

SKRIPSI

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG
DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS PADA
BANGUNAN GEDUNG SERBAGUNA WIDYA BHAKTI JL.IJEN KOTA
MALANG**



Disusun Oleh:

NAPOLEÃO BRAZ MOREIRA

12.21.138

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

2016

“Studi Perencanaan Gedung Serbaguna Widya Bhakti Jl.Ijen Kota Malang Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)”, Oleh : Napoleão Braz Moreira , (12. 21.138), Pembimbing : Ir. A. Agus Santosa, MT, Ir. H. Sudirman Indra, MSc.

ABSTRAKSI

Indonesia yang semakin rawan akan terjadinya gempa merupakan salah satu pendorong para ilmuwan-ilmuwan sipil dalam mengeluarkan peraturan-peraturan baru dalam perencanaan suatu struktur agar tahan terhadap gaya akibat gempa. Struktur diharapkan mampu memberikan kapasitas tertentu untuk tetap bertahan dan berperilaku duktail pada saat terjadi gempa kuat.

SNI 2847-2013 yang memberikan hal baru dalam bidang sipil memberikan sistem dan tata cara tersendiri dalam merencanakan struktur tahan gempa yang disebut dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sehingga peraturan ini sangat diperlukan sosialisasinya dalam masyarakat, baik dari kalangan akademisi, konsultan maupun pelaksana agar apa yang diharapkan dalam standarisasi bisa tercapai dengan baik.

Sehubungan dengan hal diatas direncanakan ulang Gedung Studi Perencanaan Gedung Serbaguna Widya Bhakti Jl.Ijen Kota Malang, yang meliputi: Balok, Kolom, hubungan balok kolom. Dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) seperti yang terdapat dalam SNI 2847-2013 dan SNI 2847-2012. Hal ini karena daerah yang ditinjau merupakan zona gempa 6 dan struktur itu merupakan gedung bertingkat tinggi sehingga harus direncanakan sebagai bangunan tahan gempa. Peraturan pembebanan yang digunakan adalah Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1987, dan analisa statikanya menggunakan STAAD PRO 2004.

Dengan sistem ini struktur diharapkan mempunyai ketahanan terhadap gaya gempa. Selain itu SRPMK juga mengharapakan agar struktur mempunyai pola keruntuhan yang aman yaitu pada saat struktur runtuh, diharapkan agar komponen balok hancur lebih dahulu dari komponen lainnya seperti kolom ataupun hubungan balok kolom. Sehingga sebelum runtuh mampu memberikan waktu plastisitas yang cukup untuk keamanan tersebut.

Untuk mencapai kondisi diatas diperlukan detail penulangan yang benar dan harus disesuaikan dengan system yang ada terutama pada bagian sendi plastis yang kemungkinan mengalami plastisitas lebih dahulu apabila terjadi gempa kuat.

Kata kunci: Struktur Beton Bertulang, Tahan gempa,

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Lembar pengesahan	ii
Lembar Persetujuan	iii
Lembar Keaslian	iv
Kata Pengantar	vi
Daftar Isi	vii
Bab I Pendahuluan	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Maksud Dan Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	4
Bab II Landasan Teori	5
2.1 Uraian Umum	5
2.2 Bangunan Tahan Gempa	7
2.3 Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat	10
2.4 Pengertian Sistem Rangka	12
2.5 Ketentuan Perencanaan Pembebanan	13
2.6 Dasar Perencanaan Balok	38
2.7 Perencanaan Struktur Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	55
2.8 Penulangan Kolom	57
2.9 Persyaratan Kuat Geser Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	59
2.10 Hubungan Balok Kolom (HBK) Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	62
2.11 Hubungan Balok Kolom (HBK) Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	64
BAB III Data Perencanaan	69
3.1 Data perencanaan	69

3.1.1	Data Bangunan.....	69
3.1.2	Data pembebanan	69
3.2	perencanaan dimensi balok dan kolom	70
3.2.1	Dimensi Balok	70
3.2.2	Dimensi Kolom	71
3.2.3	Dimensi Plat	71
3.3	Perhitungan Pembebanan Struktrur	80
3.3.1	Pembebanan Pada Atap	80
3.3.2	Pembebanan Pada Lantai 5	80
3.3.3	Pembebanan Pada Lantai 4	82
3.3.4	Pembebanan Pada Lantai 3, dan 2	84
3.5	Perhitungan Pusat Massa (center of mass)	90
3.6	Gambar dan dan perhitungan Pusat Massa Lantai	91
3.7	menentukan nilai Ss dan SI	100
3.7.1.	Menentukan kategori resiko bangunan dan factor keutamaan	101
3.7.2.	menentukan kategori desing seismic (KDS).....	103
3.7.3.	mementukan nilai SDS dan SDI.....	105
3.7.4.	menentukan perkiraan perioda fundamental alami.....	107
3.8	perhitungan eksentrisitas rencana ed.....	116
3.8.1.	jadi eksentrisitas rencana untuk lantai 5.....	118
BAB IV DESAIN PENULANGAN STRUKTUR		121
4.1	Perhitungan Penulangan Balok	121
4.1.1	Perencanaan Penulangan Lentur Balok	121
4.1.2	Perhitungan Penulangan Geser.....	147
4.2	Perhitungan Penulangan Kolom	159
4.2.1	Perhitungan Penulangan Lentur Kolom	159
4.2.3	perhitungan diagram interaksi kolom	166
4.2.2	Penulangan Geser Kolom	192
4.2.3	Perhitungan Pertemuan Balok – Kolom	199
4.3	Perhitungan Pendetailan Tulangan	208

BAB V PENUTUP	209
5.1 kesimpulan	210
5.2 saran	211

DAFTAR NOTASI BETON

- A Percepatan puncak Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal sebagai gempa masukan untuk analisis respons dinamik linier riwayat waktu struktur gedung.
- A_m Percepatan respons maksimum atau Faktor Respons Gempa maksimum pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- A_o Percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana yang bergantung pada Wilayah Gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada.
- A_r Pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons Gempa C pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- b Ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat yang ditinjau, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa; dalam subskrip menunjukkan struktur bawah.
- c Dalam subskrip menunjukkan besaran beton.
- C Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.

- C_v Faktor Respons Gempa vertikal untuk mendapatkan beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen pada unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi.
- C_1 Nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung.
- d Dalam subskrip menunjukkan besaran desain atau dinding geser.
- d_i Simpangan horisontal lantai tingkat i dari hasil analisis 3 dimensi struktur gedung akibat beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai-lantai tingkat.
- D_n Beban mati nominal yang dapat dianggap sama dengan beban mati rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- e Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.
- e_d Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.
- E_c Modulus elastisitas beton
- E_n Beban gempa nominal yang nilainya ditentukan oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh faktor daktilitas

struktur gedung μ yang mengalaminya dan oleh faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 yang terkandung di dalam struktur gedung tersebut.

- E_s Modulus elastisitas baja (= 200 GPa)
- f Faktor kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.
- f_1 Faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam suatu struktur gedung akibat selalu adanya pembebanan dan dimensi penampang serta kekuatan bahan terpasang yang berlebihan dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6.
- f_2 Faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan; rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- F_b Beban gempa horisontal nominal statik ekuivalen akibat gaya inersia sendiri yang menangkap pada pusat massa pada taraf masing-masing lantai besmen struktur bawah gedung.

- F_i Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke- i struktur atas gedung.
- F_p Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada titik berat massa unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik dalam arah gempa yang paling berbahaya.
- g Percepatan gravitasi; dalam subskrip menunjukkan momen yang bersifat momen guling.
- i Dalam subskrip menunjukkan nomor lantai tingkat atau nomor lapisan tanah.
- I Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu.
- I_1 Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung.
- I_2 Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.
- k Dalam subskrip menunjukkan kolom struktur gedung.
- K_p Nilai koefisien pembesaran respons unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik, bergantung pada ketinggian tempat kedudukannya terhadap taraf penjepitan lateral.

- L_n Beban hidup nominal yang dapat dianggap sama dengan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- m Jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.
- M Momen lentur secara umum.
- M_{gm} Momen guling maksimum dari struktur atas suatu gedung yang bekerja pada struktur bawah pada taraf penjepitan lateral pada saat struktur atas berada dalam kondisi di ambang keruntuhan akibat dikerahkannya faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur atas, atau akibat pengaruh momen leleh akhir sendi-sendi plastis pada kaki semua kolom dan semua dinding geser.
- M_n Momen nominal suatu penampang unsur struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal, atau akibat pengaruh momen leleh sendi plastis yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 .
- M_y Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada ujung-ujung unsur struktur gedung, kaki kolom dan kaki dinding geser pada saat di dalam struktur tersebut akibat pengaruh Gempa Rencana terjadi pelelehan pertama.
- $M_{y,d}$ Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki dinding geser.
- $M_{y,k}$ Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki kolom.
- n Nomor lantai tingkat paling atas (lantai puncak); jumlah lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan besaran nominal.

- N Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada suatu lapisan tanah; gaya normal secara umum.
- N_i Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada lapisan tanah ke-i.
- \bar{N} Nilai rata-rata berbobot hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah di atas batuan dasar dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- p Dalam subskrip menunjukkan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
- P Faktor kinerja unsur, mencerminkan tingkat keutamaan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik dalam kinerjanya selama maupun setelah gempa berlangsung.
- PI Indeks Plastisitas tanah lempung.
- Q_n Pembebanan nominal pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban nominal, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor beban.
- Q_u Pembebanan ultimit pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban ultimit, dihasilkan oleh kombinasi beban-beban nominal, masing-masing dikalikan dengan faktor beban.
- R Faktor reduksi gempa, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung

tersebut; faktor reduksi gempa representatif struktur gedung tidak beraturan.

R_m Faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis sistem atau subsistem struktur gedung.

R_n Kekuatan nominal suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan nominal unsur-unsurnya, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor reduksi.

R_u Kekuatan ultimit suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan ultimit unsur-unsurnya, yaitu kekuatan nominal yang masing-masing dikalikan dengan faktor reduksi.

R_x Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x pada struktur gedung tidak beraturan.

R_y Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y pada struktur gedung tidak beraturan.

s Dalam subskrip menunjukkan besaran subsistem, struktur atau baja.

S_u Kuat geser niralir lapisan tanah.

S_{ui} Kuat geser niralir lapisan tanah ke-i.

\bar{S}_u Kuat geser niralir rata-rata berbobot dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.

t_i Tebal lapisan tanah ke-i.

T Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respons Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.

- T_1 Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan dinyatakan dalam detik.
- T_c Waktu getar alami sudut, yaitu waktu getar alami pada titik perubahan diagram C dari garis datar menjadi kurva hiperbola pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- u Dalam subskrip menunjukkan besaran ultimit.
- v_s Kecepatan rambat gelombang geser.
- \bar{v}_s Kecepatan rambat rata-rata berbobot gelombang geser dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- v_{si} Kecepatan rambat gelombang geser di lapisan tanah ke-i.
- V Beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh Gempa Rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan tersebut.
- V_e Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan.
- V_m Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung dalam kondisi di ambang keruntuhan dengan pengerahan faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur gedung.

- V_n Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung dengan tingkat daktilitas umum; pengaruh Gempa Rencana pada saat di dalam struktur terjadi pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 .
- V_s Gaya geser dasar nominal akibat beban gempa yang dipikul oleh suatu jenis subsistem struktur gedung tertentu di tingkat dasar.
- V_t Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung dan yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons atau dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu.
- V_x^o Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-x di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- V_y^o Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-y di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- V_1 Gaya geser dasar nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung.
- w_n Kadar air alami tanah.

- W_b Berat lantai besmen struktur bawah suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- W_i Berat lantai tingkat ke-i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- W_p Berat unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
- W_t Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- x Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip).
- y Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip); dalam subskrip menunjukkan pembebanan pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung atau momen yang bersifat momen leleh.
- z_i Ketinggian lantai tingkat ke-i suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- z_n Ketinggian lantai tingkat puncak n suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- z_p Ketinggian tempat kedudukan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik terhadap taraf penjepitan lateral.
- β (beta) Indeks kepercayaan (*reliability index*), suatu bilangan yang bila dikalikan dengan deviasi standar distribusi besaran $\lambda n (R_u/Q_u)$, kemudian dikurangkan dari nilai rata-rata besaran tersebut, menghasilkan suatu nilai

besaran itu yang probabilitas untuk dilampauinya terbatas pada suatu persentase tertentu, di mana R_u adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.

- γ (gamma) Faktor beban secara umum.
- γ_D (gamma-D) Faktor beban untuk beban mati nominal.
- γ_E (gamma-E) Faktor beban untuk beban gempa nominal.
- γ_L (gamma-L) Faktor beban untuk beban hidup nominal.
- δ_m (delta-m) :Simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.
- δ_y (delta-y) :Simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- ζ (zeta) :Koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, bergantung pada Wilayah Gempa.
- η (eta): Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- μ (mu) :Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat

mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.

μ_m (mu-m) Nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu sistem atau subsistem struktur gedung.

ξ (ksi) : Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

σ (sigma) Deviasi standar distribusi besaran $\ln (R_u/Q_u)$, di mana R_u adalah

kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.

Σ (sigma) Tanda penjumlahan.

ϕ (phi): Faktor reduksi kekuatan secara umum.

ψ (psi): Koefisien pengali dari percepatan puncak muka tanah (termasuk faktor keutamaannya) untuk mendapatkan faktor respons gempa vertikal, bergantung pada Wilayah Gempa.

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah memberikan Berkat dan Rahmat-Nya, sehingga SKRIPSI ini dapat terselesaikan dengan baik.

Tugas Akhir ini dimaksudkan untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan Program Pendidikan Sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Institut Teknologi Nasional Malang.

Pada kesempatan ini penyusun mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Ir. A.Agus Santosa, MT, selaku Ketua program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
2. Bapak Ir. A.Agus Santosa, MT. Dosen Pembimbing I.
3. Ibu Ir. Ester priskasari,MT selaku Dosen Pembimbing II.
4. Seluruh rekan – rekan mahasiswa Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional (ITN) Malang.

Penyusun menyadari bahwa Penyusunan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna. Demikian jika ada kekurangan dalam hal isi maupun sistematis penulisannya maka penyusun sangat mengharapkan segala masukan dan koreksi guna penyempurnaan Tugas Akhir ini. Dan akhir kata semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Malang, Agustus 2016

Penyusun

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Seiring dengan pesatnya Perkembangan pembangunan yang sudah menyebar hampir di seluruh wilayah Indonesia, banyak didirikan bangunan-bangunan bertingkat sebagai penunjang dalam proses peningkatan kekuatan dalam persaingan di bidang IPTEK maupun industri, baik dilakukan oleh pihak pemerintah maupun dari pihak swasta. Dilihat dari letak geografis Indonesia terletak di daerah rawan gempa yang cukup tinggi. Hal ini disebabkan karena wilayah Indonesia berada diantara empat sistem tektoni yang aktif yakni tapal batas lempeng Eurasia, lempeng Indo-Australia, lempeng Filipina dan lempeng Pasifik. Oleh sebab itu, dalam merencanakan gedung hendaknya direncanakan agar dapat menahan beban grafitasi dan beban Gempa.

Perencanaan tahan gempa pada umumnya didasarkan pada analisa elastik yang diberi faktor beban untuk simulasi kondisi ultimit (batas). Kenyataannya, perilaku runtuh struktur bangunan pada saat gempa adalah pada saat kondisi inelastik. Dengan merencanakan suatu struktur dengan beban gempa, banyak aspek yang mempengaruhinya diantaranya adalah periode bangunan. Periode bangunan itu sangat dipengaruhi oleh massa struktur serta kekakuan struktur tersebut. Kekakuan struktur sendiri dipengaruhi oleh kondisi struktur, bahan yang digunakan serta dimensi struktur yang digunakan. Evaluasi untuk memperkirakan kondisi inelastik struktur bangunan pada saat gempa perlu untuk mendapatkan jaminan bahwa kinerjanya memuaskan pada saat terjadinya gempa. Bila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non struktural maupun pada komponen strukturalnya. Bila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non strukturalnya, akan tetapi komponen strukturalnya tidak boleh mengalami kerusakan. Bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi penghuni bangunan dapat menyelamatkan diri.

Pada bangunan Gedung Serbaguna Di Jln.Ijen Kota Malang direncanakan dan dilaksanakan dengan menggunakan *Prefabrication* (prefabrikasi) yaitu *industrialisasi* metode konstruksi dimana komponen-komponennya diproduksi secara massal dirakit

(*assemble*) dalam bangunan dengan bantuan crane dan alat-alat pengangkat dan penanganan yang lain.

Dalam Penulisan ini bangunan Gedung Serbaguna Di Jln.Ijen Kota Malang akan di *redesign* ulang dengan metode konvensional. Struktur bangunan akan dibandingkan dengan model Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Jenis bangunan SRPMK akan direncanakan dengan konsep *Strong Column and Weak Beam* (kolom kuat dan balok lemah). Sistem Rangka Pemikul adalah system rangka ruang dalam mana komponen-komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial.

Dalam Penulisan ini perhitungan untuk bangunan Gedung Serbaguna Di Jln.Ijen menggunakan Software STAAD-Pro dan perhitungan gaya/beban gempa yang bekerja dengan metode *Analisis Statik Ekuivalen*.

Sehubungan Dengan hal yang di atas, maka merencanakan gedung dengan sistem struktur penahan gaya seismik sesuai dengan SNI 03-2847-2013 tentang persyaratan Beton Struktural untuk Bagunan Gedung dan SNI 03-1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan non gedung. Kedua SNI ini merupakan dasar utama dalam perencanaan struktur dengan sistem struktur penahan gaya seismik. Peraturan pembebanan adalah SNI 1727-2012.

Dengan Pedoman Standar Nasional Indonesia ini, diharapkan struktur mampu bertahan dari beban gravitasi dan beban gempa tanpa mengalami kegagalan struktur. Dan apabila terjadi kegagalan struktur, kegagalan yang pertama kali terjadi adalah pada struktur balok sehingga dapat memberikan tanda dan waktu bagi penghuni gedung untuk menyelamatkan diri sebelum kegagalan kolom terjadi. Hal ini mengacu pada filosofi sebuah struktur yaitu kolom kuat, Balok lemah.

1.2 Rumusan Masalah

Karena Kota Malang termasuk dalam wilayah gempa Ss, maka penulis ingin merencanakan ulang Struktur Gedung dengan menggunakan kategori desain seismik rencana yang sesuai pada kota Malang ini sendiri dan dapat menentukan jenis sistem rangka pemikul gaya seismik yang paling tepat untuk gedung hotel harvest pada kota Malang, sehingga dalam pengerjaan perencanaan Gedung Sebaguna ini, diharapkan gedung mampu memikul beban gempa wilayah berdasarkan koefisien rasionya dan menjamin struktur tidak mengalami

kegagalan struktur dan keruntuhan akibat dari beban gempa pada wilayah rencana dengan beban rencana yang akan diterima.

Dengan demikian, dalam studi ini akan dibahas mengenai cara-cara perencanaan gedung Serbaguna Di Jln.Ijen Kota Malang ini dengan menggunakan sistem rangka pemikul gaya seismik yang mampu memikul beban gempa rencana sesuai dengan kategori desain sesimik yang direncanakan.

Dari uraian diatas, diambil kesimpulan bahwa masalah yang akan dihadapi penulis adalah:

1. Sistem rangka apakah yang tepat untuk gedung Serbaguna Di Jln.Ijen Kota Malang dalam menerima beban gempa rencana pada wilayah kota Malang?
2. Berapakah dimensi balok dan kolom yang diperlukan agar mampu memikul beban gempa rencana pada wilayah kota Malang?
3. Berapakah jumlah tulangan yang diperlukan kolom dan balok agar mampu memikul beban gempa rencana pada wilayah kota Malang?
4. Berapakah jumlah tulangan yang diperlukan pada hubungan balok dan kolom?

1.3 Maksud dan Tujuan

1. Menentukan Sistem rangka yang tepat untuk gedung Serbaguna di Jln.Ijen Kota Malang dalam menerima beban gempa rencana pada wilayah kota Malang?
2. Mengetahui dimensi balok dan kolom yang diperlukan agar mampu memikul beban gempa rencana pada wilayah kota Malang.
3. Mengetahui jumlah tulangan yang diperlukan kolom dan balok agar mampu memikul beban gempa rencana pada wilayah kota malang.
4. Mengetahui jumlah tulangan yang diperlukan pada hubungan balok kolom.

2.3 Batasan Masalah

Bahasan yang akan dibahas pada studi perencanaan struktur pada gedung Serbaguna di Jln.Ijen Kota Malang, meliputi beberapa hal sebagai berikut:

1. Perencanaan struktur atas beton bertulang.
2. Pendimensian balok dan kolom.
3. Perhitungan tulangan balok dan kolom.
4. Perhitungan tulangan hubungan balok dan kolom.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Uraian Umum

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktur yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui fondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* (runtuhnya) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (*ultimate total collapse*) seluruh stukturanya.

Keruntuhan kolom sturuktur merupakan hal yang sangat berarti ditinjau dari segi ekonomi maupun segi manusiawi. Oleh karena itu dalam merencanakan kolom perlu lebih waspada, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi dari pada yang dilakukan pada balok dan elemen struktur horizontal lainnya, terlebih lagi karena keruntuhan tekan tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas. (*sumber Dr. Edward G. Nawy, P.E. Beton Bertulang*)

Peraturan ACI mensyaratkan faktor reduksi kekuatan yang jauh lebih kecil dibandingkan dengan faktor-faktor dalam desain lentur, geser, maupun torsi. Kemungkinan gagal (*probability of failure*) dan keandalan tampilan (*reliability of performance*) memberikan tambahan bahwa dalam desain batang tekan diperlukan kekuatan cadangan yang jauh lebih besar.

Keserasian tegangan dan regangan yang digunakan dalam analisis (atau

desain) yang dapat diterapkan juga pada kolom. Akan tetapi, di sini ada suatu faktor baru (selain momen lentur) yang ikut masuk dalam perhitungan, yaitu adanya gaya tekan. Karena itu, perlu ada penyesuaian dalam menyusun persamaan-persamaan keseimbangan penampang dengan meninjau kombinasi gaya tekan dan momen lentur.

Banyaknya penulangan dalam hal balok telah dikontrol agar balok dapat berperilaku daktail. Dalam hal kolom, beban aksial biasanya dominan sehingga keruntuhan berupa keruntuhan tekan sulit dihindari.

Apabila beban pada kolom bertambah, maka retak akan banyak terjadi di seluruh tinggi kolom pada lokasi-lokasi tulangan sengkang atau spiral. Dalam keadaan batas keruntuhan (*limit state of failure*) selimut beton di luar sengkang (pada kolom bersengkang) atau di luar spiral (pada kolom berspiral) akan lepas sehingga tulangan memanjangnya akan mulai kelihatan. Apabila beban terus bertambah, maka terjadi keruntuhan dan tekuk lokal (*local buckling*) tulangan memanjang pada panjang tak tertumpu sengkang atau spiral. Dapat dikatakan bahwa dalam keadaan batas keruntuhan, selimut beton lepas dahulu sebelum lekatan baja beton hilang.

Seperti halnya balok, kekuatan kolom dievaluasi berdasarkan prinsip-prinsip dasar sebagai berikut:

1. Distribusi regangannya linier di seluruh tebal kolom
2. Tidak ada gelincir antara beton dengan tulangan baja (ini berarti regangan pada baja sama dengan regangan pada beton yang mengelilinginya)
3. Regangan beton maksimum yang diizinkan pada keadaan gagal

4. (untuk perhitungan kekuatan) adalah 0,003 mm
5. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan.

2.2 Bangunan Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom balok, lantai, lantai tanpa balok (lantai cendawan) dan kombinasinya, harus diperhitungkan memikul pengaruh gempa rencana, sehingga struktur yang direncanakan tidak akan mengalami kerusakan pada waktu menahan beban gempa yang kecil atau sedang dan tidak akan mengalami keruntuhan yang fatal ketika terjadi gempa yang kuat. Struktur yang direncanakan harap mampu bertahan oleh beban bolak-balik memasuki perilaku inelastik tanpa mengurangi kekuatan yang berarti. Karena itu, selisih energi beban gempa harus mampu disebarkan dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan ini yang disebut sebagai kemampuan daktilitas struktur.

Daktilitas juga dapat diartikan kemampuan suatu struktur gedung yang untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali di bolak-balik akibat gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi ambang keruntuhan.

Perencanaan bangunan gedung pada tugas akhir ini adalah struktur yang direncanakan mampu berperilaku daktail dengan tingkat daktilitas parsial (daktilitas dua dengan $\mu = 1,5 - 5$). Untuk mendapatkan suatu struktur yang mampu berperilaku dektail dengan tingkat daktilitas parsial maka dalam skripsi ini perencanaan struktur gedung “ serbaguna widya bakti ijen Malang” direncanakan ulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus.

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan desain suatu struktur diantaranya:

1. Kemampuan Layan

dalam perencanaan, struktur yang di desain tersebut harus dapat menahan beban tanpa kelebihan tegangan pada material dan mempunyai deformasi yang masih dalam batas-batas yang diijinkan. Pemilihan ukuran dan elemen yang dipilih merupakan penentu utama dalam menahan kemampuan layan tersebut

2. Efisiensi

Prinsip utama perencanaan desain struktur dalam bidang konstruksi adalah bagaimana mendesain bangunan yang kuat dan aman namun dengan biaya yang relative murah (ekonomis).

3. Daktilitas

Kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastis yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelemahan pertama,

sambil mempertahankan kekuatan dan kekuatan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

4. Konstruksi

Tinjauan konstruksi sering dipengaruhi struktural dimana penggunaan elemen-elemen struktural akan efisien apabila material yang digunakan mudah didapat dan dibuat.

Desain struktur harus mencakup:

a. Keamanan

Struktur yang didesain harus aman dan kuat pada struktur akan mencakup beban-beban yang bekerja padanya yaitu beban mati (berat sendiri), beban hidup (manusia, angin, dll) dan beban gempa.

b. Kekakuan

dalam perencanaan suatu gedung perlu diperhitungkan kekuatannya agar didapat struktur yang kaku dan dapat memperkuat struktur saat terjadi gempa. Kekuatan merupakan syarat mutlak yang harus sangat dipikirkan oleh perencana dan merencanakan suatu bangunan struktur. Karena suatu struktur tidak akan dapat diterima jika bangunan tersebut tidak kaku walaupun sangat kuat.

2.3 Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat

Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap *resultant* beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa statik ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat (e) harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b , maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- Untuk $0 < e \leq 0,3 b$:

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \text{ atau } e_d = e - 0,05 b$$

dan pilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang di tinjau :

- Untuk $e > 0,3 b$

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \text{ atau } e_d = 1,17 e - 0,1 b$$

dipilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistem struktur gedung yang di tinjau.

Dimana :

e = Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.

e_d = Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.

b = ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana e_d antar pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut pasal 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi. (*sumber : Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-2847-2013*)

Pada objek proyek ini bentuknya cenderung simetris menyebabkan Pusat Massa (Center of Mass) terhadap Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) cenderung kemungkinan berimpit maka, akan tetapi efek eksentrisitas perlu ditinjau untuk mengetahui apakah diperlukan suatu eksentrisitas rencana. Dan perlu dianalisa apakah puntir yang mungkin ditimbulkan oleh efek eksentrisitas rencana tadi berpengaruh terhadap dinding geser.

2.4 Pengertian Sistem Rangka

Yang dimaksud dengan sistem rangka pemikul momen menurut buku “Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa” oleh Prof. Ir. Raohmat Purwono, M.Sc adalah suatu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan joint-jointnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Ada 3 jenis sistem rangka pemikul momen yaitu SRPMB, SRPMM, SRPMK yang dapat diterapkan dalam perencanaan struktur gedung yang ditinjau dari Wilayah Gempa (WG) dan Resiko Gempa (RG) struktur tersebut, pembagiannya adalah sebagai berikut:

a. WG 1 dan 2 atau RG Rendah

Suatu struktur yang berada di WG 1 dan 2 dapat direncanakan dengan sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB) dan harus memenuhi persyaratan desain SNI -2847-2013 pasal 1 s/d 18, yaitu: khusus pendetailan.

b. WG 3 dan 4 atau RG Menengah

Untuk memikul gaya-gaya akibat gempa didaerah dengan resiko menengah, yaitu Wilayah Gempa (WG) 3 dan 4 menurut SNI -2847-2013 pasal 21.3 harus digunakan:

- Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)
- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
- Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) atau Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK)

c. WG 5 dan 6 RG Tinggi

Daerah dengan resiko gempa tinggi yaitu WG 5 dan 6, sesuai SNI -2847-2013 pasal 21.1 untuk memikul gaya akibat gempa harus menggunakan :

- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
- Sistem Dinding Struktur Khusus(SDSK) dan diafragma serta rangka batang sesuai pasal 21.2 sampai dengan pasal 21.8.

Karena gedung “ Serbaguna Widya Bakti Ijen Malang” berada di kota malang yang menurut SNI-2847-2013 gambar 2.1 berada diwilayah 3 dan 4. Namun dalam penyusunan tugas akhir ini penulis akan meredesign ulang dan di bangun di wilayah gempa 6 yang mempunyai resiko gempa sangat tinggi, maka gedung “Serbaguna Widya Bakti Ijen Malang”. Hal ini dimaksudkan agar kami dapat merencanakan struktur dengan syarat-syarat pendetailan secara khusus dan lebih teliti dalam perencanaannya sehingga akan didapat suatu struktur yang mampu berperilaku daktail secara penuh ketika menahan gaya gempa.

2.5 Ketentuan Perencanaan Pembebanan

Perencanaan pembebanan ini digunakan beberapa acuan standar sebagai berikut:

- 1) Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2013);
- 2) Standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktu bangunan gedung (2847-2013);

- 3) Pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung (SKBI - 1987);

2.5.1 Pembebanan

Berdasarkan peraturan-peraturan diatas, struktur sebuah gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap beban-beban berikut:

1. Beban Mati (*Dead Load*), dinyatakan dengan lambang DL;
2. Beban Hidup (*Live Load*), dinyatakan dengan lambang LL;
3. Beban Gempa (*Earthquake Load*), dinyatakan dengan lambang E;
4. Beban Angin (*Wind Load*), dinyatakan dengan lambang W.

2.5.2 Deskripsi Pembebanan

Beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan ini adalah sebagai berikut:

2.5.2.1 Beban Mati (DL)

Beban mati yang diperhitungkan dalam struktur gedung bertingkat ini merupakan berat sendiri elemen struktur bangunan yang memiliki fungsi struktural menahan beban. Beban dari berat sendiri elemen-elemen tersebut diantaranya sebagai berikut:

- Beton = 2400 kg/m^3
- Berat keramik 1.2 cm tebal = 21 kg/m^2
- Plafond + penggantung = 18 kg/m^2
- Berat Pasangan batu merah = 1700 kg/m^3

Beban tersebut harus disesuaikan dengan volume elemen struktur yang akan digunakan. Karena analisa dilakukan dengan program STAAD Pro, maka berat sendiri akan dihitung secara langsung.

2.5.2.2 Beban Hidup (LL)

Beban hidup yang diperhitungkan adalah beban hidup selama masa layan. Beban hidup selama masa konstruksi tidak diperhitungkan karena diperkirakan beban hidup masa layan lebih besar daripada bebah hidup pada masa kontruksi. Beban hidup yang direncanakan adalah sebagai berikut:

a) Beban Hidup Pada lantai Gedung

Beban hidup yang yang digunakan mengacu pada standar pedoman pembebanan yang ada yaitu sebesar 250 kg/m^2

b) Beban Hidup Pada Atap Gedung

beban hidup yang digunakan mengacu pada standar pedoman pembebanan yang ada yaitu sebesar 100 kg/m^2

2.5.2.3 Beban Angin

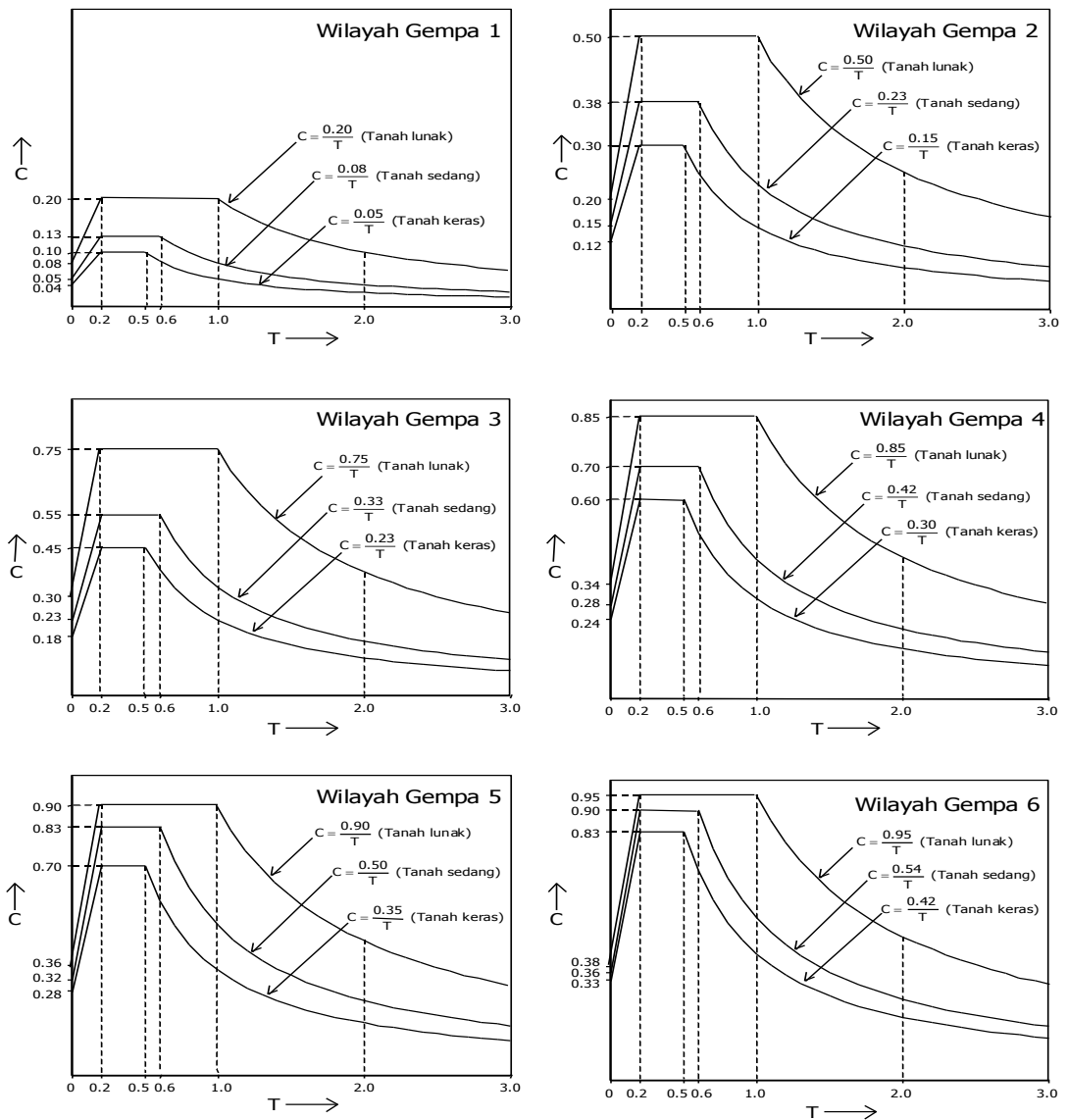
Beban agin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.

