm}$
- $6 \times$ diameter terkecil komponen struktur $= 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350-170}{3} \right) = 100 + 60 = 160 \text{ mm}$

Syarat sengkang spiral $25 \text{ mm} < s < 75 \text{ mm}$

Maka diasumsikan s rencana yang dipakai sebesar 75 mm

$$D_c = 677,199 - 40 - 40 - 22 = 575 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = \frac{1}{4} \pi D_c^2 = 259720,4 \text{ mm}^2$$

A_{sh} minimum harus memenuhi persyaratan SNI 03 – 2847 – 2013 dan diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini :

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1)$$

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{75 \times 578 \times 30}{390} \right) \times \left(\frac{359999,997}{259720,4} \right) - 1)$$

$$A_{sh} = 0,3 \times 3334,6 \times 0,384$$

$$A_{sh} = 384,23 \text{ mm}^2$$

atau,

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f_c}{f_y} \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{75 \times 578 \times 30}{390} \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \times 4980$$

$$A_{sh} = 300,11 \text{ mm}^2, \text{ maka diambil yang terbesar yaitu } 384,23$$

Untuk memenuhi luar perlu minimum, maka dipasang :

$$A_{sh} 4 \phi 10 = 314,286 \text{ mm}^2 < 380,81 \text{ mm}^2 \text{ (tidak memenuhi)}$$

Maka, direncanakan tulangan sengkang kolom $4 \phi 10 - 60$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{314,286 \times 240 \times 639}{50} \\ &= 1390299,429 \text{ N} \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan geser $4 \phi 10 - 60 \text{ mm}$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 03 – 2847 – 2013 pasal 11.4.7.9

$$V_s \leq 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot D$$

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{30} \times 600 \times 539$$

$$1390299,429 \text{ N} < 1566754,35 \text{ N ...ok!}$$

Jadi untuk penulangan geser daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis

sejauh $l_o = 725 \text{ mm}$ dipasang tulangan geser 4 kaki $\phi 10 - 60$

c. Tulangan geser diluar sendi plastis

Persyaratan spasi maksimum untuk daerah luar sendi plastis menurut SNI

03 – 2847 – 2013, spasi maksimum tidak boleh melebihi :

$$- \frac{1}{4} \times \text{dimensi terkecil komponen struktur} = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$$

$$- 6 \times \text{diameter terkecil komponen struktur} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - 170}{3} \right) = 100 + 60 = 160 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang 4 $\phi 10$ dengan spasi 75 mm

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{314,286 \times 240 \times 639}{75} \\ &= 1390299,429 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal

$$V_s \leq 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot D$$

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{30} \times 600 \times 539$$

$$1390299,429 \text{ N} < 1573234,456 \text{ N ...ok!}$$

Maka :

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 (1390299,429 + 733791,325)$$

$$= 1593068,065 \text{ N} > V_u = 69736 \text{ N ...ok!}$$

Jadi untuk penulangan geser diluar sendi plastis dipasang tulangan geser
4 kaki ϕ 10 – 75.

5.2.4 Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom

Sesuai SNI 03 -2847 – 2013 pasall 12.2.3 panjang sambungan lewatan
harus dihitung sesuai dengan rumus sebagai berikut :

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda x \sqrt{f_c}} x \frac{\psi_t \psi_o \psi_s}{\frac{c_b + K_t y}{d_b}} \right) x d_b$$

dimana : $\psi_t = 1$ $\psi_o = 1$ $\psi_s = 0,8$ $\lambda = 1$

c = selimut beton + ϕ sengkang + $\frac{1}{2}$ D kolom

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 22$$

$$= 61 \text{ mm}$$

$$c = \frac{680 - 2(40 + 10) - 22}{2 \times 4}$$

$$c = 69,75 \text{ mm}$$

diambil c = 69,75 mm yang menentukan

$$K_{ty} = 0$$

$$\left(\frac{c_b + K_t y}{d_b} \right) = \left(\frac{59,75 + 0}{22} \right) = 3,170$$

$$\text{Sehingga } l_d = \frac{390}{1,1 \times 1 \times \sqrt{30}} x \frac{1 \times 1 \times 0,8}{2,716} x 22$$

$$= 359,337 \text{ mm}$$

Sesuai pasal 21. 6.3.3, sambungan lewatan harus diletakkan ditengah
panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik.

Mengingat sambungan lewatan ini termasuk kelas B, maka panjangnya harus
 $= 1,3 l_d = 1,3 \times 359,337 = 467,139 \text{ mm} \sim 500 \text{ mm}$

Sedangkan untuk spasi sengkang pada daerah sambungan lewatan, harus
memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 2847 – 2013 pasal 21.5.2.3 yaitu :

$$- \quad d/4 = 640/4 = 160 \text{ mm}$$

- 100 mm

Maka digunakan spasi sengkang pada daerah sambungan lewatan sebesar 50 mm.

Dari analisa diatas, maka digunakan tulangan sengkang pada sambungan lewatan 4 kaki ϕ 10 – 50.

5.2.5 Jumlah Tulangan Kolom Persegi dan Kolom Bulat

5.10 Tabel Perbandingan Kapasitas Pu, Mu, dan Jumlah Tulangan pada Kolom Persegi dan Kolom Bulat

Lantai	Pu		Mu		Jumlah Tulangan	
	KP	KB	KP	KB	KP	KB
	(kN)		(kNm)			
1	4090,369	4124,2557	356,545	345,216	12 D 22	12 D 22
2	3210,484	3242,492	375,686	367,798	12 D 22	12 D 22
3	2335,298	2366,221	335,484	338,874	12 D 22	12 D 22
4	1474,116	1492,871	257,491	272,109	12 D 22	12 D 22
5	625,963	627,346	172,166	187,798	12 D 22	12 D 22

5.3 Perbandingan gaya – gaya dalam pada kolom persegi dan kolom bulat

a. Perbandingan gaya dalam aksial (P)

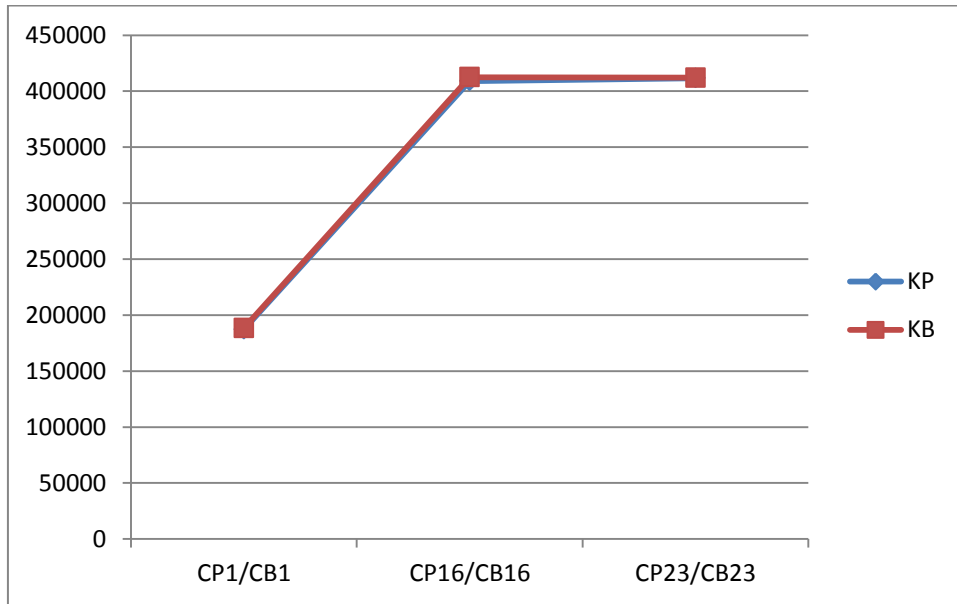
Tabel 5.11 Perbandingan gaya dalam aksial kolom persegi dan kolom bulat

Kolom	Kolom Persegi	Kolom Bulat	Rasio Perbandingan
	kg	kg	(Kolom Persegi/Kolom Bulat)
Lantai 2			
CP1/CB1	187265,2	188491,0	0,993
CP16/CB16	409036,9	412425,57	0,992
CP23/CB23	411673,6	412003	0,999
Lantai 3			
CP1/CB1	136818,2	137981,5	0,992
CP16/CB16	321048,4	324249,2	0,990
CP23/CB23	323551,0	323843	0,999
Lantai 4			
CP1/CB1	88354,04	89022,4	0,992
CP16/CB16	233529,8	236622,1	0,987
CP23/CB23	236021,8	236214,9	0,999
Lantai 5			
CP1/CB1	56493,84	56513,9	1,000
CP16/CB16	147411,6	149287,1	0,987
CP23/CB23	148823,5	149007,1	0,999
Atap			
CP1/CB1	24284,68	24267,6	1,001
CP16/CB16	62596,28	62734,64	0,998
CP23/CB23	62377,31	62525,94	0,998

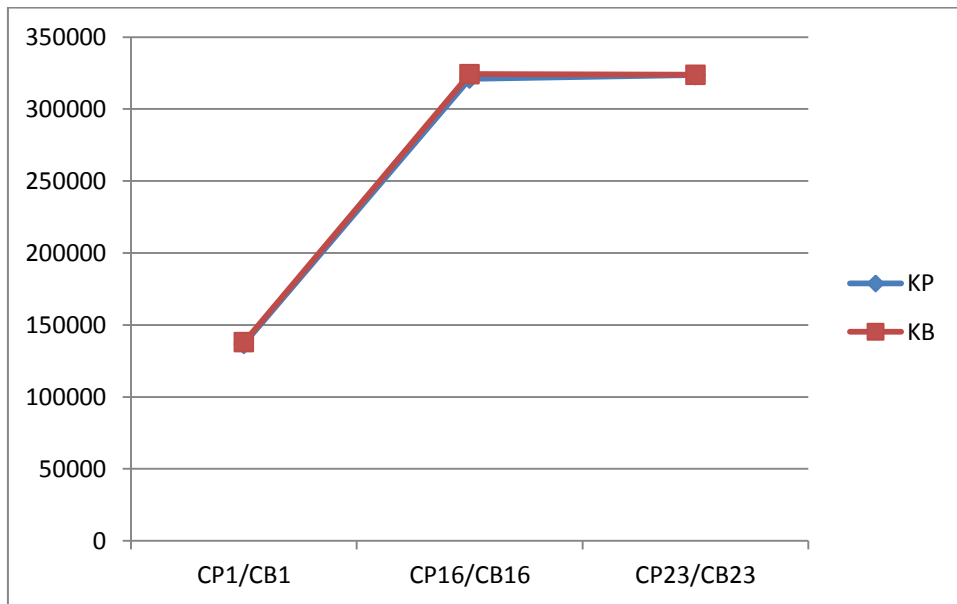
Keterangan :

- Rasio perbandingan antara kolom persegi dan kolom bulat dirata – rata lalu dibagi jumlah kolom yang ditinjau.
- Hasilnya dipresentasikan lalu dikurang 100

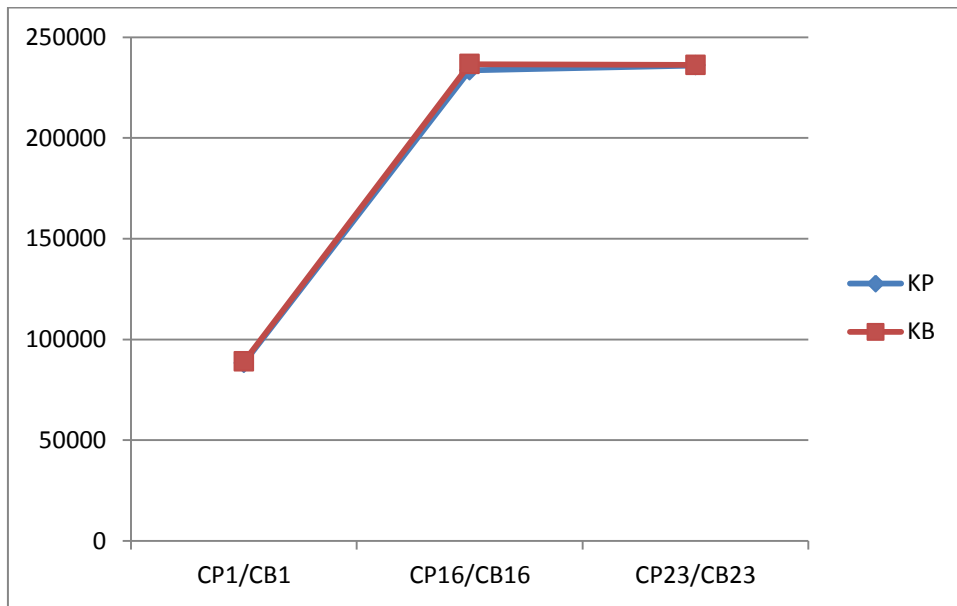
Gambar 5.22 Grafik perbandingan (P) Lantai 2



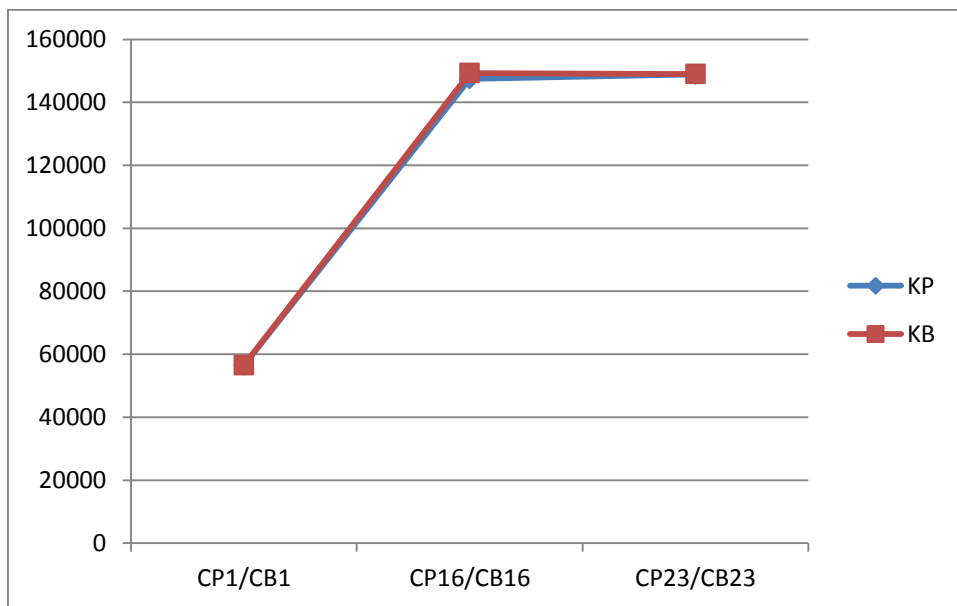
Gambar 5.23 Grafik perbandingan (P) Lantai 3



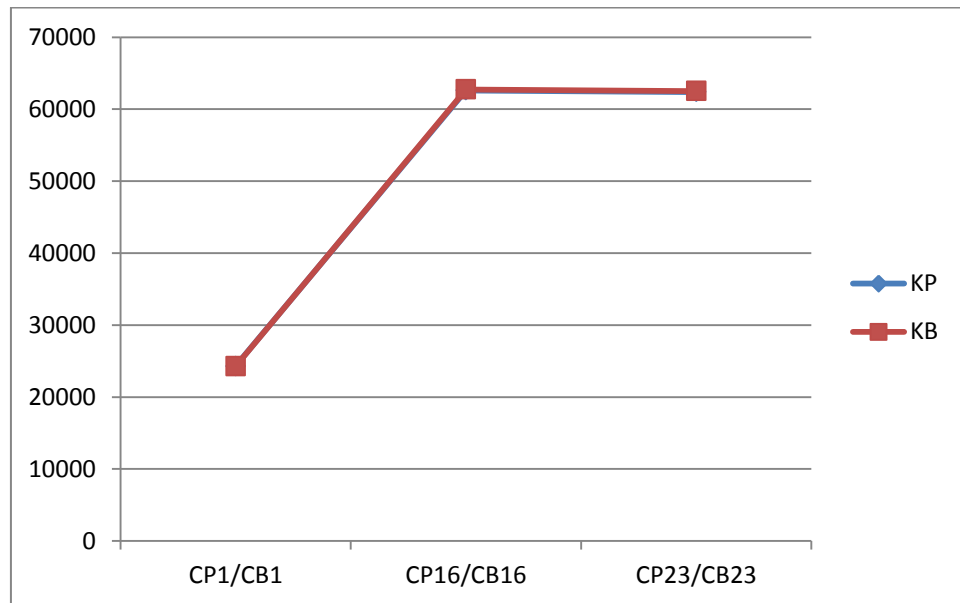
Gambar 5.24 Grafik perbandingan (P) Lantai 4