2.5.2.4 Beban Gempa (E)

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat percepatan getaran tanah pada saat gempa terjadi. Untuk merencanakan struktur bangunan tahan gempa, perlu diketahui percepatan yang terjadi pada

batuan dasar. Berdasarkan hasil penelitian yang telah dilakukan, wilayah Indonesia dapat dibagi ke dalam 6 wilayah zona gempa.

Struktur bangunan yang akan direncanakan terletak pada wilayah gempa 6. Berikut ini adalah grafik dan table Respons Spektra pada wilayah gempa zona 6 untuk kondisi tanah lunak, sedang, dan keras.



Gambar 2.1 Respons Spektrum Gempa Rencana

(sumber: SNI 2847-2013 hal. 4.2.1)

Menurut peraturan SNI-2847-2013 untuk menentukan beban gempa diperlukan data-data antara lain :

1. Faktor keutamaan (I)

$$I = I_1 \cdot I_2$$

dimana:

I = faktor keutamaan

I_1 = faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa selama umur gedung.

I_2 = faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.

Adapun faktor-faktor keutamaan I_1 , I_2 , I sebagai berikut :

Tabel 2.1: Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk perumahan, perniagaan, dan perkantoran	1.0	1.0	1.0
Momen dan bangunan monumental	1.0	1.6	1.6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televise	1.4	1.0	1.4

Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun	1.6	1.0	1.6
Cerobong, tangki diatas menara	1.5	1.0	1.5

Catatan:

Untuk semua struktur bangunan gedung yang ijin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya Standar ini maka Faktor Keutamaan, I, dapat dikalikan 80%.

Sumber Tabel 2.1 : SNI 2847-2013

Analisa yang digunakan dalam perencanaan gempa ini adalah metode analisis gempa dinamik yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut.

Menurut pedoman perencanaan ketahanan gempa untuk rumah dan gedung di Indonesia (1987), analisa dinamis harus dilakukan untuk gedung-gedung berikut:

1. Gedung-gedung yang strukturnya tidak beraturan
2. Gedung-gedung dengan loncatan-loncatan bidang muka besar,
3. Gedung-gedung dengan kekakuan yang tidak merata,
4. Gedung-gedung yang tingginya lebih dari 40 m,
5. Gedung-gedung yang bentuk, ukuran dan penggunaannya tidak umum.

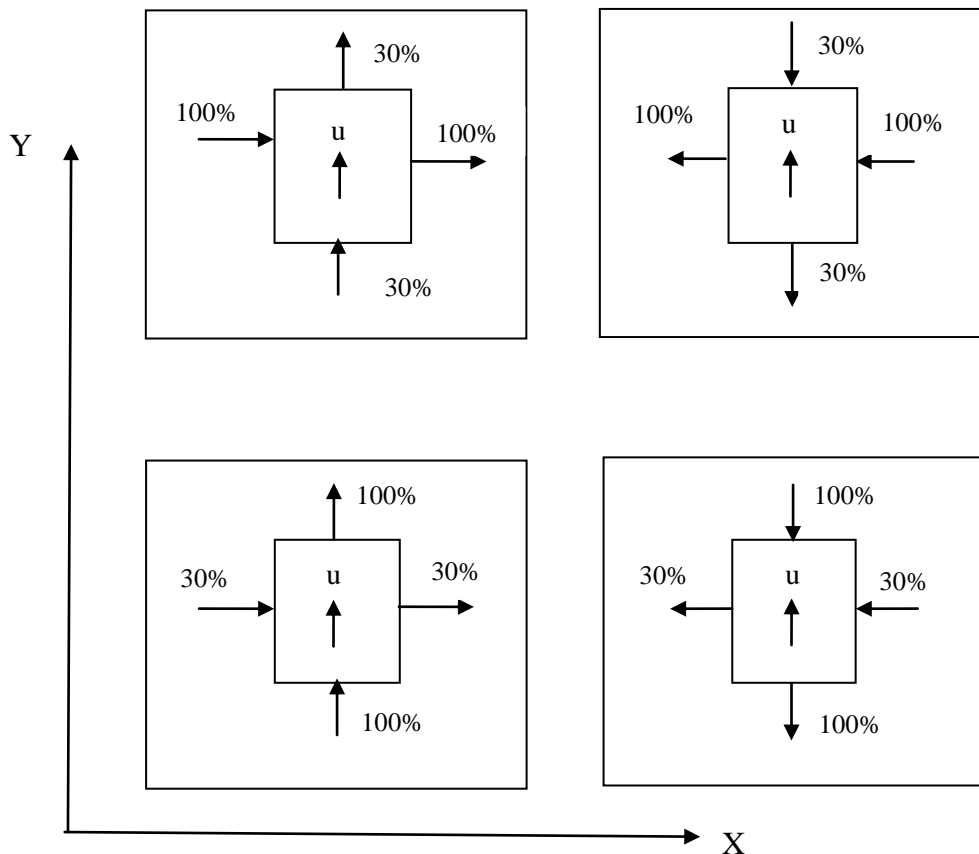
2.5.2.5 Arah Pembebanan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga pengaruh

terbesar terhadap unsure-unsur subsistem dan system struktur secara keseluruhan.

Untuk menstimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitasnya hanya 30%. Hal ini telah ditetapkan pada SNI 2847-2013 pasal 21.12.2.4

Berikut adalah 4 kombinasi gempa:



Gambar 2.2 Kombinasi Arah Beban Gempa

2.5.3 Kombinasi Pembebanan

Sesuai dengan yang tertera dalam (SNI 2847-2013 pasal 9.2.4), bahwa struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua penampang mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu, yang dihitung berdasarkan kombinasi dan gaya terfaktor yang sesuai dengan ketentuan:

- Kuat perlu U untuk beban mati D paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,4 D$$

- Kuat perlu U untuk menahan beban mati D , beban hidup L , dan juga beban atap A atau beban hujra R , paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,2 D + 1,7 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

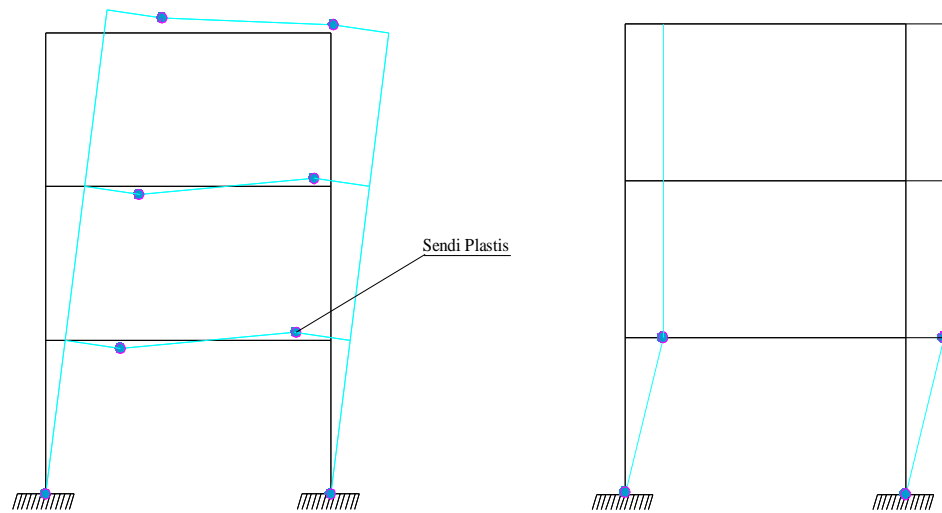
- Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa E harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai kuat perlu U harus diambil sebagai

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$$

Atau

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E$$

Untuk struktur beton bertulang yang berada di wilayah rawan gempa harus didesain khusus sebagai struktur *strong column weak beam* (gambar 2.3). Yang bertujuan agar kolom yang didesain harus lebih kuat dari balok, agar jika saat terjadi gempa yang cukup kuat, walaupun balok mengalami kerusakan yang cukup parah, kolom masih tetap berdiri dan mampu menahan beban-beban yang bekerja.



Gambar 2.3a *Strong column weak beam*

Gambar 2.3b *Strong beam weak column*

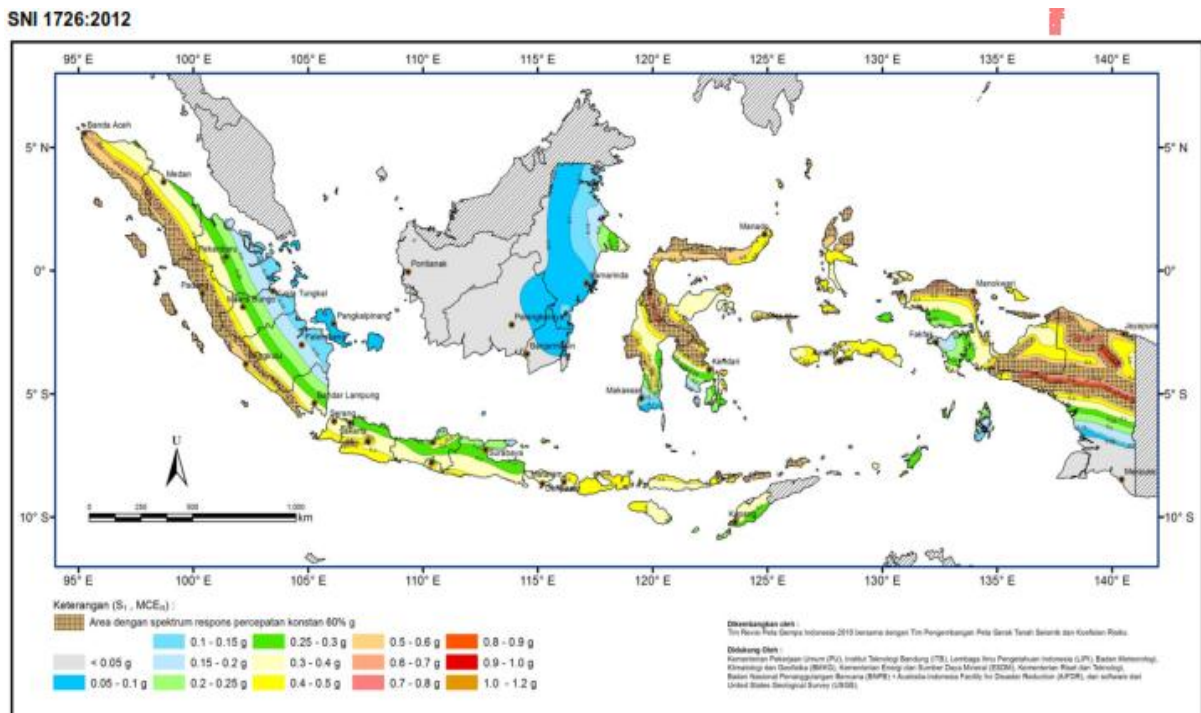
Gambar 2.3a diatas menunjukkan keruntuhan Global dimana balok leleh terlebih dahulu sebelum kolom, sedangkan *gambar 2.3b* menunjukkan keruntuhan lokal dimana kolom leleh lebih dahulu sebelum balok.

Dan dalam perencanaan proposal skripsi ini yang direncanakan adalah gambar 2.3a dimana pada saat bangunan dilanda oleh gempa dengan kekuatan yang melebihi kekuatan struktur namun sebelum bangunan itu roboh penghuni masih bisa menyelamatkan diri, karena desain tersebut lebih mengutamakan nyawa manusia (*Humanism Concept Design*).

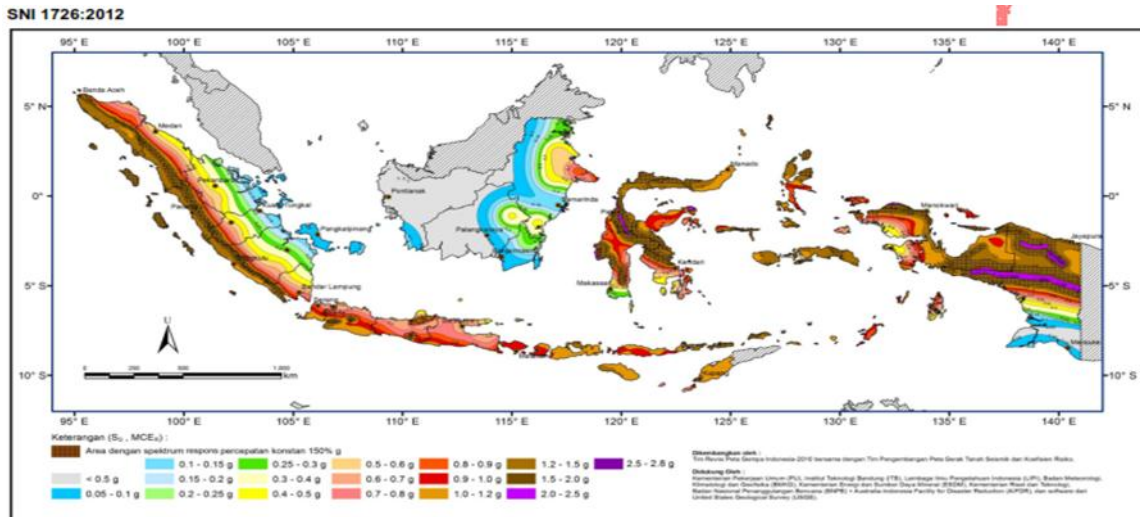
Menurut peraturan SNI-03-1726-2002 sub bab 4.7.1 Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 wilayah gempa, dimana wilayah gempa 1 & 2 adalah wilayah dengan rasio gempa paling rendah, 3 & 4 adalah wilayah dengan rasio gempa sedang dan wilayah gempa 5 & 6 adalah wilayah dengan rasio gempa paling tinggi. Dibawa ini adalah gambar peta lokasi gempa di Indonesia:

2.5.4 Wilayah gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 14, wilayah gempa ditetapkan berdasarkan parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik). Pada Peta wilayah gempa SNI 03-1726-2012, wilayah gempa dibagi berdasarkan percepatan maksimum batuan dasar dan respon spektra di batuan dasar. Pada SNI 03-1726-2012 ini, zonasi peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun. Untuk klasifikasi wilayah gempa, peta gempa terbaru ini menggunakan warna-warna yang menunjukkan parameter S_s dan S_1 untuk setiap besaran spektrum respon percepatan. Untuk lebih jelasnya dapat diperhatikan pada gambar dibawah ini.

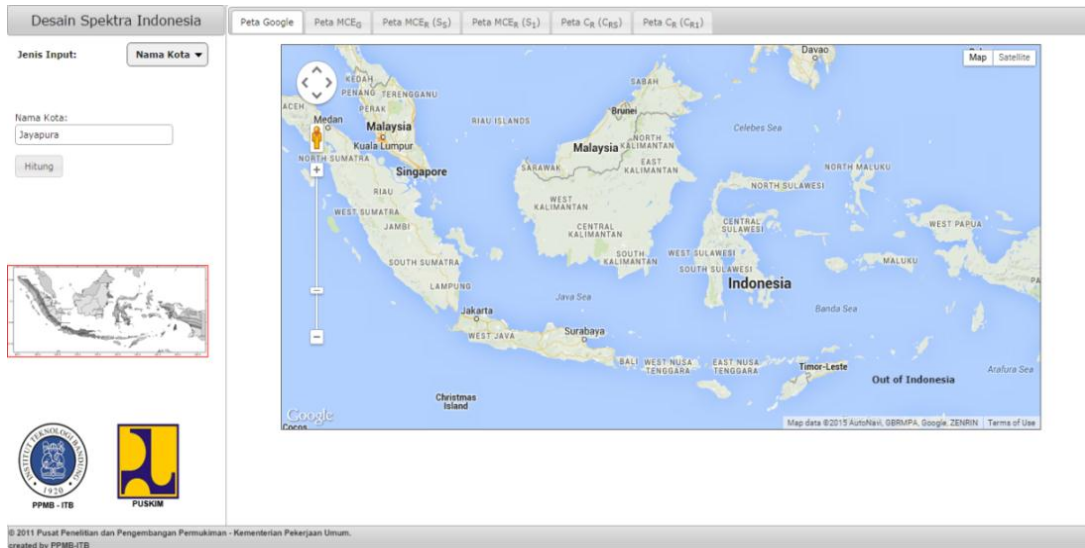


Gambar 2.4 Peta respons spektra percepatan 0,2 detik (S_s) di batuan dasar S_B



Gambar 2.5 Peta respons spektra percepatan 0,2 detik (S_B) di batuan dasar S_B

Untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun berdasarkan SNI-03-1726-2012 Di dalam peta zonasi gempa ini, setiap warna mewakili besaran parameter percepatan batuan dasar mulai dari yang terendah hingga yang paling tinggi. Daerah yang tidak memiliki warna (Daerah abu-abu) adalah daerah yang tidak terpengaruh oleh gempa karena berada jauh dari lempeng benua yang merupakan pusat gempa bumi terjadi. Untuk mengetahui nilai percepatan batuan pada tiap-tiap kota yang ingin direncanakan maupun lokasi yang lebih akurat dari peta diatas, bisa dilakukan analisa menggunakan program bantu **Desain Spektra Indonesia** yang bisa diakses pada situs:



<http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain Spektra indonesia 2011/>

Gambar 2.5 Desain Spektra Indonesia

2.5.5 Faktor Reduksi Gempa Rencana (R)

Faktor Reduksi Gempa adalah rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gempa elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut; faktor reduksi representative struktur gedung tidak beraturan. Faktor Reduksi Gempa dapat diambil menurut tabel 2:

$$1,6 \leq R = \mu \cdot f_l \leq R_m$$

Dimana:

R = faktor reduksi gempa

μ = faktor daktilitas untuk struktur gedung

f_l = faktor kuat lebih beban beton dan bahan 1,6

R_m = faktor reduksi gempa maksimum

Nilai R dan μ ditetapkan berdasarkan tabel :

Tabel 2.2 Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Taraf Kinerja Struktur Gedung	μ	R
Elastik Penuh	1.0	1.6
Daktail Parsial	1.5	2.4
	2.0	3.2
	2.5	4.0
	3.0	4.8
	3.5	5.6
	4.0	6.4
	4.5	7.2
5.0	8.0	
Daktail Penuh	5.3	8.5

2.5.6 Faktor Respon Gempa (C_1)

Nilai respon gempa didapat dari spektrum respon gempa rencana untuk waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung. Nilai tersebut bergantung pada:

1. Waktu getar alami struktur (T), dinyatakan dalam detik

$$T = 0,06 H^{3/4}$$

Dimana:

H = tinggi struktur bangunan (m)

2. Nilai respons gempa juga tergantung dari jenis tanah. Berdasarkan SNI- 2847-2013, jenis tanah dibagi menjadi tiga bagian yaitu tanah keras, sedang dan lunak.

Tabel 2.3 Jenis – jenis tanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, V_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata N	Kuat geser nalarir rata-rata S_u (kPa)
Tanah Keras	$V_s \geq 350$	$N \geq 350$	$S_u \geq 350$
Tanah Sedang	$175 \leq V_s < 350$	$15 \leq N < 350$	$50 \leq S_u < 100$
Tanah Lunak	$V_s < 175$	$N < 15$	$S_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $W_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Berdasarkan SNI 2847-20133 nilai respons gempa bergantung pada waktu getar alami struktur dan kurvanya ditampilkan dalam spektrum respons gempa.

Tabel 2.4. Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung.

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
<ul style="list-style-type: none"> Sistem ganda 	1. Dinding geser			

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<p>• Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)</p> <p>Terdiri dari:</p> <p>1) rangka ruang yang memikul seluruh beban</p>	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	a. Beton bertulang dengan SRPMK	5,2	8,5	2,8
	beton bertulang			

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) gravitasi; 2) Pemikul beban lateral 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<p>• Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-</p>	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<p>• Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi</p>	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<p>• Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)</p> <p>/sistem ganda)</p>	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8

Sumber Tabel 2.2. SNI 03-1726-2002 hal 16

Keterangan tabel :

- μ_m adalah faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelepasan pertama.
- R_m adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis atau subsistem struktur gedung.
- f adalah kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.

**Tabel 2.5. Koefisien ζ yang membatasi waktu getar alami
Fundamental struktur gedung**

Wilayah Gempa	ζ
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Sumber Tabel 2.3. SNI 03-1726-2002 hal 26

2.6 Dasar Perencanaan Balok

metode perkiraan yang digunakan baik untuk balok T murni maupun persegi pada pelaksanaannya dilakukan dengan memperkirakan nilai z yang kemudian digunakan untuk untuk menentukan nilai AS . Cara tersebut dapat digunakan untuk berbagai macam bentuk balok karena bagaimanapun perkiraan rencana tersebut selalu diikuti dan diperiksa dengan proses analisis. Tetapi secara khusus metode tersebut bekerja dengan baik untuk perencanaan balok- T yang bentuk dasarnya sedemikian sehingga titik pusat balok tegangan tekan berlokasi di tempat yang tidak jauh dari tengah-tengah flens sehingga mudah untuk memperkirakan nilai z .

(Istimawan Dipohusodo, Struktur beton bertulang hal :83)

Dalam tugas akhir ini balok didesain dengan menggunakan balok T. adapun beban-beban yang bekerja pada balok tersebut berdasarkan pada peraturan pembebanan yaitu 1983 yang dimodelkan dalam suatu mekanika pembebanan .

➤ Dimensi Balok

$$\text{- Tinggi balok (h)} = \frac{1}{10}l - \frac{1}{15}l$$

$$\text{- Tinggi balok (b)} = \frac{1}{2}h - \frac{2}{3}h$$

$$\text{- Tinggi efektif balok (d) d} = \text{tinggi balok} - \text{selimut balok} - \frac{1}{2}\phi$$

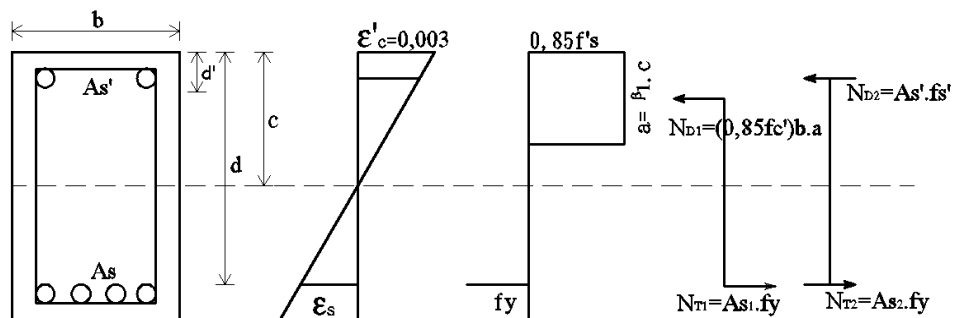
(sumber Ir. Gideon H. Kusuma M. Eng, dasar-dasar perencanaan beton bertulang hal : 104)

2.6.1 Perencanaan Balok dengan Tulangan Tekan dan Tarik (Rangkap)

apabila pengamatan menunjukkan bahwa penampang balok persegi pertulangan tarik saja tidak kuat untuk menahan beban tertentu dan ukurannya tidak memungkinkan untuk diperbesar karena alasan tertentu. Bila saja tulangan ditambah, balok akan mendapatkan tulangan tambahan dengan resiko bahwa baja tidak akan melampaui batas leleh. Hal ini berarti, bila beban pada balok ditingkatkan dapat terjadi keruntuhan tiba-tiba karena hancurnya beton pada daerah tekan, resiko ini dapat diatasi dengan memasang tulangan tambahan baik pada daerah tekan, maupun daerah tarik (tulangan rangkap).

Bila $\rho > \rho_{max}$ maka terdapat dua alternative

- a. Sesuaikan ukuran penampang balok
- b. Bila tidak memungkinkan, maka dipasang tulangan rangkap.



Gambar 2.5 Diagram Regangan Tegangan

- Analisa penampang balok bertulangan rangkap

Langka-langka analisa balok bertulangan rangkap (beton bertulang, Istimawan Dipohusodo, hal 95)

1. Anggap bahwa segenap penulangan meluluh, maka $f_s = f_s' = f_y$,
dan $A_{s_2} = A_{s'}$. 2.1

2. Dengan menggunakan persamaan pasangan kopel beton tekan dan tulangan baja tarik, dan $A_{s_1} = A_s - A_{s'}$, hitunglah tinggi balok

$$\text{tegangan tekan } a = \frac{(A_s - A_{s'})f_y}{(0,85f_c')b} = \frac{A_s \cdot f_y}{(0,85f_c')b} \quad 2.2$$

3. Tentukan letak garis netral, $c = \frac{a}{\beta_1}$ 2.3

4. dengan menggunakan diagram regangan memeriksa regangan tulangan baja tekan maupun tarik, untuk membuktikan apakah anggapan pada langka awal benar.

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} (0,003) \quad 2.4$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} (0,003)$$

Dengan menganggap $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$, yang berarti tulangan baja tarik leleh meluluh, akan timbul salah satu dari dua kondisi berikut:

- a. Kondisi I : $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$, menunjukkan bahwa anggapan pada langka awal betul dan tulangan baja tekan leleh.
- b. Kondisi II : $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$, menunjukkan bahwa anggapan pada langka awal tidak betul dan tulangan baja tekan belum leleh.

Harap dicatat bahwa masih ada dua kemungkinan lagi, salah satunya ialah apabila $\varepsilon_s < \varepsilon_y$, yang berarti tulangan baja tarik masih belum melampaui tegangan luluh. Keadaan tersebut termasuk jarang terjadi tetapi terkadang juga timbul pada balok atau plat bertulang rangkap dengan penulangan berlebihan.

❖ **Kondisi I**

1. Apabila ε_s' dan ε_s keduanya melampaui ε_y , hitunglah kapasitas momen teoritis Mn_1 dan Mn_2 .

Untuk pasangan kopel gaya tekan dan tarik

$$Mn_2 = As' fy(d - d')$$

Untuk pasangan kopel gaya beton tekan

dan tulangan tarik: $Mn_1 = As_1 fy(d - 1/2a)$ dengan demikian

$$Mn = Mn_1 - Mn_2$$

2. $M_R = \phi Mn$
3. Pemeriksaan syarat daktilitas dengan membuktikan bahwa rasio penulangan (ρ) pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik tidak melampaui $0,75 \rho_b$, atau membuktikan bahwa luas penampang tulangan baja tarik tidak lebih dari $As_{(max s)}$

❖ **Kondisi II**

1. jika $\epsilon_s' < \epsilon_y$, dan $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, untuk mendapatkan nilai c digunakan persamaan sebagai berikut:

$$(0,85 f_c' b \beta_1) c^2 + (600 A_s' - A_s f_y) c - 600 d' A_s' = 0 \quad 2.5$$

Dapatkan nilai c dari persamaan kuadrat baik dengan cara biasa maupun pendekatan

2. menghitung tegangan pada tulangan baja tekan,

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} (600) \quad 2.6$$

3. dapatkan a dengan menggunakan persamaan $a = \beta_1 \cdot c$

4. menghitung gaya-gaya tekan $N_{D1} = (0,85 \cdot f_c') b \cdot a$.

$$N_{D2} = A_s' \cdot f_s' \quad 2.7$$

Kemudian diperiksa dengan menghitung gaya tarik,

$$N_T = A_s \cdot f_y \text{ dimana } N_T \text{ harus sama dengan } N_{D1} + N_{D2}$$

5. menghitung kuat momen tahanan ideal untuk masing-masing kopel,

$$Mn_1 = N_{D1} (d - 1/2 a)$$

$$Mn_2 = N_{D2} (d - d') \quad 2.8$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2$$

6. $M_R = \phi \cdot Mn$

7. Pemeriksaan syarat daktilitas dengan membuktikan bahwa rasio penulangan pasangan kopel gaya beton bertulang tidak melampaui $0,75 \rho_b$ dan A_{s1} dihitung berdasarkan keadaan bahwa tekanan pada tulangan baja tekan belum mencapai f_y ,

$$A_{s1} = A_{s'} - \frac{A_{s'} \cdot F_{s'}}{f_y} \text{ dan } \rho_{aktual} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \quad 2.9$$

Atau persyaratan daktilitas diperiksa dengan membandingkan A_{s1} dengan $A_{s \text{ (maks)}}$, dimana dilakukan penyelidikan apakah kondisi seimbang tercapai.

➤ Langkah-langka perencanaan balok bertulang rangkap adalah sebagai berikut (*beton bertulang, Istimawan Dipohusodo, hal 100*)

Ukuran balok penampang sudah ditentukan:

1. Anggap bahwa $d = h - 100$
2. Menghitung momen rencana total M_u ,
3. Menghitung rasio penulangan pasang kopel gaya beton tekan dan tulangan tarik, $\rho = 0,90(\rho_{maks}) = 0,90(0,75 \cdot \rho_b)$. Nilai ρ tersebut digunakan untuk mencapai k pada tabel
4. Menentukan kapasitas momen dari pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik. $M_u = \phi \cdot b \cdot a^2 \cdot k$ menghitung tulangan baja tarik diperlukan untuk pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik $A_{s1 \text{ perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$
5. Menghitung selisih momen, atau momen yang harus ditahan oleh pasangan gaya tulangan baja tekan dan tarik tambahan,
 $M_{R2} = M_u - M_{R1}$.

6. Dengan berdasarkan pada pasangan gaya tulangan baja tekan dan tarik tambahan, hitung gaya tekan pada tulangan yang diperlukan

(anggap bahwa $d'+70\text{mm}$).
$$N_D = \frac{M_{R2}}{\phi(d-d')}$$

7. Dengan $N_D = A_s' \cdot f_s'$ hitung f_s' sedemikian sehingga A_s' dapat ditentukan. Hal tersebut dapat dilakukan dengan menggunakan letak garis netral dari pasangan gaya beton tekan dan tulangan baja tarik kemudian memeriksa ε_s' pada tulangan tekan, sedangkan nilai ε_y'

didapat dari
$$a = \frac{A_s l \cdot f_y}{(0,85 f_c') b} \quad 2.10a$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad 2.10b$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} (0,003) \quad 2.10c$$

Apabila $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$ tulangan baja tekan meluluh pada momen ultimit dan $f_s' = f_y$ sedangkan apabila $\varepsilon_s' < \varepsilon_y$ hitunglah $f_s' = \varepsilon_s' E_s$ dan digunakan tegangan tersebut untuk langka berikutnya.

8. Karena $N_{D2} = A_s' \cdot f_s'$ maka $A_{s(perlu)} = \frac{N_{D2}}{f_s'}$

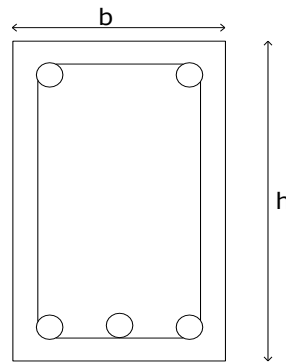
9. Menghitung $A_{s2(perlu)}$, $A_{s2(perlu)} = \frac{f_s' \cdot A_s'}{f_y}$

10. Menghitung jumlah luas tulangan baja tarik total yang diperlukan,

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

11. Memilih batang tulangan baja tekan A_s'

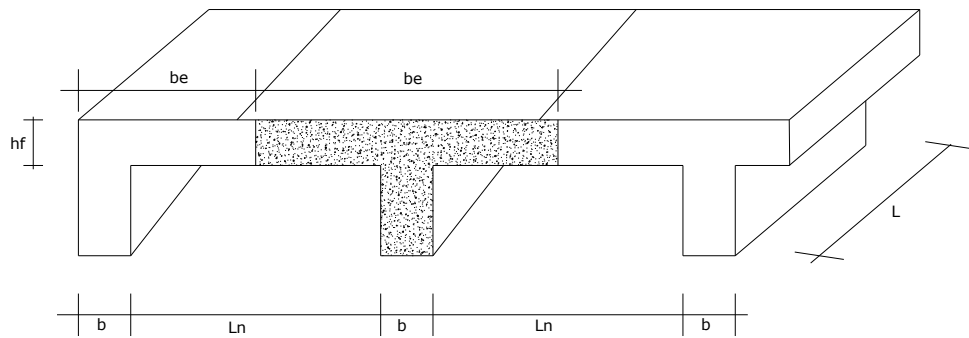
12. Memilih batang tulangan baja tarik (As) periksa lebar balok dengan mengusahakan agar tulangan dapat dipasang dalam satu lapis saja.
13. Memeriksa d_{aktual} dan bandingkan dengan d teoritis. Apabila d_{aktual} sedikit lebih besar, berarti rancangan agak konservatif (lebih aman). Apabila d_{aktual} lebih kecil yang berarti perencanaan kurang aman, dilakukan perencanaan ulang.