Gambar 5.25 Grafik perbandingan (P) Lantai 5



Gambar 5.26 Grafik perbandingan (P) Atap



b. Perbandingan gaya dalam aksial geser (V2)

Tabel 5.12 Perbandingan gaya dalam geser kolom persegi dan kolom bulat

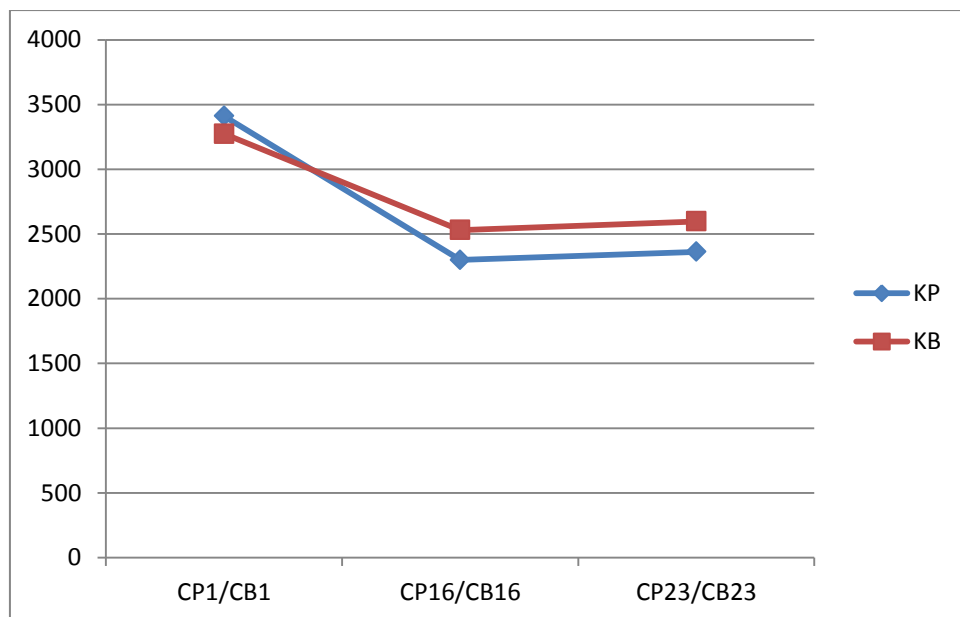
Kolom	Kolom Persegi	Kolom Bulat	Rasio Perbandingan
	kg	kg	(Kolom Persegi/Kolom Bulat)
Lantai 2			
CP1/CB1	3410,3	3273,88	1,042
CP16/CB16	2298,8	2530,26	0,909
CP23/CB23	2361,81	2596,96	0,909
Lantai 3			
CP1/CB1	4251,7	3929,89	1,082
CP16/CB16	1884,1	2470,77	0,763
CP23/CB23	1888,16	2459,54	0,768
Lantai 4			
CP1/CB1	3798,6	3726,63	1,019
CP16/CB16	2332,2	2694,77	0,865
CP23/CB23	2331,4	2716,1	0,858
Lantai 5			
CP1/CB1	2741,5	2776,15	0,988

CP16/CB16	1780,7	1714,26	1,039
CP23/CB23	1780,1	1735,66	1,026
Atap			
CP1/CB1	2731,6	2790,45	0,979
CP16/CB16	787,23	793,4	0,992
CP23/CB23	801,09	828,25	0,967

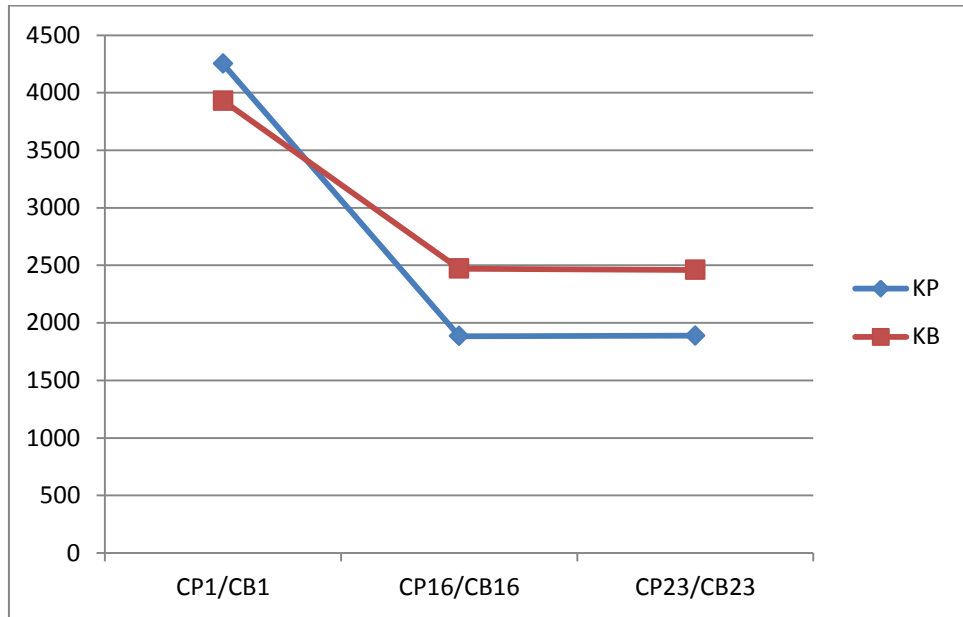
Keterangan :

- Rasio perbandingan antara kolom persegi dan kolom bulat dirata – rata lalu dibagi jumlah kolom yang ditinjau.
- Hasilnya dipresentasikan lalu dikurang 100

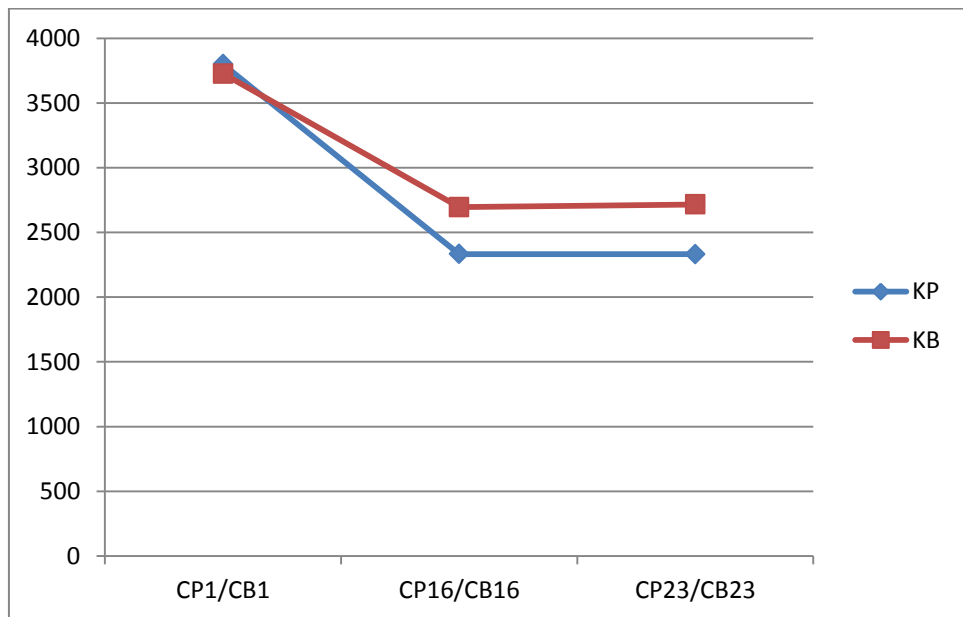
Gambar 5.27 Grafik perbandingan (V2) Lantai 2



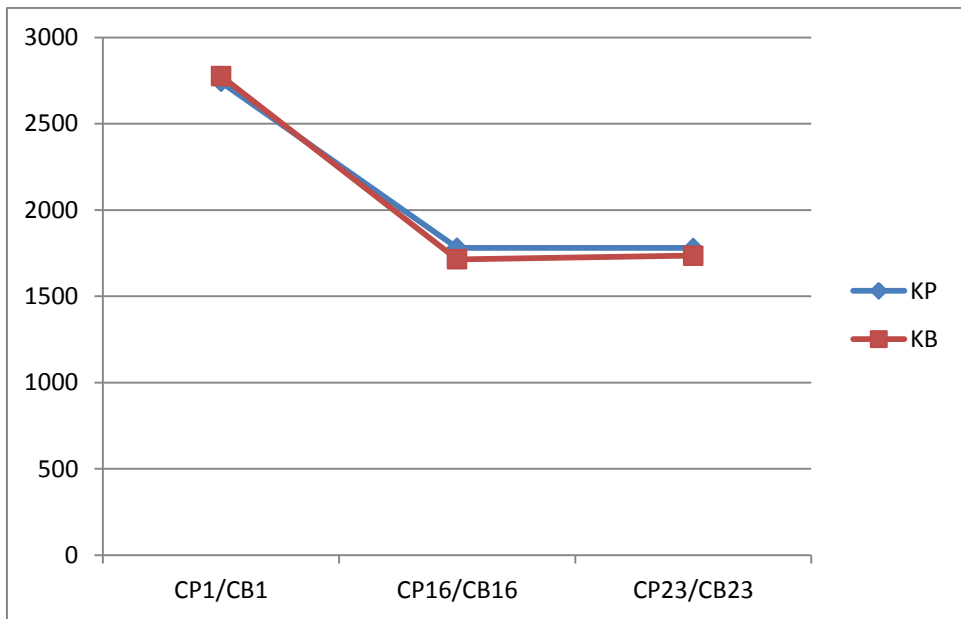
Gambar 5.28 Grafik perbandingan (V2) Lantai 3



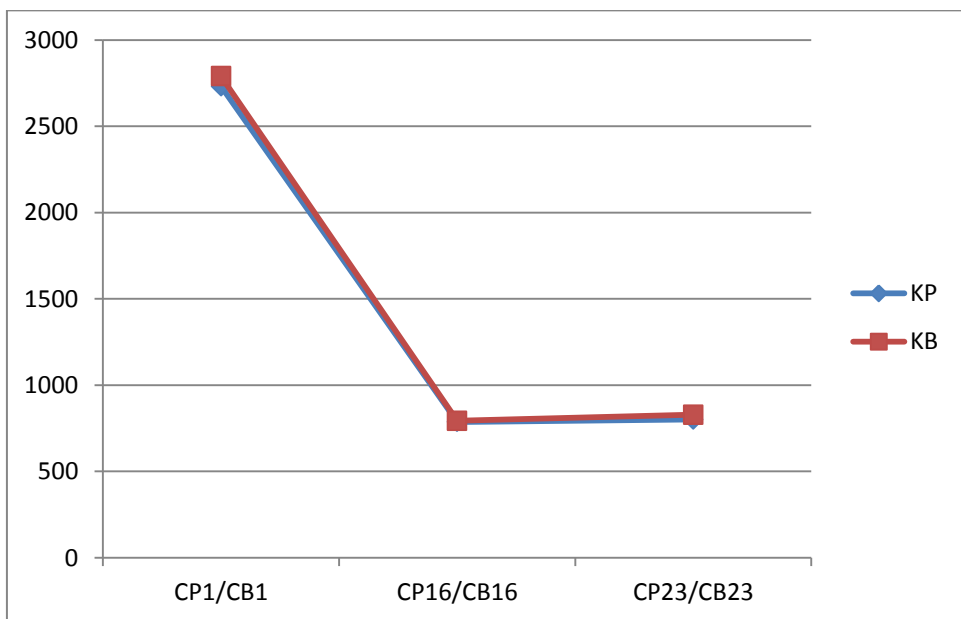
Gambar 5.29 Grafik perbandingan (V2) Lantai 4



Gambar 5.30 Grafik perbandingan (V2) Lantai 5



Gambar 5.31 Grafik perbandingan (V2) Atap



c. Perbandingan gaya dalam aksial geser (V3)

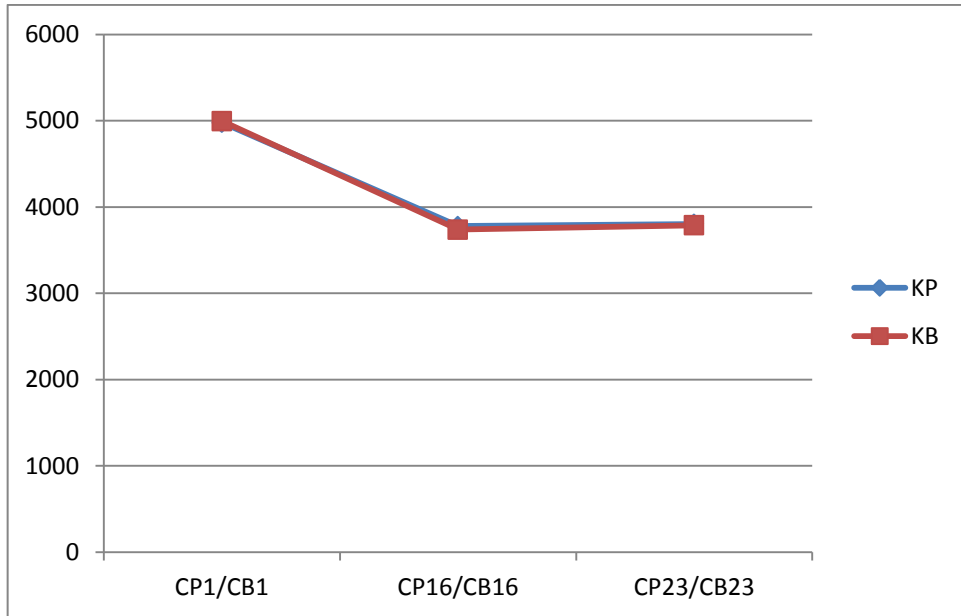
Tabel 5.13 Perbandingan gaya dalam geser kolom persegi dan kolom bulat

Kolom	Kolom Persegi	Kolom Bulat	Rasio Perbandingan
	kg	kg	(Kolom Persegi/Kolom Bulat)
Lantai 2			
CP1/CB1	4977,7	4996,52	0,996
CP16/CB16	3778,13	3737,97	1,011
CP23/CB23	3803,6	3788,39	1,004
Lantai 3			
CP1/CB1	4251,7	3929,89	1,082
CP16/CB16	4060,13	4053,69	1,002
CP23/CB23	4452,8	4373,66	1,018
Lantai 4			
CP1/CB1	6339,6	6450,88	0,983
CP16/CB16	3669,25	3769,07	0,974
CP23/CB23	4145,5	4036,95	1,027
Lantai 5			
CP1/CB1	5379,1	5575,13	0,965
CP16/CB16	2835,03	3052,01	0,929
CP23/CB23	3273,3	3168,38	1,033
Atap			
CP1/CB1	5864,5	6022,88	0,974
CP16/CB16	1993,63	2130,49	0,936
CP23/CB23	2253,8	2150,55	1,048

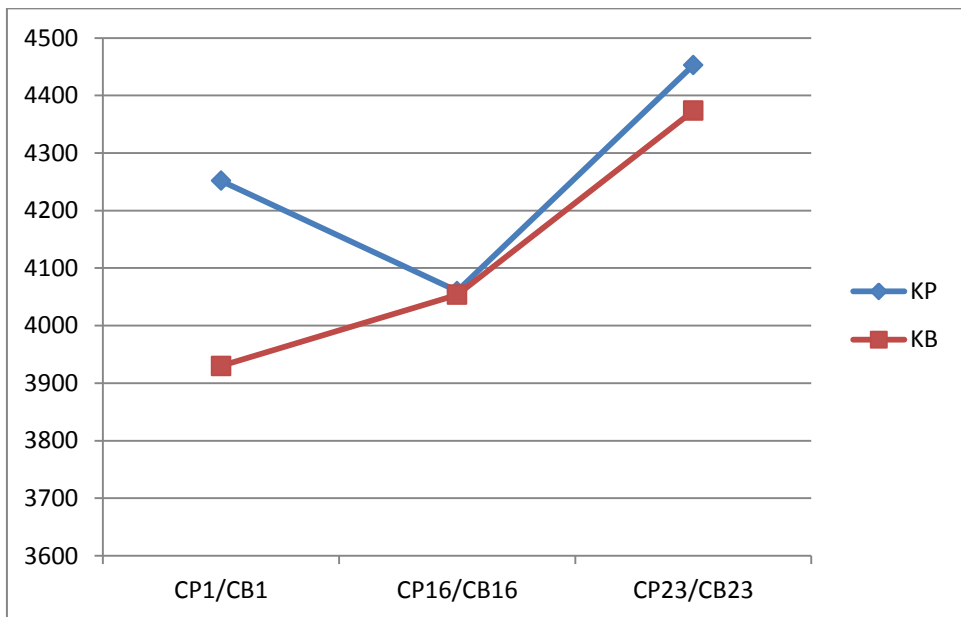
Keterangan :

- Rasio perbandingan antara kolom persegi dan kolom bulat dirata – rata lalu dibagi jumlah kolom yang ditinjau.
- Hasilnya dipresentasikan lalu dikurang 100

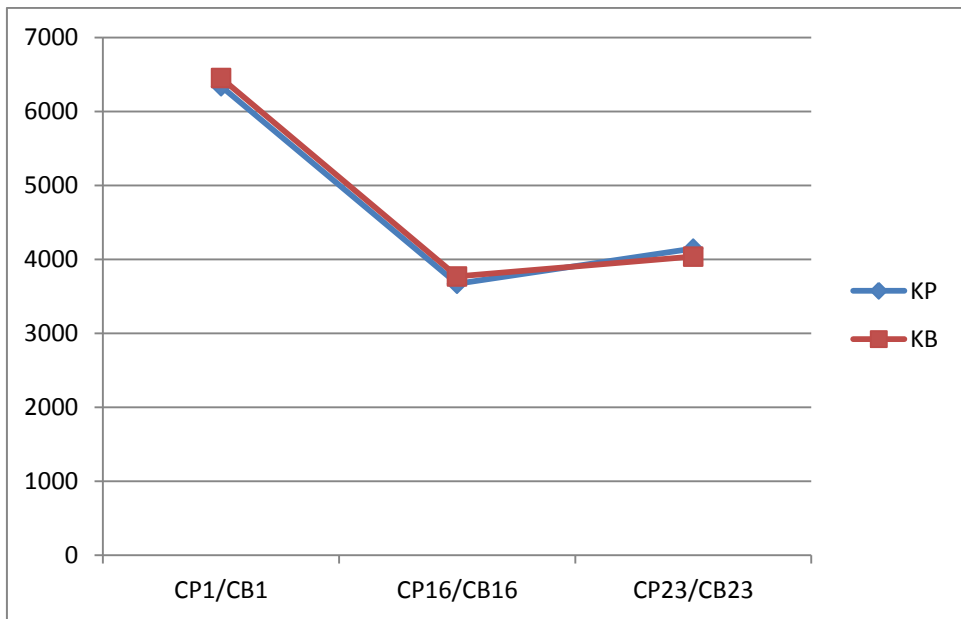
Gambar 5.32 Grafik perbandingan (V3) Lantai 2



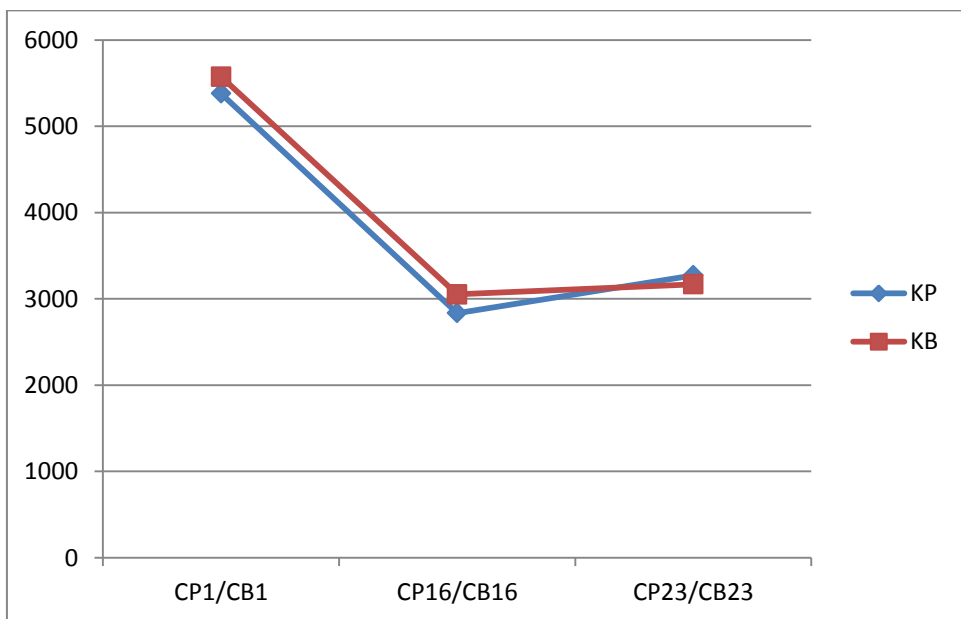
Gambar 5.33 Grafik perbandingan (V3) Lantai 3



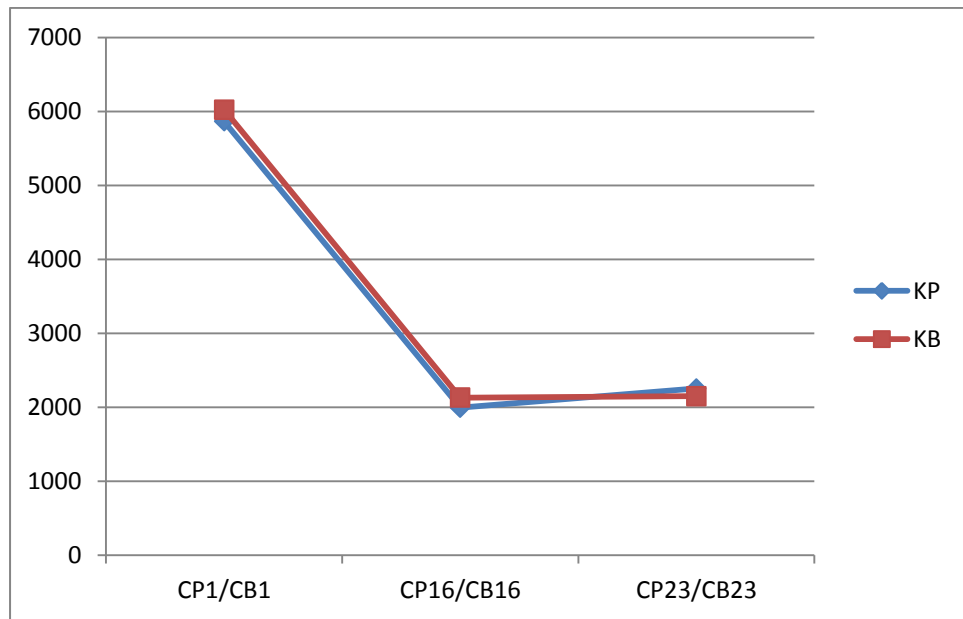
Gambar 5.34 Grafik perbandingan (V3) Lantai 4



Gambar 5.35 Grafik perbandingan (V3) Lantai 5



Gambar 5.36 Grafik perbandingan (V3) Atap



d. Perbandingan gaya dalam momen (M2)

Tabel 5.14 Perbandingan gaya dalam momen kolom persegi dan kolom bulat

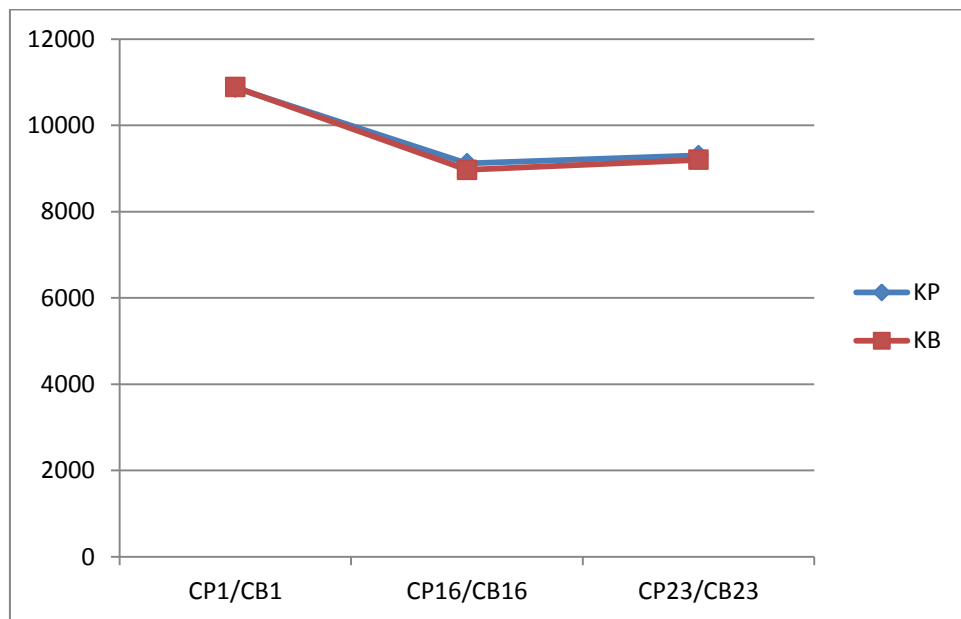
Kolom	Kolom Persegi	Kolom Bulat	Rasio Perbandingan
	kg	kg	(Kolom Persegi/Kolom Bulat)
Lantai 2			
CP1/CB1	10871	10885	0,999
CP16/CB16	9121,36	8966,62	1,017
CP23/CB23	9305,7	9199,7	1,012
Lantai 3			
CP1/CB1	16854,5	16747,8	1,006
CP16/CB16	9887,27	9869,15	1,002
CP23/CB23	10919,1	10702,9	1,020
Lantai 4			
CP1/CB1	15179,9	15398,7	0,986
CP16/CB16	8539,62	8682,92	0,983
CP23/CB23	9497,8	9230,9	1,029
Lantai 5			
CP1/CB1	12063,7	12545,9	0,962

CP16/CB16	6365,61	6907,27	0,922
CP23/CB23	7356,7	7134,3	1,031
Atap			
CP1/CB1	12914,7	13321,3	0,969
CP16/CB16	4536,6	4878,3	0,930
CP23/CB23	5229,83	4952,29	1,056

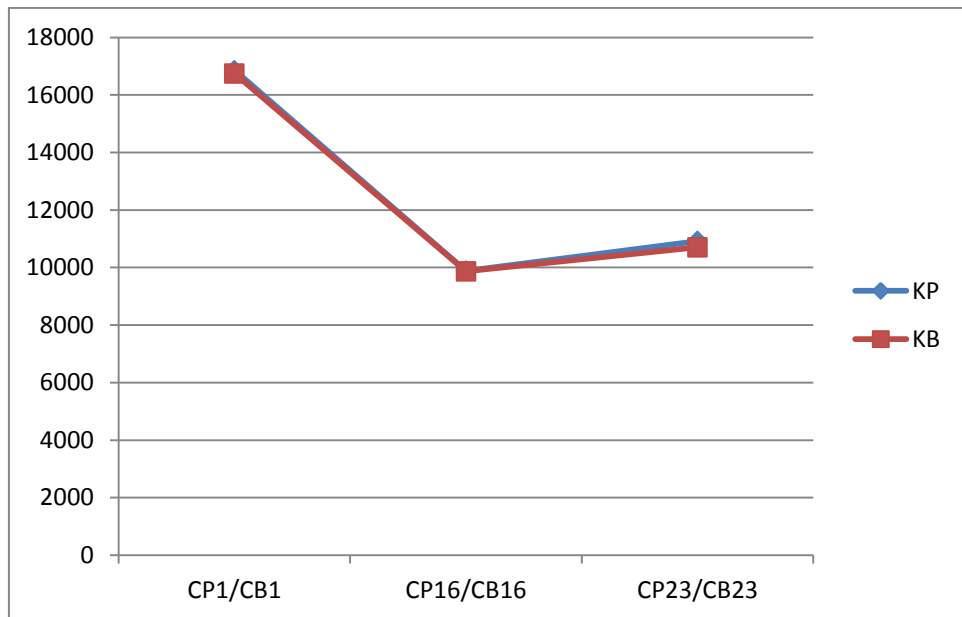
Keterangan :

- Rasio perbandingan antara kolom persegi dan kolom bulat dirata – rata lalu dibagi jumlah kolom yang ditinjau.
- Hasilnya dipresentasikan lalu dikurang 100

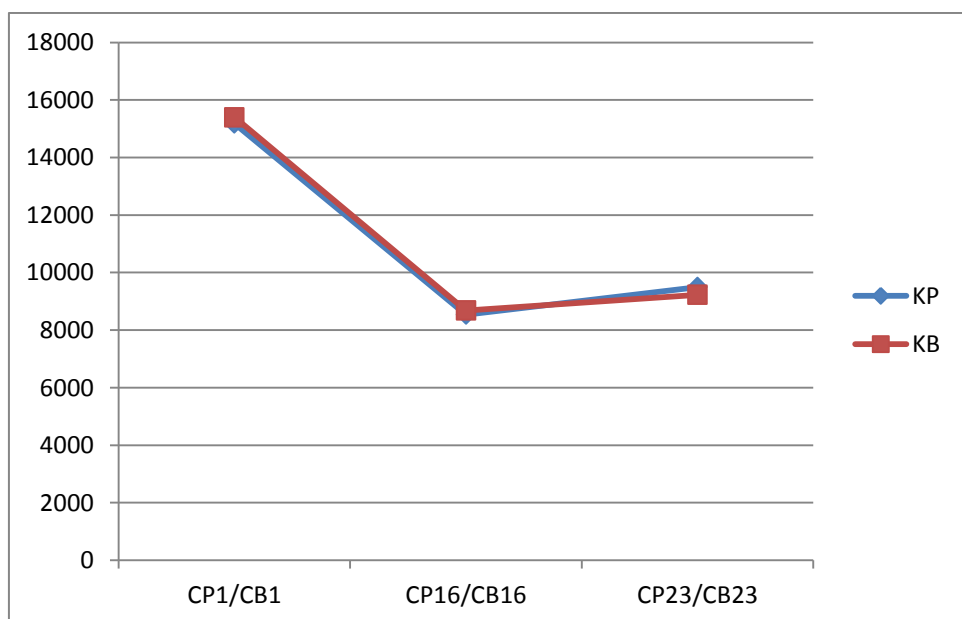
Gambar 5.37 Grafik perbandingan (M2) Lantai 2



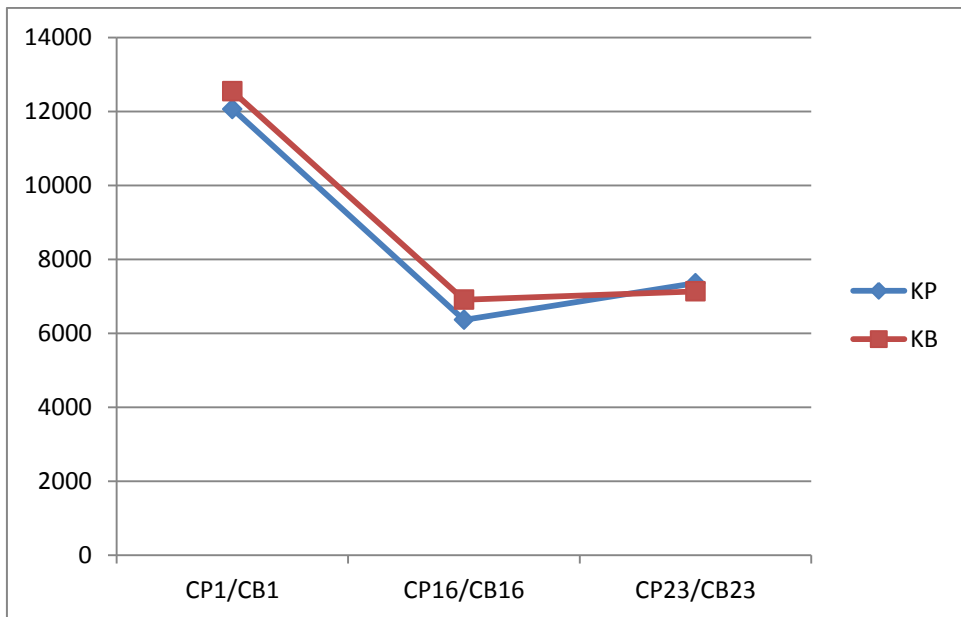
Gambar 5.38 Grafik perbandingan (M2) Lantai 3