Gambar 2.6 Penampang Potongan Balok Persegi

2.6.2 Perencanaan Balok T

Balok yang dicor menjadi satu kesatuan monolit dengan plat lantai atau atap, didasarkan pada anggapan bahwa plat dan balok terjadi interaksi saat menahan momen lentur positif yang bekerja pada balok. Interaksi antara pelat dan balok tersebut membentuk huruf T sehingga disebut balok T akan berlaku sebagai sayap (flens) dan balok akan berlaku sebagai badan (web)



Gambar 2.7 Penampang Balok T

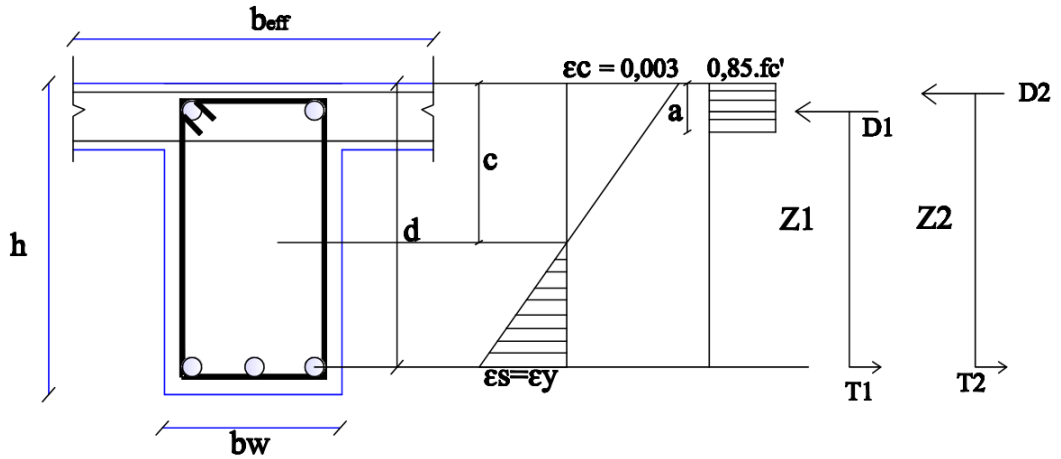
Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 10.10 memberikan batasan lebar flens efektif (b_e) balok T seperti pada gambar 2.3 adalah sebagai berikut:

1. Lebar plat efektif sebagai bagian dari sayap balok T tidak boleh melebihi:
 - $b_e \leq 1/4$ bentang balok (1/4.l)
 - $b_e \leq b_w + 8hf_{kiri} + 8hf_{kanan}$
 - $b_e \leq b_w + 1/2Ln_{kiri} + 1/2Ln_{kanan}$
2. Untuk balok yang mempunyai plat hanya pada satu sisi, lebar efektif sayap tidak boleh lebih dari:
 - $b_e \leq b_w + 1/12L$
 - $b_e \leq b_w + 6hf$
 - $b_e \leq b_w + 1/2Ln$

Dalam merencanakan balok T, pada langkah awal disarankan untuk menentukan apakah balok tersebut berperilaku sebagai balok T persegi atau

balok T murni. Apabila $M_R > M_u$ ($a \leq hf$), balok berperilaku sebagai balok T murni.

a. $a \leq hf$ (balok T persegi)



Gambar 2.8 Diagram regangan yang bekerja pada balok persegi

Dengan demikian analisis momen kapasitas sesuai dengan gambar 2.8 dapat dijelaskan sebagai berikut:

Rasio penulangan adalah berkisar antara harga dibawah ini:

$$\frac{1,4}{f_y} < \rho < 0,75\rho_b \quad 2.11$$

Gaya tarik T pada keadaan batas dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$T_1 = A_{s1} \cdot f_y \quad 2.12$$

$$T_2 = A_{s2} \cdot f_y \quad 2.13$$

$$A_s = A_{s1} \cdot A_{s2} \quad 2.14$$

Gaya D harus seimbang dengan gaya T sehingga:

$$D_2 = A_{s'} \cdot f_y \quad 2.15$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot be + A_{s'} \cdot f_y = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 f' c \cdot b \cdot e} = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f' c} \rightarrow \omega = \frac{\rho \cdot f_y}{f' c} \rightarrow \rho = \frac{\omega \cdot f' c}{f_y} \quad 2.16$$

$$a = \omega \frac{d}{0,85}$$

$$k = f' c \cdot \omega (1 - 0,59\omega) \quad 2.17$$

Menghitung k_{perlu} , $k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$, dan k adalah koefisien tahanan, setelah nilai k

diketahui maka dapat dicari nilai ω yang kemudian dapat ditentukan nilai ρ , nilai ρ dapat dicari dengan melihat tabel apendiks A (*Struktur Beton Bertulang, Istimawan D.*)

Luas tulangan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

kontrol ρ

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

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_{aktual} harus lebih besar dari ρ_{\min}

Momen kapasitas dalam nominal dapat ditentukan:

$$Mn_1 = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) \quad 2.18$$

$$Mn_2 = A_{s2} \cdot f_y \cdot (d - d') \quad 2.19$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2 \quad 2.20$$

Dengan demikian momen kapasitas M_R adalah:

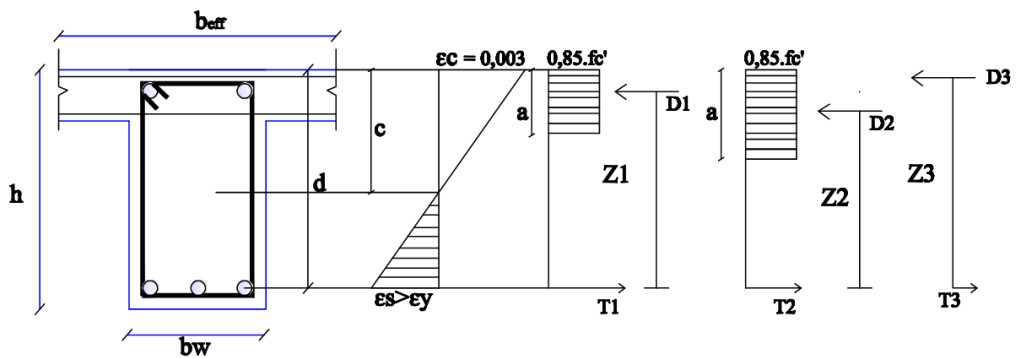
$$M_R = \phi Mn \quad 2.21$$

Periksa persyaratan daktilitas

$$A_{s(maks)} = 0,0319 \cdot hf \left\{ b + b_w \left(\frac{0,150 \cdot a}{hf} - 1 \right) \right\} \quad 2.22$$

$A_{s(maks)}$ harus lebih besar dari $A_{s\text{ perlu}}$

b. $a > hf$ (balok T murni)



Gambar 2.9 Diagram yang bekerja pada balok T

Analisa momen kapasitas total dapat dijelaskan berdasarkan gambar 2.9 adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Sayap :} \quad D_1 &= 0,85 \cdot f' \cdot c \cdot hf (b_e - b_w) \\ T_1 &= A_{s_1} \cdot fy \end{aligned} \quad 2.23$$

$$\text{Dengan} \quad D_1 = T_1$$

$$\text{Maka:} \quad A_{s_1} \cdot fy = 0,85 \cdot f' \cdot c \cdot hf (b_e - b_w) \quad 2.24$$

$$A_{s_1} = \frac{0,85 \cdot f' \cdot c \cdot hf (b_e - b_w)}{fy}$$

$$Mn_1 = T_1 \cdot Z_1 = As_1 \cdot fy \cdot (d - 0,5a) \quad 2.25$$

Badan :

$$D_2 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b_w$$

$$T_2 = As_2 \cdot fy$$

$$Mn_2 = T_2 \cdot Z_2 = As_2 \cdot fy \cdot (d - 0,5a)$$

Tulangan: $D_3 = As' \cdot fy$

$$T_3 = As_3 \cdot fy$$

$$Mn_3 = T_3 \cdot Z_3 = As_3 \cdot fy \cdot (d - d')$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2 + Mn_3$$

Maka: $M_R = \phi \cdot Mn$

Dengan menganggap seluruh flens tertekan maka, letak batas tepi bawah

balok tekan di daerah badan dibawah flens

$$N_T - N_D = (0,85 \cdot f'c) b_w (a - hf)$$

$$a = \frac{N_T - N_D}{(0,85 \cdot f'c) b_w} + hf$$

Dimana:

N_T = gaya tarik total dimana tulangan baja tarik dianggap telah meleleh.

$$= As \cdot fy$$

N_D = gaya tekan yang ada dimana seluruh flens dianggap sebagai daerah tekan

$$= 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot h_f + A_s' \cdot f_y$$

b_w = lebar badan

h_f = tebal plat

Periksa ρ_{\min}

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

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_{aktual} harus lebih besar dari ρ_{\min}

Letak titik pusat daerah tekan total

$$Y = \frac{\sum (Ay)}{\sum A}$$

Dimana: Y = letak titik pusat daerah tekan (mm)

A = luas daerah tekan (mm²)

Perkiraan jarak dengan lengan kopel dalam

$$z = d - 1/2 h_f = d - y$$

Dimana: d = kedalaman efektif (mm)

hf = tebal pelat (mm)

Periksa persyaratan daktilitas

$$A_{s(maks)} = 0,0319 \cdot hf \left\{ b + b_w \left(\frac{0,150 \cdot d}{hf} - 1 \right) \right\}$$

$A_{s(maks)}$ harus lebih besar dari $A_{s(perlu)}$

$$A_{s(perlu)} = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot z}$$

Dimana: M_u = momen ultimit

ϕ = faktor reduksi kekuata

z = perkiraan jarak dengan lengan kopel dalam

(Istimawan Dipohusodo, struktur beton bertulang. Hal 75)

2.6.3 Perhitungan Tulangan Geser

Komponen struktur yang mengalami lentur akan mengalami juga kehancuran geser, selain kehancuran tarik/tekan. Sehingga dalam perencanaan struktur yang mengalami lentur selain direncanakan tulangan lentur selain direncanakan tulangan lentur, juga harus direncanakan tulangan geser.

$$\phi V_u \geq V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana:

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada penampang yang ditinjau .

V_s = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada penampang yang ditinjau

V_n = kuat geser nominal pada penampang yang ditinjau

Gaya geser terfaktor (V_u) ditinjau pada penampang sejarak (d) dari muka tumpuan dan untuk penampang yang jaraknya kurang dari d dapat direncanakan sama dengan penampang yang sejarak d .

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton sesuai dengan SNI 2013 pasal 8.13.5.1 adalah:

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

Dimana:

b_w = lebar badan balok

d = jarak dari serat terkena terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal

ada dua keadaan :

bila $V_u > 1/2\phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser minimum dengan luas tulangan:

$$A_v = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$$

Dan bila $V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser, sedangkan besar gaya geser yang disumbangkan oleh tulangan adalah:

$$A_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Diaman:

A_v = luas tulangan geser dalam daerah sejarak s

$$A_v = 2.1/4\pi \cdot d^2$$

S = spasi tulangan geser dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal sedangkan untuk spasi sengkang adalah:

$$S \leq 1/2d$$

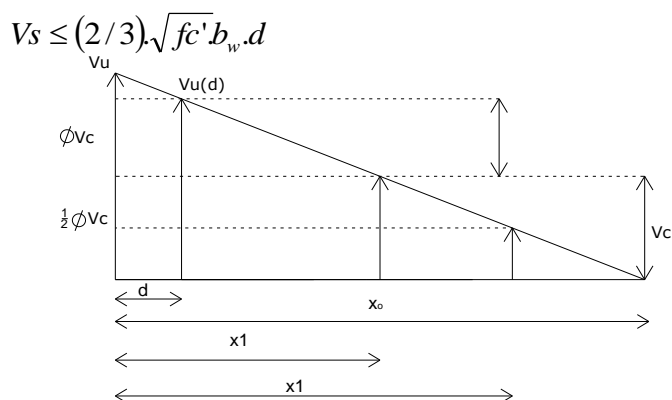
$$S \leq 600mm$$

Sedangkan bila $V_s > \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{3}\right) b_w \cdot d$ maka spasi tulangan adalah:

$$S \leq 1/4d$$

$$S \leq 300mm$$

Dalam hal ini V_s tidak boleh lebih besar dari $(2/3) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$



Gambar 2.10 Diagram Geser

$X_0 = \frac{1}{2}$ bentang atau jarak dari perletakan kesuatu titik dimana $V_u = 0$

$X_1 =$ daerah harus dipasang tulangan geser yang diperlukan

$X_2 =$ daerah yang harus dipasang tulangan geser.

2.7 Perencanaan Struktur Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

2.7.1 Perencanaan Komponen Lentur Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Kuat lentur pada komponen lentur adalah M_u harus ditentukan dengan kombinasi sebagai berikut :

$$M_u = 1,4 M_D$$

$$M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$M_u = 1,2 M_D + 1,0 M_L \pm 1,0 M_E$$

$$M_{ub} = 0,9 M_{Db} \pm M_{Eb}$$

Dimana :

$M_D =$ Momen lentur komponen portal akibat beban mati tak terfaktor

$M_{Lb} =$ Momen lentur komponen portal akibat beban hidup tak terfaktor

$M_{Eb} =$ Momen lentur komponen portal akibat beban gempa tak terfaktor

Selain penentuan kuat lentur, tiap komponen-komponen struktur yang menerima beban lentur dalam SRPMK sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 21.6.1.1 sampai dengan 21.6.1.2 harus memenuhi kondisi berikut :

1. Gaya tekan aksial terfaktor $P_u \leq A_g \cdot f'_c / 10$
2. $b_w/h \geq 0,4$
3. $b_w \geq 300$ mm

dimana :

A_g = luas bruto penampang (mm^2)

d = tinggi efektif penampang (mm)

b_w = lebar badan (mm)

h = tinggi total komponen struktur (mm)

Persyaratan penulangan untuk komponen lentur pada SRPMK menurut SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.1 dan Pasal 21.5.2.2 adalah sebagai berikut :

- a. Tulangan minimal baik atas maupun bawah harus sedikitnya :

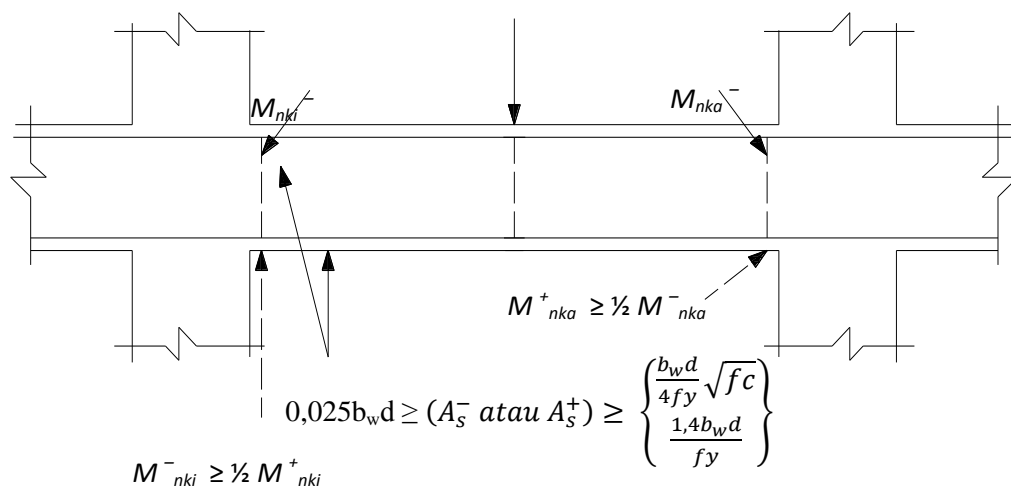
$$\frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w \cdot d \text{ dan } \frac{1,4 b_w \cdot d}{f_y}$$

- b. Rasio tulangan $\rho \leq 0,025$

- c. Kekuatan momen positif pada muka joint $\geq \frac{1}{2}$ kuat momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut.

- d. Paling sedikit dua batang tulangan harus disediakan menerus pada kedua sisi atas dan bawah.

- e. Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang panjang komponen struktur tidak boleh kurang dari $\frac{1}{4}$ kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu joint tersebut.

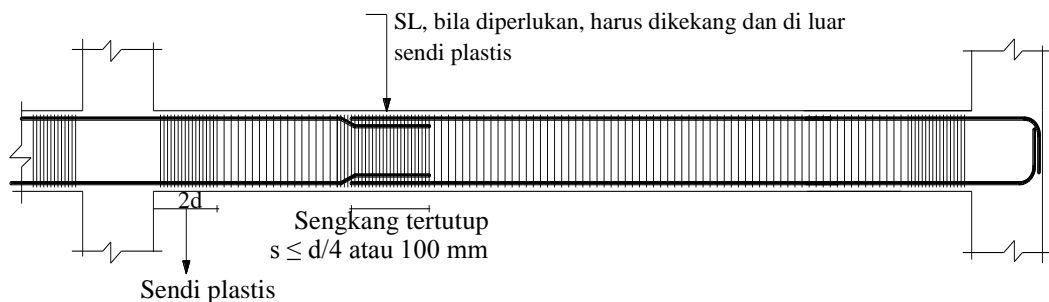


Gambar 2.8 Persyaratan Penulangan Komponen Lentur Pada SRPMK

Sementara untuk sambungan lewatan (SL) harus diletakkan di luar daerah sendi plastis. Bila dipakai SL, maka sambungan itu harus didesain sebagai SL tarik dan harus dikekang sebaik-baiknya. Menurut SNI 2847-2013 persyaratannya adalah :

- SL diizinkan hanya jika tulangan sengkang atau spiral disediakan sepanjang panjang sambungan.
- Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung lewatan tidak boleh melebihi $d/4$ dan 100 mm.

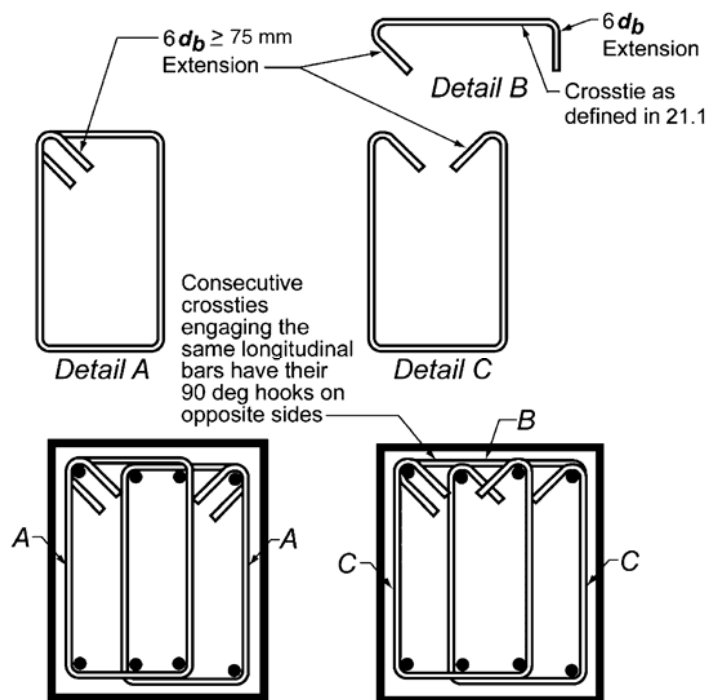
SL tidak boleh digunakan dalam Joint, dalam jarak $2d$ dari muka joint, di lokasi kemungkinan terjadi sendi plastis dan di daerah momen maksimum



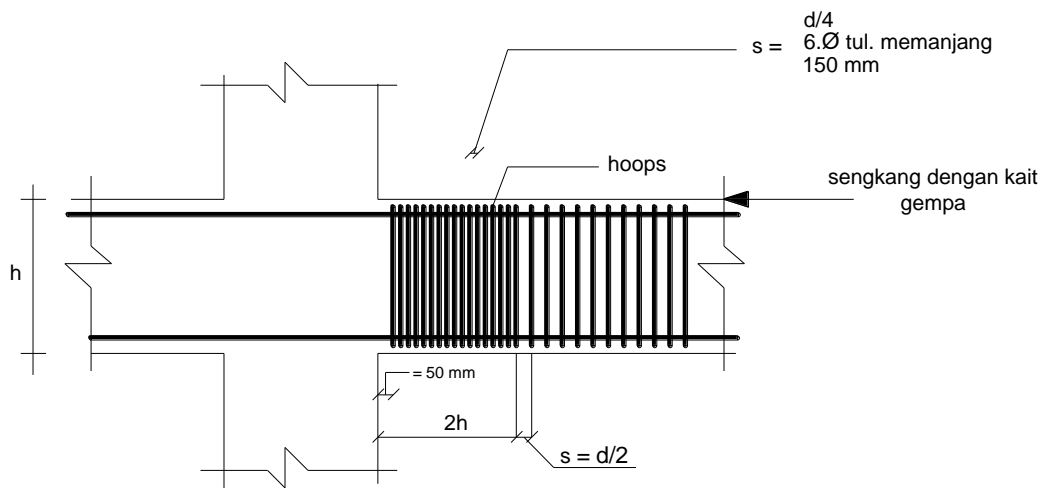
Gambar 2.9 Tipikal Sambungan Lewatan (SL)

Pengekangan yang cukup disyaratkan harus ada di ujung-ujung komponen lentur yang kemungkinan besar akan terjadi sendi plastis untuk menjamin kemampuan daktilitas struktur tersebut, bila terkena beban bolak-balik. Persyaratan tulangan pengekuat disyaratkan di SNI 2847-2013 :

- a. Hoops diperlukan sepanjang $2d$ dari muka kolom pada dua ujung komponen lentur, dengan meletakkan hoops pertama sejarak 50 mm dari muka kolom.
- b. Hoops juga diperlukan sepanjang $2 \times d$ di dua sisi potongan yang momen leleh mungkin timbul berkenaan dengan lateral displacement inelastic dari rangka.
- c. Hoops disyaratkan s harus tidak melebihi $d/4$, $6 \times$ tulangan memanjang terkecil, dan 150 mm, spasi batang tulangan lentur tidak melebihi 350 mm.
- d. Dimana hoops tidak disyaratkan, begel dengan hoops gempal di dua ujung harus dipasang dengan $s \leq d/2$ sepanjang komponen.
- e. Tulangan transversal harus pula dipasang untuk menahan gaya geser (V_e).



Gambar 2.10 Sambungan Lewatan dan Sengkang Tertutup pada SRPMK



Gambar 2.11 Penulangan Transversal Untuk Komponen Lentur pada SRPMK

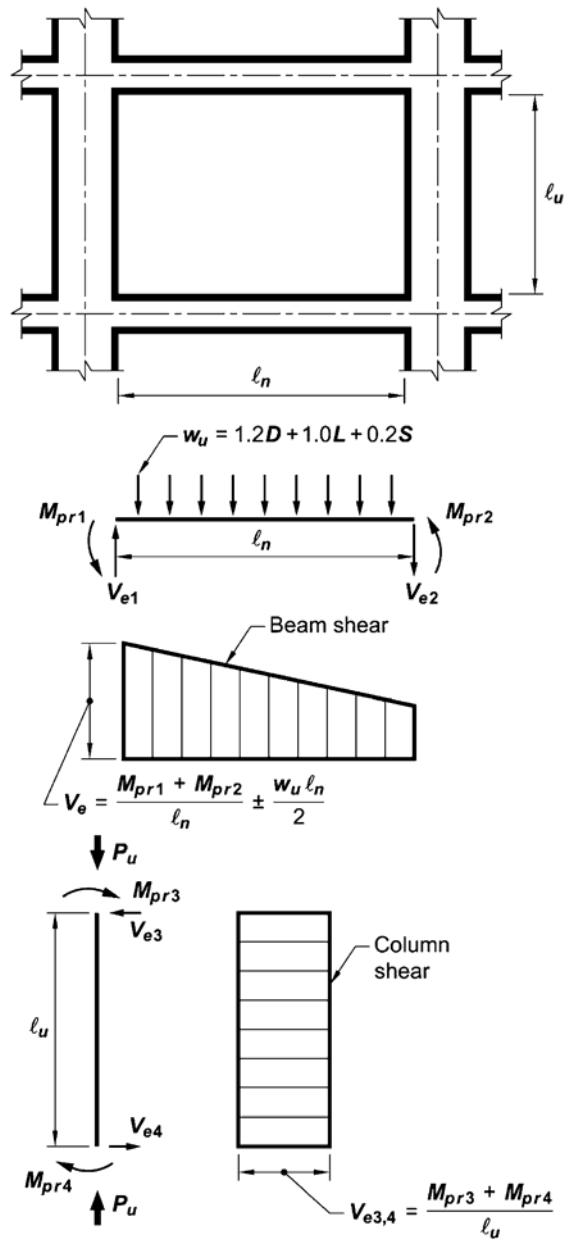
2.9 Persyaratan Kuat Geser Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Tulangan geser pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) harus didesain sedemikian rupa sehingga tidak terjadi kegagalan getas oleh geser mendahului kegagalan oleh lentur. Kebutuhan tulangan geser harus dibandingkan dengan kebutuhan tulangan pengekangan untuk dipakai yang lebih banyak agar memenuhi kebutuhan keduanya.

Pada komponen struktur yang menerima beban lentur harus didesain dengan gaya geser dengan memakai momen maksimum yang mungkin terjadi (M_{pr}). M_{pr} merupakan momen kapasitas balok dengan tegangan tulang sebesar $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$, ditambah dengan beban gravitasi di balok.

Bila gaya geser akibat saja $\geq 0,5$ maksimum kuat geser rencana, dan gaya aksial tekan terfaktor termasuk efek gempa kurang dari $A_g f'_c/20$ maka kontribusi kuat geser beton V_c boleh diambil sama dengan nol.

Untuk komponen struktur yang kena beban aksial dan lentur pada SRPMK, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi di muka HBK di tiap ujung komponen kolom oleh M_{pr} maksimum terkait dengan beban-beban aksial terfaktor yang bekerja pada komponen struktur yang bersangkutan V_e yang didapat tak perlu lebih besar dari gaya melintang HBK yang diperoleh dari M_{pr} komponen transversal dan tak boleh lebih kecil dari hasil analisa struktur.



Gambar 2.12 Geser Desain Untuk Balok dan Kolom

2.10 Perencanaan Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial Pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Berdasarkan prinsip “Capacity Design” dimana kolom harus diberi cukup kekuatan, sehingga kolom-kolom tidak leleh lebih dahulu sebelum balok. Goyangan lateral memungkinkan terjadinya sendi plastis di ujung-ujung kolom akan menyebabkan kerusakan berat, karena itu harus dihindarkan. Oleh sebab itu kolom-kolom selalu didesain 20% lebih kuat dari balok-balok di suatu Hubungan Balok Kolom (HBK).

Komponen rangka yang termasuk dalam klasifikasi komponen struktur yang terkena beban lentur dan aksial dalam SRPMK harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

- a. Beban aksial tekan terfaktor $\leq A_g \cdot f'_c/10$.
- b. Dimensi terkecil penampang ≥ 300 mm.
- c. Ratio dimensi terkecil penampang terhadap dimensi tegak lurusnya $\geq 0,4$.
- d. Ratio tulangan (ρ_g) tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06
- e. SL hanya diijinkan di sekitar tengah panjang komponen, harus sebagai sambungan tarik, yang harus dikenai tulangan transversal sepanjang penyalurannya.

Kuat lentur komponen strukturnya dapat ditentukan dengan menggunakan rumus :

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana :

$\sum M_{nc}$ = jumlah momen di muka HBK sesuai dengan desain kuat lentur.

$\sum M_{nb}$ = jumlah momen di muka HBK sesuai dengan desain kuat lentur nominal balok-balok.

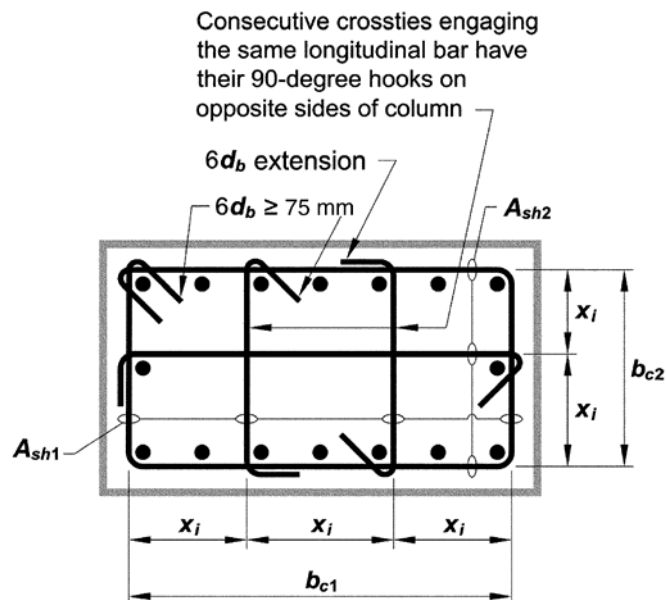
Persyaratan Tulangan Transversal (TT) di SNI 2847-2013 adalah sebagai berikut :

- Ratio Volumerik tulangan spiral atau sengkang cincin tidak boleh kurang dari $\rho_s = 0,12 f'_c/f_{yh}$.
- Total luas penampang tulangan hoops persegi panjang untuk pengekangan harus tidak boleh kurang dari nilai dua persamaan ini :

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

- Tulangan transversal harus berupa sengkang tunggal atau tumpuk.



The dimension x_i from centerline to centerline of tie legs is not to exceed 350 mm. The term h_x used in equation 21-2 is taken as the largest value of x_i .

Gambar 2.13 Tulangan Transversal pada Kolom

- d. Perlu dipasang sepanjang l_0 dari muka HBK dikena ujung kolom dimana lentur leleh kemungkinan dapat terjadi l_0 harus tak boleh lebih kecil dari :
 - Tinggi penampang komponen struktur pada HBK.
 - $1/6$ panjang bentah bersih.
 - 450 mm
- e. Spasi tulangan transversal sepanjang panjang l_0 tidak boleh melebihi $1/4$ dimensi komponen struktur minimum, $6 \times \emptyset$ tulangan longitudinal, $100 \text{ mm} \leq s_0 \leq 150 \text{ mm}$.
- f. Spasi pengikat sengkang atau kaki-kaki sengkang persegi, h_x dalam penampang komponen struktur tidak boleh melebihi 350 mm pusat ke pusat.
- g. Tulangan vertikal tidak boleh berjarak bersih lebih dari 150 mm dari tulangan yang didukung secara lateral. Bila TT untuk pengeangan tidak lagi disyaratkan maka sisa panjang kolom harus terpasang tulangan hoops dengan jarak s tak melebihi $6 \times$ diameter tulangan memanjang atau 150 mm.

2.11 Hubungan Balok Kolom (HBK) Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

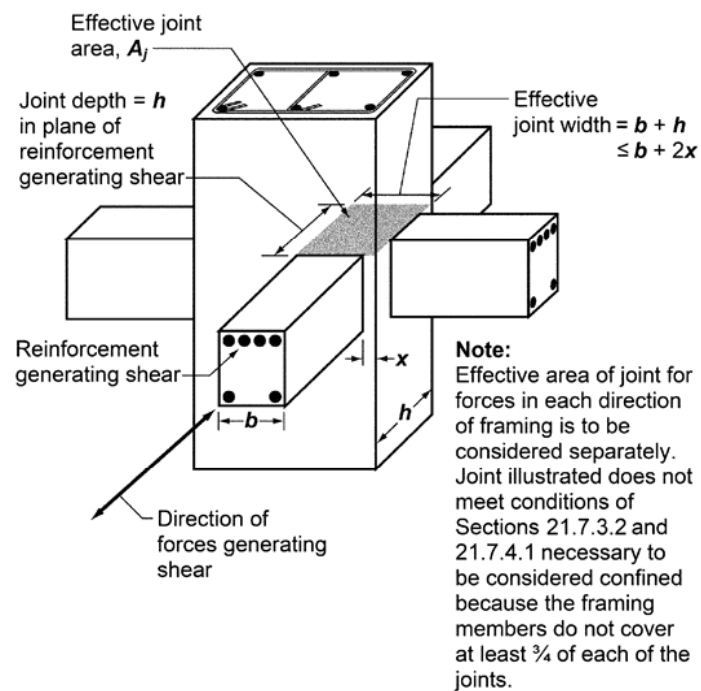
Penulangan memanjang harus menerus menembus HBK dan dijangkar sebagai batang tarik atau tekan dengan panjang penyaluran yang benar dalam suatu inti kolom terkekang. Lekatan antara tulangan memanjang dan beton tidak boleh sampai lepas atau slip di dalam HBK yang berakibat menambah rotasi dalam HBK. Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.7 persyaratan ukuran minimum harus dipenuhi agar mengurangi kemungkinan kegagalan dan kehilangan

lekatan pada waktu terjadi beban berbalik di atas tegangan leleh tulangan.

Bila tulangan memanjang balok menerus melewati HBK. Maka dimensi kolom yang sejajar tulangan balok harus tidak boleh lebih kecil dari 20 kali diameter terbesar tulangan memanjang.

Faktor paling penting dalam menentukan kuat geser nominal HBK adalah luas efektif (A_j) dari HBK. Untuk HBK yang dikekang oleh balok-balok di ke-empat mukanya, maka kapasitas atau kuat geser nominal HBK adalah sebesar $1,7 A_j \sqrt{f'c}$. Untuk hubungan yang terkekang di tiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan, maka kapasitasnya maka $1,25 A_j \sqrt{f'c}$. Dan untuk kasus-kasus lainnya, kuat geser nominal = $1,0 A_j \sqrt{f'c}$. Penting untuk dipahami bahwa kapasitas geser adalah hanya fungsi dari kekuatan beton dan luas A_j .

Dalam menghitung gaya geser di HBK gaya dalam tulangan memanjang balok di muka HBK, harus dianggap mempunyai tegangan tarik sebesar $1,25 f_y$.



Gambar 2.14 Luas Efektif dari HBK

BAB III

METODOLOGI

3.1 Pengumpulan Data

Data-data yang digunakan dalam penelitian ini terdiri dari :

a. Data Umum

Bangunan

- | | |
|---------------------|-------------------------------------|
| 1) Nama Gedung | : Gedung Serbaguna Widya Bakti Ijen |
| 2) Lokasi | : Malang Kota |
| 3) Fungsi | : Gedung Pertemuan |
| 4) Jumlah Lantai | : 5 Lantai |
| 5) Panjang Bangunan | : 34,7m |
| 6) Lebar Bangunan | : 27.98 m |
| 7) Tinggi Bangunan | : 19.29 m |
| 8) Struktur Utama | : Struktur Beton Bertulang |

3.2 Lokasi Kajian

Lokasi kajian dalam proyek akhir ini adalah bangunan Gedung Serbaguna Widya Bakti Ijen Kota Malang.