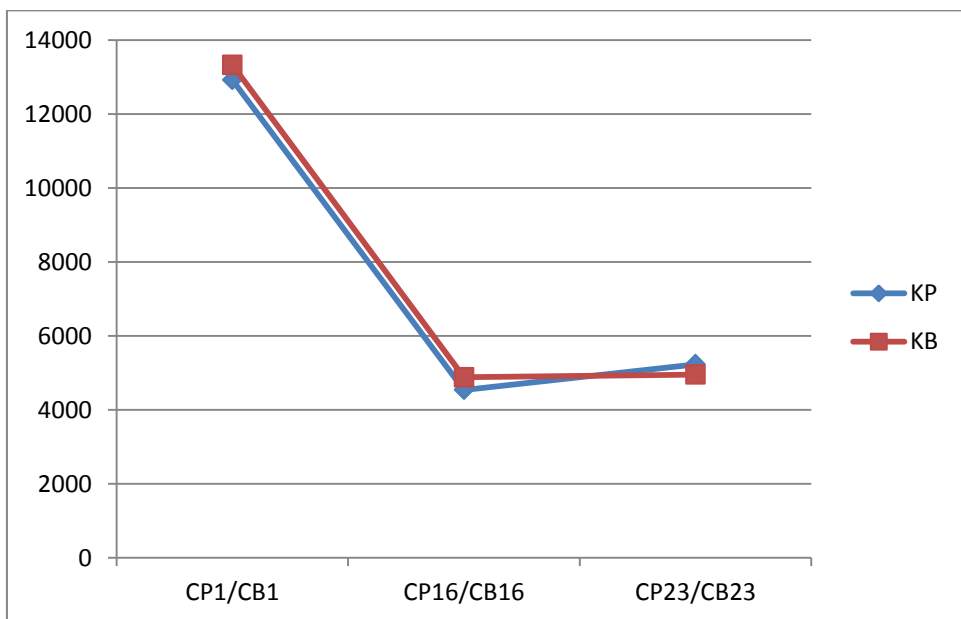
Gambar 5.39 Grafik perbandingan (M2) Lantai 4



Gambar 5.40 Grafik perbandingan (M2) Lantai 5



Gambar 5.41 Grafik perbandingan (M2) Atap



e. Perbandingan gaya dalam momen (M3)

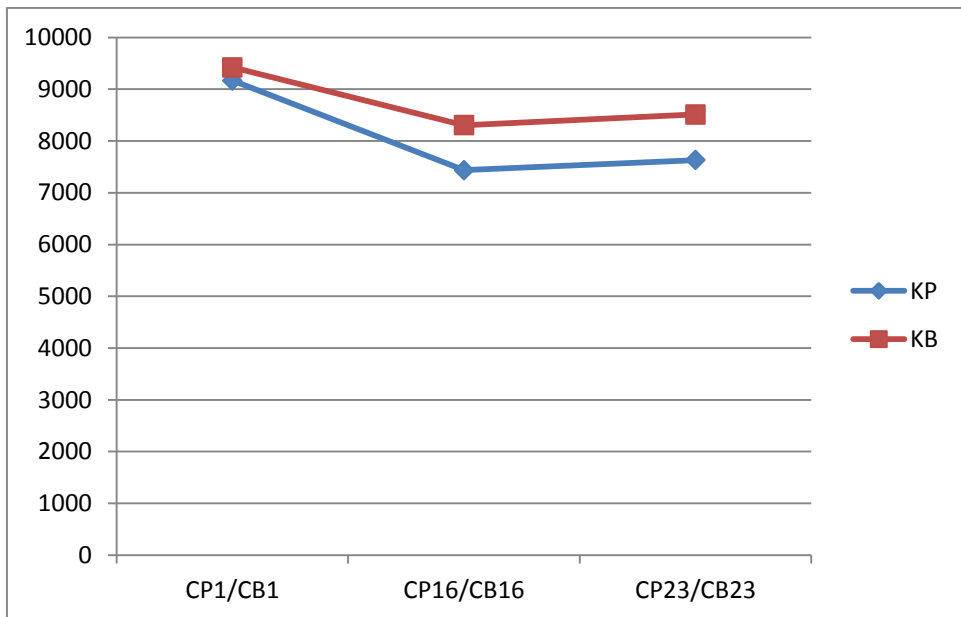
Tabel 5.15 Perbandingan gaya dalam momen kolom persegi dan kolom bulat

Kolom	Kolom Persegi	Kolom Bulat	Rasio Perbandingan
	kg	kg	(Kolom Persegi/Kolom Bulat)
Lantai 2			
CP1/CB1	9167,5	9421,8	0,973
CP16/CB16	7436,1	8305,3	0,895
CP23/CB23	7629,53	8511,7	0,896
Lantai 3			
CP1/CB1	10174,3	9640	1,055
CP16/CB16	4720,8	6148,2	0,768
CP23/CB23	4698,55	6106,8	0,769
Lantai 4			
CP1/CB1	9512,8	8559	1,111
CP16/CB16	5375,5	5939,8	0,905
CP23/CB23	5374,5	5995,7	0,896
Lantai 5			
CP1/CB1	6563,79	6742,2	0,974
CP16/CB16	4349,82	4382	0,993
CP23/CB23	4336,34	4413,4	0,983
Atap			
CP1/CB1	6773,9	6868,2	0,986
CP16/CB16	2409,04	2391,2	1,007
CP23/CB23	2455,06	2492,1	0,985

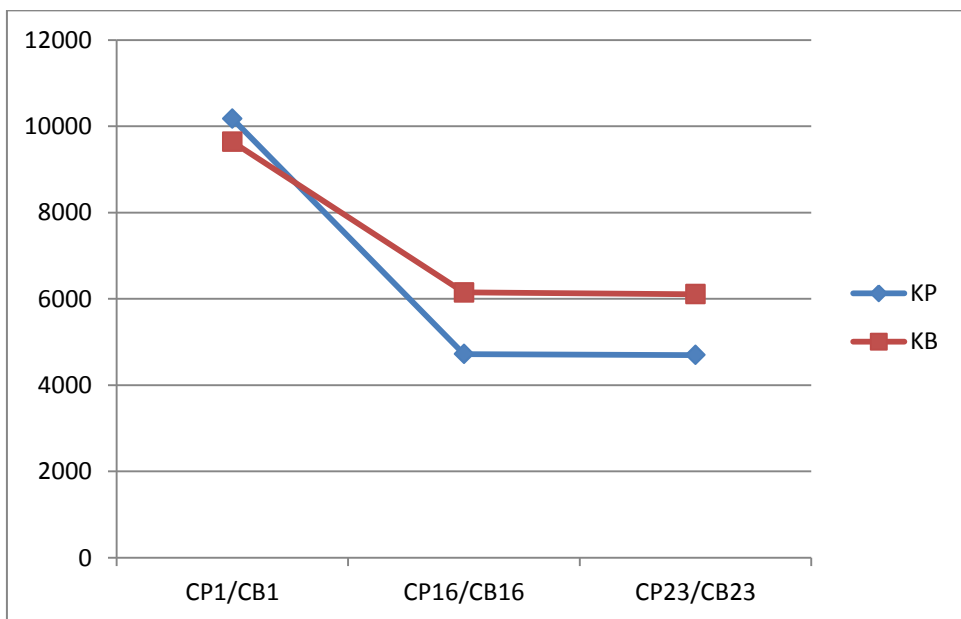
Keterangan :

- Rasio perbandingan antara kolom persegi dan kolom bulat dirata – rata lalu dibagi jumlah kolom yang ditinjau.
- Hasilnya dipresentasikan lalu dikurang 100

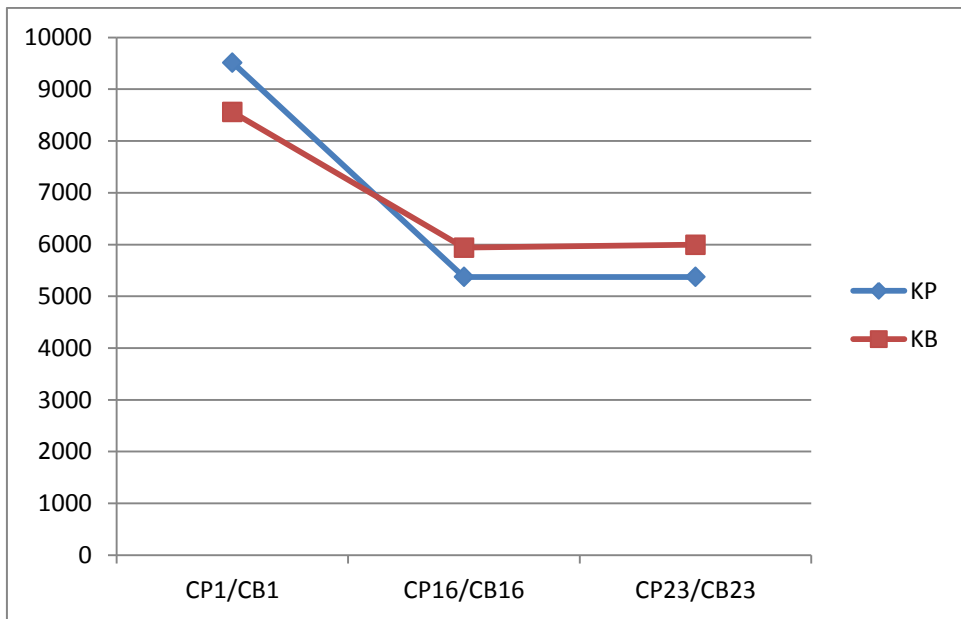
Gambar 5.42 Grafik perbandingan (M3) Lantai 2



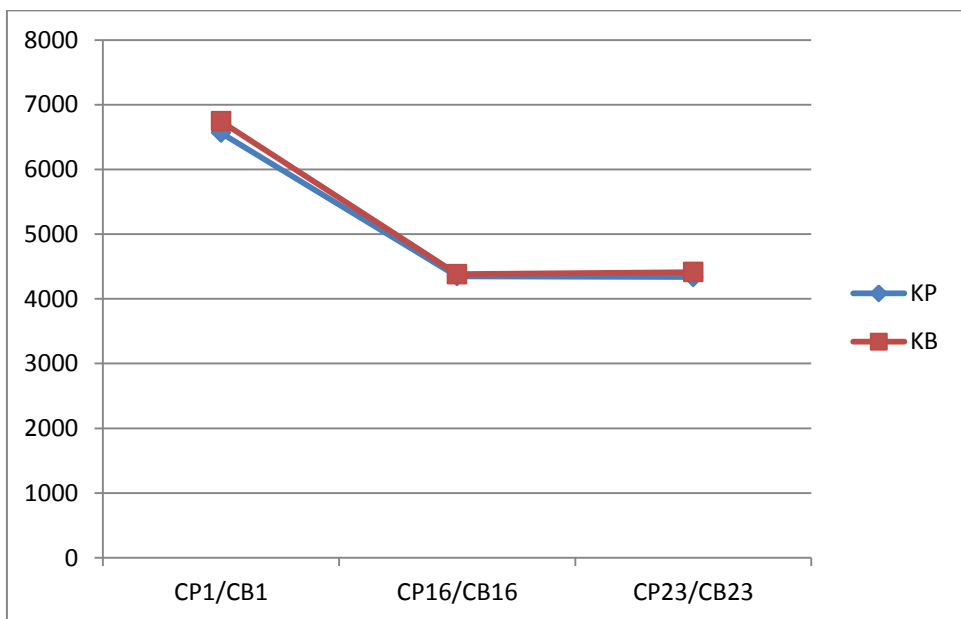
Gambar 5.43 Grafik perbandingan (M3) Lantai 3



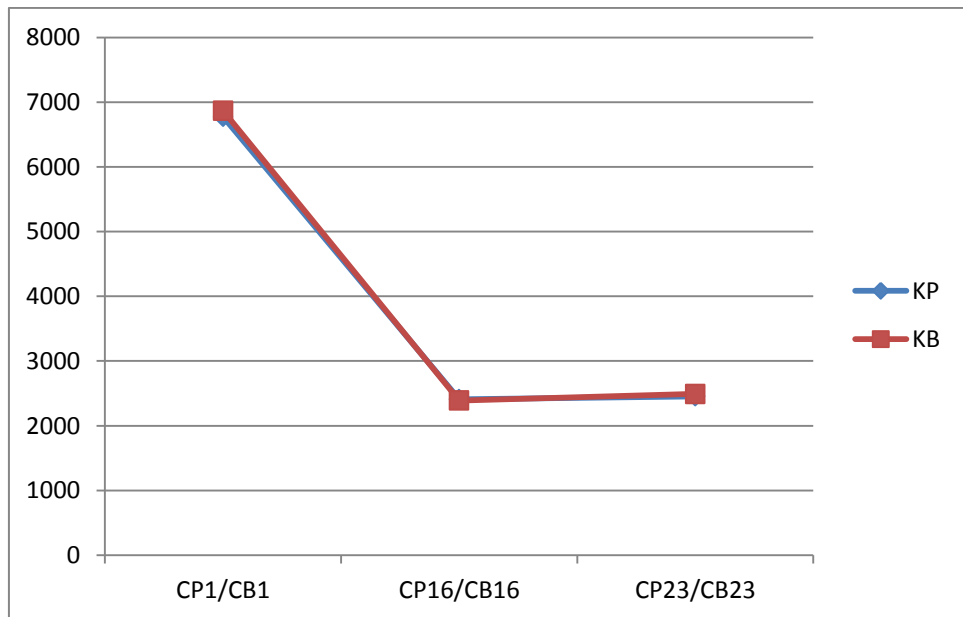
Gambar 5.44 Grafik perbandingan (M3) Lantai 4



Gambar 5.45 Grafik perbandingan (M3) Lantai 5



Gambar 5.46 Grafik perbandingan (M3) Atap



Tabel 5.16 Hasil Rasio Perbandingan Kolom Persegi dan Kolom Bulat

Gaya Dalam	Rata - Rata Rasio	Presentase (%)
Aksial (P)	0,99506	0,5
Geser (V2)	0,94701	5,3
Geser (V3)	0,99867	0,1
Momen (M2)	0,99493	0,5
Momen (M3)	0,94652	5,3

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil dari hasil perhitungan kolom persegi dan kolom bulat pada Struktur Gedung Kuliah Bersama Universitas Brawijaya ialah sebagai berikut :

1. Ditinjau dari kapasitas penampang dengan luas yang sama, kolom persegi menghasilkan ϕP_n (Aksial nominal) = 5637,7 kN, ϕM_n (Momen nominal) = 560 kNm, dan V_n (Geser nominal) = 747,9368 kN sedangkan kolom bulat menghasilkan ϕP_n (Aksial nominal) = 5993,16 kN, ϕM_n (Momen nominal) = 530 kNm dan V_n (Geser nominal) = 1593,068 kN. Sehingga Kolom bulat memiliki kapasitas penampang yang lebih besar daripada kolom persegi.
2. Ditinjau dari rasio perbandingan terhadap gaya – gaya dalam struktur, kolom persegi dengan kolom bulat memiliki rasio perbandingan gaya aksial = 0,9935, rasio perbandingan gaya geser = 1,1623 dan rasio perbandingan gaya momen = 1,1993
3. Ditinjau dari kekakuan struktur pada gaya lateral kedua kolom, kolom persegi memiliki simpangan (*maximum displacements*) untuk EQx arah x = 11,06 mm, EQx arah y = 2,73 mm dan EQy arah x = 3,77 mm, EQy arah y = 8,34 mm sedangkan kolom bulat menghasilkan EQx arah x = 9,56 mm, EQx arah y = 2,52 mm dan EQy arah x = 3,49 mm, EQy arah y = 7,97 mm. Sehingga kekakuan pada kolom bulat lebih tinggi dibandingkan kolom persegi.

Berdasarkan kesimpulan pada *point* 1,2, dan 3 maka kolom bulat lebih efisien dibandingkan kolom persegi karena memiliki kapasitas penampang yang lebih besar, dengan rasio gaya – gaya dalam $\pm 5\%$ lebih besar dan kekakuan yang lebih tinggi dalam menahan gaya lateral struktur.

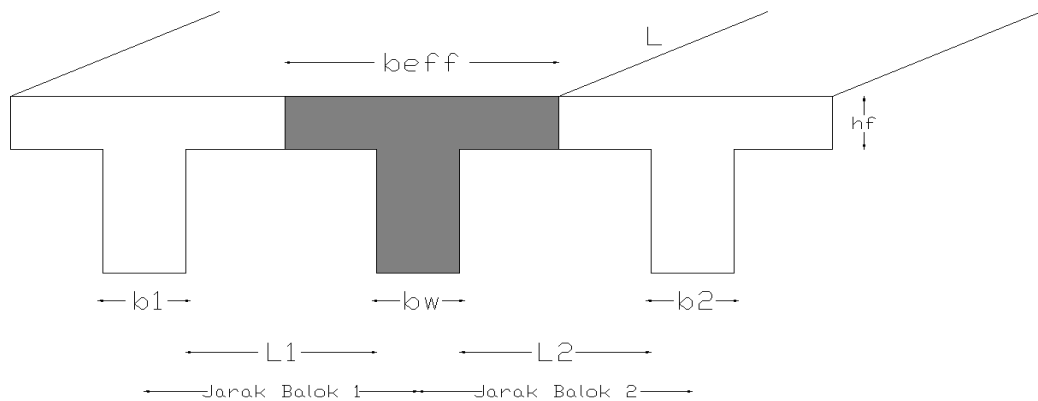
6.2 Saran

Berdasarkan kesimpulan diatas dan tujuan di buatnya skripsi ini, maka saran yang dapat diberikan yakni, kedua kolom dapat digunakan sesuai kondisi lapangan dan perencanaan pembangunan itu sendiri serta perlu diadakannya penelitian lebih lanjut terutama perbandingan terhadap bentuk kolom yang berbeda agar hasil yang di dapat lebih beragam.

DAFTAR PUSTAKA

- Asroni, Ali. 2010. *Kolom, Fondasi dan Balok T Beton Bertulang*. Yogyakarta : Graha Ilmu.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*, SNI 03 - 1726 - 2012, Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*, SNI 03 - 2847 - 2013, Jakarta.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1987. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*. Stensil : Bandung.
- Farisi, M. Lukman. 2012. *Perbandingan Efisiensi Bahan Kolom Persegi dan Kolom Bulat pada Struktur Gedung Empat Lantai*. Skripsi. Jember : Fakultas Teknik Universitas Jember.
- Krisnamurti, dkk. 2013. *Pengaruh Variasi Bentuk Penampang Kolom Terhadap Perilaku Elemen Struktur Akibat Beban Gempa*. Jurnal Rekayasa Sipil. Vol. 7 No.1. Universitas Jember.
- McCormac, JC. 2004. *Desain Beton Bertulang*. Erlangga : Jakarta.
- Nasution, Amrinsyah. 2009. *Analisis dan Desain Struktur Beton Bertulang*. Penerbit ITB : Bandung.

Perhitungan Balok T



a. Balok B1 (L = 7000 mm, Pinggir)

$$h_f = 120 \text{ mm}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$b_1 = 250 \text{ mm}$$

$$b_2 = 400 \text{ mm}$$

$$L = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 1 (Jb1)} = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 2 (Jb2)} = 5000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\ &= 3000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) \\ &= 2675 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_2 &= Jb_2 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\ &= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 7000$$

$$\leq 1750 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$\leq 400 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

$$\leq 2320 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$\leq 400 + \frac{1}{2} \times 2675 + \frac{1}{2} \times 4600$$

$$\leq 4037,5 \text{ mm}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 1750 mm = 1,75 m

b. Balok B1 (L = 7000 mm, Tengah)

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$b1 = 400 \text{ mm}$$

$$b2 = 400 \text{ mm}$$

$$L = 7000 \text{ mm}$$

Jarak balok 1 (Jb1) = 5000 mm

Jarak balok 2 (Jb2) = 5000 mm

$$\begin{aligned}
L1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\
&= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) \\
&= 4600 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L2 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\
&= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) \\
&= 4600 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 7000$$

$$\leq 1750 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$\leq 400 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

$$\leq 2320 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$\leq 400 + \frac{1}{2} \times 4600 + \frac{1}{2} \times 4600$$

$$\leq 5000 \text{ mm}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 1750 mm = 1,75 m

c. Balok B1 (L = 6000 mm, Pinggir)

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$bw = 400 \text{ mm}$$

$$b1 = 400 \text{ mm}$$

$$b2 = 400 \text{ mm}$$

$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 1 (Jb1)} = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 2 (Jb2)} = 5000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\ &= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L2 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\ &= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 6000$$

$$\leq 1500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
b_{\text{eff}} &\leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}} \\
&\leq 400 + 8 \times 120 + 8 \times 120 \\
&\leq 2320 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
b_{\text{eff}} &\leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2 \\
&\leq 400 + \frac{1}{2} \times 4600 + \frac{1}{2} \times 4600 \\
&\leq 5000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 1500 mm = 1,5 m

d. Balok B1 (L = 6000 mm, Tengah)

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$b_1 = 400 \text{ mm}$$

$$b_2 = 400 \text{ mm}$$

$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 1 (Jb1)} = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 2 (Jb2)} = 5000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
L1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\
&= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) \\
&= 4600 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L2 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\
&= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) - \left(\frac{1}{2} \times 400\right) \\
&= 4600 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 6000$$

$$\leq 1500 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$\leq 400 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

$$\leq 2320 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$\leq 400 + \frac{1}{2} \times 4600 + \frac{1}{2} \times 4600$$

$$\leq 5000 \text{ mm}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 1500 mm = 1,5 m

e. Balok B2 (L = 3000 mm, Pinggir)

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$b1 = 250 \text{ mm}$$

$$b2 = 250 \text{ mm}$$

$$L = 3000 \text{ mm}$$

Jarak balok 1 (Jb1) = 7000 mm

Jarak balok 2 (Jb2) = 3000 mm

$$\begin{aligned}
L1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\
&= 7000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\
&= 6750 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L2 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\
&= 3000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\
&= 2750 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 3000$$

$$\leq 750 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$\leq 250 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

$$\leq 2170 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$\leq 400 + \frac{1}{2} \times 6750 + \frac{1}{2} \times 2750$$

$$\leq 5000 \text{ mm}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 750 mm = 0,75 m

f. Balok B2 (L = 3000 mm, Tengah)

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$bw = 250 \text{ mm}$$

$$b1 = 250 \text{ mm}$$

$$b2 = 250 \text{ mm}$$

$$L = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 1 (Jb1)} = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 2 (Jb2)} = 7000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\ &= 7000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\ &= 6750 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L2 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\ &= 7000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\ &= 6750 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 3000$$

$$\leq 750 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
b_{\text{eff}} &\leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}} \\
&\leq 250 + 8 \times 120 + 8 \times 120 \\
&\leq 2170 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
b_{\text{eff}} &\leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2 \\
&\leq 400 + \frac{1}{2} \times 6750 + \frac{1}{2} \times 6750 \\
&\leq 7000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 750 mm = 0,75 m

g. Balok B2 (L = 5000 mm, Pinggir)

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$b_1 = 250 \text{ mm}$$

$$b_2 = 250 \text{ mm}$$

$$L = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 1 (Jb1)} = 3500 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 2 (Jb2)} = 3000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
L1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\
&= 3500 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\
&= 3250 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L2 &= Jb_2 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\
&= 3000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\
&= 2750 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 5000$$

$$\leq 1,250 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$\leq 250 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

$$\leq 2170 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$\leq 250 + \frac{1}{2} \times 3250 + \frac{1}{2} \times 2750$$

$$\leq 3250 \text{ mm}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 1250 mm = 1,25 m

h. Balok B2 (L = 5000 mm, Tengah)

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$b1 = 250 \text{ mm}$$

$$b2 = 250 \text{ mm}$$

$$L = 5000 \text{ mm}$$

Jarak balok 1 (Jb1) = 3000 mm

Jarak balok 2 (Jb2) = 3500 mm

$$\begin{aligned}
L1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\
&= 3000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\
&= 2750 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L2 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\
&= 3500 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\
&= 3250 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 5000$$

$$\leq 1,250 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$\leq 250 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

$$\leq 2170 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$\leq 250 + \frac{1}{2} \times 3250 + \frac{1}{2} \times 2750$$

$$\leq 3250 \text{ mm}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 1250 mm = 1,25 m

i. Balok B3 (Pinggir)

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$bw = 250 \text{ mm}$$

$$b1 = 250 \text{ mm}$$

$$b2 = 250 \text{ mm}$$

$$L = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 1 (Jb1)} = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 2 (Jb2)} = 5000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\ &= 3000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\ &= 2750 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L2 &= Jb_2 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\ &= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\ &= 4750 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 3000$$

$$\leq 750 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
b_{\text{eff}} &\leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}} \\
&\leq 250 + 8 \times 120 + 8 \times 120 \\
&\leq 2170 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
b_{\text{eff}} &\leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2 \\
&\leq 250 + \frac{1}{2} \times 2750 + \frac{1}{2} \times 4750 \\
&\leq 4000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 750 mm = 0,75 m

j. Balok B3 (Tengah)

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$b_1 = 250 \text{ mm}$$

$$b_2 = 250 \text{ mm}$$

$$L = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 1 (Jb1)} = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 2 (Jb2)} = 5000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
L1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\
&= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\
&= 4750 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L2 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\
&= 5000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\
&= 4750 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 3000$$

$$\leq 750 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$\leq 250 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

$$\leq 2170 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$\leq 250 + \frac{1}{2} \times 4750 + \frac{1}{2} \times 4750$$

$$\leq 5000 \text{ mm}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 750 mm = 0,75 m

k. Balok B4 (Pinggir)

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$b1 = 250 \text{ mm}$$

$$b2 = 250 \text{ mm}$$

$$L = 5000 \text{ mm}$$

Jarak balok 1 (Jb1) = 3500 mm

Jarak balok 2 (Jb2) = 3500 mm

$$\begin{aligned}
L1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\
&= 3500 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\
&= 3250 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L2 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\
&= 3500 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\
&= 3250 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 5000$$

$$\leq 1250 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$\leq 250 + 8 \times 120 + 8 \times 120$$

$$\leq 2170 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$\leq 250 + \frac{1}{2} \times 3250 + \frac{1}{2} \times 3250$$

$$\leq 3500 \text{ mm}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 1250 mm = 1,25 m

I. Balok B4 (Tengah)

$$hf = 120 \text{ mm}$$

$$bw = 250 \text{ mm}$$

$$b1 = 250 \text{ mm}$$

$$b2 = 250 \text{ mm}$$

$$L = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 1 (Jb1)} = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak balok 2 (Jb2)} = 3000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L1 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_1\right) - \left(\frac{1}{2}b_w\right) \\ &= 3000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\ &= 2750 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L2 &= Jb_1 - \left(\frac{1}{2}b_w\right) - \left(\frac{1}{2}b_2\right) \\ &= 3000 - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) - \left(\frac{1}{2} \times 250\right) \\ &= 2750 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2$$

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\leq \frac{1}{4} \times 5000$$

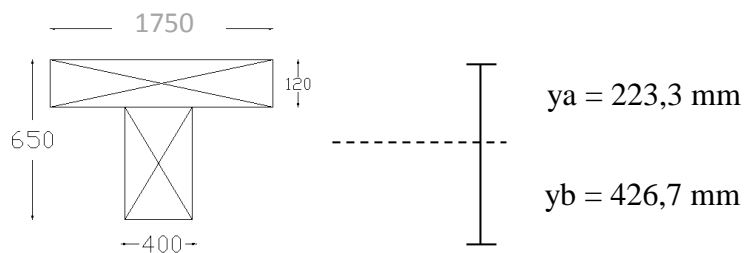
$$\leq 1250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &\leq b_w + 8 \times hf_{\text{kanan}} + 8 \times hf_{\text{kiri}} \\
 &\leq 250 + 8 \times 120 + 8 \times 120 \\
 &\leq 2170 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &\leq b_w + \frac{1}{2} \times L1 + \frac{1}{2} \times L2 \\
 &\leq 250 + \frac{1}{2} \times 2750 + \frac{1}{2} \times 2750 \\
 &\leq 3000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai b_{eff} minimum = 1250 mm = 1,25 m

Momen Inersia Balok T (B1, L = 7000 mm)



Bidang	Luas (A) mm ²	Jarak terhadap alas (mm)	Statis Momen (mm) ³
I	1750 . 120 = 210000	590	123900000
II	530 . 400 = 212000	265	56180000
$\Sigma A = 422000$			$\Sigma Ay = 180080000$

$$y_b = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} = \frac{180080000}{422000} = 426,730 \text{ mm}$$

$$y_a = h - y_b = 650 - 426,730 = 223,270 \text{ mm}$$

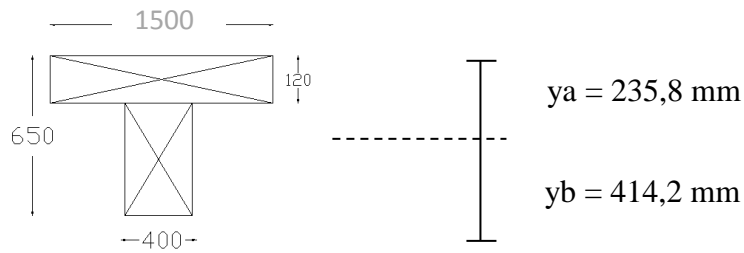
Momen Inersia

$$I_1 = \frac{1}{12} \times 120 \times 1750^3 + 210000 \times 163,270^2 = 59191739509 \text{ mm}^4 = 5,9 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \times 400 \times 530^3 + 212000 \times 161,730^2 = 10507764361 \text{ mm}^4 = 1,1 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\Sigma I = 59191739509 \text{ mm}^4 + 10507764361 \text{ mm}^4 = 69699503870 = 6,96 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Momen Inersia Balok T (B1, L = 6000 mm)



Bidang	Luas (A) mm ²	Jarak terhadap alas (mm)	Statis Momen (mm) ³
I	1500 . 120 = 180000	590	106200000
II	530 . 400 = 212000	265	56180000
ΣA = 392000			ΣAy = 162380000

$$y_b = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} = \frac{162380000}{392000} = 414,235 \text{ mm}$$

$$y_a = h - y_b = 650 - 414,235 = 235,765 \text{ mm}$$

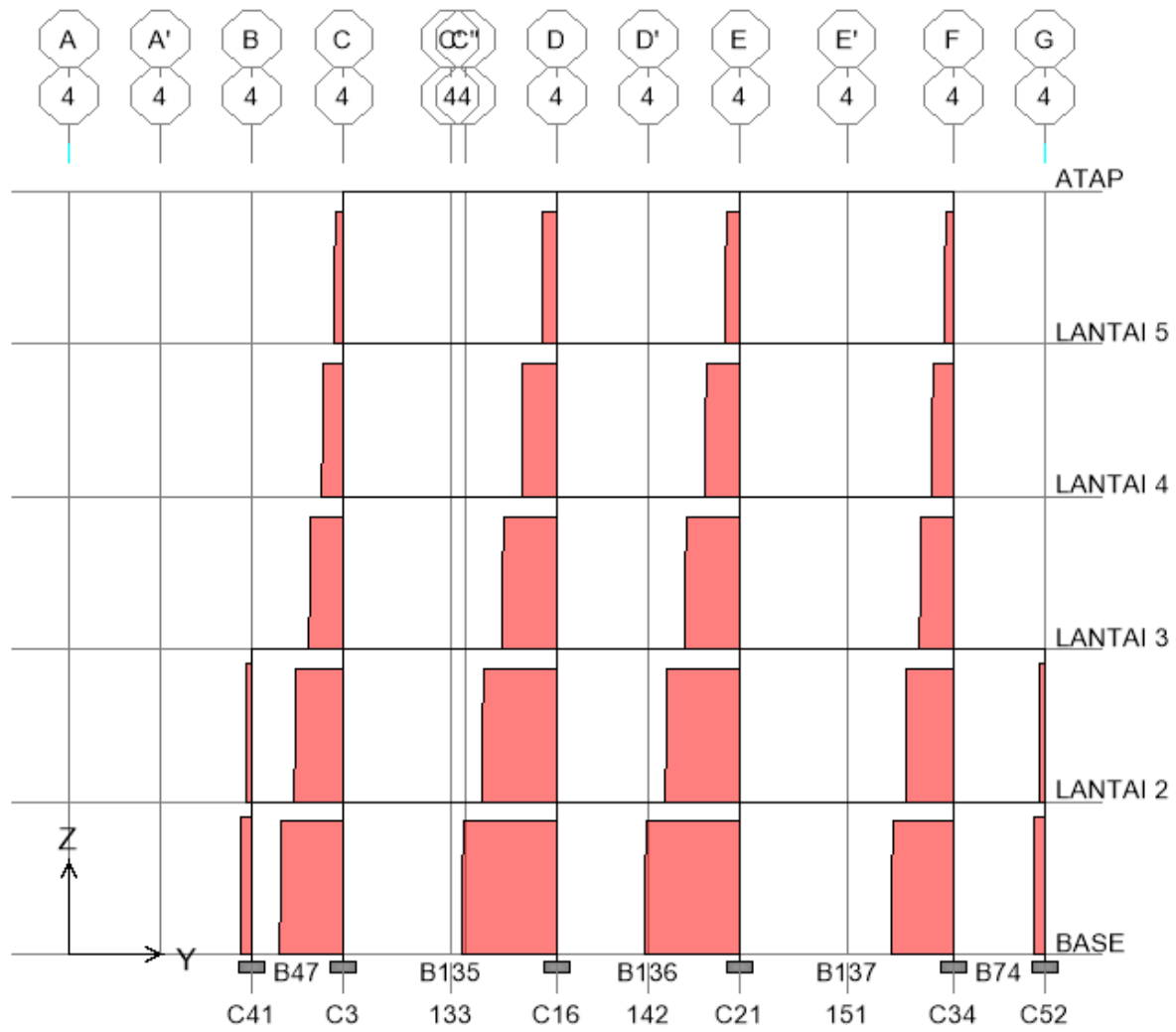
Momen Inersia

$$I_1 = \frac{1}{12} \times 120 \times 1500^3 + 210000 \times 175,765^2 = 39310800341 \text{ mm}^4 = 3,9 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