3.1.1. Analisa Pembebanan

Pembebanan yang diperhtungkan pada perencanaan Gedung Serbaguna Widya Bakti Ijen Kota Malang secara garis besar adalah sebagai berikut:

- Beban Mati (Dead Load)
- Beban Hidup (Live Load)

- Beban Gempa (Quake Load), untuk kota Batu berdasarkan SNI 03-1726-2012 memiliki percepatan percepatan batuan dasar, yaitu :
 - $S_s = 0,759$
 - $S_I = 0,323$

Berdasarkan beban-beban tersebut maka struktur Gedung Serbaguna Di Jln.Ijen Kota Malang harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan berikut :

1. $U = 1,4D$
2. $U = 1,2D + 1,6L$
3. $U = 1,2D + 1 \times 30\% L \pm 1EX \pm 0,3EY$
4. $U = 1,2D + 1 \times 30\% L \pm 0,3EX \pm 1EY$
5. $U = 0,9D \pm 0,3EX \pm 1EY$
6. $U = 0,9D \pm 1EX \pm 0,3EY$

3.1.2. Analisa Statika

Untuk mendapatkan besarnya gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur gedung yaitu digunakan program struktur STAAD Pro

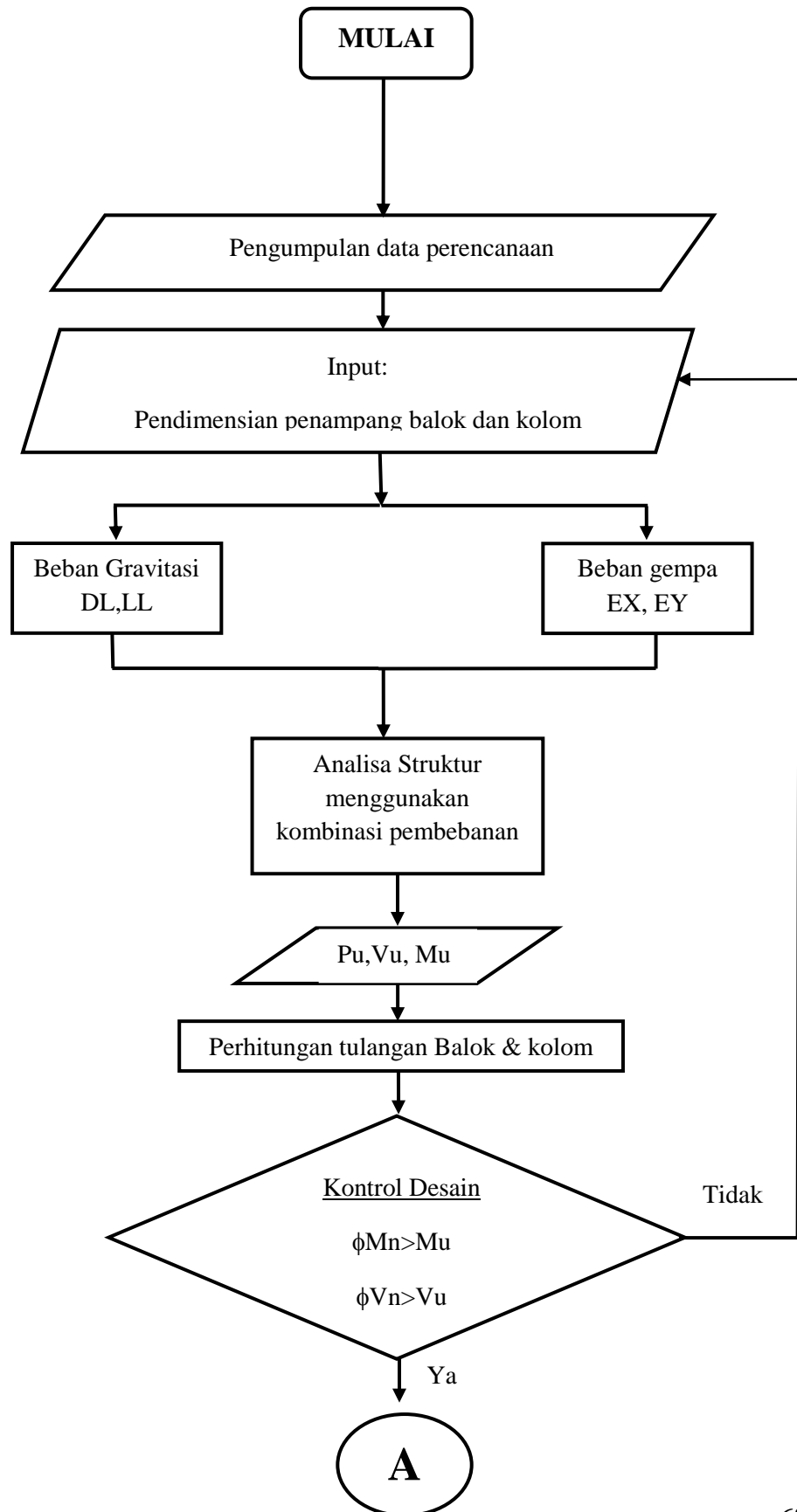
Adapun pedoman perencanaan yang digunakan, antara lain :

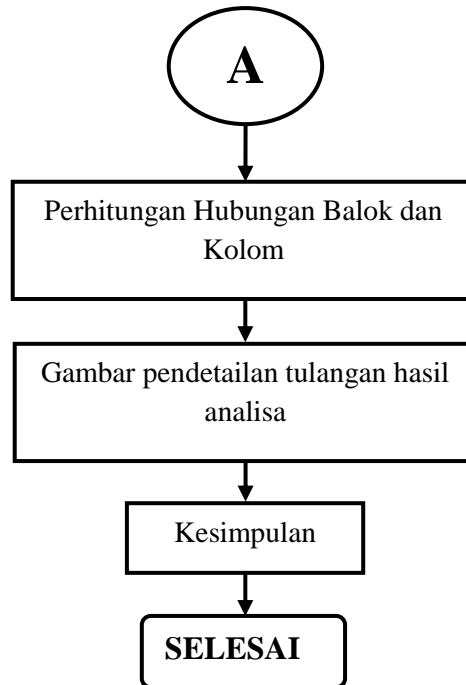
- Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, SNI 2847-2013.
- Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1726-2012.
- Peraturan Pembebanan *PPIUG 1987*.

3.1.3. Desain Beton Bertulang

Sistem yang digunakan dalam merencanakan struktur beton bertulang di skripsi ini yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

3.1.3 Bagan Alir





3.2 perencanaan dimensi balok dan kolom

3.2.1 Dimensi balok

menurut SNI 2847-2013 pasal 21.5.1.3 (1) bahwa lebar balok (b) tidak boleh kurang dari 250 mm dan perbandingan lebar (b) terhadap tinggi (h) tidak boleh kurang dari 0,3.

• untuk panjang balok induk = 6 m = 600 cm

$$1 \quad h_{max} = \frac{L}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

$$1 \quad h_{min} = \frac{L}{15} = \frac{600}{15} = 40 \text{ cm}$$

Dipakai h dengan ukuran = 60 cm

$$1 \quad h_{max} = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 40 \text{ cm}$$

$$1 \quad h_{min} = \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

maka dimensi balok tipe 1 untuk bentang 6 m direncanakan 40 60

$$= \frac{b}{h} = \frac{40}{60} = 0.666 > 0,3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

• untuk panjang balok induk = 5 m = 500 cm

maka dimensi balok tipe 2 untuk bentang 5 m direncanakan

$$= \frac{b}{h} = \frac{30}{50} = 0.75 > 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

• untuk panjang balok induk = 3 m = 300 cm

maka dimensi balok tipe 3 untuk bentang 3 m direncanakan

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{70} = 0.6 >$$

$$\frac{h}{b} = \frac{50}{20} = 2.5 > 0.3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Untuk panjang balok anak = 3 m = 300 cm

dipake balok anak dengan ukuran 25/30

$$\frac{b}{h} = \frac{25}{30} = 0.83 > 0.4 \dots\dots\dots \text{OK}$$

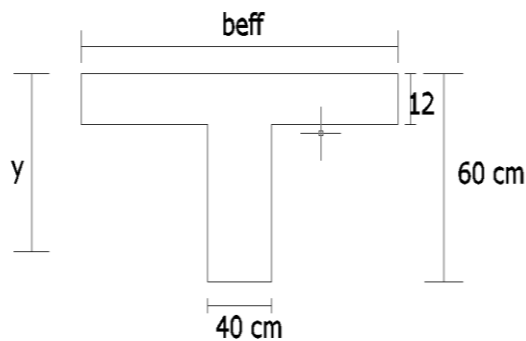
3.2.2 Dimensi Kolom

menurut SNI 2847-2013 pasal 21.6.1.1 dan 26.6.1.2 (1) bahwa ukuran penampang terkecil tidak kurang 300 mm dan perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam boleh arah tegak lurusnya tidak boleh kurang dari 0,4.kolom dengan penampang bulat dipakai ukuran D60

3.2.3 Dimensi Plat

Diambil plat dengan bentang (ukuran) terbesar, dimana tebal plat awal dicoba dengan tebal 12 cm

Balok
30/60



Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 8.12 dicantumkan bahwa lebar plat yang efektif dari flens yang membentang pada tiap sisi badan balok tidak boleh melebihi nilai dibawah ini:m

Balok 1

$$b_{eff} = b_w + 8h_{fkr} + 8h_{fkn}$$

$$= 300 + (8 \times 120) + (120)$$

$$= 2220 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \frac{1}{4} L$$

$$\frac{1}{4} \times 6000 = 1500 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_w + \frac{1}{2} l_{nkr} + \frac{1}{2} l_{nkn}$$

$$= 300 + \frac{1}{2} \times 6000 + \frac{1}{2} \times 600 = 6300 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(150 \times 12 \times 6) + (38 \times 30 \times 25)}{(150 \times 12) + (38 \times 30)}$$

$$= 11955.83333 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$$

Inersia balok (Ib)

$$I_b = \frac{1}{12} \times 30 \times 38^3 + 30 \times 38 \times \frac{2}{13} + \frac{1}{12} \times 150 \times 12^3 + 150 \times 12 \times 6.96^2$$

$$= 438635 \text{ cm}^4$$

Inersia Plat (I_s)

$$I_s = \frac{1}{12} 600 \times \frac{3}{12}$$

$$= 86400 \text{ cm}^4$$

Perbandingan kekakuan lentur balok terhadap kekuatan lentur plat (α_m)

$$\alpha_m = \frac{E_c b x I_b}{E_c s x I_s}$$

$$= \frac{438634.9}{86400} = 5 \longrightarrow E_c b = E_c s$$

untuk perhitungan selanjutnya dapat ditabelkan sebagai berikut :

No	balok		beff	y	Ib	Is	α_m
	b	h	cm	cm	cm	cm ⁴	
1	30	60	150	12	43863	86400	5.1
2	30	60	150	12	43863	86400	5.1
3	30	60	150	12	43863	86400	5.1
4	30	60	150	12	43863	86400	5.1

Nilai rata-rata dari kekuatan balok terhadap kekuatan plat (α_m)

$$\alpha_m = \frac{5 + 5.1 + 5.077 + 5.077}{4}$$

$$= 5.077$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{560}{560} \quad \frac{1}{2} < \longrightarrow \text{Plat 2 arah}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.1.3 untuk menentukan tebal plat tidak

boleh kurang dari 9 cm

$$\begin{aligned}
 h_{\min} &= \left(\frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{36 + 9 \beta} \right)}{1500} \right) \\
 &= \frac{560 \left(0,8 + \frac{240}{36 + 9 \cdot 1} \right)}{1500} \\
 &= \frac{537.6}{45} \\
 &= 11.947 \text{ cm} < 12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Tebal plat yang direncanakan yaitu 12 cm telah memenuhi syarat tebal minimum syarat tebal minimum plat. Untuk plat yang lainnya tidak perlu direncanakan lagi, sehingga tebal plat direncanakan sama yaitu menggunakan tebal plat 12 cm.

3.3 Perhitungan Pembebanan Struktur

3.3.1 Pembebanan Pada Atap

- Beban Hidup Pada Atap

$$\begin{array}{lcl} \text{Beban guna} & 0.96 & \\ & & = \frac{0.96 \text{ KN/m}^2}{0.96 \text{ KN/m}^2} \\ \text{ql} & & \end{array}$$

3.3.2 Pembebanan Pada Lantai 5

Pembebanan Plat Lantai

- **Beban Mati (qd)**

$$\begin{array}{lcl} - \text{ Berat plafond + pengantung} & = 0.11 + 0.7 & = 0.18 \text{ KN/m}^2 \\ - \text{ Berat spesie 2 cm tebal} & = 2 \times 0.21 & = 0.41 \text{ KN/m}^2 + \\ \text{qd} & & = \frac{0.59 \text{ KN/m}^2}{0.59 \text{ KN/m}^2} \end{array}$$

Note:

Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat Mesing, berat sendiri plat, kolom dan balok tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada sehingga selfweight/berat sendiri (Program Bantu Komputer:

STAAD Pro).

- **Beban Hidup (ql)**

$$\begin{array}{lcl} \text{Beban orang} & = 0.96 & \\ & & = \frac{0.96 \text{ KN/m}^2}{0.96 \text{ KN/m}^2} \\ \text{ql} & & \end{array}$$

- **Beban Lift (ql)**

Beban lift dikategorikan beban hidup (ql) karena beban yang bergerak

$$\begin{array}{lcl} - \text{ lift dengan kapasitas muat 12 orang} & \text{ql} & = 10 \text{ KN} \end{array}$$

3.3.4 Pembebanan Pada Balok Lantai 5

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

Pembebanan balok induk melintang line 5 dan 6 merupakan balok dengan dimensi (15/30), bentang (6m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding = 2.5 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³

$$\text{Berat dinding} = 2.5 \times 0.15 \times 1 \times 17 \quad \text{qd} = \frac{6.38 \text{ KN/m}}{6.38 \text{ KN/m}}$$

- » **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

Pembebanan balok induk melintang line C dan F merupakan balok dengan dimensi (15/30), bentang (6m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding = 2.5 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³

$$\text{Berat dinding} = 2.5 \times 0.15 \times 1 \times 17 \quad \text{qd} = \frac{6.38 \text{ KN/m}}{6.38 \text{ KN/m}}$$

Pembebanan balok induk melintang line C dan F merupakan balok dengan dimensi (15/30), bentang (6m)

• **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding = 1 m
 - Lebar dinding = 0.15 m
 - Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
 - Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³
- $$\text{Berat dinding} = 1 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{2.55 \text{ KN/m}}{2.55 \text{ KN/m}}$$
- qd**

3.3.5 Pembebanan Pada Lantai 4

Pembebanan Plat lantai

• **Beban Mati (qd)**

- Berat plafond + penggantung = 0.11 + 0.07 = 0.18 KN/m²
 - Berat spesie 2 cm tebal = 2 x 0.21 = 0.41 KN/m²
 - Berat keramik 1.2 cm tebal = 1.2 x 0.22 = 0.26 KN/m² +
- $$\text{qd} = \frac{0.26 \text{ KN/m}^2 + 0.41 \text{ KN/m}^2 + 0.18 \text{ KN/m}^2}{1} = 0.85 \text{ KN/m}^2$$

• **Beban Hidup (ql)**

- Berat beban (Ruang pertemuan) = 4 KN/m²
- $$\text{ql} = 4 \text{ KN/m}^2$$

3.3.6 Pembebanan Pada Balok

b.) Pembebanan Balok Induk (Portal melintang)

Pembebanan balok induk melintang line 2, 3 dan 4 merupakan balok dengan dimensi (20/30) untuk bentang (6m)

• **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama = 4 m - 0.3 = 3.7 m
- Lebar dinding = 0.15 m

–

– Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

– Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³

– Berat Dinding = $3.7 \times 0.15 \times 1 \times 17$ = $\frac{8.67 \text{ KN/m}}{8.67 \text{ KN/m}}$
qd = $\frac{8.67 \text{ KN/m}}{8.67 \text{ KN/m}}$

Pembebanan balok anak melintang line 6' = 7' merupakan balok dengan dimensi (15/25) bentang (3m)

• **Beban Mati (qd)**

– Tinggi dinding = 4 m - 0.25 = 3.75 M

– Lebar dinding = 0.15 m

– Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

– Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³

– Berat Dinding = $3.75 \times 0.15 \times 1 \times 17$ = $\frac{8.925 \text{ KN/m}}{8.925 \text{ KN/m}}$
qd = $\frac{8.925 \text{ KN/m}}{8.925 \text{ KN/m}}$

Pembebanan balok anak melintang line 10 = 1 merupakan balok dengan dimensi 15/25 bentang (2.5 m)

• **Beban Mati (qd)**

– Tinggi dinding = 4.5 m - 0.25 = 4.25 m

– Lebar dinding = 0.15 m

– Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

– Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³

– Berat Dinding = $4.25 \times 0.15 \times 1 \times 17$ = $\frac{10.83 \text{ KN/m}}{10.83 \text{ KN/m}}$
qd = $\frac{10.83 \text{ KN/m}}{10.83 \text{ KN/m}}$

» **Pembebanan Balok Induk (Portal memanjang)**

pembebanan balok induk melintang line A, B, D, E dan G merupakan balok

dengan dimensi (30/60) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding = 4 m - 0.6 = 3.4 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³
- Berat Dinding = $3.4 \times 0.15 \times 1 \times 17 = 8.67$ KN/m
- qd** = $\frac{8.67}{1} = 8.67$ KN/m

ket:

Berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding
= 0.5 x 8.7 KN/m

jadi berat dinding (qd) = 4.3 KN/m

Pembebanan balok anak memanjang line E' dan E'' merupakan balok dengan dimensi (15/30) bentang (3 m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding kamar mandi/WC = 3 m - 0.3 = 2.7 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³
- Berat Dinding = $2.7 \times 0.15 \times 1 \times 17 = 6.63$ KN/m
- qd** = $\frac{6.63}{1} = 6.63$ KN/m

3.3.7 Pembebanan Pada Tangga atau Bordes

Pembebanan pada tangan atau bordes lantai 2-5

- **Beban Mati (qd)**

– Berat spesie 2 cm tebal	=	2	x	0.21	=	0.41	KN/m ²	
– Berat keramik 1.2 cm tebal	=	1.2	x	0.22	=	0.3	KN/m ² +	
					qd	=	0.71	KN/m ²
• Beban Hidup (ql)								
– Berat beban guna untuk tangga/ bordes						=	3	KN/m ²
					ql	=	3	KN/m ²

3.3.8 Pembebanan Pada Lantai 3

Pembebanan Pada Plat Lantai

• Beban Mati (qd)

– Berat plafond + penggantung	=	0.11	+	0.07	=	0.18	KN/m ²	
– Berat spesie 2 cm tebal	=	2	x	0.21	=	0.41	KN/m ²	
– Berat keramik 1.2 cm tebal	=	1.2	x	0.22	=	0.3	KN/m	
					qd	=	0.81	KN/m ²

• Beban Hidup (ql)

– Berat beban (Kantor)	=	2.5	KN/m ²	
	ql	=	2.5	KN/m ²

3.3.9 Pembebanan Pada Balok

b.) Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

Pembebanan balok induk melintang line 2, 3, 4, 5, 7, 8 dan 9 merupakan balok

dengan dimensi (30/60) bentang (6m)

• Beban Mati (qd)

– Tinggi dinding utama	=	4	m	-	0.6	=	3.4	m
------------------------	---	---	---	---	-----	---	-----	---

- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³
- Berat Dinding = $3.4 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{8.67}{8.67} \frac{\text{KN/m}}{\text{KN/m}}$

Pembebanan balok anak melintang line 6' = 8' merupakan balok dengan

dimensi (20/40) bentang (3m)

• **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding = 3 m - 0.4 = 2.6 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³
- Berat Dinding = $2.6 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{6.375}{6.375} \frac{\text{KN/m}}{\text{KN/m}}$

Pembebanan balok anak melintang line 1 = 10 merupakan balok dengan

dimensi (20/50) bentang (2.5m)

• **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding = 4 m - 0.5 = 3.5 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³
- Berat Dinding = $3.5 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{8.925}{8.925} \frac{\text{KN/m}}{\text{KN/m}}$

» **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

Pembebanan balok induk memanjang line A, B, dan G merupakan balok dengan

dimensi (30/60) bentang (3 m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama = 4 m - 0.6 = 3.4 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³
- Berat Dinding = 3.4 x 0.15 x 1 x 17 = 8.67 KN/m
- qd** = 8.67 KN/m

ket:

Berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

$$\begin{aligned} &= 0.5 \times 8.7 \text{ KN/m} \\ \text{jadi berat dinding (qd)} &= 4.3 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Pembebanan balok induk memanjang line D dan E merupakan balok dengan

dimensi (30/60) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama = 4.5 m - 0.6 = 3.9 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³
- Berat Dinding = 3.9 x 0.15 x 1 x 17 = 9.945 KN/m
- qd** = 9.945 KN/m

Pembebanan balok induk memanjang line C' dan D' merupakan balok dengan

dimensi (30/60) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama	=	4.5 m - 0.6	=	3.9 m
- Lebar dinding	=	0.15 m		
- Panjang dinding	=	1 m		(diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah	=	17		KN/m ³
- Berat Dinding	=	3.9 x 0.15 x 1 x 17	=	10.455 KN/m
			qd	= $\frac{10.455}{10.455}$ KN/m

3.4.1 Pembebanan Pada Lantai 2

Pembebanan Pada Plat Lantai

- **Beban Mati (qd)**

- Berat plafond	=	0.11 + 0.07	=	0.18 KN/m ²
- Berat spesie 2 cm tebal	=	2 x 0.21	=	0.42 KN/m ²
- Berat keramik 1.2 cm tebal	=	1.2 x 0.22	=	0.3 KN/m ²
			qd	= $\frac{0.3}{0.89}$ KN/m ² +

- **Beban Hidup (ql)**

- Berat beban guna (pertemuan)				KN/m ²
			=	4
			ql	= $\frac{4}{4}$ KN/m ²

3.4.2 Pembebanan Pada Balok

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

Pembebanan balok induk melintang line 2, 4, 7, dan 9 merupakan balok

dengan dimensi (30/60) bentang (6m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama	=	4.5 m - 0.6	=	3.9 m
- Lebar dinding	=	0.15 m		
-	=	1 m		(diambil per 1 meter panjang)

Panjang dinding

$$\begin{aligned} - \text{ Berat jenis pasangan batu merah} &= 17 \text{ KN/m}^3 \\ - \text{ Berat Dinding} &= 3.9 \times 0.15 \times 1 \times 17 = 9.945 \text{ KN/m} \\ &\mathbf{qd} = 9.945 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Pembebanan balok induk melintang line 6' = 7' merupakan balok dengan dimensi (30/60) bentang (3m)

• **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned} - \text{ Tinggi dinding} &= 3 \text{ m} - 0.6 = 2.4 \text{ m} \\ - \text{ Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\ - \text{ Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\ - \text{ Berat jenis pasangan batu merah} &= 17 \text{ KN/m}^3 \\ - \text{ Berat Dinding} &= 2.6 \times 0.15 \times 1 \times 17 = 6.63 \text{ KN/m} \\ &\mathbf{qd} = 6.63 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Pembebanan balok induk melintang line 1 = 10 merupakan balok dengan dimensi (30/60) bentang (3m)

• **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned} - \text{ Tinggi dinding} &= 4 \text{ m} - 0.5 = 3.5 \text{ m} \\ - \text{ Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\ - \text{ Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\ - \text{ Berat jenis pasangan batu merah} &= 17 \text{ KN/m}^3 \\ - \text{ Berat Dinding} &= 3.5 \times 0.15 \times 1 \times 17 = 8.925 \text{ KN/m} \\ &\mathbf{qd} = 8.925 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

Pembebanan balok induk memanjang line A, B dan G merupakan balok dengan dimensi (30/60) bentang (3 m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama = 4 m - 0.6 = 3.4 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³
- Berat Dinding = $3.4 \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{8.67 \text{ KN/m}}{8.67 \text{ KN/m}}$
qd

Pembebanan balok induk memanjang line D dan E merupakan balok dengan dimensi (30/60) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama = 4 m - 0.6 = 3.4 m
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³
- Berat Dinding = $x \times 0.15 \times 1 \times 17 = \frac{8.67 \text{ KN/m}}{8.67 \text{ KN/m}}$
qd

Pembebanan balok induk memanjang line C' dan D' merupakan balok dengan dimensi (20/40) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama = 4 m - 0.4 = 3.6 m
 - Lebar dinding = 0.2 m
 - Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
 - Berat jenis pasangan batu merah = 17 KN/m³
 - Berat Dinding = 3.6 x 0.15 x 1 x 17 = 9.18 KN/m
- qd** = 9.18 KN/m

Langkah – Langkah Pendimensian Struktur 3D Pada Staad Pro 2008:

Pemodelan Struktur:

Open Staad Pro 2008 → Space kemudian (isi file name, lokasi penyimpanan file, Title/judul tugas) → Pilih Unit (Meter, Kilogram) kemudian pilih Next → Yes → Add Beam → finish, Digambar dengan menggunakan sumbu global X,Z kemudian gambar denah sesuai ukuran bangunan pake Snap Node/Beam → Geometri: Intersect selected members → Enter tolerance = 0 → kemudian Okey → Yes → Untuk menggambar struktur lantai atas di pilih menu Translational repeat → Global direction pilih Y → Default step spacing = 5 m (sesuai tinggi lantai dari lantai dasar ke lantai berikutnya) → Number of step (diisi sesuai dengan jumlah tingkat yang ada dalam struktur) → pilih Link Steps → Ok
→ Kemudian dihapus batang pada lantai dasar

Pendimensian:

Pilih menu commands → member property → Prismatic → pilih Rectangle untuk kolom / balok yang berbentuk persegi, pilih Circle untuk kolom/ balok yang berbentuk bulat, diisi sesuai ukurang: $YD = h$, $ZD = b$ untuk balok dan untuk kolom bulat pilih circle masukan nilai $YD = \text{Diameter}$ → Assign → close.

Tumpuan:

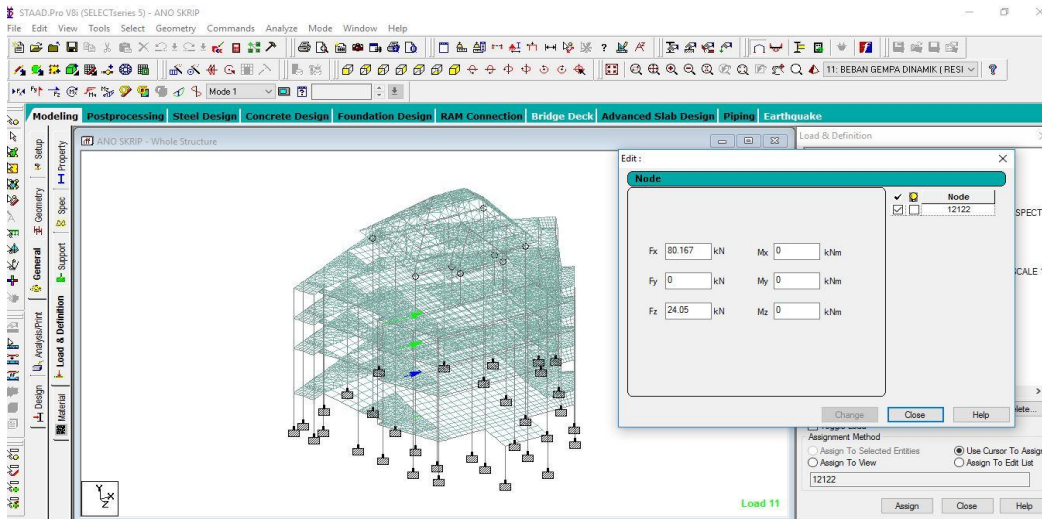
Pilih menu commands → support specifications → fixed (untuk tumpuan jepit) → Assign → close.

Pembeban:

Pilih menu commands → loading primary load → create new primary load case: Title diisi nama beban **ke -1** (beban mati) → pilih selfweight untuk berat sendiri struktur: Direction = Y Factor/nilai = -1 → Assign. Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada lantai (plate load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan, Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada batang/balok (member load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan.

New Load: diisi nama beban **Ke-2** (beban Hidup) yang bekerja pada lantai (plate) diisi nilai beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedungg 1987(Tabel 3.1 hal. 12)

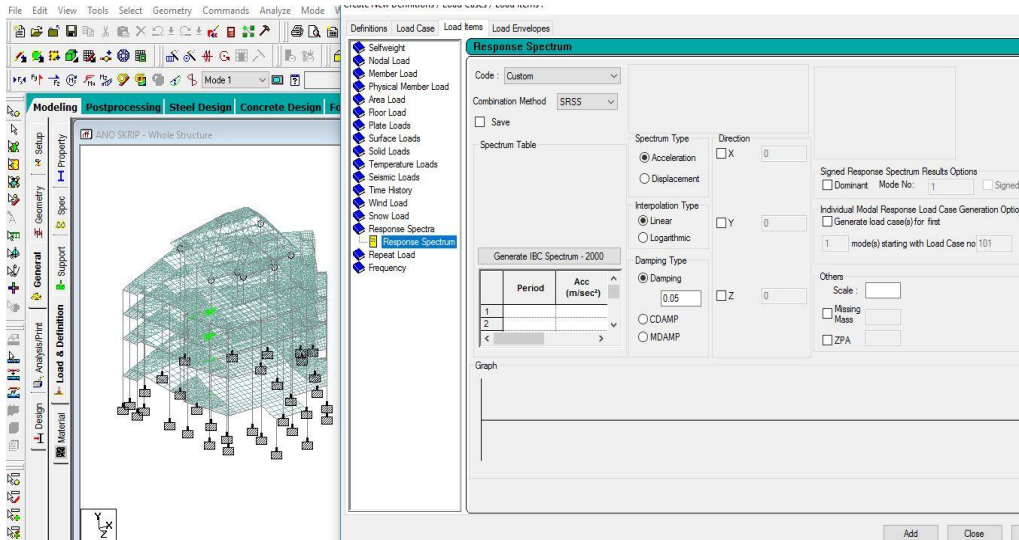
New Load: diisi nama beban **Ke-3** (beban gempa) yang bekerja pada struktur diisi nilai pembebanan sesuai dengan berat sendiri tiap lantai yang akan dibebankan pada pusat massa yaitu arah sumbu X dan Z, kemudian diatur nilai *Response Spectrum Load* Koefisien Gempa dasar untuk Wilayah Gempa 6 untuk tanah Sedang. Langkah pembebanan gempa seperti dihalaman berikut ini:



Tabel 3.2 Beban Gempa Dinamik Arah X, Z dan Y

Lantai	FX (KN)	FZ (KN)	FY (KN)
			$W_i * 10\%$
2	2691.104	2691.104	2691.104
3	3088.330	3088.330	3088.330
4	3323.853	3323.853	3323.853
5	3405.147	3405.147	3405.147

Diisi nilai gaya geser gempa yang telah dihitung tiap lantai pada kotak Fx, Fy dan Fz, dimana Fx dan Fz adalah gaya lateral gempa sedangkan Fy adalah beban gravitasi bumi efeknya hanya $\pm 10\%$ akibat gempa.



Gambar 3.2 Beban Gempa dan Spectrum parameter

Klik pada Menu Spectrum akan tampil seperti diatas, kemudian kita mengisi parameter-parameter tersebut sesuai dengan peraturan gempa yang kita gunakan di Indonesia.

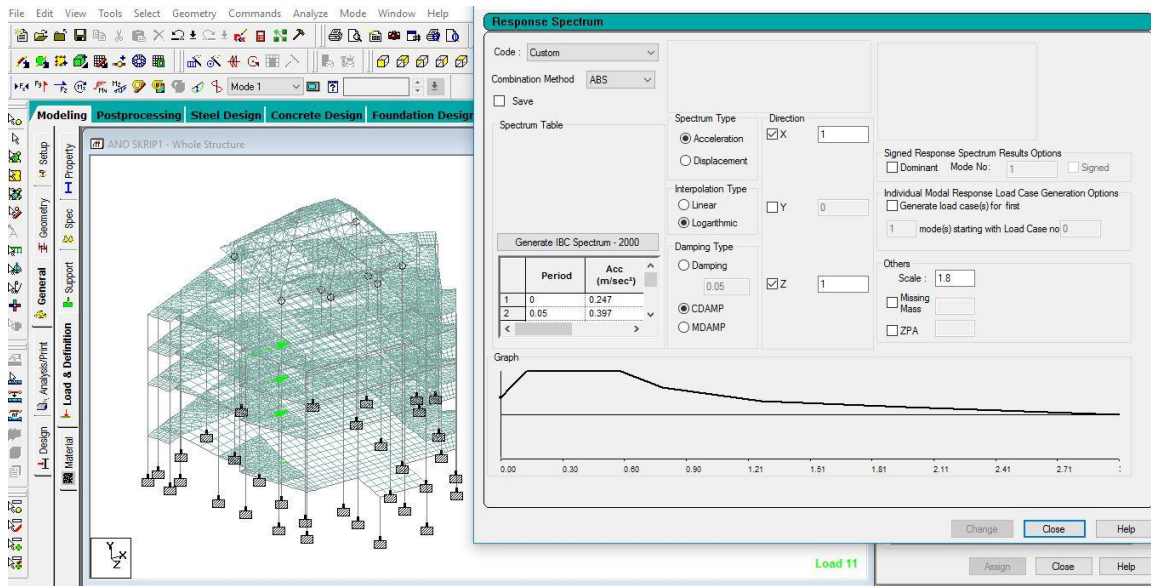
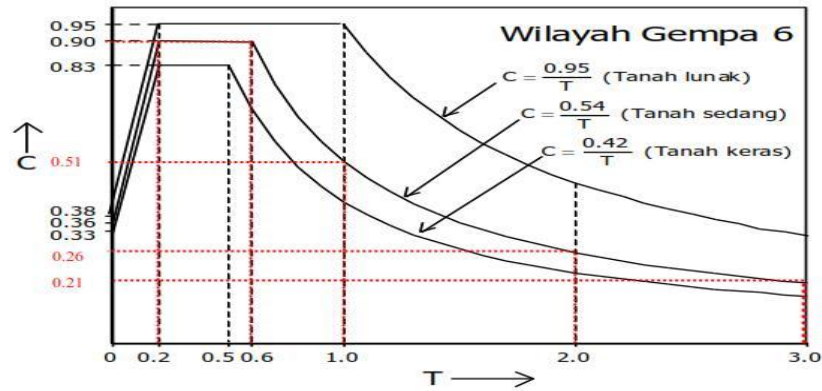
Parameter: Combination Method → CQC, Spectrum Type → *Acceleration*, Interpolation Type → *Linear*, Direction: $X = 1, Y = 1, Z = 0, 3$ Damping → *0,05*
Scale → *1.2*

Dalam menganalisa beban gempa dinamik (SNI – 1726 – 2012 pasal 5.8.2)

Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Sehingga dalam parameter Spectrum Load Direction diisi: X

=1, Y = 1 dan Z = 0, 3

Mengatur Response Spectrum Load → Define Spectrum Pairs



Gambar 3.3 Beban Gempa dan Define Spectrum Pairs

Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 6 tanah sedang, dengan perhitungan Response Spectrum Gempa Rencana didapat nilai $C = 0, 51$ (SNI 1726 – 2002 pasal 4.7.6)

New Load Combination:

Load comb 7 kombinasi 1

$$U = 1,4D$$

Load comb 8 kombinasi 2

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

Load comb 8 kombinasi 3

$$U = 1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$$

Load comb 8 kombinasi 4

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 1,6 (Lr \text{ atau } R)$$

Design:

Pilih Concrete design karena struktur portal yang di desain menggunakan material beton →

Select parameter: diisi nilai parameter desain ($f'c$ dan f_y) sesuai dengan data perencanaan

→ Assign. **Define parameter:** diisi nilai f_c dan f_y sesuai dengan data perencanaan.

Design Command: dipilih Design Beam=desain balok

→ Assign. Design Column = desain kolom → Assign, Design Slab/Element = desain

elemen/plat → Assign. **Take off:** menampilkan berat volume beton → Assign...

Untuk menghitung berat struktur perlintai

Command → Post, Analysis Print → CG → Yes

Untuk menghitung Drift

Command → Post, Analysis Print → Story Drift → Yes

Analysis:

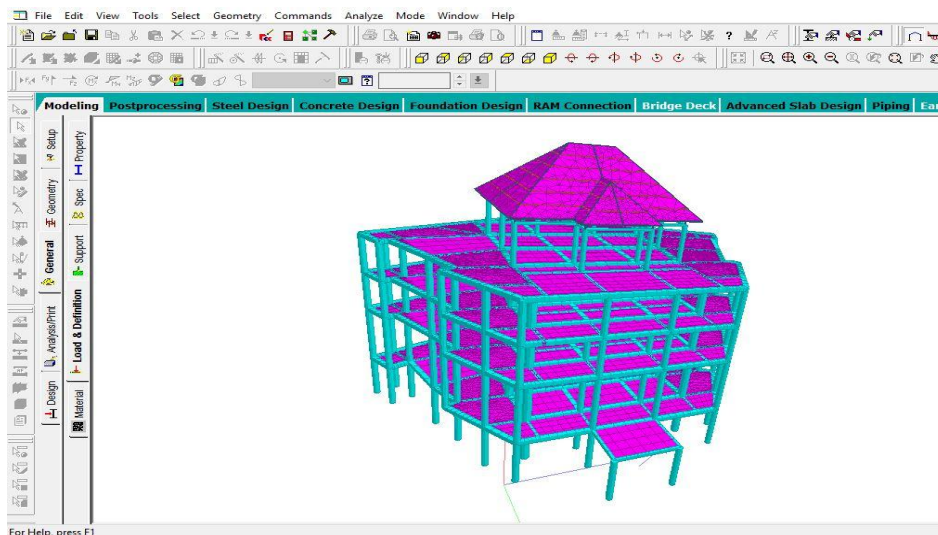
Command → Analysis → perform Analysis → No Print → Add → Close

Run Analysis:

Analyze → Run Analysis → Staad Analysis → Run analysis → Save

3.5 Perhitungan Pusat Masa (center of mass) dan Pusat Kekakuan (center of rigidity)

Struktur.



Gambar 3.5 portal 3D dalam bentuk isometric

3.6 Gambar Pusat Masa (Center Of Mass):

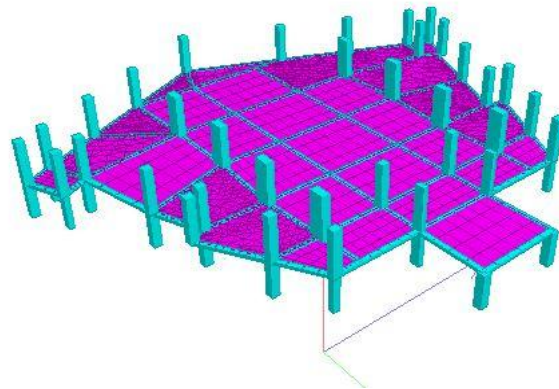
Pilih menu commands → loading primary load → create new primary load case: Title diisi nama beban **ke -1** (beban mati) → pilih selfweight untuk berat sendiri struktur: Direction = Y Facctor/nilai = -1 → Assign. Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada lantai (plate load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan, Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada batang/balok (member load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan.

New Load: diisi nama beban **Ke-2** (beban Hidup) yang bekerja pada lantai (plate) diisi nilai beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedungg 1987(Tabel 3.1 hal. 12)

New Load: diisi nama beban **Ke-3** (beban gempa) yang bekerja pada struktur diisi nilai pembebanan sesuai dengan berat sendiri tiap lantai yang akan dibebankan pada pusat massa yaitu arah sumbu X dan Z, kemudian diatur nilai *Response Spectrum Load* Koefisien Gempa dasar untuk Wilayah Gempa 6 untuk tanah Sedang. Langkah pembebanan gempa seperti dihalaman berikut ini:

3.7 Gambar dan perhitungan pusat massa Lantai

Gambar potongan lantai 2



Gambar 3.9 Potongan Lantai 2

Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 2 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.3 Berat dan Koordinat Lantai 2

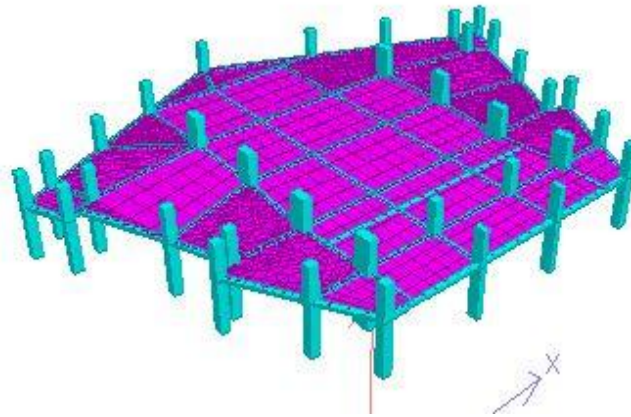
Berat (KN)	Koordinat (m)	
	X	Z
3405.1467	9.3520	-1.765

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 9.3520 Y = 4.6593 Z = -11.5044

TOTAL SELF WEIGHT = 3405.1467 (KN UNIT)

3.8 Gambar potongan lantai 3



Gambar 3.8 Potongan Lantai 3

Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 3 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.4 Berat dan Koordinat Lantai 3

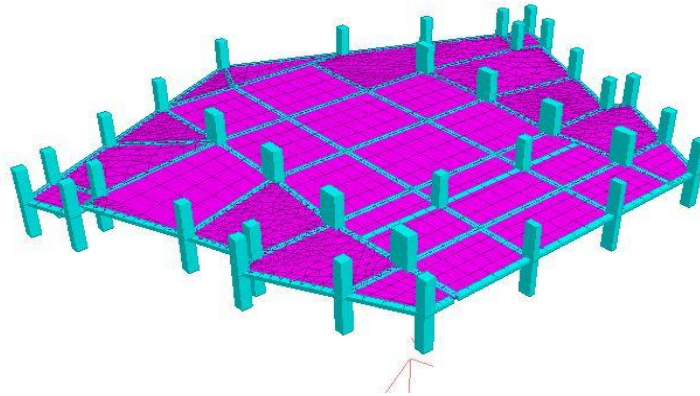
Berat (KN)	Koordinat (m)	
	X	Z
3323.8533	9.3203	-11.8524

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 9.3203 Y = 10.3116 Z = -11.8524

TOTAL SELF WEIGHT = 3323.8533 (KN UNIT)

3.9 Gambar potongan lantai 4



Gambar 3.9 Potongan Lantai 4

Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 4 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.5 Berat dan Koordinat Lantai

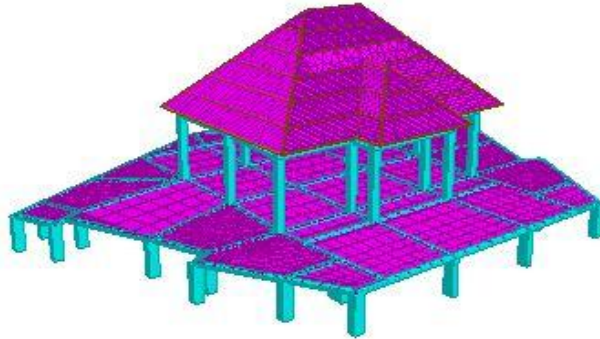
Berat (KN)	Koordinat (m)	
	X	Z
3088,3298	9.3207	-11.8762

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 9.3207 Y = 14.5000 Z = -11.8762

TOTAL SELF WEIGHT = 3088.3298 (KN UNIT)

4.1 Gambar potongan lantai 5



Gambar 4.1 Potongan Lantai 5

Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 5 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.6 Berat dan Koordiant Lantai

Berat (KN)	Koordinat (m)	
	X	Z
2691.1035	9.3351	-12.0303

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 9.3351 Y = 18.9442 Z = -12.0303

TOTAL SELF WEIGHT = 2691.1035 (KN UNIT)

1. Koordinat pusat masa lantai (Center of Mass) dilihat dari hasil running Program Bantu Teknik Sipil (PBTS)/STAAD PRO, berat bangunan per lantai yang telah dipotong dalam bentuk 3D dengan perintah / Command → Post Analysis Print: CG (Center of Gravity) dan Support Reaction.

Koordinat pusat massa per lantai seperti pada tabel dibawah ini:

Tabel 3.13koordinat Per Lantai

Koodinat per lantai	X	Z
Lanta 2	9.35	-11.50
Lanta 3	9.32	-11.85
Lanta 4	9.32	-11.87
Lanta 5	9.33	-12.03

Keterangan:

Nilai koordinat ini dipakai untuk memberikan beban gempa pada struktur dan Respon Spectrum Gempa pada struktur dapat dilihat pada Input data Staad Pro, dengan mengatur parameter – parameter: X = 1, Y = 1, Z = 0, 3
 Dalam menganalisa beban gempa dinamik (SNI – 1727 – 2013 pasal 5.8.2)

Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembeban gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam

arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Sehingga dalam parameter Specturm Load Direction diisi: X =1, Y= 1 dan Z = 0,

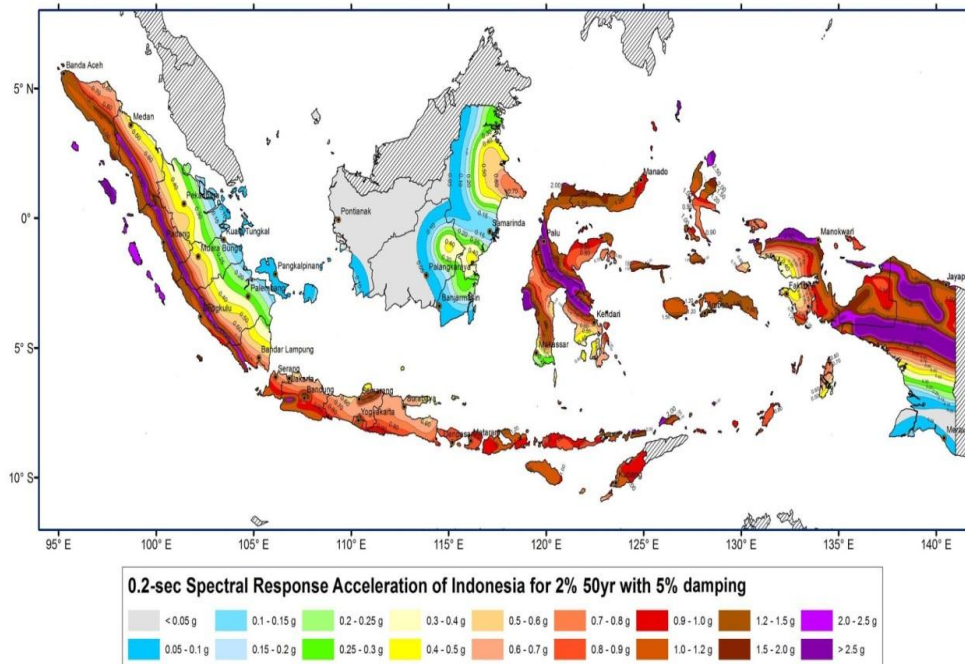
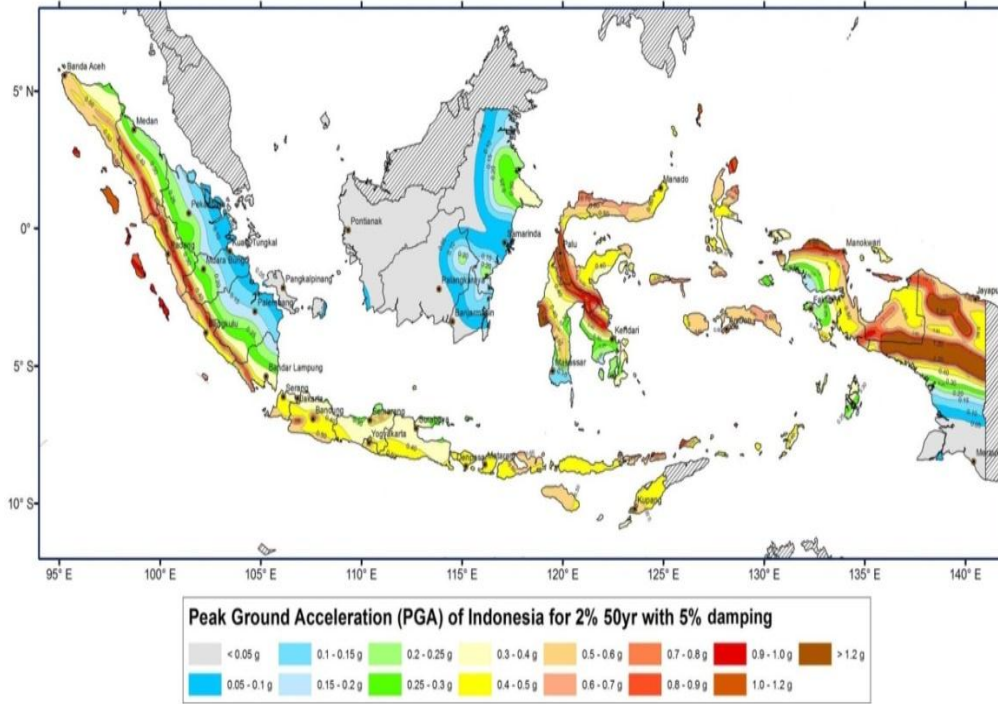
Berat bangunan tiap lantai dari hasil analisa STAAD PRO di tabelkan

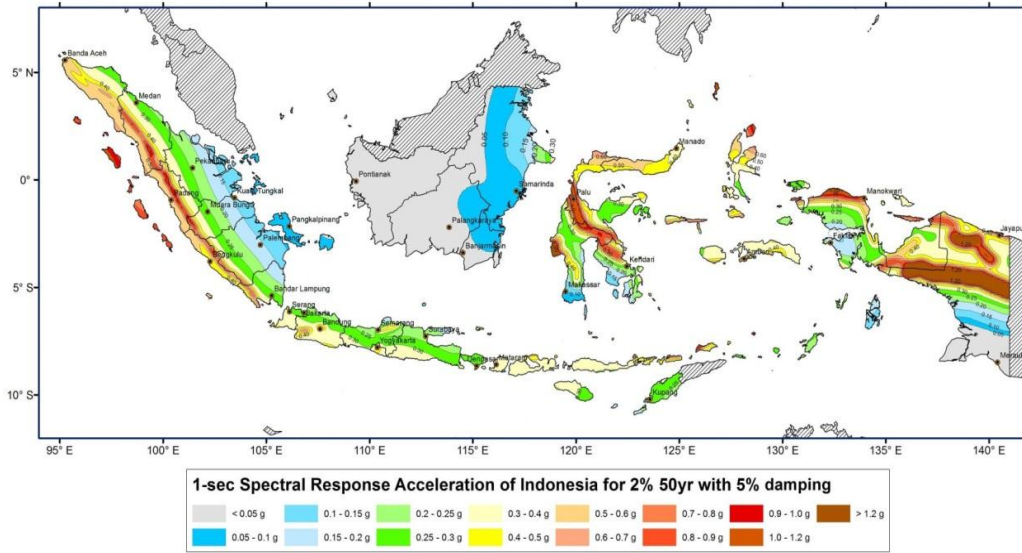
Tabel 3.14 Berat Bangunan Per Lantai

Lantai	Elevasi (m)	Berat total (KN)
2	4.50	3405.146 7
3	10.5 0	3323.8533
4	14.5 0	3088,329 8
5 + Atap	26,4 3	2691.1035

Wilayah Gempa dan Spektrum Respon

Beban Gempa dan Peta Zonasi Gempa Indonesia



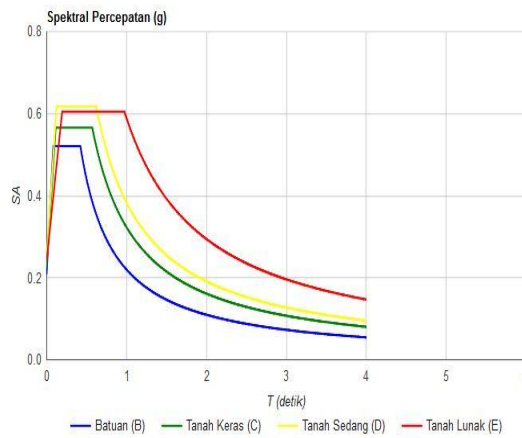


4.3 Menentukan Nilai S_s dan S_1

- Lokasi Gedung = Malang
- Data didapat dari = Puskim.Pu.Co. Id

Jenis Batuan Tanah Sedang (D)	
Variabel	Nilai
PGA (g)	0.399
S_s (g)	0.781
S_1 (g)	0.330
C_{RS}	1.003
C_{R1}	0.921
FPGA	1.101
F _v	1.100

Block Batuan Tanah Sedang (D)	
T (detik)	SA (g)
0	0.247
T_0	0.618
T_s	0.618
T_s+0	0.532
$T_s+0.1$	0.467
$T_s+0.2$	0.416
$T_s+0.3$	0.377



Untuk kota Malang, di dapat nilai :

$$S_s = 0,781$$

$$S_1 = 0,330$$

4.1.1 Menentukan Kageori Resiko bangunan dan Faktor Keutamaan, I_e

Tabel 3.12: Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none">- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan- Fasilitas sementara- Gudang penyimpanan- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none">- Perumahan- Rumah toko dan rumah kantor- Pasar- Gedung perkantoran- Gedung apartemen/ rumah susun- Pusat perbelanjaan/ mall- Bangunan industri- Fasilitas manufaktur- Pabrik	II

<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 risiko IV.</p>	IV
--	----

faktor keutamaam Gempa

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

4.2.2 Menentukan Kategori Design Seismik (KDS)

- Menentukan Koefisien Situs Fa dan Fv

Berdasarkan data tanah N'SPT pada lapisan tanah 1m hingga 12 meter

N_2 = nilai rata- rata N_{spt}

$$= \frac{18+16}{2} = 17$$

$$\frac{T_i}{N_i} = \frac{6.5}{17} = 0.382$$

Tabel 3.2 Perhitungan \bar{N} (nilai rata – rata hasil *test* penetrasi standar lapisan

Perhitungan KDS				
Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	Ni	Ti/Ni
Lapisan 1	6.5	6.5	17	0.382353
Lapisan 2	10.1	3.6	23.5	0.153191
Lapisan 3	16	5.9	13	0.453846
Lapisan 4	20.5	4.5	19.5	0.230769
Lapisan 5	25	4.5	18	0.25
		25		1.47016
N				
jumlah		25		17.00495

Sumber : Data Hasil Boring Pada Hotel Ijen Nirwana , 2013

$$\frac{\sum(T_i)}{\sum(\frac{T_i}{N_i})} = \frac{25}{1.47016} = 17.00495$$

NO.BH -3 (N = 17.00495)

Tabel 3.14 : 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"> Indeks plastisitas, $PI > 20$, Kadar air, $w \geq 40 \%$, dan Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25kPa$ 			
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. 		

Tabel 3.15: Klasifikasi Situs Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	S_s 0,25	S_s 0,5	S_s 0,75	S_s 1,0	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

Table 3. 15Klasifikasi Situs Fa

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 :

$$\text{Untuk } S_s = 0.789 \text{ g}$$

$$\text{Untuk } S_1 = 0.333 \text{ g}$$

$$S_s = 1.000 \quad \sim \quad Fa = 1.1$$

$$S_s = 0.750 \quad \sim \quad Fa = 1.2$$

$$S_s = 0.781 \quad \sim \quad Fa = \dots\dots\dots?$$

$$Fa = 1.100 + \frac{[0.789-1.000]}{[0.750-1.000]} \times 1.200 - 1.100 = 1.184$$

$$Fa = 1.184$$

$$S_s = 0.300 \quad \sim \quad Fv = 1.6$$

$$S_s = 0.400 \quad \sim \quad Fv = 1.8$$

$$S_s = 0.330 \quad \sim \quad Fv = \dots\dots\dots?$$

$$F_v = 1.8 + \frac{[1.8-1.6]}{[0.400-0.300]} \times 0.330 - 0.3 = 0.704$$

$$F_v = 1.91$$

4.1.2 Menentukan Nilai SDS dan SDI

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 2/3 \times F_a \times S_s \\ &= 0.66666667 \times 1.191 \times 0.781 \\ &= 0.620 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DI} &= 2/3 \times F_v \times S_1 \\ &= 0.66666667 \times 1.91 \times 0.330 \\ &= 0.420 \text{ g} \end{aligned}$$

Kategori Design 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

0.482

Untuk nilai 0.620 g > 0.500 g maka termasuk ketegori desain seismic D dan termasuk kategori SRPMK (pasal 7.2.5.5)

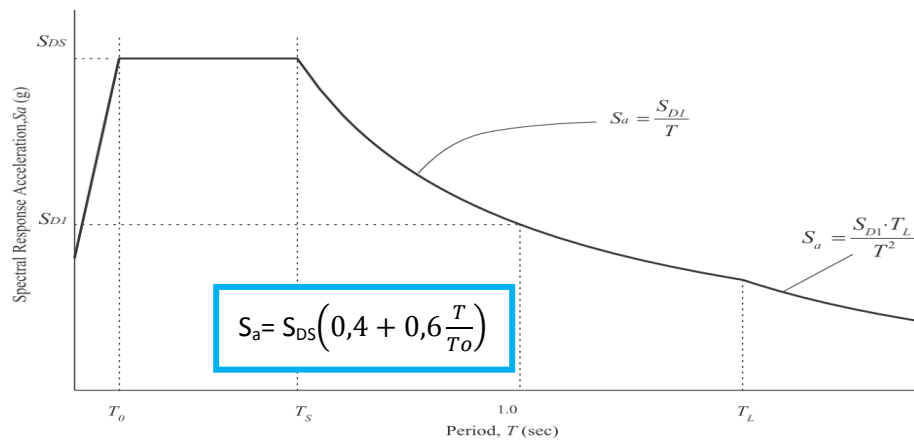
Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

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

Untuk nilai $0.420 \text{ g} > 0.200 \text{ g}$ maka termasuk kategori desain seismic D dan termasuk

kategori SRPMK (pasal 7.2.5.5)

Membuat Spectrum Respons Design



$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times (S_{D1}/S_{DS}) & T_s &= 0,2 \times (S_{D1}/S_{DS}) \\
 &= 0,2 \times \frac{0,420}{0,620} & &= 0,2 \times \frac{0,420}{0,620} \\
 &= 0,14 \text{ Detik} & &= 0,68 \text{ Detik}
 \end{aligned}$$

4.1.3 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 > 5 Tingkat :

$$T_a = C_u(t)$$

Dimana :

t = 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 3.19: 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)

$S_{D1} = 0.420$ g maka koefisien $C_u = 1,4$

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

Tabel 3.20: Koefisien Untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m:



Tipe struktur penahan gaya lateral arah x dan arah y adalah sistem rangka pemikul momen.

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

Tipe Struktur penahan gaya lateral arah X dan arah Y adalah dinding geser sehingga termasuk tipe *semua sistem struktur lainnya*.

$$T_a = 0.1 N$$

Arah X - (sistem Struktur lainnya)

$$N = 5$$

Maka :

$$\begin{aligned} T_a &= 0.1 \times 5 \\ &= 0.500 \text{ detik} \end{aligned}$$

Arah Y - (sistem Struktur lainnya)

$$N = 5$$

Maka :

$$\begin{aligned} T_a &= 0.1 \times 5 \\ &= 0.500 \text{ detik} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} T_{\max 1} &= 1.4 \times 0.500 \\ &= 0.7 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{\max 1} &= 1.4 \times 0.500 \\ &= 0.7 \end{aligned}$$

Batasan Penggunaan Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen (ELF)

Kontrol :

Tipe struktur penahan gaya lateral arah x dan arah y adalah sistem rangka pemikul momen.

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

$$= 0.420 \text{ g} / 0.620 \text{ g}$$

$$= 0.6775$$

$$3,5 T_s = 1,140041$$

$T < 3,5 T_s$, sehingga di gunakan analisa prosedur gempa **dinamis**

Menentukan faktor R, C_d dan Ω_0

Tabel 3.21 : Faktor R, C_d dan Ω_0 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 Tebel diatas maka di dapat nilai Faktor R, C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya dengan menggunakan dinding geser beton bertulang Khusus Sebagai Berikut :

- R (Koefisien modifikasi Respons) = 8

- Ω_0 (Faktor Kuat lebih sistem) = 3
- C_d (Faktor kuat lebih sistem) = 5,5

10 Menghitung Nilai Base Shear

$$V = C_s \times W \quad \longrightarrow \quad \text{Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012}$$

Keterangan :

CS = Koefisien Respon Seismeik

W = Berat Seismeik Efektif

Koefisien respons seismik CS \longrightarrow Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012

$$CS = \frac{SDS}{(R/Ie)}$$

Nilai CS yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$CS = \frac{SDS}{T_x(R/Ie)}$$

CS harus tidak kurang dari :

$$CS = 0,044SDS \text{ Ie} \geq 0,01$$

Untuk $S1 \geq 0,6 \text{ g}$, nilai CS harus tidak kurang dari:

$$CS = \frac{SDS}{(R/Ie)}$$

Nilai CS yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$CS = \frac{SDS}{T \times (R/Ie)}$$

CS harus tidak kurang dari :

$$CS = 0,044SDS Ie \geq 0,01$$

Untuk $S_1 \geq 0,6$ g, nilai CS harus tidak kurang dari:

$$CS = \frac{0,5 \times S_1}{T \times (R/Ie)}$$

$$S_1 = 0.333g$$

$$V = C_s \times W$$

$$CS = \frac{SDS}{(R/Ie)} = \frac{0.620}{8/1.5} = 0.11629$$

$$CS \text{ Maks} = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)} = \frac{0.420}{0.70 \times 5.33} = 0.11255$$

$$CS \text{ Min} = \frac{0.5 \times S_1}{(R/Ie)} = \frac{0.5 \times 0.3}{5.33} = 0.03094$$

$$C_{sx} = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)} = \frac{0.157}{1.140 \times 5.33} = 0.11255$$

$$C_{sy} = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)} = \frac{0.157}{1.140 \times 5.33} = 0.11255$$

Kontrol :

$$CS \text{ min} = 0.044 \times S_{DS} \times 1,5$$

$$= 0.044 \times 0.620 \times 1,5$$

$$= 0,040932 \quad 0.01 \longrightarrow \text{OK}$$

Kesimpulan :

Nilai CS yang dipakai adalah = 0.040932

Maka Nilai V_x dan V_y adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_x &= CS \times W \\ &= 0.031812 \times 12508.43 \\ &= \mathbf{397.9182 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_y &= CS \times W \\ &= 0.03122 \times 12508.43 \\ &= \mathbf{397.9182 \text{ KN}} \end{aligned}$$

Menghitung Gaya Gempa lateral F_X

$$F_X = C_{vx} \times V \longrightarrow \text{Pasal 7.8.3 SNI 1726-2012}$$

Menghitung Gaya Gempa lateral F_X

$$F_X = C_{vx} \times V \longrightarrow \text{Pasal 7.8.3 SNI 1726-2012}$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

Dimana :

C_{vx} = Faktor distribusi vertical

V = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur

W_i & W_x = Bagian berat seismik sfektif 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

$T_x = 0.7$ detik Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai $S_s = 1.120$ g berada diantara nilai

$T_x = 0.500$ $K_x = 1.00$

$T_x = 2.500$ $K_x = 2.00$

$T_x = 0.7$ $K_x = \dots?$

$$K_X = 1.000 + \frac{0.700-0.500}{2.500-0.500} 2.000 - 1.000$$

$$= 1.100$$

$$T_y = 0.7 \text{ Detik}$$

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai $S_s = 1.120$ g berada diantara nilai

$$T_y = 0.500 \quad K_X = 1.00$$

$$T_y = 2.500 \quad K_X = 2.00$$

$$T_y = 1.120 \quad K_X = \dots?$$

$$K_Y = 1.000 + \frac{0.700-0.700}{2.500-0.700} 2.000 - 1.000$$

$$= 1.100$$

$$V_x = 397.9182 \text{ KN}$$

$$V_y = 397.9182 \text{ KN}$$

LANTAI	Weight (Wi) kn	Tinggi (hi) m	Wi x hi ^{kx}	Wi x hi ^{ky}	Fx(kn)	Fy (kn)
Lantai 5+ atap	2691.104	26.4	98681.850	98681.850	179.177	179.177
Lantai 4	3088.330	14.5	58509.781	58509.781	106.236	106.236
Lantai 3	3323.853	10.5	44151.969	44151.969	80.167	80.167
Lantai 2	3405.147	4.5	17810.233	17810.233	32.338	32.338
Total	12508.433		219153.832	219153.832	397.918	397.918

Lantai	Perhitungan Beban Gempa 100 % yang ditinjau dan 30 % arah tegak lurus			
	Fx (Kn)	30 % Fx (Kn)	Fy	30 % Fy (Kn)
Lantai 5	179.177	53.753	179.177	53.753
Lantai 4	106.236	31.871	106.236	31.871
Lantai 3	80.167	24.050	80.167	24.050
Lantai 2	32.338	9.701	32.338	9.701
Total	397.918	119.375	397.918	119.375

4.2 Kinerja Batas Layan (Δ_s) dan Kinerja Batas Ultimit (Δ_m)

4.2.2 Kinerja Batas Layan (Δ_s)

Drift Δ_s diperoleh dari hasil analisa struktur portal 3 dimensi menggunakan gempa respons spectrum berupa hasil deformasi lateral / simpanan horizontal maksimum peringkat yang terjadi pada rangka portal yang dapat ditinjau terhadap arah X dan arah Z.