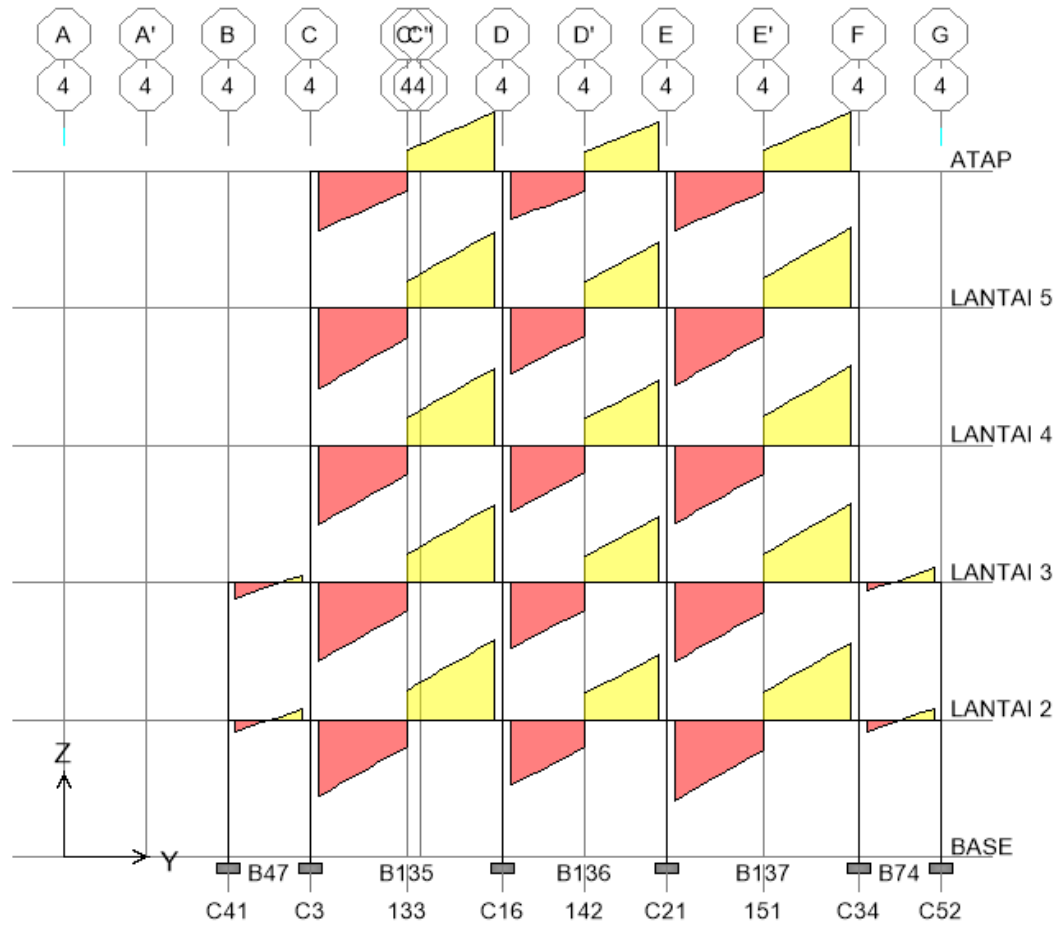
$$I_2 = \frac{1}{12} \times 400 \times 530^3 + 212000 \times 149,235^2 = 9684036734 \text{ mm}^4 = 9,7 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\Sigma I = 39310800341 \text{ mm}^4 + 9684036734 \text{ mm}^4 = 48994837075 = 4,9 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

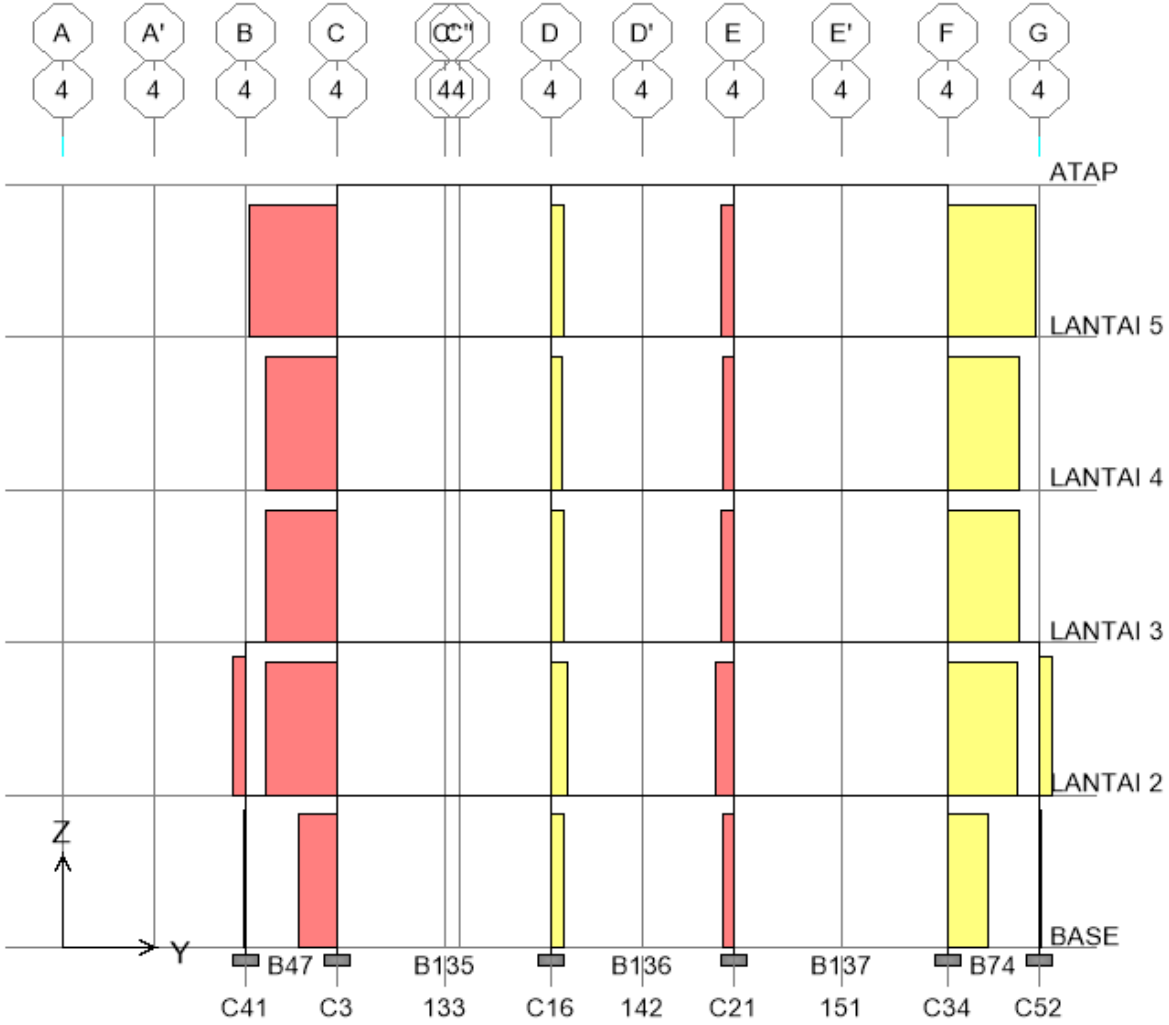
Gambar Lampiran Gaya Aksial Kolom Persegi



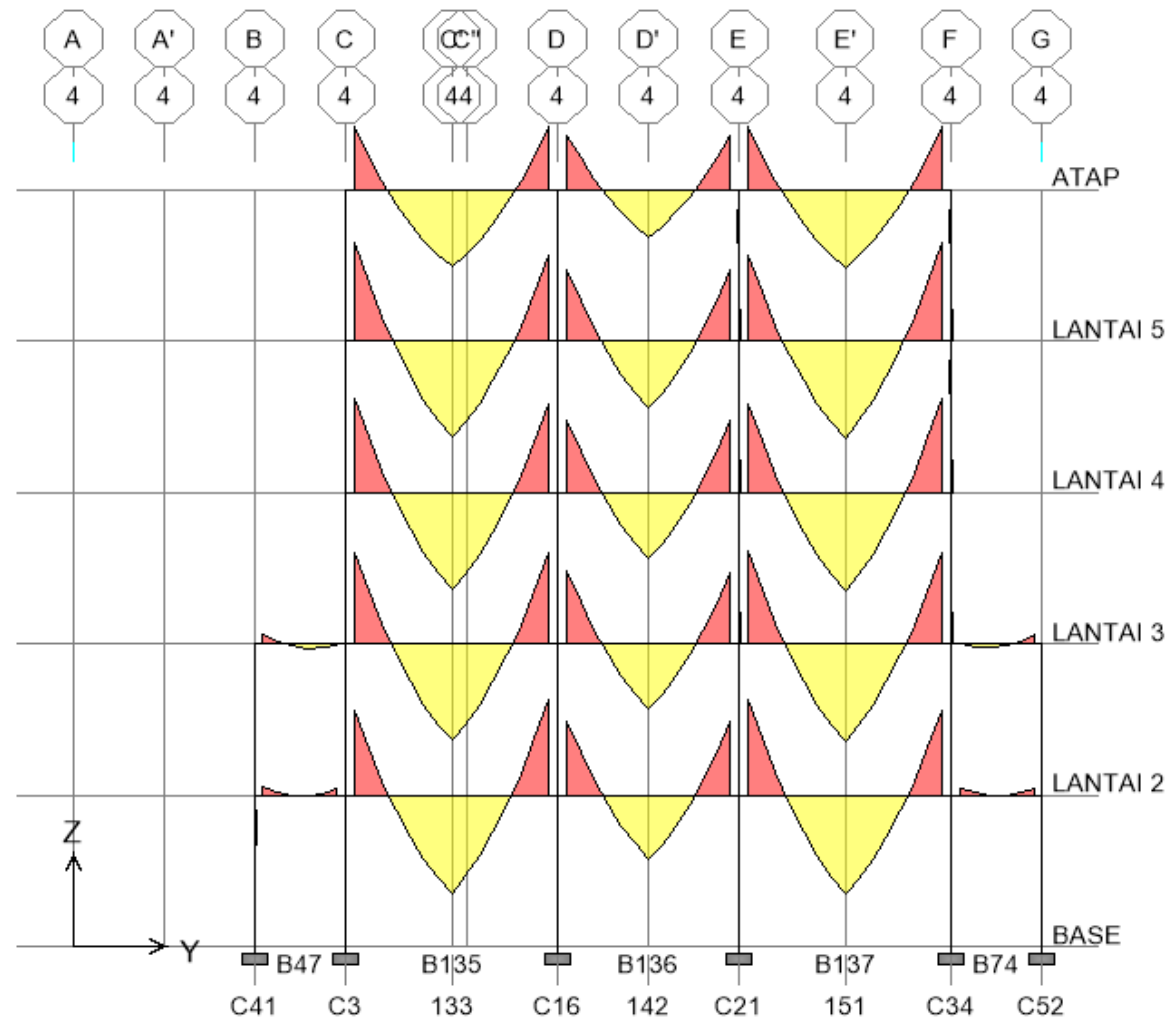
Gambar Lampiran Gaya Geser 2-2 Kolom Persegi



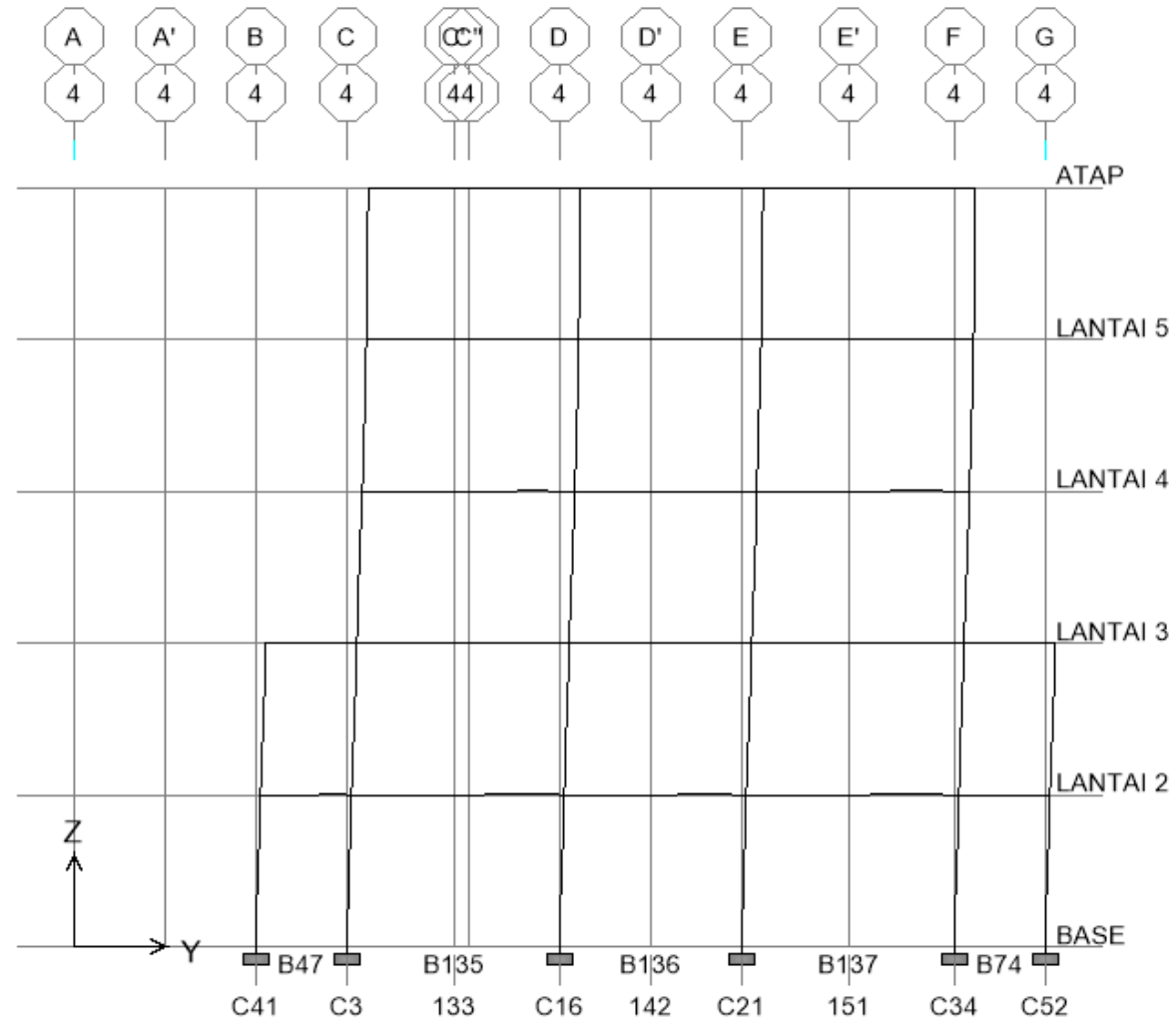
Gambar Lampiran Gaya Geser 3 – 3 Kolom Persegi