Menurut SNI 03 – 1726 – 2012 pasal 8.1.1 Untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, maka drift Δ_s antar tingkat tidak boleh lebih besar dari :

$$R = 8 \quad (\text{Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus})$$

$$(\text{drift } \Delta_s) = \frac{0,03}{R} \times h_i$$

1. Tingkat 1 , h = 4500 mm

$$(\text{drift } \Delta_s) = \frac{0,03}{8} \times 4500 = 16.875 \text{ mm}$$

2. Tingkat 2, h = 6000 mm

$$(\text{drift } \Delta_s) = \frac{0,03}{8} \times 6000 = 22.50 \text{ mm}$$

3. Tingkat 3-5, h = 4000 mm

$$(\text{drift } \Delta_s) = \frac{0,03}{8} \times 4000 = 15.00 \text{ mm}$$

Kinerja batas layan arah X

3.41 tabel kinerja batas layanan arah X

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	ΔS (mm)	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4500	0.53	0.53	16.88	OK
2	Lantai 3	6000	2.400	1.87	22.50	OK
3	Lantai 4	4000	8.4300	6.03	15,00	OK
4	Lantai 5	4000	11.4300	3.00	15,00	OK
5	Atap /	4000	13.6200	2,19	15,00	OK

Kinerja batas layanan arah Z

3.42 tabel kinerja batas layanan arah Z

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	ΔS (mm)	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4500	1.2800	1.28	16.88	OK
2	Lantai 3	6000	1.7100	0.43	22.50	OK
3	Lantai 4	4000	4.2200	2.51	15,00	OK
4	Lantai 5	4000	11.0800	6.86	15,00	OK
5	Atap	4000	17.1400	6.06	15,00	OK

4.2.3 Kinerja Batas Ultimit (Δ_s)

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Sesuai Pasal 4.3.3 simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut :

$$\xi = 0.7 \times R \quad (\text{SNI 03-1726-2012 pasal 8.2.1})$$

$$\xi = 0.7 \times 8 = 5$$

Kinerja batas layan arah X

43 tabel kinerja batas layanan arah X

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	$\Delta S \times \xi$	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4500	0.53	2.97	90.00	OK
2	Lantai 3	6000	2.400	10.47	120.00	OK
3	Lantai 4	4000	8.4300	33.77	80,00	OK
4	Lantai 5	4000	11.4300	16.80	80,00	OK
5	Atap	4000	13.6200	12.26	80,00	OK

Kinerja batas layanan arah Z

3.44 tabel kinerja batas layanan arah Z

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	$\Delta S \times \xi$	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4500	1.2800	7.17	90,00	OK
2	Lantai 3	6000	1.7100	2.41	120,00	OK
3	Lantai 4	4000	4.2200	14.06	80,00	OK
4	Lantai 5	4000	11.0800	38.42	80,00	OK
5	atap	4000	17.1400	33.94	80,00	OK

4.4 Perhitungan Eksentrisitas Rencana e_d

Untuk $0 < e \leq 0.3 b$

$$e_d = 1.5 e + 0.05 b \text{ atau } e_d = e - 0.05 b$$

Untuk $e \geq 0.3 b$:

$$e_d = 1.33 e + 0.1 b \text{ atau } e_d = 1.17 e - 0.1 b$$

Dari setiap persamaan di pilih di antara ke dua rumus itu, yang pengaruhnya

Paling menentukan untuk unsur subsitem struktur gedung yang di tinjauh

Lantai 5 + atap

Dimana : $b_z = 34,7 \text{ m}$

$$b_x = 27.98 \text{ m}$$

$$e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.02 \leq 0.3 \times 34,7$$

$$= 0.02 < 10.41 \longrightarrow \text{dipakai persamaan 1}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 34.7$$

$$= 1.765$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 34.7$$

$$= -1.715$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 1.765 m

$$e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= -12.998 \leq 0.3 \times 27.98$$

$$= -12.998 < 8.394 \quad \longrightarrow \quad \text{dipakai persamaan1}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times (-12.998) + 0.05 \times 27.98$$

$$= -18.098$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= -12.098 - 0.05 \times 27.98$$

$$= -14.379 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : -14.379 m

4.4.1 Jadi eksentrisitas rencana untuk lantai 5 $e_{dx} = 1.765 \text{ m}$ dan $e_{dx} = -14.379$

Lantai 4

Dimana : $b_z = 34,7 \text{ m}$

$$b_x = 27.98 \text{ m}$$

$$e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.02 \leq 0.3 \times 34,7$$

$$= 0.02 < 10.41 \longrightarrow \text{dipakai persamaan1}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 34.7$$

$$= 1.765$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 34.7$$

$$= -1.715$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 1.765 m

$$e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= -12.998 \leq 0.3 \times 27.98$$

$$= -12.998 < 8.394 \longrightarrow \text{dipakai persamaan1}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times (-12.998) + 0.05 \times 27.98$$

$$= -18.098$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= -12.098 - 0.05 \times 27.98$$

$$= -14,379 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : -14.379 m

Jadi eksentrisitas rencana untuk lantai 5 $e_{dx} = 1.765 \text{ m}$ dan $e_{dx} = -14.379$

Lantai 3-2

Dimana : $b_z = 34,7 \text{ m}$

$$bx = 27.98 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} e_z &= e \leq 0.3 b \\ &= 0.02 \leq 0.3 \times 34,7 \\ &= 0.02 < 10.41 \quad \longrightarrow \text{dipakai persamaan1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{dz} &= 1.5 e + 0.05 b \\ &= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 34.7 \\ &= 1.765 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{dz} &= e - 0.05 b \\ &= 0.02 - 0.05 \times 34.7 \\ &= - 1.715 \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 1.765 m

$$\begin{aligned} e_x &= e \leq 0.3 b \\ &= -12.998 \leq 0.3 \times 27.98 \\ &= -12.998 < 8.394 \quad \longrightarrow \text{dipakai persamaan1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{dx} &= 1.5 e + 0.05 b \\ &= 1.5 \times (-12.998) + 0.05 \times 27.98 \\ &= -18.098 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{dx} &= e - 0.05 b \\ &= -12.098 - 0.05 \times 27.98 \\ &= -14,379 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : -14.379 m

4.4.2 Jadi eksentrisitas rencana untuk lantai 5 $e_{dz} = 1.765$ m dan $e_{dx} = -14.379$ m

lantai	Jarak (m)	
	e_{dz}	e_{dx}
2	1.765	-14.379
3	1.765	-14.379
4	1.765	-14.379
5	1.765	-14.379

BAB IV

PERHITUNGAN PENULANGAN STRUKTUR

5.1 Perhitungan Penulangan Balok

5.1.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok

Penulangan yang direncanakan adalah pada balok induk melintang line tengah dengan balok No. 174, 2410, 2390

➤ **Data Perencanaan**

$b = 400$ mm

$h = 600$ mm

$f'c = 30$ Mpa

f_y ulir = 390 Mpa

f_y Polos = 240 mpa

Selimut beton = 40 mm

Dipakai tulangan pokok D = 19 mm

Dipakai tulangan sengkang = Ø 10 mm

Bentang balok 401, 3920, 3922 (L) = 5000 mm

Bentang bersih balok (Ln) = 4600 mm

$d = h - \text{selimut beton} - \text{diameter sengkang} - 1/2 \text{ diameter tulangan rencana}$

$$= 600 - 40 - 10 - (1/2 \times 19)$$

$$= 540,5 \text{ mm}$$

- Beban aksial tekan $\leq A_g \cdot f_c / 10$

$$11,30 \text{ kN} \leq \{ (400 \times 600) \times 30/10 \} \times 10^{-3}$$

$$11,30 \text{ kN} \leq 720 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Bentang bersih $\geq 4d$

$$4600 \geq 4 \times 540,5$$

$$4600 \geq 2162 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

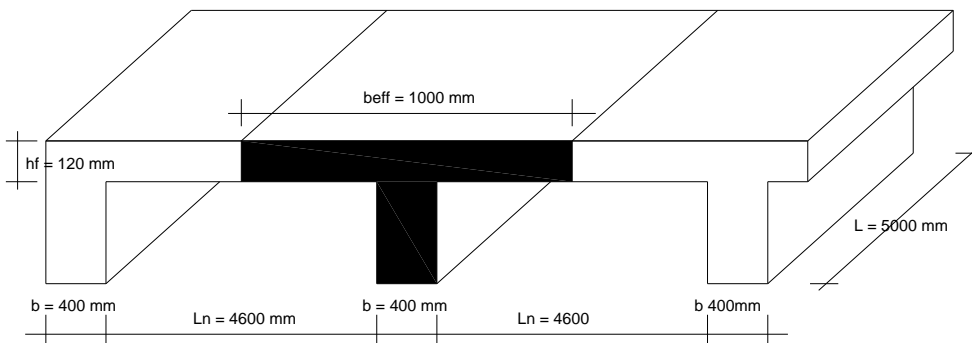
- $b_w/h \geq 0,3$

$$400/600 \geq 0,3$$

$$0,6667 \geq 0,3 \dots\dots\dots \text{OK}$$

- $b_w \geq 250$

$$400 \geq 250 \dots\dots\dots \text{OK}$$



Lebar flens efektif (beff)

- $beff = 1/4 L$
 $= 1/4 \times 5000$
 $= 1250 \text{ mm}$
- $beff = bw + 8hfkr + 8hfkn$
 $= 400 + (8 \times 120) + (8 \times 120)$
 $= 2320 \text{ mm}$
- $beff = bw + 1/2 Lnkr + 1/2 Lnkn$
 $= 400 + (1/2 \times 4600) + (1/2 \times 4600)$
 $= 5000 \text{ mm}$

Dipakai nilai beff terkecil yaitu = 1250 mm

Untuk mengetahui luar tulangan tarik yang diizinkan (Asmaks) maka dihitung :

$$A_s \text{ maks} = \frac{0,75 \cdot (0,85 \cdot f_c')}{f_y} \times \left[b_{\text{eff}} \cdot h_f + b_w \left(\frac{600 \cdot d}{f_y + 600} - h_f \right) \right], \text{ diaman}$$

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$ dan $f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$A_s \text{ maks} = \frac{0,8 \cdot (0,85 \cdot 30)}{390} \times \left[1500 \cdot 120 + 400 \left(\frac{600 \cdot 540,5}{390 + 600} - 120 \right) \right]$$

$$A_s \text{ maks} = 0,049 \times 43107,9 = 1868,7517 \text{ mm}^2$$

Tulangan minimal sedikitnya harus dihitung menurut SNI – 2847 - 2013 pasal 10.5.1. 2013 dan tidak boleh lebih kecil dari :

$$A_s \text{ min} = \frac{b_w \cdot d}{4 \cdot f_y} \sqrt{f_c'} = \frac{400 \cdot 540,4}{4 \cdot 390} \sqrt{30}$$

$$= 759,087 \text{ mm}^2$$

dan

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 540,5}{390}$$

$$= 776,103 \text{ mm}^2$$

Dengan mengetahui batasan dari jumlah tulangan yang harus terpasang untuk menahan momen yang terjadi pada struktur portal tahan gempa.

Maka dipakai tulangan minimum 3 D 19

$$A_s = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= 1/4 \cdot 3,14 \cdot 19^2$$

$$= 850,2 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan minimal 3 D 19 ($A_s = 850,16 \text{ mm}^2 > 776,103 \text{ mm}^2$)

Perhitungan penulangan tumpuan **kanan join 7657**

Mu = 556.06 KN.m (kombinasi 1 hasil dari staad pro 2008)

$$556.06 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

- Momen nominal (Mn) :

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{556.06 \times 10^6}{0.80} = 695.075 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

- Koefisien Tahanan (Rn) :

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{695.075 \times 10^6}{400 \times 541^2} = 5.9481$$

- Perbandingan Tegangan (m)

$$m = \frac{fy}{0.85 \cdot fc'} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15.2941$$

- Rasio penulangan perlu/rasio tulangan tarik yang memberikan kondisi regangan pada suatu penampang balok (r perlu):

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right] \\ &= \frac{1}{15.294118} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.2941 \times 63.0268}{390}} \right) \\ &= 0.0653846 \times 1 (1.985768800) \\ &= 0.007853 \end{aligned}$$

- Rasio penulangan keseimbangan/rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang (ρ_b) :

$$\beta_1 = 0.85 \longrightarrow fc' = 30 \text{ Mpa}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0850 \times 30}{390} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0.034$$

$$\rho_{maks} = 0.75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{maks} = 0.75 \times 0.034 = 0.02526$$

- Batasan rasio penulangan minimum (ρ_{min})

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.0035897$$

$\rho = 0.0874731 > \rho_{min} = 0.00359$, maka dipakai $r = 0.00586$

$$A_{S_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.012 \times 400 \times 540.50$$

$$= 1697.819 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n) yang diperlukan:

$$n = \frac{\rho}{\left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2\right)} = \frac{1697.818}{\frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2} = 5.991 = 6 \text{ buah}$$

Dipakai tulangan tarik D 19 dengan jumlah 6 buah

$$\text{Maka } A_{S_{ada}} = 6 \times \frac{1}{4} \times 19^2 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

Syarat : $A_{S_{ada}} > A_{S_{perlu}}$

$$1700.31 \text{ mm}^2 > 1697.819 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

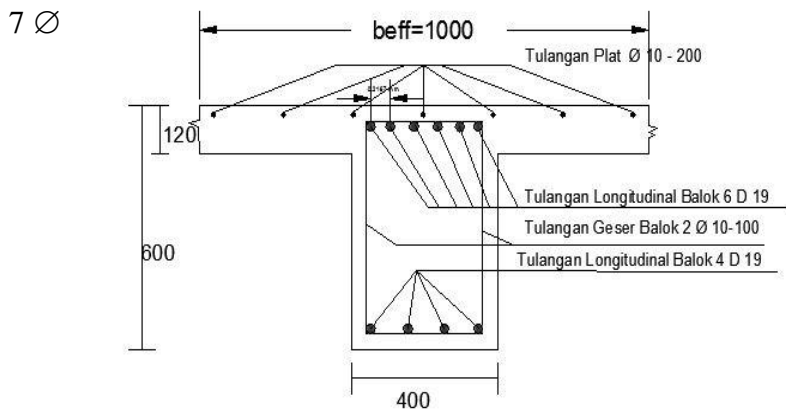
Kontrol :

$$b_{w_{min}} = (2 \times 40) + (2 \times 10) + (6 \times 19) + (5 \times 40)$$

$$= 397 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{aman})$$

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6 D 19 ($A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$),
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D 19 ($A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$),

• Tulangan plat terpasang disepanjang beff 19 ($A_s = 705,50 \text{ mm}^2$)



Kontrol Momen Negatif

Tulangan tarik $A_{s_{plat}}$ = 7 Ø 10 = 706.50 mm²

Tulangan tarik A_s = 6 D19 = 1700.31 mm²

Tulangan A_s' = 4 D 19 = 1133.54 mm²

Tulangan tarik $A_s + A_{s_{plat}}$ = 706.50 + 1700.31
= 2406.81 mm²

$y_1 = 20 + 1/2 \cdot 10$

= 25 mm

$y_2 = 40 + 10 + 1/2 \cdot 19$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

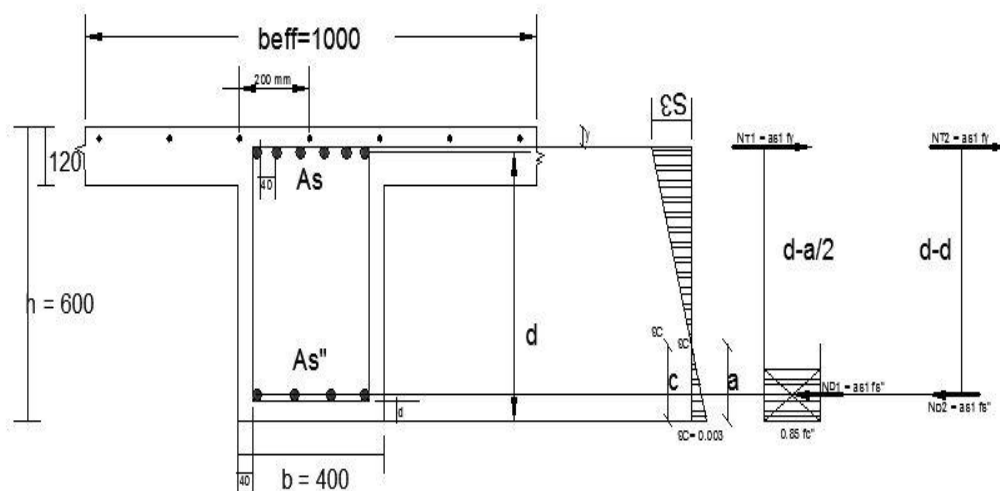
$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.31 \times 60}{2406.81}$$

$$= 49.373 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$



Gambar 4.1 Diagram tegangan regangan

Dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral di cari dengan menggunakan persamaan :

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot f's = As \cdot fy$$

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

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + As' \cdot \frac{(c - d')}{c} \times 600 = AS_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} + AS_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}}$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + A_s' (c-d) 600 = A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \cdot c + A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

Substitusi nilai $a = \beta_1 \cdot c$

$$f'c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (f'c - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c + A_s' (c-d) 600 = A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \cdot c + A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \cdot c + A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' - A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \cdot c - A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} - A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}}) \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 1133,54 - 1700 \cdot 31 \cdot 390) \cdot c$$

$$600 \cdot 1133,54 - 59.5 = 0$$

$$8670 c^2 - 152436 c - 3.1307303 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 294940.2 \frac{\pm \sqrt{(294940.2)^2 - (4 \times 8670 \times (-3.1307303))}}{2 \times (8670)}$$

$$c_1 = -45.443 \text{ mm}$$

$$c_2 = 79.462 \text{ mm maka diambil } c_2 = 79.462 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0.85 \times 79.462$$

$$= 67.542 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c = \frac{79.462-60}{79.462} (0.003) = 0.000075$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \varepsilon_c = \frac{550.63-88.2448}{79.461} (0.003) = 0.01779$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

Karena $\varepsilon_s > \varepsilon_y > \varepsilon_s'$ maka tulangan baja tarik lelah, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan

$$\begin{aligned} f'_s &= \varepsilon_s' \times E_s \\ &= 0.000075 \times 200000 \\ &= 150.727 \text{ Mpa} < 390 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned} \text{NDI} &= 0.85 f'_c \cdot a \cdot b \\ &= 0.85 \cdot 30 \cdot 67.542 \cdot 400 \\ &= 688932,7 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ND2} &= A_s' \cdot f'_s \\ &= 1133.540 \times 195.443 \\ &= 170854.85 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ND} &= \text{ND1} + \text{ND2} \\ &= 688932,7 + 170854.85 \\ &= 859787,6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NTI} &= A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} \\ &= 706.50 \times 240 \end{aligned}$$

$$= 169560 \text{ N}$$

$$NT2 = A_{S_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}}$$

$$= 2833.85 \times 390$$

$$= 1105201.5 \text{ N}$$

$$NT = NT1 + NT2$$

$$= 169560 + 773,643$$

$$= 943203 \text{ N}$$

$$Z1 = d - d'$$

$$= 547.385 - (1/2 \cdot 75.008)$$

$$= 509.881 \text{ mm}$$

$$Z2 = d - d'$$

$$= 547.385 - 59.5$$

$$= 487.88 \text{ mm}$$

$$M_n = (ND1 \cdot Z1) + (ND2 \cdot Z2)$$

$$= (611138 \times 509.881) + (2215442.94 \times 487.88)$$

$$= 252234476.953 \text{ Nmm}$$

$$M_r = \phi \times M_n$$

$$= 0.8 \times 252234476.953$$

$$= 601787581 \text{ Nmm} > M_u = 556060000 \text{ Nmm} \dots(\text{aman})$$

$$M_{pr} = 1.25 \times M_n$$

$$= 1.25 \times 252234476.953$$

$$= 315293096.191 \text{ Nmm}$$

Perhitungan penulangan tumpuan **kanan join 1093**

$Mu+ = 440.101 \text{ KN.m}$ (kombinasi 2 hasil dari staad pro 2008)

$$440.101 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6 D 19 ($A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$),
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D 19 ($A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$),
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 7 \emptyset 19 ($A_s = 705,50 \text{ mm}$

Kontrol Momen positif

$$\text{Tulangan tarik } A_{s\text{plat}} = 7 \emptyset 10 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 6 \text{ D}19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan } A_s' = 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan tarik } A_s + A_{s\text{plat}} &= 706.50 + 1700.31 \\ &= 2406.81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$y_1 = 20 + 1/2 \cdot 10$$

$$= 25 \text{ mm}$$

$$y_2 = 40 + 10 + 1/2 \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.31 \times 60}{2406.81}$$

$$= 49.373 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

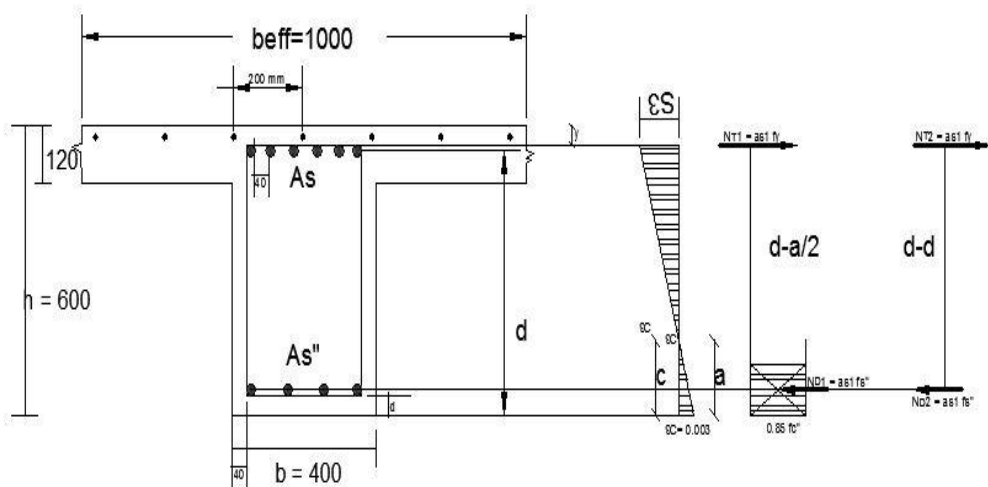


Diagram tegangan regangan

Dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral di cari dengan menggunakan persamaan :

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot f's = As \cdot fy$$

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

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + As' \frac{(c-d')}{c} \times 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}}$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + As' (c-d') 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

Substitusi nilai $a = \beta_1 \cdot c$

$$f'c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (fc - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c + A_s' (c-d) 600 = A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \cdot c + A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \cdot c + A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' - A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \cdot c + A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} - A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}}) \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 1133,54 - 1700 \cdot 31 \cdot 390) \cdot c$$

$$600 \cdot 1133,54 \cdot 59,5 = 0$$

$$8670 c^2 - 152436 c - 41487564 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 294940,2 \frac{\pm \sqrt{(294940,2)^2 - (4 \times 8670 \times (-3.1307303))}}{2 \times (8670)}$$

$$c_1 = -54.226 \text{ mm}$$

$$c_2 = 88.245 \text{ mm maka diambil } c_2 = 88.245 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0.85 \times 88.245$$

$$= 75.008 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{79.462-60}{79.462} (0.003) = 0.00098$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{550.63-88.2448}{79.461} (0.003) = 0.01572$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

Karena $\varepsilon_s > \varepsilon_y > \varepsilon_s'$ maka tulangan baja tarik lelah, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan

$$\begin{aligned} f'_s &= \varepsilon_s' \times E_s \\ &= 0.00075 \times 200000 \\ &= 150.727 \text{ Mpa} < 390 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned} \text{NDI} &= 0.85 f'_c \cdot a \cdot b \\ &= 0.85 \cdot 30 \cdot 75.008 \cdot 400 \\ &= 611138 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ND2} &= A_s' \cdot f'_s \\ &= 1133.540 \times 195.443 \\ &= 221542.9445 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ND} &= \text{ND1} + \text{ND2} \\ &= 688932,7 + 170854.85 \\ &= 832680.7 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NTI} &= A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} \\ &= 706.50 \times 240 \\ &= 169560 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NT2} &= A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}} \\ &= 1700.31 \times 390 \end{aligned}$$

$$= 663120.9 \text{ N}$$

$$\text{NT} = \text{NT1} + \text{NT2}$$

$$= 169560 + 663120.9$$

$$= 832680.9 \text{ N}$$

$$\text{Z1} = d - d'$$

$$= 547.385 - (1/2 \cdot 75.008)$$

$$= 513.627 \text{ mm}$$

$$\text{Z2} = d - d'$$

$$= 547.385 - 59.5$$

$$= 491.13 \text{ mm}$$

$$\text{Mn} = (\text{ND1} \cdot \text{Z1}) + (\text{ND2} \cdot \text{Z2})$$

$$= (611138 \times 513.123) + (2215442.94 \times 491.13)$$

$$= 552234476.953 \text{ Nmm}$$

$$\text{Mr} = \phi \times \text{Mn}$$

$$= 0.8 \times 552234476.953$$

$$= 4417875581.6 \text{ Nmm} > \text{Mu} = 440101000 \text{ Nmm} \dots(\text{aman})$$

$$\text{Mpr} = 1.25 \times \text{Mn}$$

$$= 1.25 \times 552234476.953$$

$$= 690293096.191 \text{ Nmm}$$

B. perhitungan Penulangan Lapangan 3455

$$Mu^+ = 705.867 \text{ km (kombinasi 1 hasil staad pro 2008)}$$

$$= 705.867 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6 D 19 ($A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4 D 19 ($A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$),
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 9 \emptyset 10 ($A_s = 706.50 \text{ mm}^2$),

Kontrol MR Positif

$$\text{Tulangan Tekan } A_s' \text{ plat} = 9 \emptyset 10 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$A_s' \text{ balok} = 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 706.50 + 1133.54 = 1840.04 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 6 \text{ D } 19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 20 + 1/2 \cdot 10$$

$$= 25 \text{ mm}$$

$$y_2 = 40 + 10 + 1/2 \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.31 \times 59.5}{1840.04}$$

$$= 64.581 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 64.581 = 535.419 \text{ m}$$

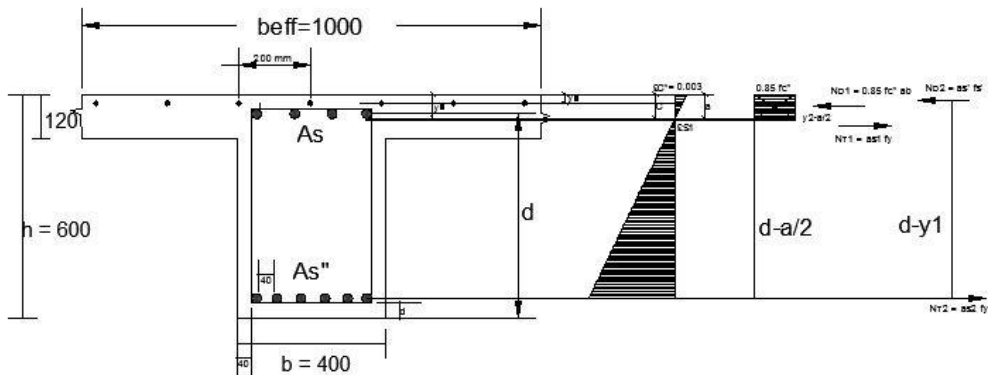


Diagram tegangan regangan

Misalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral dicari dengan menggu

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot beff + As' \cdot fs' = As \cdot fy$$

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

$$(0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot beff) \cdot c + As' (c - d') 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (f'c - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.81$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c + As' (c - d) 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

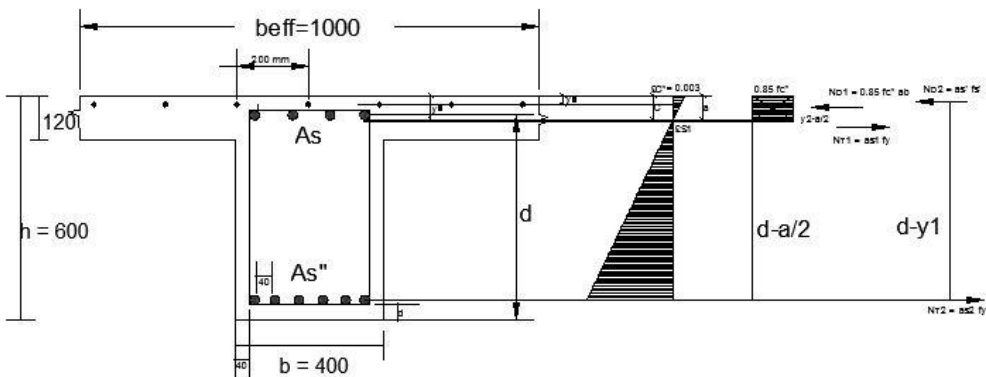
$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

$$(0,85.f'c.\beta1.c.beff) . c^2 + (600.As' . As.fy) . c - 600 . As' . d' = 0$$

$$(0,85.35.0,81.1000).c^2 + (600.1840,04-1700,31.390) .c - 600. 1840,04 . 64,581$$

$$24098 c^2 - 440903.1 c - 71298974 = 0$$

$$C = 53.780 \text{ mm}$$



Gambar 4.3 Diagram tegangan regangan

$$\epsilon_s' = \frac{c - y_1}{c} \epsilon_c = \frac{53.780 - 25}{53.780} (0.003) = 0.00161$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{y_2 - c}{c} \epsilon_c = \frac{59.500 - 53.78}{53.780} (0.003) = 0.00032$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{d - c}{c} \epsilon_c = \frac{535.42 - 53.78}{53.780} (0.003) = 0.02482$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$s_2 > \epsilon_y$ maka $f_s = f_y$

Karena $c < d'$, tulangan tekan sebagian mengalami gaya tarik maka dihitung nilai c menurut persamaan :

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot \text{Beff} + A_{S_{\text{plat}}} \cdot f_s' = A_{s1} \cdot f_s + A_{s2} \cdot f_y$$

$$\text{Substitusi nilai : } f_s' = \frac{c-y_1}{c} \times 600 \quad \text{dan } f_s = f_y$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot \text{beff}) + A_{S_{\text{plat}}} \frac{(c-y_1)}{c} \times 600 = A_{s1} \cdot f_s + A_{s2} \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot \text{beff}) + A_{S_{\text{plat}}} \cdot f_s' \cdot (c-d') \cdot 600 = A_{s1} \cdot f_y \cdot c + A_{s2} \cdot f_y \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot \text{beff}) \cdot c + A_{S_{\text{plat}}} \cdot (c-y_1) \cdot 600 = A_{s1} \cdot f_y \cdot c + A_{s2} \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot \text{beff}) \cdot c^2 + 600 \cdot A_{S_{\text{plat}}} \cdot c - 600 \cdot A_{S_{\text{plat}}} \cdot y_1 = A_{s1} \cdot f_y \cdot c + A_{s2} \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot \text{beff}) \cdot c^2 + (600 \cdot A_{S_{\text{plat}}} - A_{s1} \cdot f_y - A_{s2} \cdot f_y) \cdot c - 600 \cdot A_{S_{\text{plat}}} \cdot y_1 = 0$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot \text{beff}) \cdot c^2 + (600 \cdot 706,50 - 1133,54 \cdot 390 - 1700,31 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 706,50 \cdot 64,581 = 0$$

$$24097,5 c^2 - 570781,35 - 18250591$$

$$c = 42,952 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,8 \times 42,952$$

$$= 34,791$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{c-y_1}{c} \epsilon_c = \frac{42,952-25}{42,952} (0,003) = 0,00125$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{y_2 - c}{c} \epsilon_c = \frac{59.500 - 42.95}{42.952} (0.003) = 0.00116$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{d - c}{c} \epsilon_c = \frac{535.42 - 42.95}{42.952} (0.003) = 0.03184$$

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s$$

$$= 0.0012539 \times 200000$$

$$= 250.773 \text{ Mpa}$$

$$f_s = f_y$$

$$= 390$$

$$ND1 = 0.85 f_c' \cdot a \cdot b_{eff}$$

$$= 0.85 \cdot 35 \cdot 34.79 \cdot 1250$$

$$= 928030.407 \text{ N}$$

$$ND2 = A_{s_{plat}}' \cdot f_s'$$

$$= 706.50 \cdot 250.773$$

$$= 177171.0933 \text{ N}$$

$$NT1 = A_s \cdot f_s$$

$$= 2833.85 \cdot 390$$

$$= 1105201.5 \text{ N}$$

$$NT2 = A_s' \cdot f_y$$

$$= 1133.54 \cdot 390$$

$$= 442080.6 \text{ N}$$

$$ND1 + ND2 = NT1 + NT2$$

$$928030.407 + 177171.093 = 663120.9 + 442080.6$$

$$1105201.5 = 1105201.5$$

$$\begin{aligned} Z1 &= d - (1/2 \cdot a) \\ &= 498.76 - (1/2 \cdot 34.79) \\ &= 481.3693 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ZD2 &= d - y1 \\ &= 498.76 - 25 \\ &= 473.765 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ZT1 &= y_2 - c \\ &= 59.500 - 498.765 \\ &= -439.265 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ZT2 &= d - c \\ &= 498.765 - 42.952 \\ &= 455.813 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (ND1 \cdot ZD1) + (ND2 \cdot ZD2) + (NT1 \cdot ZT1) + (NT2 \cdot ZT2) \\ &= (928030.41 \cdot 481.369) + (177171.09 \cdot 473.8) + \\ &\quad (1105201.50 \cdot -439.265) + (442080.6 \cdot 455.813) \\ &= 193226771.255 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= \phi \cdot M_n \\ &= 0.8 \cdot 820934311.32 \\ &= 754581417 \text{ Nmm} > M_u = 705867000 \text{ Nmm} \dots (\text{aman}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1.25 \cdot M_n \\ &= 1.25 \cdot 193226771.255 \end{aligned}$$

$$= 241533464.069 \text{ Nmm}$$

C. Perhitungan Penulangan Tumpuan Kiri Joint 7493

$$Mu = 359.360 \text{ kNm (kombinasi 1 hasil staad pro 2008)}$$

$$359.360 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6 D 19 ($A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D 19 ($A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$)
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 9Ø 10 ($A_{s_{plat}} = 706.50 \text{ mm}^2$)

Kontrol Momen Negatif

$$\text{Tulangan Momen Negatif} = 9 \text{ Ø } 0 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 6 \text{ D } 19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s' = 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s + A_{s_{plat}} = 706.50 + 1700.31 = 2406.81 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 20 + \frac{1}{2} \cdot 10$$

$$= 25 \text{ mm}$$

$$y_2 = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.31 \times 60}{2406.81}$$

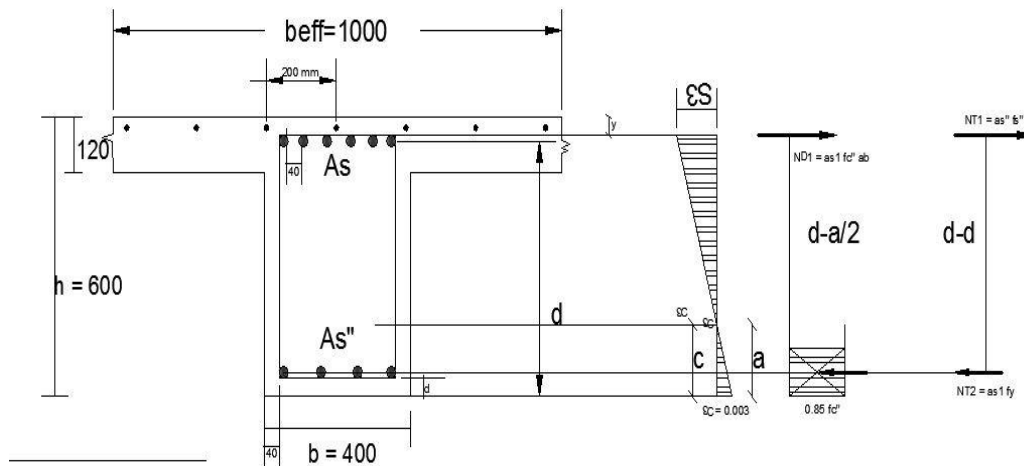
$$= 49.373 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 9 = 59.5 \text{ mm}$$



Gambar 4.4 Diagram tegangan regangan

Dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis negral dicari dengan menggunakan persamaan :

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

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

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + A_s' \frac{(c - d')}{c} \times 600 = A_{S_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} + A_{S_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}}$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + A_s' (c - d') 600 = A_{S_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \cdot c + A_{S_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = (0.850 - f_c - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c + A_s'(c-d') \cdot 600 = A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} \cdot c + A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} \cdot c + A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot A_s' \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} \cdot c + A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} - A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}}) \cdot c - 600 \cdot A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 1133,54 - 706,50 \cdot 240 - 1700,31 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 1133,54 \cdot 59,5 =$$