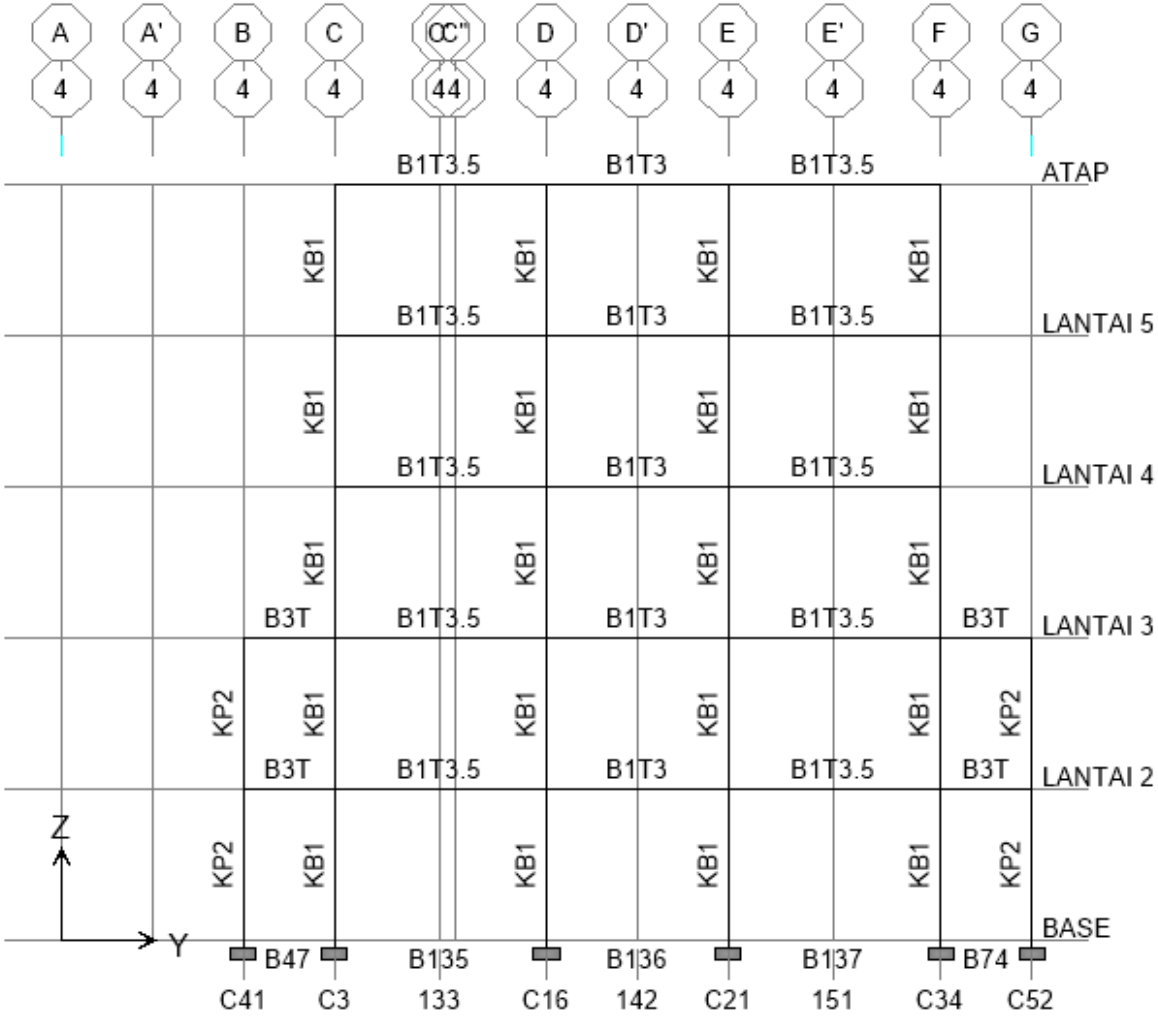
Gambar Lampiran Gaya Momen 3 – 3 Kolom Persegi



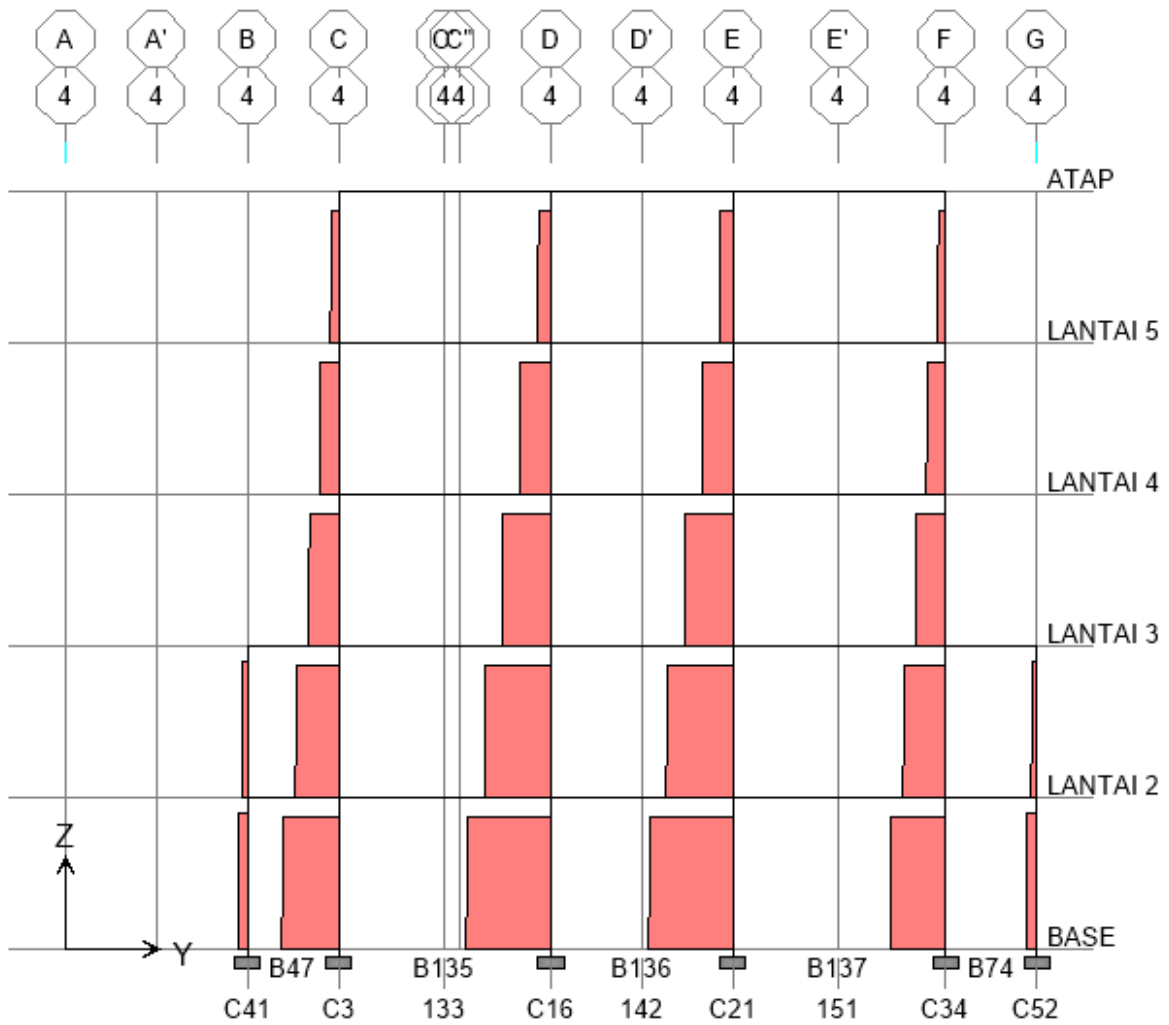
Gambar Lampiran Gaya Lateral EQX Kolom Persegi



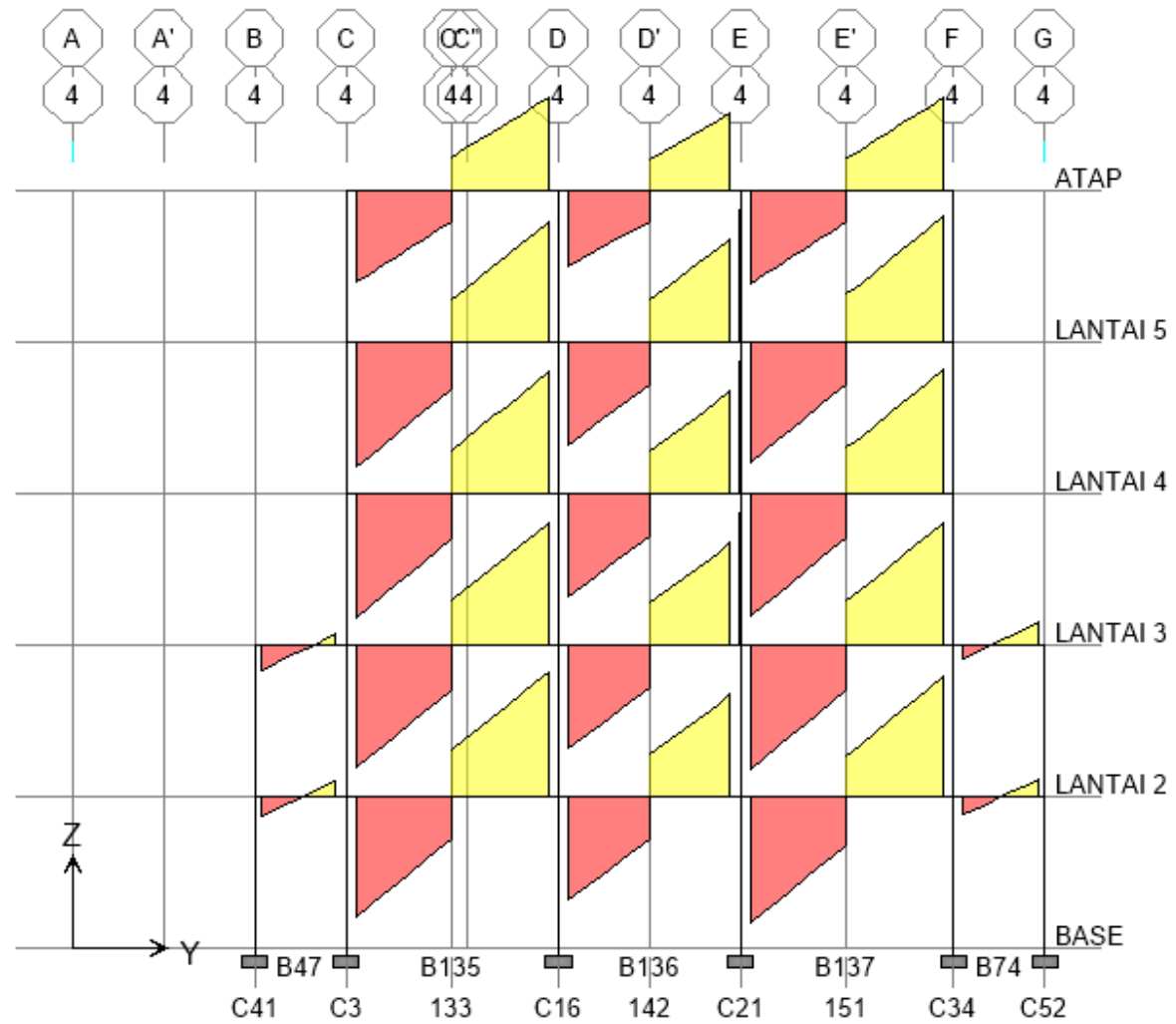
Gambar Lampiran Portal Kolom Bulat



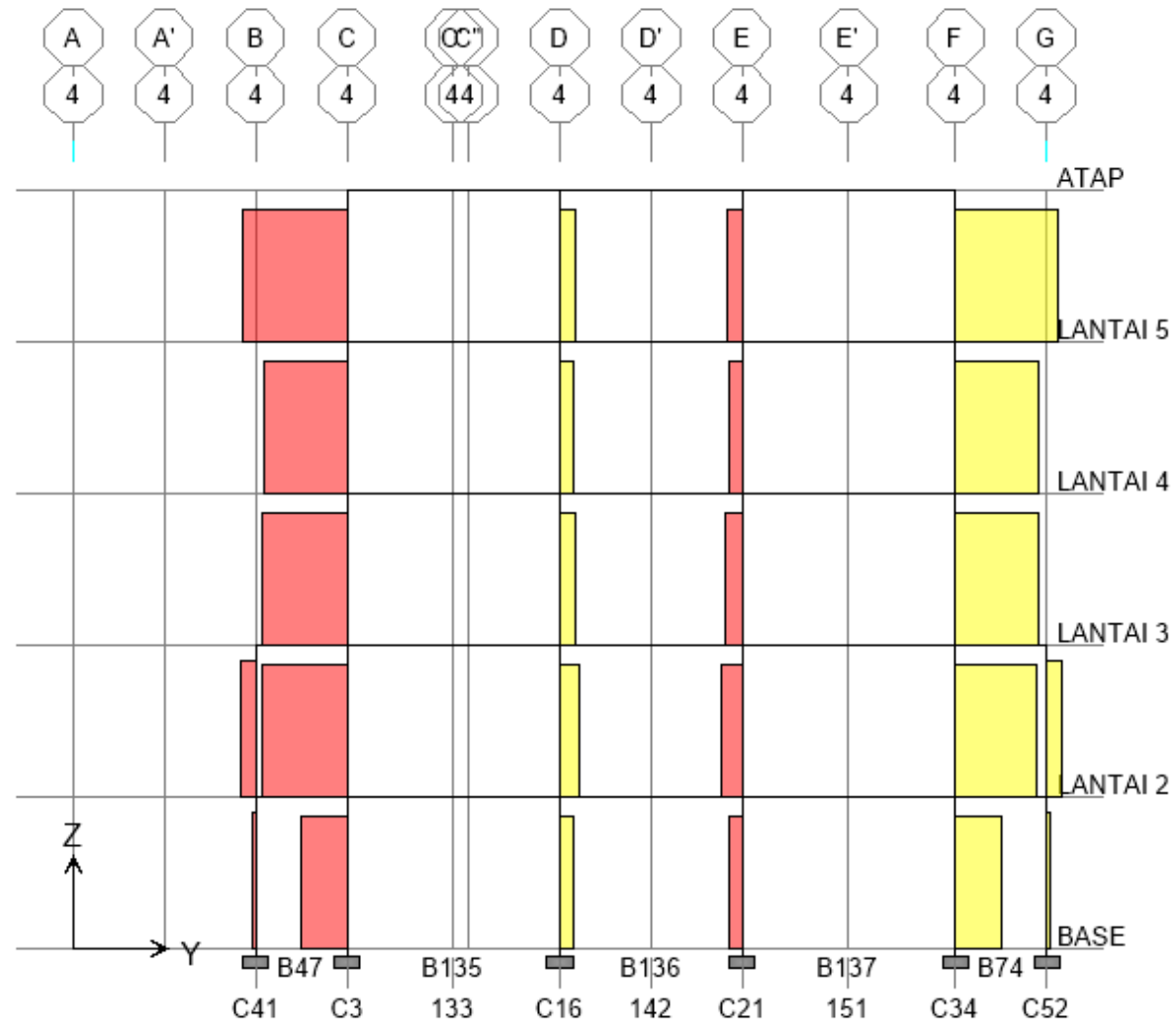
Gambar Lampiran Gaya Aksial Kolom Bulat



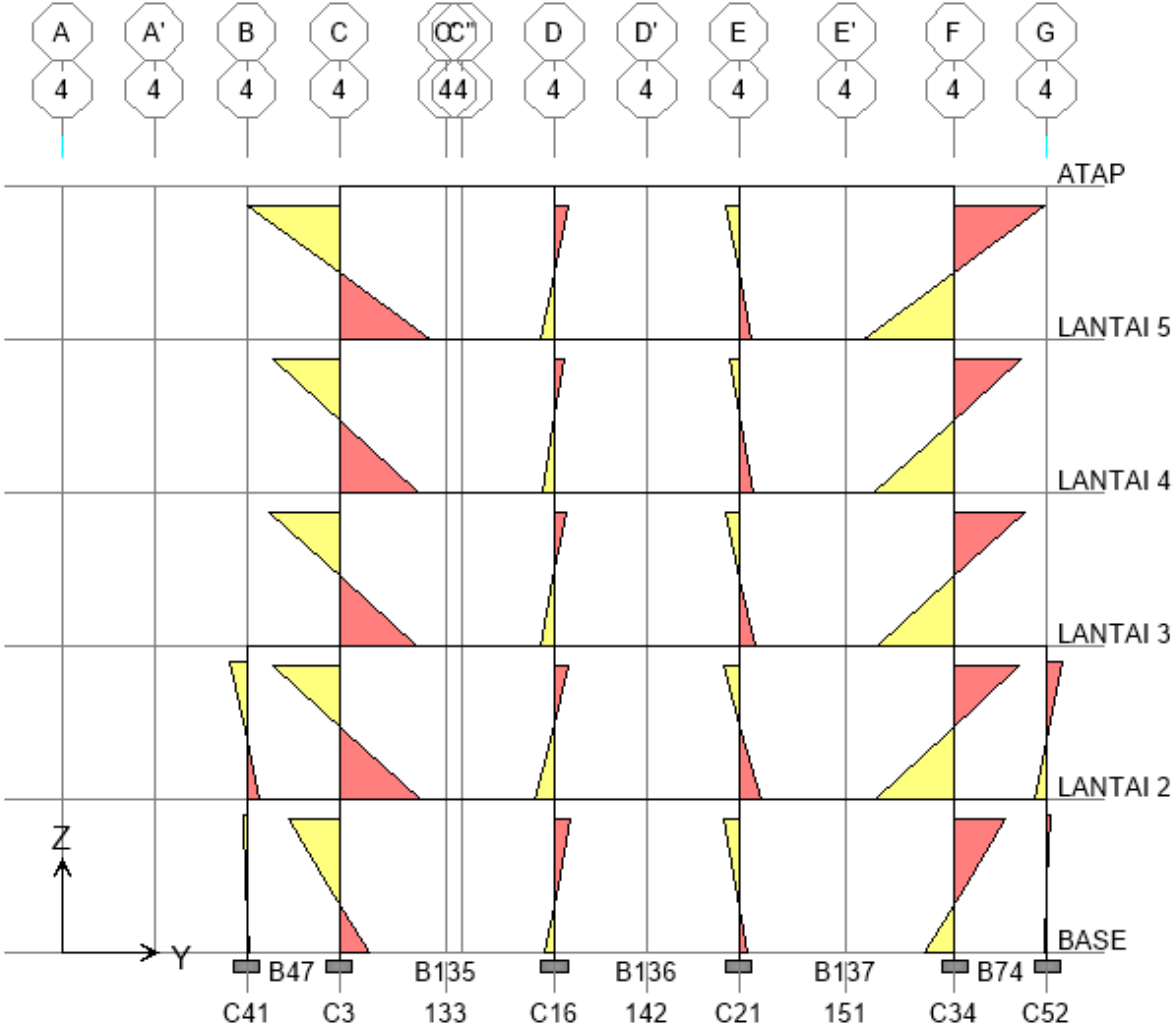
Gambar Lampiran Gaya Geser 2-2 Kolom Bulat



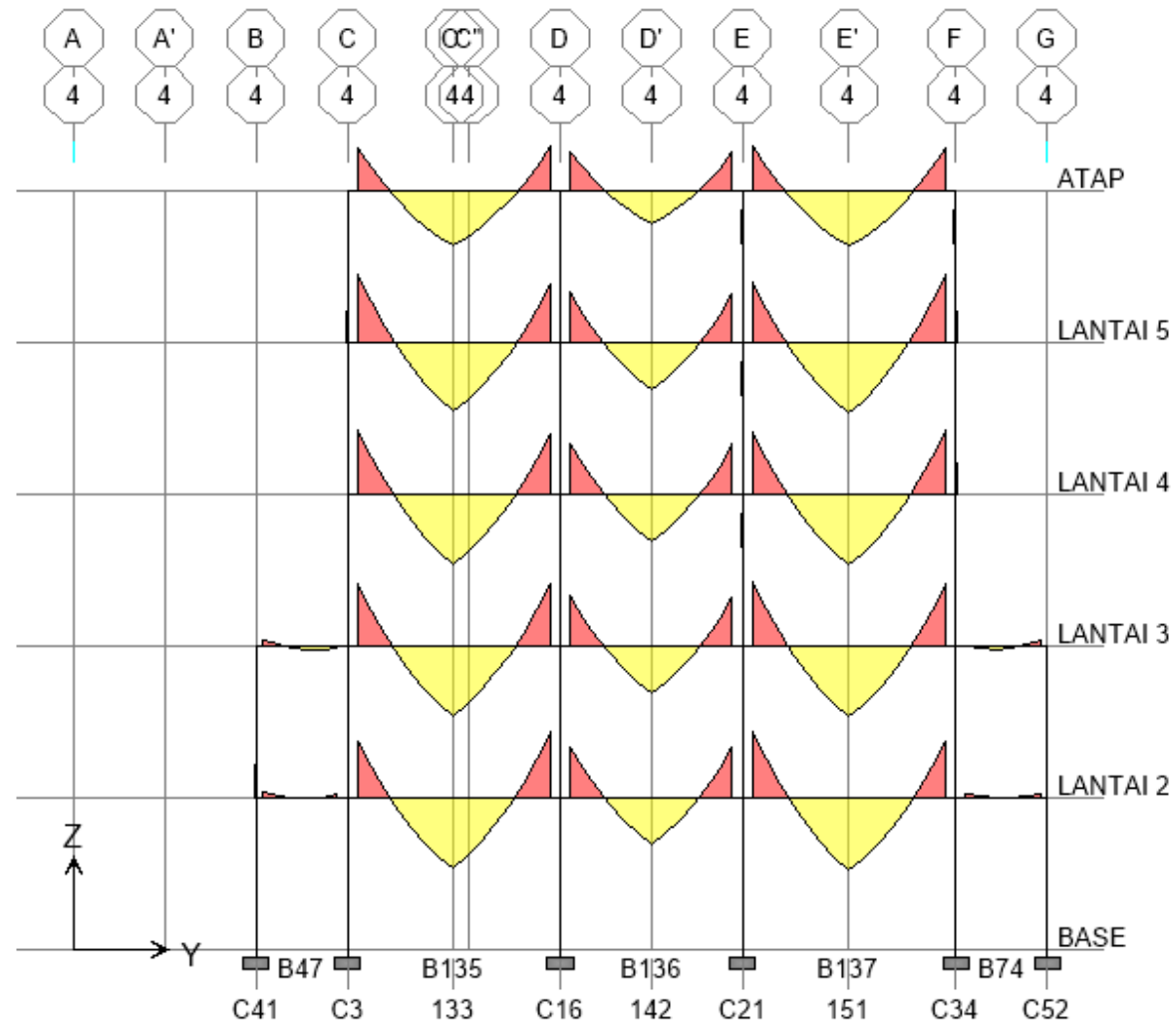
Gambar Lampiran Gaya Geser 3 – 3 Kolom Bulat



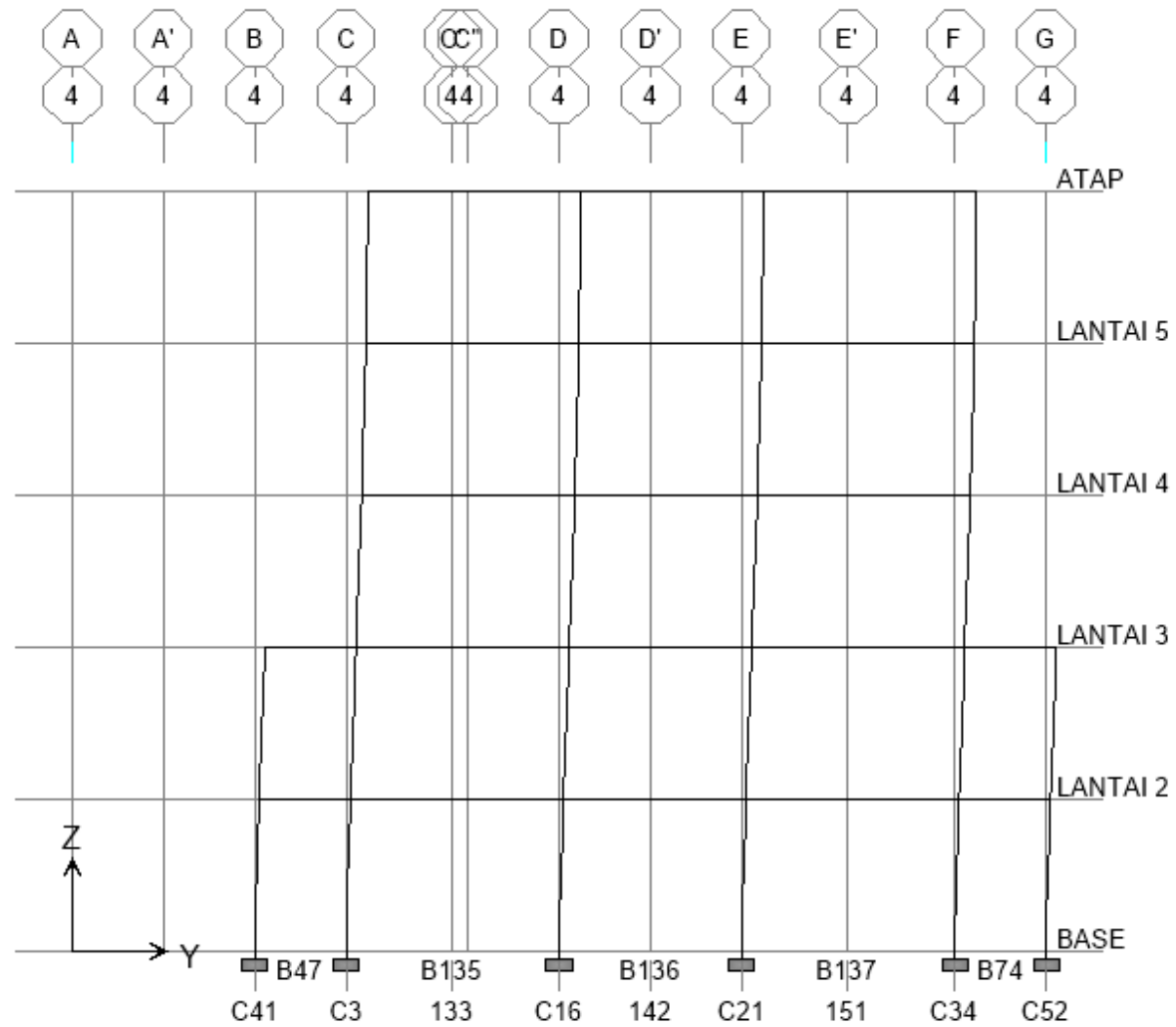
Gambar Lampiran Gaya Momen 2 – 2 Kolom Bulat



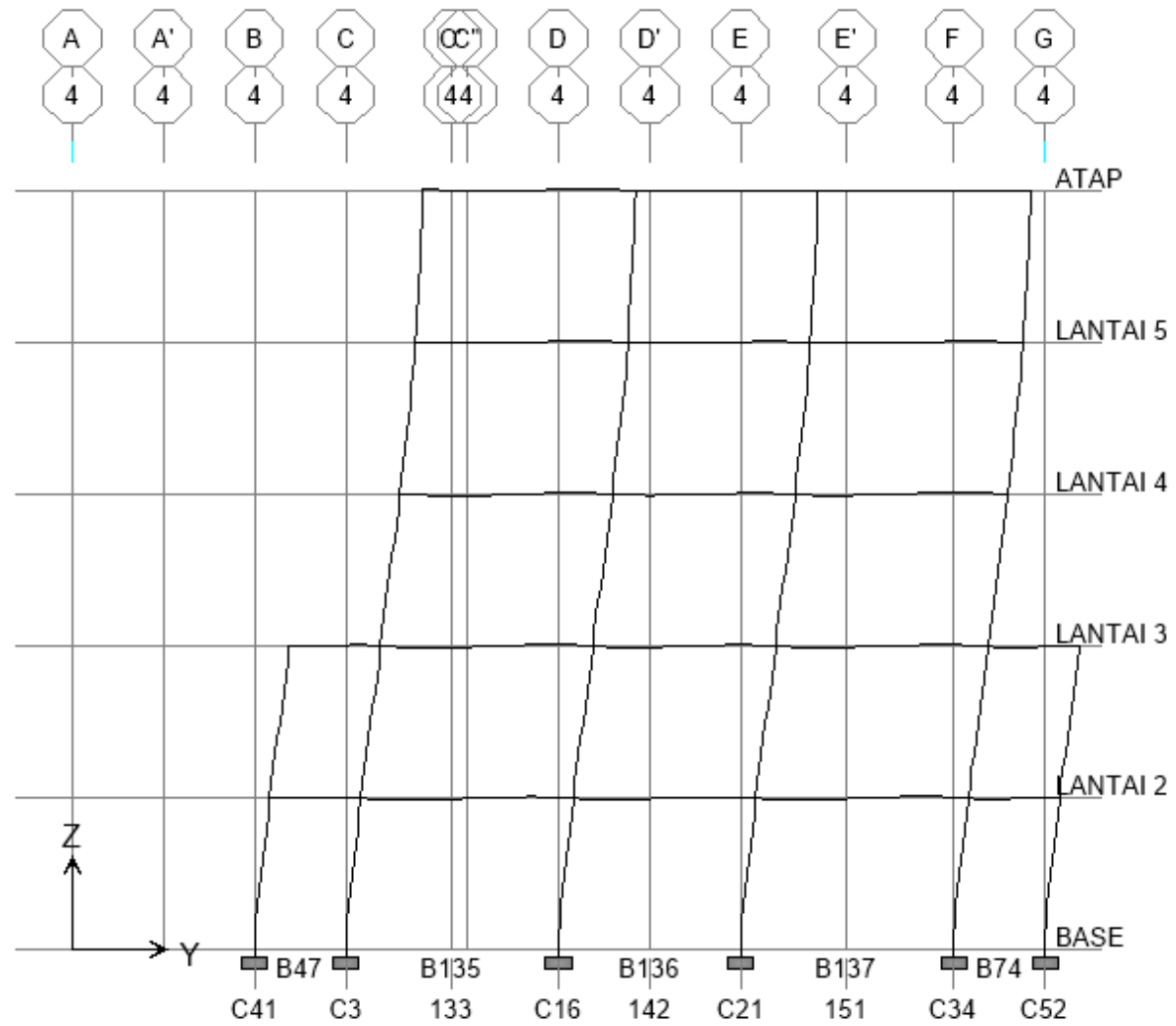
Gambar Lampiran Gaya Momen 3 – 3 Kolom Bulat



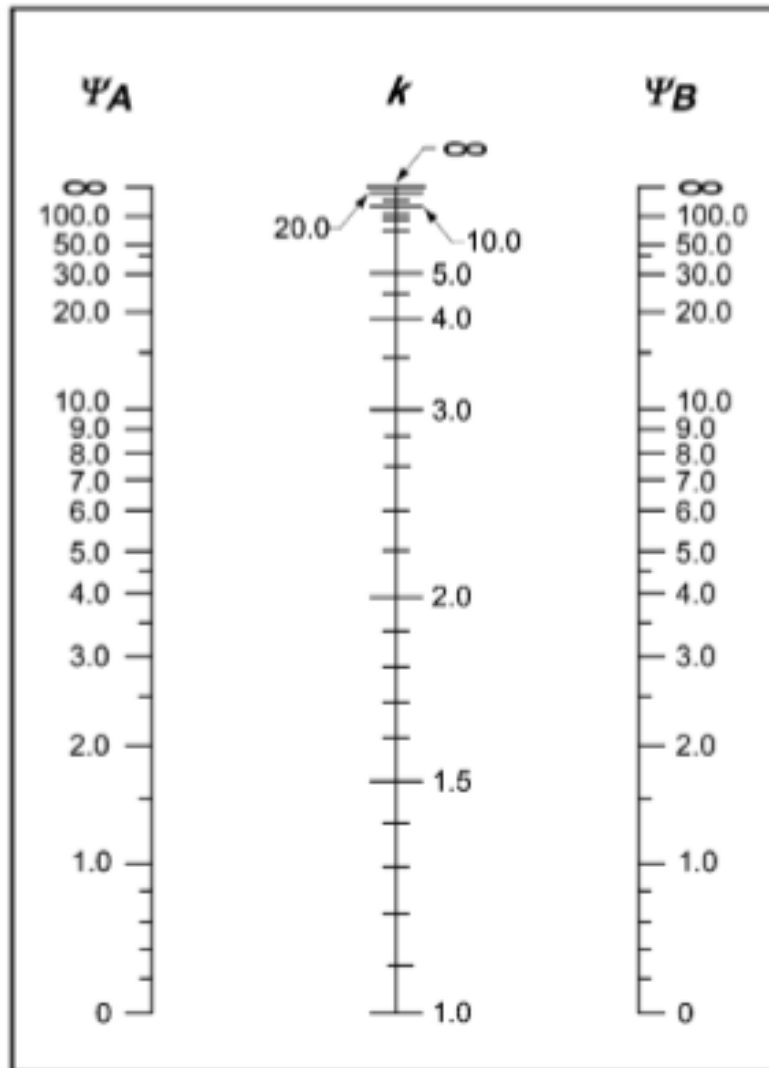
Gambar Lampiran Gaya Lateral EQX Kolom Bulat



Gambar Lampiran Gaya Lateral EQY Kolom Bulat



Gambar lampiran faktor panjang efektif k , berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2013 pasal 10.10.7.2



(b)
Rangka bergoyang

SKRIPSI

Studi Perbandingan Pemakaian Kolom Persegi dan Kolom Bulat Pada Struktur Gedung Kuliah Bersama Universitas Brawijaya Malang



Disusun Oleh :

Furry Agnestya Sari

12.21.043

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2016**