0

$$8670 c^2 - 152436 c - 41487564 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 152436 \frac{\pm \sqrt{(152436 \cdot 0,02)^2 - (4 \cdot 8670 \cdot (-41487564))}}{2 \cdot (8670)}$$

$$c_1 = -60.940 \text{ mm}$$

$$c_2 = 78.522 \text{ mm} \text{ maka diambil } c_2 = 78.522 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0.85 \times 78.522$$

$$= 66.744$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{78.522 - 60}{78.522} (0.003) = 0.00073$$

$$\epsilon_s = \frac{c - d}{c} \times \epsilon_c = \frac{550.63 - 88.2448}{88.245} (0.003) = 0.01804$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

Karena $\varepsilon_s > \varepsilon_y > \varepsilon_s'$ maka tulangan baja tarik leleh, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan.

$$f'_s = \varepsilon_s' \times E_s$$

$$= 0.00073 \times 200000$$

$$= 145.353 \text{ Mpa} < 59.5 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$ND1 = 0.85 f'_c \cdot a \cdot b$$

$$= 0.85 \cdot 40 \cdot 66.744 \cdot c$$

$$= 2269.2974 \text{ N}$$

$$ND2 = A_s' \cdot f'_s$$

$$= 1133.540 \times 145.353$$

$$= 164763.07 \text{ N}$$

$$ND = ND1 + ND2$$

$$= 2269.2974 + 164763.07$$

$$= 167032.4 \text{ n}$$

$$ND = NT = 167032.4 \text{ n}$$

$$NT1 = A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}}$$

$$= 706.50 \times 240$$

$$= 169560 \text{ N}$$

$$NT2 = A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}}$$

$$= 1700.31 \times 390$$

$$= 663120.9 \text{ N}$$

$$\text{NT} = \text{NT1} + \text{NT2}$$

$$= 169560 + 663120.9$$

$$= 832680.9 \text{ N}$$

$$\text{Z1} = d - (1/2 \cdot a)$$

$$= 550.627 - (1/2 \cdot 66.744)$$

$$= 517,255 \text{ mm}$$

$$\text{Z2} = d - d'$$

$$= 550.627 - 59.5$$

$$= 491.13 \text{ mm}$$

$$\text{Mn} = (\text{ND1} \cdot \text{Z1}) + (\text{ND2} \cdot \text{Z2})$$

$$= (2269 \times 517.255) + (164763.07 \times 491.13)$$

$$= 82093431.132 \text{ Nmm}$$

$$\text{Mr} = \phi \times \text{Mn}$$

$$= 0.8 \times 82093431.132$$

$$= 416747441 \text{ Nmm} > \text{Mu} = 359360000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{ (aman)}$$

$$\text{Mpr} = 1.25 \times \text{Mn}$$

$$= 1.25 \times 82093431.132$$

$$= 102616788.914 \text{ Nmm}$$

Kontrol MR Positif

$$\text{Tulangan tarik } A_{s_{\text{plat}}}' = 9 \varnothing 10 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s' = 6 D 19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan } A_s = 4 D 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan tarik } A_s' + A_{s_{\text{plat}}}' &= 706.50 + 1700.31 \\ &= 2406.81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$y_1 = 20 + 1/2 \cdot 10$$

$$= 25 \text{ mm}$$

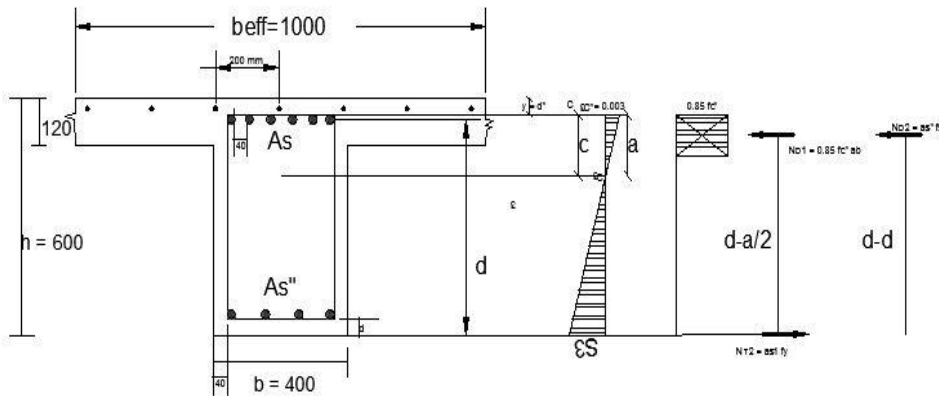
$$y_2 = 40 + 10 + 1/2 \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = d' = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.310 \times 60}{2406.810}$$

$$= 49.373 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}$$



Dimisalkan garis netral $> y_2$ maka perhitungan garis netral di cari dengan menggunakan persamaan :

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + As' \cdot f'_s = As \cdot f_{y_{ulir}}$$

$$\text{Subtitursi nilai : } f'_s = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) + As' = \frac{(c-d')}{c} \times 600 = As \cdot f_{y_{ulir}}$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) \cdot c + As' (c-d') 600 = As \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

Substitusi nilai $a = \beta_1 \cdot c$

$$f'_c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (f'_c - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c + 600 \cdot As' \cdot c - As' \cdot d' = As \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = As \cdot f_y \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_{y_{ulir}}) \cdot c \cdot 600 \cdot A_s' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 2406,81 - 1133,54 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 2406,81 \cdot 49.373$$

$$45321 c^2 - 1002005.4 c - 71298858.08 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 1426941.6 \frac{\pm \sqrt{(1426941.6)^2 - (4 \times 45321 \times (-71298858.1))}}{2 \times (45321)}$$

$$c_1 = -26.931 \text{ mm}$$

$$c_2 = 58.416 \text{ mm} \quad \text{maka diambil } c_2 = 60.678 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0.85 \times 58.416$$

$$= 49.654$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{60.678-60.68}{60.678} (0.003) = 0.000559$$

$$\epsilon_s = \frac{c-d}{c} \times \epsilon_c = \frac{550.627-60.68}{60.678} (0.003) = 0.02422$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$ maka tulangan baja tarik lelah, baja tekan belum dihitung tegangan pada

tulangan baja tekan

$$f's = \epsilon_s' \cdot E_s$$

$$= 0.000559 \times 200000$$

$$= 111.789 \text{ Mpa}$$

$$\text{NDI} = 0.85 f'c \cdot a \cdot b$$

$$= 0.85 \cdot 30 \cdot 49.654 \cdot 400$$

$$= 441555.94 \text{ N}$$

$$\text{ND2} = A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_s'$$

$$= 706.500 \times 111.789$$

$$= 78978.7887 \text{ N}$$

$$\text{ND3} = A_s' \cdot f_s$$

$$= 1700.310 \times 111.789$$

$$= 190075.618 \text{ N}$$

$$\text{NT} = A_s \cdot f_{y_{\text{ulir}}}$$

$$= 1133.54 \times 390$$

$$= 442080.6 \text{ N}$$

$$\text{ND1} + \text{ND2} + \text{ND3} = \text{NT}$$

$$441555.94 + 78978.79 + 190075.62 = 442080.6$$

$$710610.35 = 442080.60$$

$$\text{Z1} = d - (1/2 \cdot a)$$

$$= 550.627 - 49.373$$

$$= 525.800 \text{ mm}$$

$$\text{Z2} = d - d'$$

$$= 550.627 - 49.373$$

$$= 501.25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (ND1 \cdot Z1) + (ND2 \cdot Z2) \\
 &= (441556 \times 525.800) + (78978.79 \times 501.25) \\
 &= 234752726.531 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_r &= \phi \times M_n \\
 &= 0.8 \times 234752726.531 \\
 &= 187802181.2 \text{ Nmm} > M_u = 13262000 \text{ Nmm} \dots(\text{aman})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 1.25 \times M_n \\
 &= 1.25 \times 234752726.531 \\
 &= 293440908.163 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

5.1.2 Perhitungan Penulangan Geser Balok

5.1.2.1 Penulangan Geser Balok Memanjang (batang 401) bentang

$$L = 5600 \text{ mm}$$

Diketahui

$$h \text{ (tinggi balok)} = 600 \text{ mm} \quad \phi \text{ (faktor reduksi)} = 0.55$$

$$b_w = 400 \text{ mm} \quad f_y \text{ tulangan utama} = 390 \text{ Mpa}$$

$$d \text{ (tinggi efektif balok)} = 540.5 \text{ mm} \quad f_y \text{ tulangan sengkang} = 240 \text{ Mpa}$$

$$h_f \text{ (tebak flens)} = 120 \text{ mm} \quad f'_c \text{ (kuat tekan beton)} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\phi \text{ (faktor reduksi)} = 0.55$$

$$\text{Bentang bersih (Ln)} = 4600 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = D \ 19 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = \phi \ 10 \text{ mm}$$

$$M_n \text{ tumpuan kiri (} M_n - \text{) join } \mathbf{7657} = 252234476.953 \text{ Nmm}$$

$$M_n \text{ tumpuan kanan (} M_n - \text{) join } \mathbf{7493} = 81551828,531 \text{ Nmm}$$

$$M_n \text{ tumpuan kanan (} M_n + \text{) join } \mathbf{7493} = 258607150.690 \text{ Nmm}$$

Pada perhitungan tulangan geser untuk struktur tahan gempa ada dua macam, yaitu tulangan geser yang berada di dalam sendi plastis dan tulangan geser yang berada di luar sendi plastis. Daerah yang memiliki kemungkinan terjadinya sendi plastis adalah daerah $2h$ dari ujung balok yang ditinjau.

$$W_u = 1.2 D + L$$

Nilai W_u diambil dari hasil analisa Staad Pro pada kombinasi beban ke-1 yaitu : $1,2D + 1,0L$ dengan nilai V_u terbesar = $239.89 \text{ KN} = 2354.32 \text{ KN}$

Dengan nilai V_u diatas maka dapat diketahui nilai W_u seperti di bawah ini :

Reaksi terhadap beban gravitasi (V_u) = 2354.32 KN

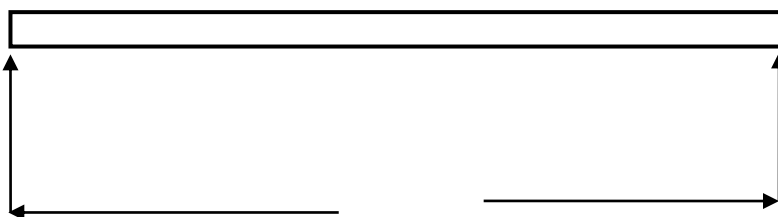
$$1,2D + L = 10,956 \text{ N/mm}$$

$$2354.32 = \frac{1}{2} \times W_u \times L$$

$$2354.32 = \frac{1}{2} \times W_u \times 4600$$

$$\frac{1}{2} \times W_u = 30676.900 / 4600$$

$$W_u = 1.023 \text{ KN/mm}$$



Beban Gravitasi

2353.32 KN

2353.KN

4600

252234477 KN mm

81551829 KNmm

M gempu kanan

-72562.240 KN

72562.240 KN

Gempu kanan +

$V_e = -70208.919$ KN

$v_e = 74915.56122$ KN

M Gempu Kiri

252234477 KN

258607151 KN

111052.528 KN

-111052.528 KN

Gempu Kiri +

$V_e = 113405.849$ KN

-108699.207 KN

- Balok 205 join 876 & 878 (40/60)

$b_w = 400$ mm $f_c' = 30$ Mpa

$h = 600$ mm $f_y = 240$ Mpa (Tul. Geser)

$$d = 540.5 \text{ mm}$$

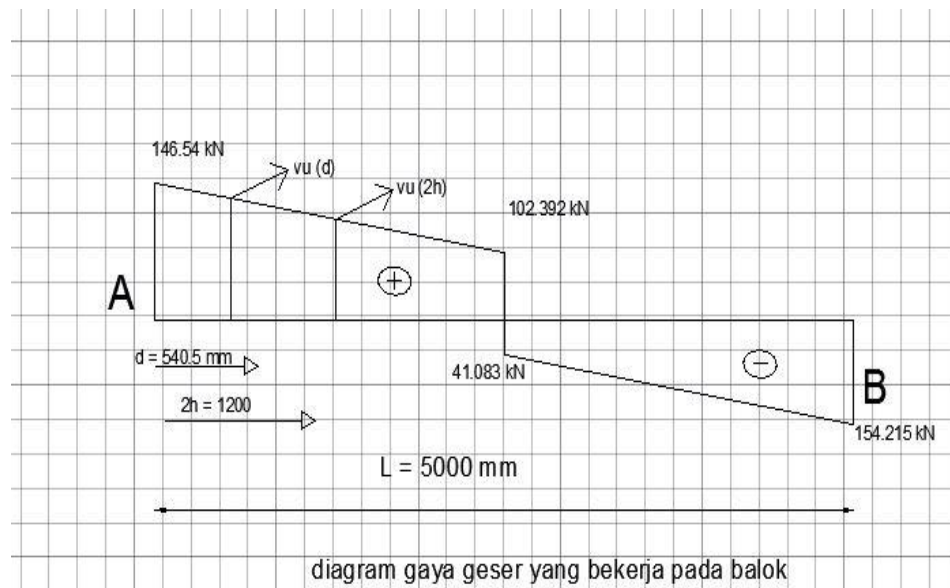
$$L = 5000 \text{ mm}$$

$$Vu_1 = 14653 \text{ kg} = 146.53 \text{ kN} \text{ (kombinasi 1 hasil staad pro 2008)}$$

$$Vu_2 = 10239.2 \text{ kg} = 102.392 \text{ kN} \text{ (kombinasi 1 hasil staad pro 2008)}$$

$$Vu_3 = 4108.3 \text{ kg} = 41.083 \text{ kN} \text{ (kombinasi 1 hasil staad pro 2008)}$$

$$Vu_4 = 15421.5 \text{ kg} = 154.215 \text{ kN} \text{ (kombinasi 1 hasil staad pro 2008)}$$



- Tulangan geser pada daerah sendi plastis (join 184)

$$\frac{146.53 - Vu(d)}{540.5} = \frac{146.53 - 102.392}{5000}$$

$$146.53 - Vu(d) = \frac{146.53 - 102.392}{5000} \times 540.5$$

$$Vu(d) = 146.53 - 3.97518 = 142.55 \text{ kN}$$

$V_c = 0$ apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847 2013 pasal 21.5.4.2 berikut

▪ $\text{Beban aksial tekan} \leq A_g \cdot f'_c / 10$

$$11.30 \text{ kN} \leq \{ [400 \times 600] \times 4600 / 20 \} 10^{-3}$$

$$11.30 \text{ kN} \leq 6900 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$V_c = 0$$

$V_u > \emptyset V_c$, maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 2013 pasal 21.5.3.2)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u(d)}{\Phi} - v_c \\ &= \frac{142.55}{0.55} - 0 = 259.1856 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\emptyset 10$ (2 kaki)

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{(2 \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{259.186} \\ &= 78.576 \text{ mm} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI-2847 2013 pasal 21.5.3.2

S_{maks} sepanjang sendi plastis di ujung balok $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$, spasi maksimum tidak boleh melebihi

- $\frac{d}{4} = \frac{540.5}{4} = 135.125 \text{ mm}$
- $8 \times \text{diameter tulangan} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
- $24 \times \text{diameter sengkang} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$

- 300 mm

Jadi dipakai sengkang \emptyset 10 - 100 mm

$$\begin{aligned} V_s \text{ terpasang} &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\ &= 0 + 324.660 \\ &= 324.660 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset V_n &= 0.55 V_n \\ &= 0.55 \times 324.660 \\ &= 178.56 \text{ kN} > V_u(d) = 142.55 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{aman}) \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

$$324.660 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN}$$

- Tulangan Geser pada daerah luar sendi plastis (Joint **3455**)

$$\frac{146.53 - V_u(2h)}{1200} = \frac{146.53 - 102.392}{3000}$$

$$146.53 - V_u(2h) = \frac{146.53 - 102.392}{3000} \times 1200$$

$$V_u(2h) = 146.53 - 17.6544 = 128.87 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f_c \cdot b_w \cdot d} \\ &= 1/6 \cdot \sqrt{30 \times 400 \times 540.5} \\ &= 197363 \text{ N} = 197.363 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0.55 \times 197.363$$

$$= 108.549 \text{ kN}$$

$V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u(2h)}{\phi} - V_c \\ &= \frac{128.87}{0.55} - 197.363 = 36.953 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\phi 10$ (2 kaki)

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{(2 \cdot 1/4 \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{36.953} = 551.133 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat spasi jarak sengkang maksimum pada daerah luar sendi plastis menurut SNI-2847-2013 pasal 21.5.3.2

$$= \frac{d}{2} = \frac{540.5}{2} = 270.25 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang $\phi 10 - 250 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_s \text{ terpasang} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{(2 \cdot 1/4 \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{250} \\ &= 81.464 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\ &= 197.363 + 81.464 \\ &= 278.827 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0.55 V_n$$

$$= 0.55 \times 278.827$$

$$= 153.355 \text{ kN} > V_u(d) = 128.87 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{f'_c \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

$$278.827 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})$$

- Tulangan Geser pada daerah sendi plastis (join **3455**)

$$V_u(d) = 126.38 \left(\frac{(5000 - 2500) - 540.5}{(5000 - 2500)} \right)$$

$$= 120.87 \text{ kN}$$

$V_c = 0$ apabila memenuhi ketentuan pada SNI-2847 2013 pasal 21.5.4.2 berikut

- Beban aksial tekan $\leq A_g \cdot f'_c / 10$

$$11.300 \text{ kN} \leq \{ [400 \times 600] \times 4600 / 20 \} 10^{-3}$$

$$11.300 \text{ kN} \leq 6900 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$V_c = 0$$

$V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3)

$$V_s = \frac{V_u(d)}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{120.87}{0.55} - 0 = 219.7704 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\phi 10$ (2 kaki)

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{(2 \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{219.770}$$

$$= 92.669 \text{ mm}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI-2847 2013 pasal 21.5.3.4

S_{maks} sepanjang sendi plastis di ujung balok $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$,

spasi maksimum tidak boleh melebihi

- $\frac{d}{4} = \frac{540.5}{4} = 135.125 \text{ mm}$
- $8 \times \text{diameter tulangan} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
- $24 \times \text{diameter sengkang} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
- 300 mm

Jadi dipakai sengkang $\varnothing 10 - 100 \text{ mm}$

$$V_s \text{ terpasang} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$= \frac{(2 \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{100}$$

$$= 203.660 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ terpasang}$$

$$= 0 + 203.660$$

$$= 203.660 \text{ kN}$$

$$\varnothing V_n = 0.55 V_n$$

$$= 0.55 \times 203.660$$

$$= 112.013 \text{ kN} > V_u(d) = 103.61 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots(\text{aman})$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 pasal 11.4.5.3

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

$$203.660 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots (\text{aman})$$

- Tulangan Geser pada daerah luar sendi plastis (Joint 4674)

$$\frac{154.22 - V_u(2h)}{1200} = \frac{154.22 - 41.083}{3000}$$

$$154.22 - V_u(2h) = \frac{154.22 - 41.083}{3000} \times 1200$$

$$V_u(2h) = 154.22 - 45.2528 = 108.96 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c \cdot b_w \cdot d}$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{30 \times 400 \times 540.5}$$

$$= 197363 \text{ N} = 197.363 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.55 \times 197.363$$

$$= 108.549 \text{ kN}$$

$V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3)

$$V_s = \frac{V_u(2h)}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{100.03}{0.55} - 197.363 = 0.750 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\varnothing 10$ (2 kaki)

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{(2.1/4 \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{-15.496} \\ &= 2715.72 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat spasi jarak sengkang maksimum pada daerah luar sendi plastis menurut SNI-2847-2013 pasal 21.5.3.4

$$= \frac{d}{2} = \frac{540.5}{2} = 270.25 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang $\varnothing 10 - 250 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_s \text{ terpasang} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{(2.1/4 \cdot \pi 10^2) \times 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{250} \\ &= 212.660 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\ &= 197.363 + 212.600 \\ &= 410.023 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= 0.55 V_n \\ &= 0.55 \times 410.023 \\ &= 225.512 \text{ kN} > V_u(d) = 108.962 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman}) \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 2013 pasal 11.4.5.3

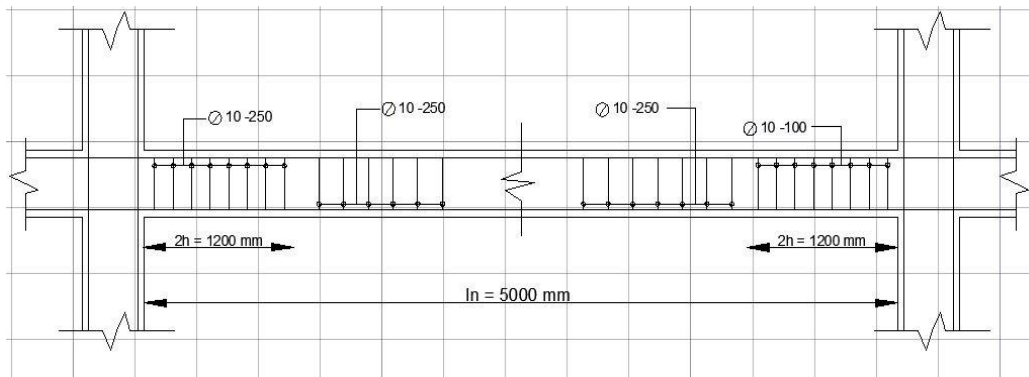
$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

410.023 kN < 789.451 kN (aman)

Dari hasil perhitungan dan ketentuan-ketentuan di atas maka dipasang tulangan sengkang sebagai berikut :

- Joint 11463
 - daerah sendi plastis = $\emptyset 10 - 100$
 - daerah luar sendi plastis = $\emptyset 10 - 250$
- Joint 11936
 - daerah sendi plastis = $\emptyset 10 - 100$
 - daerah luar sendi plastis = $\emptyset 10 - 250$



Gambar 4.6 Penulangan geser (sengkang) pada balok

4.2 Perhitungan Penulangan Kolom

4.2.1 Perhitungan penulangan lentur kolom

Penulangan kolom yang dihitung adalah pada kolom yang berada pada struktur portal melintang line tengah (2) kolom no. 126

Diketahui :

$$D = 700 \text{ mm}$$

Tulangan spiral $\varnothing 12$

Tulangan utama dipakai D 25

Tebal selimut beton 40 mm

$$\begin{aligned} \text{Tinggi kolom} &= h \text{ kolom} - h \text{ balok} \\ &= 4500 - 600 \\ &= 3900 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

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

- cek faktor kelangsingan kolom 277

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \sqrt{30} = 25743 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

➤ Kekakuan Kolom Arah Z

- Untuk EI K_{126} (kolom 126) : $L = 6 \text{ m} = 6000 \text{ mm}$

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 700^4}{64}$$

$$= 11779906250 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.485}{1.054} = 0.460$$

$$EI K_{126} = \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.460}$$

$$= 1.453785559E + 14 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₂₇₇ (kolom 277) : L = 6 m = 6000 mm

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 700^4}{64}$$

$$= 11779906250 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.246}{3.733} = 0.066$$

$$EI K_{277} = \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.066}$$

$$= 1.99150963E + 14 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₁₂₈ (kolom 128) : L = 4.5 m = 4500 mm

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 700^4}{64}$$

$$= 11779906250 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.546}{4.953} = 0.110$$

$$EI K_{128} = \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.110}$$

$$= 1.911978339E + 14 \text{ Nmm}^2$$

➤ Kekakuan Balok

- Untuk EI B₂₃₅ (balok 235) ; L = 4 m = 4000 mm

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3$$

$$= 7200000000 \text{ Nmm}^2$$

$$\beta_d = \frac{24.454}{42.517} = 0.575$$

$$EI K_{235} = \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.575}$$

$$= 4.118460029E + 13 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₂₅₆ (kolom 256); L = 4 m = 4.000 mm

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3$$

$$= 7200000000 \text{ Nmm}^2$$

$$\beta_d = \frac{23.129}{38.844} = 0.595$$

$$EI K_{256} = \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.595}$$

$$= 4.066122434E + 13 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₆₀₆₀ (balok 6060); L = 5 m = 5000 mm

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3$$

$$= 7200000000 \text{ Nmm}^2$$

$$\beta_d = \frac{97.103}{146.836} = 0.661$$

$$EI K_{6060} = \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.661}$$

$$= 3.904903737E + 13 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₉₈₀ (balok 980); L = 5 m = 5000 mm

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3$$

$$= 7200000000 \text{ Nmm}^2$$

$$\beta d = \frac{20.903}{35.396} = 0.591$$

$$EI K_{980} = \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta d}$$

$$= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.591}$$

$$= 4.078613305E + 13 \text{ Nmm}^2$$

Dicari kekakuan relatif (Ψ) kolom 121 yang terdiri dari Ψ atas dan Ψ bawah

$$\Psi \text{ atas} = \frac{\left(\frac{EI K_{126}}{Lk_{126}} \right) + \left(\frac{EI K_{277}}{Lk_{277}} \right)}{\left(\frac{EIB_{235}}{Lb_{235}} \right) + \left(\frac{EI B_{236}}{Lb_{236}} \right)}$$

$$= \frac{\left(\frac{1.991509627E + 14}{4000} \right) + \left(\frac{1.911978339E + 14}{4000} \right)}{\left(\frac{3.904903737E + 13}{6000} \right) + \left(\frac{4.078613305E + 13}{6000} \right)}$$

$$= 7.6$$

$$\Psi \text{ bawah} = \frac{\left(\frac{EI K_{292}}{Lk_{292}} \right) + \left(\frac{EI K_{505}}{Lk_{505}} \right)}{\left(\frac{EIB_{401}}{Lb_{401}} \right) + \left(\frac{EI B_{400}}{Lb_{400}} \right)}$$

$$\begin{aligned}
&= \left(\frac{1.453785559E+14}{4000} \right) + \left(\frac{1.991509627E+14}{4000} \right) \\
&= \frac{\left(\frac{1.453785559E+14}{4000} \right) + \left(\frac{1.991509627E+14}{4000} \right)}{\left(\frac{4.118460029E+13}{6000} \right) + \left(\frac{4.066122434E+13}{6000} \right)} \\
&= 6.6
\end{aligned}$$

Dari nilai Ψ atas dan bawah Ψ diplot ke nomogram untuk kolom tanpa pengaku. (Struktur Beton Bertulang Istimawan hal. 333), diperoleh $k = 2.4$

$$\begin{aligned}
lu &= 4000 - 600 \\
&= 3400 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$r = 0.25 \cdot D = 0.25 \times 700 = 175 \text{ mm}$$

$$\frac{k \cdot lu}{r} = \frac{2.4 \times 3400}{175} = 46.6 > 22 \rightarrow \text{pengaruh kelangsingan pada kolom}$$

128 perlu dipertimbangkan

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times lu)^2} = \frac{3.14^2 \times 2.122747605E+14}{(2.4 \times 3400)^2} = 75437724.49 \text{ N}$$

Perhitungan kelangsingan dan P_c untuk kolom ditabelkan.

Jumlah P_c dalam satu tingkat = 5353632 N

C_m untuk struktur portal tanpa pengaku diambil = 1

Perhitungan perbesar momen untuk kombinasi 2 hasil staad pro 2008

$$M_{2b} = 3.733 \text{ kNm} = 3733000 \text{ Nmm}$$

$$M_{2s} = 120.758 \text{ kNm} = 120758000 \text{ Nmm}$$

$$N_u, k \text{ pakai} = P_u = 3988688 \text{ N}$$

Jumlah P_u dalam satu lantai (tingkat) :

$$= 1314350 + 1266439 + 3567221 + 3707300 + 3988688$$

$$= 13843998 \text{ N}$$

Jumlah P_c dalam satu lantai (tingkat) :

$$= 58458550 + 58873937 + 85246343 + 60776414 + 81192398$$

$$= 344547642 \text{ N}$$

$$\phi \text{ (reduksi)} = 0.65$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{P_u}{(0.65 \times P_c)}\right)} = \frac{1.0}{\left(1 - \frac{3988688}{(0.65 \times 53789964)}\right)}$$

$$= 1.129 > 1.0$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{\Sigma P_u}{(0.65 \times \Sigma P_c)}\right)} = \frac{1.0}{\left(1 - \frac{13943998}{(0.65 \times 344547642)}\right)}$$

$$= 1.066 > 1.0$$

Karena hasil perhitungan δ_b dan $\delta_s > 1$ maka δ_b dan $\delta_s = 2.5$

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s}$$

$$= 2.5 \times 3733000 + 2.5 \times 120758000$$

$$= 311227500 \text{ Nmm}$$

M_u , k maks arah $z = 311227500 \text{ Nmm}$

5.5 Perhitungan Penulangan Kolom

Diketahui :

- Lebar kolom (b) = 700 mm
- Tinggi kolom (h) = 700 mm
- Tulangan sengkang (\emptyset) = 12 mm
- Tulangan utama dipakai (D) = 22 mm
- Tebal selimut beton = 40 mm
- Tinggi kolom = h lantai - h balok
= 4000 - 700 = 3300 mm
- Kuat tekan beton (f'_c) = 40 MPa
- Kuat leleh baja (f_y) = 390 MPa
- β_1 = 0,85

5.5.1 Perhitungan Penulangan Lentur Kolom

Penulangan kolom yang dihitung adalah pada kolom yang berada pada struktur portal melintang line tengah (2) kolom no. 126

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

$$= 700 - 40 - 12 - \frac{1}{2} \cdot 22$$

$$= 637,0 \text{ mm}$$

$$d' = 700 - 637,0$$

$$= 63,0 \text{ mm}$$

Perhitungan Luas tulangan yang diperlukan (As Perlu)

$$A_g = b \cdot h$$

$$= 700 \cdot 700$$

$$= 490000 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan pada kolom 1% - 6% dicoba dengan jumlah tulangan 1,15 %

$$\rho = 0,0115$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot A_g$$

$$= 0,0115 \cdot 490000$$

$$= 5635 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan	16	D	22	,As ada	= 6079,04 mm ²	>	
				As perlu	= 5635,00 mm ²	OK

Perhitungan Beban Sentris

- Beban Sentris

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{s \text{ ada}}) + f_y \cdot A_{s \text{ ada}}$$

$$= (0,85 \cdot 40 (490000 - 6079,04) + 390 \cdot 6079,04) \cdot 10^{-3}$$

$$= 18824,138 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= 0,80 \cdot P_o \\
 &= 0,80 \cdot 18824,138 \\
 &= 15059,311 \text{ kN} \\
 \phi P_n &= 0,65 \cdot 15059,311 \\
 &= 9788,552 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Gaya yang bekerja

• **Kondisi Seimbang**

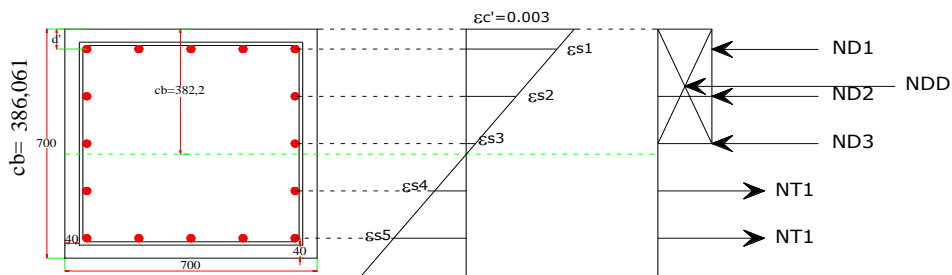
$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 637,0}{600 + 390} = 386,061 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 a_b &= c_b \cdot \beta \\
 &= 386,061 \cdot 0,85 \\
 &= 328,152 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

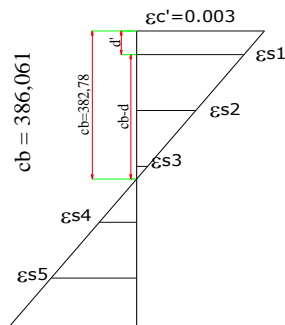
Jarak antar tulangan (x)

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{\text{Jarak antar tulangan tepi}}{\text{jumlah interval tulangan}} \\
 &= \frac{700 - (2 \cdot 63)}{4,000} \\
 &= 143,500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{D_D} &= 0,85 \cdot f_c \cdot a_b \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 40 \cdot 328,152 \cdot 700 \cdot 10^{-3} \\
 &= 7810,006061 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.2.1.1 Diagram Tegangan dan Regangan Kolom Kondisi Seimbang



Gambar 5.2.1.2 Diagram Tegangan Kolom (untuk menghitung ND1)

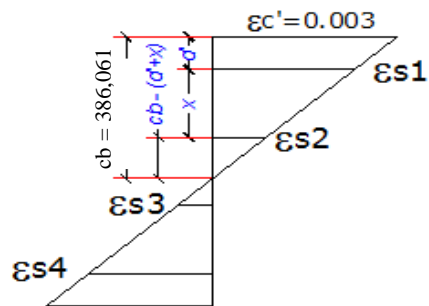
$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{cb - d'}{cb} \times \epsilon_c'$$

$$= \frac{386,061 - 63}{386,061} \times 0,003$$

$$= 0,00251 > \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$ND_1 = 1899,700 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 740,88 \text{ kN}$$



Gambar 5.2.1.3 Diagram Tegangan Kolom (untuk menghitung ND2)

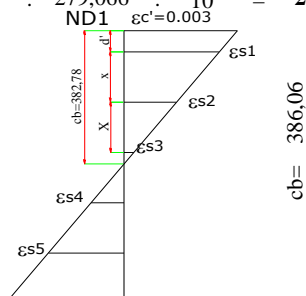
$$\epsilon_{s2} = \frac{cb - (d' + x)}{cb} \times \epsilon_c'$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{386,061 - 206,50}{386,061} \times 0,003$$

$$= 0,00140 < \epsilon_y ;$$

$$\text{maka } f_s = 0,00140 \cdot 200000 = 279,066 \text{ MPa}$$

$$ND_2 = 759,88 \cdot 279,066 \cdot 10^{-3} = 212,06 \text{ kN}$$



Gambar 5.2.1.4 Diagram Tegangan Kolom (untuk menghitung NT2)

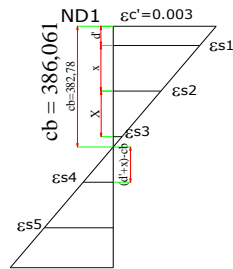
$$\epsilon_{s3} = \frac{(d' + 2x) - cb}{cb} \times \epsilon_c'$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{350,000 - 386,06}{386,061} \times 0,003$$

$$= -0,0003 < \epsilon_y ;$$

$$\text{maka } f_s = -0,0003 \cdot 200000 = -56,04 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{ND_3} = 759,880 \cdot -56,04 \cdot 10^{-3} = \mathbf{-42,59 \text{ kN}}$$



Gambar 5.2.1.5 Diagram Tegangan Kolom (untuk menghitung NT1)

$$\epsilon_{s4} = \frac{(d' + 3x) - cb}{cb} \times \epsilon_{c'}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{493,50 - 386,061}{386,061} \times 0,003$$

$$= 0,001 > \epsilon_y;$$

$$\text{maka } f_s = f_y = 390,00 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{NT_2} = 759,88 \cdot 390,00 \cdot 10^{-3} = \mathbf{296,353 \text{ kN}}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{(d' + 4x) - cb}{cb} \times \epsilon_{c'}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{637,00 - 386,061}{386,061} \times 0,003$$

$$= 0,002 > \epsilon_y;$$

$$\text{maka } f_s = f_y = 390,00 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{NT_1} = 1899,70 \cdot 390,00 \cdot 10^{-3} = \mathbf{740,883 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{Pnb} = \mathbf{ND_D} + \mathbf{ND_1} + \mathbf{ND_2} + \mathbf{ND_3} - \mathbf{NT_2} - \mathbf{NT_1}$$

$$= 7810,006061 + 740,88 + 212,057 - 42,59 - 296,353 - 740,883$$

$$= 7683,12 \text{ kN}$$

$$\phi \mathbf{Pnb} = 0,65 \cdot 7683,123$$

$$= 4994,029821 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Mnb} = \mathbf{NDD}(h/2 - ab/2) + \{(\mathbf{ND_1} + \mathbf{NT_1}) \cdot (h/2 - d')\} + \{(\mathbf{ND_2} + \mathbf{NT_2})(h/2 - (d' + x)) + \mathbf{ND_3} (h/2 - (2d' + x))\}$$

$$= [7810,00606060606(700/2 - 328,151515151515/2) + \{(740,883 + 296,3532) \cdot (700/2 - 63)\} + \{(212,056621978022 - 42,5866813186813) \cdot (700/2 - (63 + 143,5))\} \cdot 10^{-3}$$

$$= 1774,075186 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_{nb} &= 0,65 \cdot 1774,075 \\ &= 1153,149 \text{ kNm} \\ e_b &= \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1774,07519}{7683,123} = 0,2309 \text{ m} = \mathbf{230,905 \text{ mm}}\end{aligned}$$

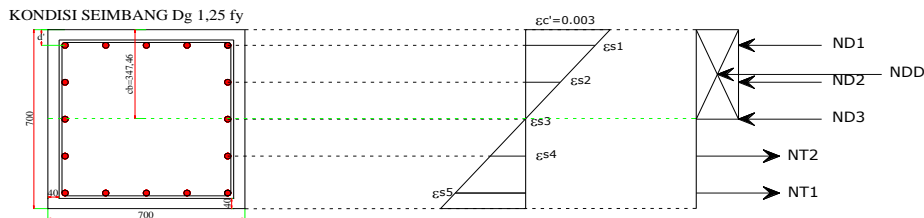
• **Kondisi Seimbang dengan 1,25 fy**

$$f_y = 1,25 \cdot 390 = 487,50 \text{ MPa}$$

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 637,0}{600 + 487,50} = 351,448 \text{ mm}$$

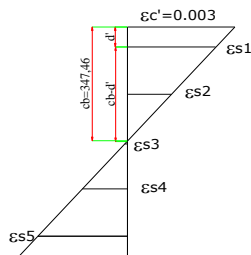
$$\begin{aligned}a_b &= c_b \cdot \beta \\ &= 351,448 \cdot 0,85 \\ &= 298,731 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}ND_D &= 0,85 \cdot f_c \cdot a_b \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 40 \cdot 298,731 \cdot 700 \cdot 10^{-3} \\ &= 7109,798621 \text{ kN}\end{aligned}$$



Gambar 4.15 Diagram tegangan dan regangan kolom

kondisi seimbang 1,25 fy



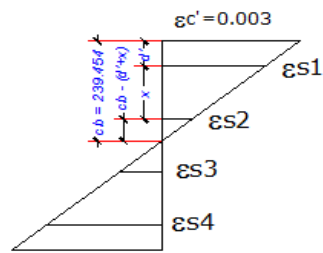
$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{487,50}{200000} = 0,00244$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot \epsilon_{c'}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_{s1} &= \frac{351,448 - 63,0}{351,448} \cdot 0,003 \\ &= 0,00246 > \epsilon_y\end{aligned}$$

$$\text{maka } f_s = 0,00246 \cdot 200000 = 492,445 \text{ MPa}$$

$$ND_1 = 1899,700 \cdot 492,45 \cdot 10^{-3} = \mathbf{935,50 \text{ kN}}$$



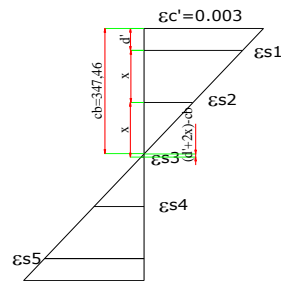
$$\epsilon_{s2} = \frac{cb - (d' + x)}{cb} x \epsilon_{c'}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{351,448 - 206,50}{351,448} x 0,003$$

$$= 0,00124 < \epsilon_y ;$$

$$\text{maka } f_s = 0,00124 \cdot 200000 = 247,459 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{ND_2} = 759,880 \cdot 247,459 \cdot 10^{-3} = \mathbf{188,039 \text{ kN}}$$



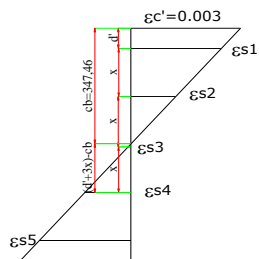
$$\epsilon_{s3} = \frac{(d' + 2x) - cb}{cb} x \epsilon_{c'}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{350,000 - 351,45}{351,448} x 0,003$$

$$= -0,00001 < \epsilon_y ;$$

$$\text{maka } f_s = -0,00001 \cdot 200000 = -2,473 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{ND_3} = 759,880 \cdot -2,473 \cdot 10^{-3} = \mathbf{-1,879 \text{ kN}}$$



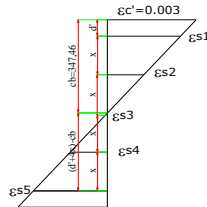
$$\epsilon_{s4} = \frac{(d' + 3x) - cb}{cb} x \epsilon_{c'}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{494 - 351,448}{351,448} \times 0,003$$

$$= 0,00121 = \epsilon_y ;$$

$$\text{maka } f_s = 487,500 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{NT2} = 759,9 \cdot 487,500 \cdot 10^{-3} = \mathbf{370,442 \text{ kN}}$$



$$\epsilon_{s5} = \frac{(d' + 4x) - cb}{cb} \times \epsilon_c'$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{637 - 351,448}{351,448} \times 0,003$$

$$= 0,00244 = \epsilon_y ;$$

$$\text{maka } f_s = 487,500 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{NT1} = 1899,7 \cdot 487,500 \cdot 10^{-3} = \mathbf{926,104 \text{ kN}}$$

$$P_{nb} = ND_D + ND_1 + ND_2 + ND_3 - NT_2 - NT_1$$

$$= 7109,798621 + 935,50 + -1,879 + 370,44 - 370,442 - 926,104$$

$$= 6376,4309 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = 0,7 \cdot 6376,431$$

$$= 4463,502 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = NDD(h/2 - ab/2) + \{(ND_1 + NT_1) \cdot (h/2 - d')\} + \{(ND_2 + NT_2)(h/2 - (d' + x) + ND_3)\} + \{(ND_3)(2d' + x)\}$$

$$= 7029,00545[(700/2 - 295,336/2)] + \{(933,15 + 949,850)(700/2 - 63) + 184,96 + 379,940\}$$

$$(700/2 - (63 + 143,5)) + (3,340)(2(63) + 143,5)]$$

$$[(188,038986263736 + -1,87882417582416)(700/2 - (63 + 143,5))] \quad \times 10^{-3}$$

$$= 1827,989351 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{nb} = 0,7 \cdot 1827,989$$

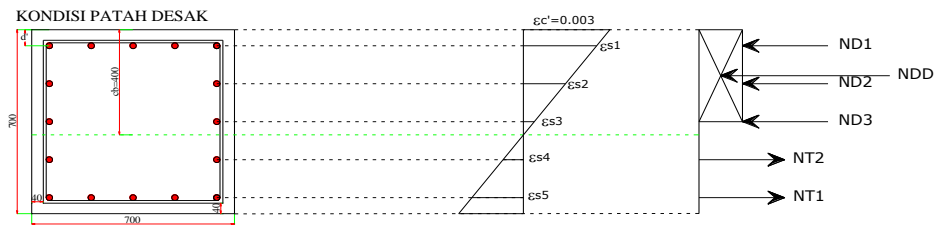
$$= 1279,593 \text{ kNm}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1279,98935}{6376,431} = 0,2867 \text{ m} = \mathbf{286,679 \text{ mm}}$$

- **Kondisi Patah Desak** ($c > cb$)

$$\text{Dipakai nilai } c = \mathbf{400 \text{ mm}}$$

$$\begin{aligned}
 a &= c \cdot \beta \\
 &= 400,000 \cdot 0,85 \\
 &= 340,00 \text{ mm} \\
 ND_D &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 40 \cdot 340,00 \cdot 700 \cdot 10^{-3} \\
 &= 8092,000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.16 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi patah desak

$$\begin{aligned}
 \epsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195 \\
 \epsilon_{s1} &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c' \\
 \epsilon_{s1} &= \frac{400 - 63}{400} \times 0,003 \\
 &= 0,00253 > \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ MPa} \\
 ND_1 &= 1899,700 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 740,88 \text{ kN} \\
 \epsilon_{s2} &= \frac{c - (d' + x)}{c} \times \epsilon_c' \\
 \epsilon_{s2} &= \frac{400 - 206,50}{400} \times 0,003 \\
 &= 0,00145 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ MPa} \\
 ND_2 &= 759,880 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 296,353 \text{ kN} \\
 \epsilon_{s3} &= \frac{(d' + 2x) - c}{c} \times \epsilon_c' \\
 \epsilon_{s3} &= \frac{350,00 - 400,00}{350} \times 0,003 \\
 &= -0,00043 < \epsilon_y ;
 \end{aligned}$$

$$\text{maka } f_s = -0,00043 \cdot 200000 = -85,71 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{ND3} = 759,9 \cdot -85,71 \cdot 10^{-3} = -65,133 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{(d' + 3x) - c}{c} \cdot \varepsilon_c'$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{494 - 400}{400} \cdot 0,003$$

$$= 0,00070 < \varepsilon_y ;$$

$$\text{maka } f_s = 0,00070 \cdot 200000 = 140 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{NT2} = 759,88 \cdot 140 \cdot 10^{-3} = 106,57 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{(d' + 4x) - c}{c} \cdot \varepsilon_c'$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{637 - 400}{400} \cdot 0,003$$

$$= 0,00178 < \varepsilon_y ;$$

$$\text{maka } f_s = 0,00178 \cdot 200000 = 356 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{NT1} = 1899,70 \cdot 356 \cdot 10^{-3} = 675,34 \text{ kN}$$

$$P_n = ND_D + ND_1 + ND_2 + ND_3 - NT_2 - NT_1$$

$$= 8092,000 + 740,88 + 296,353 - -65,133 - 106,57 - 675,34$$

$$= 8625,599 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 8625,599$$

$$= 5606,639084 \text{ kN}$$

$$M_n = NDD(h/2 - ab/2) + \{(ND_1 + NT_1) \cdot (h/2 - d')\} + \{(ND_2 + NT_2)(h/2 - (d' + x)) + ND_3 (h/2 - (2d' + x))\}$$

$$= [8092(700/2 - 340/2)] + [(740,883 + 106,57317)(700/2 - 63)]$$

$$+ [(296,3532 + -65,1325714285714)(700/2 - (63 + 143,5))] \quad \times 10^{-3}$$

$$= 1732,960081 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 1732,960$$

$$= 1126,424 \text{ kNm}$$

$$e_b = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1732,96008}{8625,599} = 0,2009 \text{ m} = \mathbf{200,909 \text{ mm}}$$

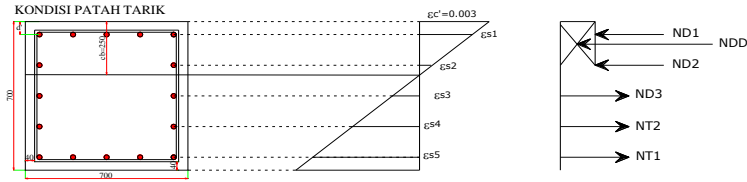
• **Kondisi Patah Tarik** ($c < c_b$)

$$\text{Dipakai nilai } c = 250 \text{ mm}$$

$$a = c \cdot \beta$$

$$= 250 \cdot 0,85$$

$$\begin{aligned}
 &= 212,5 \text{ mm} \\
 ND_D &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 40 \cdot 212,5 \cdot 700 \cdot 10^{-3} \\
 &= 5057,500 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.17 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi patah tarik

$$\begin{aligned}
 \epsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0,00195 \\
 \epsilon_{s1} &= \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_{c'} \\
 \epsilon_{s1} &= \frac{250 - 63}{250} \times 0,003 \\
 &= 0,0022 > \epsilon_y \\
 \text{maka } f_s &= 0,00224 \cdot 200000 = 448,8 \text{ MPa} \\
 ND_1 &= 1899,700 \cdot 449 \cdot 10^{-3} = 852,59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s2} &= \frac{(d' + x) - c}{c} \times \epsilon_{c'} \\
 \epsilon_{s2} &= \frac{207 - 250,00}{250} \times 0,003 \\
 &= -0,0005 < \epsilon_y ; \\
 \text{maka } f_s &= -0,00052 \cdot 200000 = -104,4 \text{ MPa} \\
 ND_2 &= 759,880 \cdot -104,4 \cdot 10^{-3} = -79,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s3} &= \frac{(d' + 2x) - cb}{cb} \times \epsilon_{c'} \\
 \epsilon_{s3} &= \frac{350 - 250}{250} \times 0,003 \\
 &= 0,0012 < \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ MPa} \\
 NT_3 &= 759,880 \cdot 390,00 \cdot 10^{-3} = 296,35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{(d' + 3x) - c}{c} \times \varepsilon_c'$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{494 - 250}{250,000} \times 0,003$$

$$= 0,0029 > \varepsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$NT2 = 759,88 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 296,353 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{(d' + 4x) - c}{c} \times \varepsilon_c'$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{637 - 250}{250,000} \times 0,003$$

$$= 0,0046 > \varepsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$NT1 = 1899,70 \cdot 390 \cdot 10^{-3} = 740,883 \text{ kN}$$

$$P_n = ND_D + ND_1 + ND2 - NT3 - NT2 - NT1$$

$$= 5057,500 + 852,59 - 79,33 - 296,35 - 296,353 - 740,883$$

$$= 4497,164 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot 4497,164$$

$$= 2923,156917 \text{ kN}$$

$$M_n = NDD(h/2 - ab/2) + \{(ND1+NT1).(h/2 - d')\} + \{(NT2-NT3).(h/2-(d'+x))\}$$

$$= [5057,5(700/2 - 212,5/2)] + [(852,58536+296,3532)(700/2-63)]$$

$$[(296,3532-79,331472)(700/2-(63+143,5))] \times 10^{-3}$$

$$= 1616,421742 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,65 \cdot 1616,422$$

$$= 1050,67 \text{ kNm}$$

$$e_b = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1616,42174}{4497,164} = 0,3594 \text{ m} = 359,4 \text{ mm}$$

- **Kondisi Lentur Murni**

Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 6 \text{ D } 22 = 2279,640 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 6 \text{ D } 22 = 2279,640 \text{ mm}^2$$

$$A_s'1 = 4 \text{ D } 22 = 1519,760 \text{ mm}^2$$

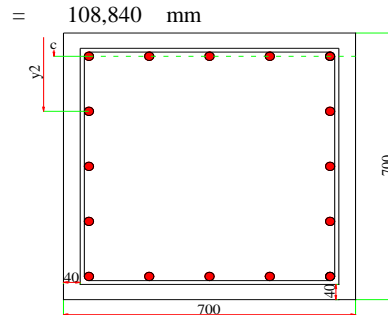
$$A_s'2 = 2 \text{ D } 22 = 759,880 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 40 + 10 + 1/2 \times 22 = 61 \text{ mm}$$

$$y_2 = 61 + 143,500 = 205 \text{ mm}$$

$$y = d' = \frac{As'1 \times y1 + As'2 \times y2}{As \text{ tekan}}$$

$$= \frac{1519,760 \times 61 + 759,88 \times 205}{2279,640}$$



Gambar 4.18 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi 1 lentur murni

Dimisalkan garis netral (c) $>$ $y2$ maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot fs' = As \cdot fy$$

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

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + As' \cdot \frac{(c - d')}{c} \times 600 = As \cdot fy$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + As' \cdot (c - d') \times 600 = As \cdot fy \cdot c$$

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

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot c \cdot b) \cdot c + As' \cdot (c - d') \cdot 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot b) \cdot c^2 + 600As' \cdot c - 600As' \cdot d' = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot b) \cdot c^2 + 600As' \cdot c - 600As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot b) \cdot c^2 + (600As' - As \cdot fy) \cdot c - 600As' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 40 \cdot 0,85 \cdot 700) \cdot c^2 + (600 \cdot 2279,64 - 2279,64 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 2279,64 \cdot 63 = 0$$

$$20230 \cdot c^2 + 478724,400 \cdot c - 83434824,0 = 0$$

$$c = 53,46963398 \text{ mm} < y2 = 205 \text{ mm} \dots\dots\dots \textbf{Tidak Aman}$$

Karena nilai $c < y2$ maka dihitung nilai c sebenarnya berdasarkan $d' < c < y2$

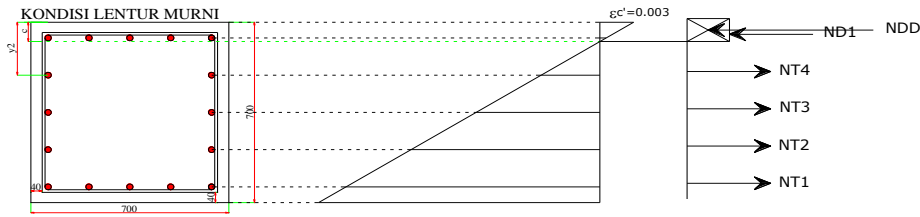
Dicoba dipasang tulangan sebagai berikut :

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

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

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

$$d = 700 - 61 = 639 \text{ mm}$$



Gambar 4.19 Diagram tegangan dan regangan kolom kondisi 2 lentur murni

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

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

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

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

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta \cdot c$$

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

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

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

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

$$(0,85 \cdot 40 \cdot 0,85 \cdot 700) c^2 + (600 \cdot 1519,76 - 1519,76 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 1519,76 \cdot 61 = 0$$

$$20230 \cdot c^2 - 1504562,400 \cdot c - 55623216,000 = 0$$

$$c = 27,097 \text{ mm} > d' = 61 \text{ mm}$$

$$< y_2 = 205 \text{ mm}$$

OK

$$a = \beta \cdot c$$

$$= 0,85 \times 27,097 = 23,033 \text{ mm}$$

$$ND_D = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85 \times 40 \times 23,033 \times 700$$

$$= 548,174 \text{ kN}$$

$$ND_1 = f_s' \cdot A_s'$$

$$= \frac{(c - d')}{c} \times 600 \cdot A_s'$$

$$= \frac{27,1 - 61,000}{27,097} \times 600 \times 1519,760 \times 10^{-3}$$

$$= -1140,88 \text{ kN}$$

$$NT_1 = A_s \cdot f_y$$

$$= 1899,700 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 740,883 \text{ kN}$$

$$NT_2 = A_s \cdot f_y$$

$$\begin{aligned}
&= 759,880 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 296,353 \text{ kN} \\
NT_3 &= As1 \times fy \\
&= 759,880 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 296,353 \text{ kN} \\
NT_4 &= As1 \times fy \\
&= 759,880 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 296,353 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$NDD + ND1 = NT1 + NT2 + NT3 + NT4$$

$$\begin{aligned}
548,174 + -1140,881 &= 740,88 + 296,353 + 296,353 = 296,353 \\
-592,7064 &= 1629,943
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
ZD_D &= c - a/2 \\
&= 27,097 - \frac{23,033}{2} \\
&= 15,58083327 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
ZD_1 &= c - y1 \\
&= 27,097 - 61 \\
&= -33,903 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
ZT4 &= y2 - c \\
&= 205 - 27,097 \\
&= 177,403 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
ZT3 &= y3 - c \\
&= 348 - 27,097 \\
&= 320,903 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
ZT2 &= y4 - c \\
&= 492 - 27,097 \\
&= 464,403 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
ZT1 &= y5 - c \\
&= 635 - 27,097 \\
&= 607,903 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Mn &= \{(ND_D \cdot ZD_D) + (ND_1 \cdot ZD_1) + (NT_1 \cdot ZT_1) + (NT_2 \cdot ZT_2) + (NT_3 \cdot ZT_3)\} + (NT_4 \cdot ZT_4) \\
&= \{(548,174 \cdot 15,5808) + (-1140,88 \cdot -33,903) + (740,883 \\
&\quad \cdot 607,903) + (296,353 \cdot 464,403) + (296,353 \cdot 320,9) \\
&\quad \times 10^{-3} \\
&= 730,333 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

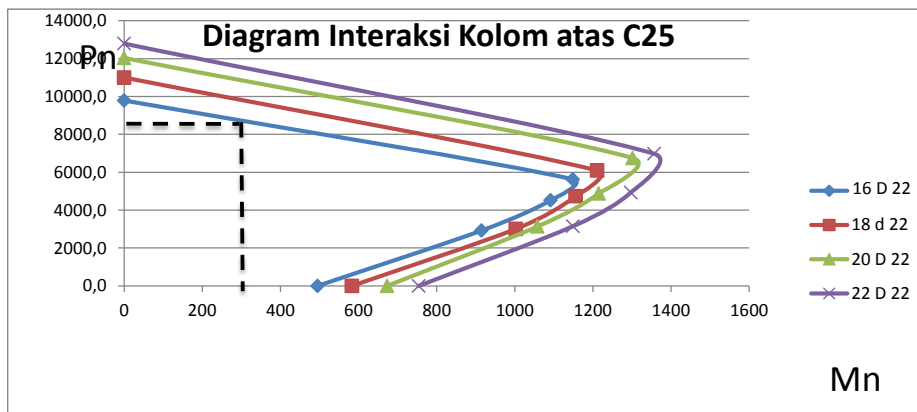
$$\phi Mn = 0,65 \cdot 730,33$$

$$= 474,716 \text{ kNm}$$

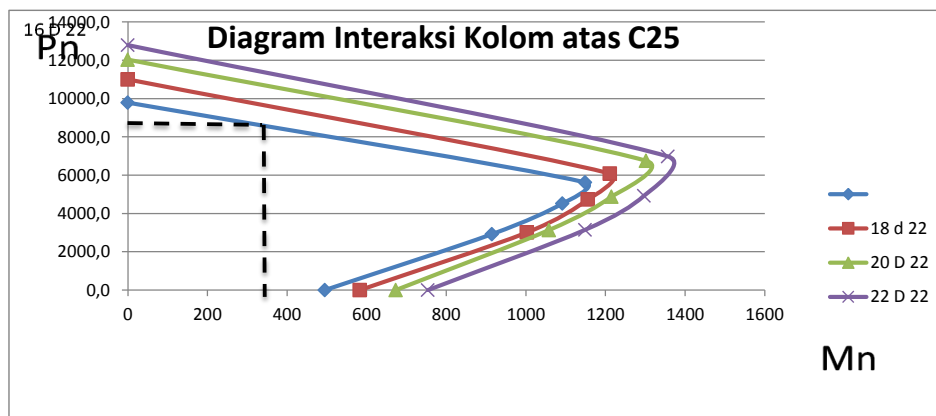
Koordinat diagram

Kondisi	12 D 22	
	ϕ Pn (kN)	ϕ Mn (kNm)
Sentris	9788,552	0
Patah Desak	5606,639	1126,424
Balance	4994,030	1153,149
Patah Tarik	2923,157	1050,674
Lentur	0	474,716

ϕ Pn Kolom atas (kN)	8365 kN
ϕ Pn Kolom desain (kN)	8409 kN



Gambar 4.20 Diagram Interaksi Kolom Atas



Gambar 4.21 Diagram Interaksi Kolom Bawah

Dari hasil pembacaan ketiga diagram interaksi kolom diatas, maka didapat nilai momen nominal terfaktor untuk kolom yang ditinjau sebesar:

ϕ Mn Kolom atas C 25 (kNm)	300
ϕ Mn Kolom bawah C 25 (kNm)	350

5.2.2 Perhitungan Penulangan Geser Kolom

Penulangan geser kolom C25, pada portal memanjang

Diketahui :

h	$=$	700 mm	f'_c	$=$	40 MPa
b	$=$	700 mm	$f_{y_{ulir}}$	$=$	390 MPa
d	$=$	637,0 mm	$f_{y_{polos}}$	$=$	240 MPa
Tinggi bersih l_n	$=$	3300 mm			
Tulangan sengkang	$=$	D 12 mm			

a. Pengekangan Kolom

Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak sepanjang l_0 (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.

4.1) dari muka yang ditinjau, dimana panjang l_0 tidak boleh kurang dari :

- $h = 700$ mm
- $\frac{1}{6} l_n = \frac{1}{6} \cdot 3300 = 550,000$ mm
- 450 mm

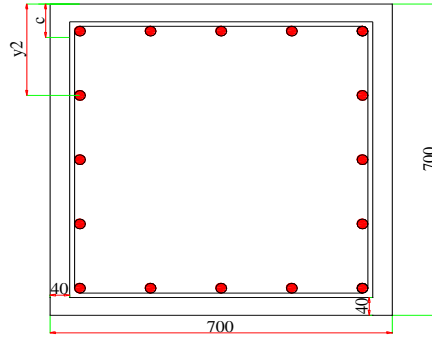
Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis (l_0) sejauh 700 mm dari muka kolom.

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3),

spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $\frac{1}{4}$ x dimensi terkecil komponen struktur = $\frac{1}{4}$ x 700 = 175 mm
- 6 x diameter terkecil tul longitudinal = 6 x 22 = 132 mm
- $S_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$, dimana $100\text{mm} < S_o < 150\text{mm}$

Apabila dipasang tulangan geser 4 kaki D 12 mm, maka nilai S_o yakni :



- Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.3 hx diperoleh dari nilai x terbesar

x1 = 126 mm	}	$x_{\max} = 158 \text{ mm} < 350 \text{ mm}$	(OK)
x2 = 158 mm			
x3 = 126 mm			
x4 = 126 mm			
x5 = 158 mm			
x6 = 126 mm			

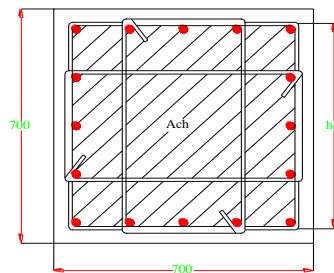
- $S_o = 100 + \frac{350 - 158}{3} = 164 \text{ mm}$

Karena nilai $S_o = 164 \text{ mm} > 150$ maka dipakai nilai $S_o = 150 \text{ mm}$

Dengan demikian digunakan spasi maksimum sebesar 70 mm

Perhitungan luas penampang total tulangan sengkang minimum dipasang tulangan geser

4 kaki D 12 mm dengan jarak 70 mm



$$A_s = 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 12^2$$

$$= 452,571 \text{ mm}^2$$

$$h_c = \text{Jarak antara tepi luar tulangan transversal}$$

$$= 700 - 40 - 40 = 620 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = \text{Luas penampang komponen strktur yang diukur dari tepi luar tul transversal}$$

$$= (700 - 2 \times 40)^2 = 384400 \text{ mm}^2$$

A_{sh} minimum harus memenuhi persyaratan sesuai SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.4.(b)

dan diambil nilai yang terbesar dari hasil rumus berikut ini :

- $$A_{sh} = 0,3 \left[\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right] \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$
- $$A_{sh} = 0,3 \left[\frac{70 \times 620 \times 40}{400} \right] \left[\left(\frac{490000}{384400} \right) - 1 \right]$$
- $$A_{sh} = 0,3 \times 4340,0 \times 0,275$$
- $$A_{sh} = 345,75 \text{ mm}^2$$

atau

- $$A_{sh} = 0,09 \left[\frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yh}} \right]$$
- $$A_{sh} = 0,09 \left[\frac{70 \times 620 \times 40}{400} \right]$$
- $$A_{sh} = 0,09 \times 4340$$
- $$A_{sh} = 390,6 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 452,57 \text{ mm}^2 > A_{sh \text{ maks}} = 390,60 \text{ mm}^2 \quad \text{.....OK}$$

Jadi dipasang tulangan geser sepanjang l_o yakni : $4 \text{ } \emptyset \text{ } 12 - 70 \text{ mm}$

b. Perhitungan Tulangan Transversal Kolom Akibat Ve

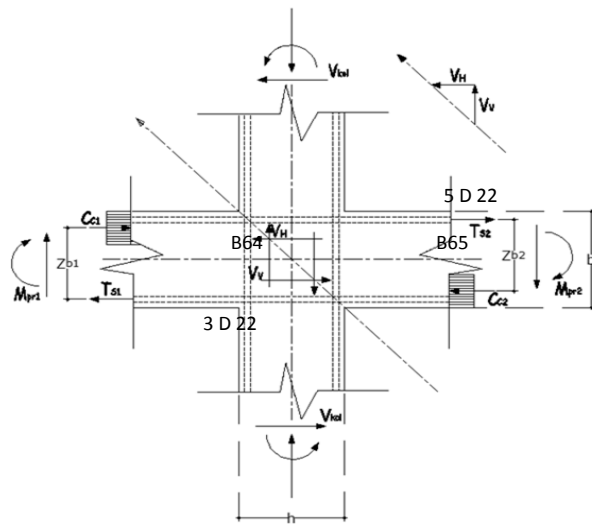
Diketahui :	h	=	700 mm	$f_{y \text{ polos}}$	=	240 MPa
	b	=	700 mm	Tinggi bersih h_n	=	3300 mm
	d	=	637 mm	Tulangan sengkang	=	D 12 mm
	f'_c	=	40 MPa	Nu, k	=	8409000,000 N
	$f_{y \text{ ulir}}$	=	390 MPa			

Perhitungan Momen Probabilitas (Mpr)

$$M_{pr} = M_{nb} = 1827989351,482 \text{ Nmm}$$

Karena tulangan longitudinal sepanjang kolom sama, maka M_{pr3} dan M_{pr4} diambil

$$= 1827989351,482 \text{ Nmm, sehingga :}$$



$$\begin{aligned}
 V_{e \text{ kolom}} &= \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{h_n} \\
 &= \frac{1827989351,482}{3300} + \frac{1827989351,482}{3300} \\
 &= 1107872,33 \text{ N} \\
 V_{e \text{ balok}} &= \frac{M_{Pr1} + M_{Pr2}}{h_n} \\
 &= \frac{203499056,773}{4700} + \frac{318947391,036}{4700} \\
 &= 111158,819 \text{ N} < 50\% V_{e \text{ kolom}} = 553936,167 \text{ N} \quad \text{.....OK}
 \end{aligned}$$

$V_c = 0$, apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2

sebagai berikut :

Gaya aksial $< A_g \cdot f_c / 20$

$$\text{Gaya aksial} \quad N < \frac{700 \times 700 \times 40}{20}$$

8409000,00 N $>$ 980000 N . Karena gaya aksial $> A_g \cdot f_c / 20$,

maka dipakai V_c sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right] \lambda \cdot x \sqrt{f_c'} \cdot x \cdot b \cdot w \cdot x \cdot d \\
 &= 0,17 \left[1 + \frac{8409000}{14 \times 490000} \right] \times 1 \times \sqrt{40} \times 700 \times 637,0 \\
 &= 1067094,469 \text{ N}
 \end{aligned}$$

• **Tulangan geser di dalam daerah sendi plastis**

Digunakan tulangan sengkang di dalam daerah sendi plastis yakni : 4 kaki Ø 12 - 70

Sesuai SNI 2847 : 2013 pasal 11.4.7.2 Diperoleh V_s sebagai berikut :

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{452,57 \times 390 \times 637,0}{70}$$

$$= 1606176,000 \text{ N}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9, yakni :

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{40} \times 700 \times 637,0$$

$$1606176,000 \text{ N} < 1880079,478 \text{ N} \quad \text{.....OK}$$

Maka :

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 [1606176,000 + 1067094,469]$$

$$= 2004952,852 \text{ N} > V_u = 111158,819 \text{ N} \quad \text{.....OK}$$

Jadi untuk penulangan geser di daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh

$l_o = 700 \text{ mm}$ dipasang tulangan geser 4 kaki Ø 12 - 70.

• **Tulangan geser di luar daerah sendi plastis**

Persyaratan spasi maksimum untuk daerah luar sendi plastis menurut SNI 2847-2013

Pasal 21.6.4.5, spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- 6 x diameter tulangan utama = 6 x 22 = 132 mm
- 150 mm

Dipakai sengkang 4 D 12 dengan spasi 130 mm

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{452,57 \times 390 \times 637,0}{130}$$

$$= 864864,000 \text{ N}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{40} \times 700 \times 637,0$$

$$864864,000 \text{ N} < 1861278,683 \text{ N} \quad \text{.....OK}$$

Maka :

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 [864864,000 + 1067094,469]$$

$$= 1448968,852 \text{ N} > V_u = 111158,819 \text{ N} \quad \text{.....OK}$$

Jadi untuk penulangan geser di luar sendi plastis dipasang tulangan geser

4 kaki D 12 - 130 mm

4.3 Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal 12.15.1 panjang sambungan lewatan harus l_d dihitung sesuai pasal 12.2 tetapi tanpa minimum 300mm dan tanpa faktor modifikasi

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

Menurut SNI 2847 : 2013	pasal 12.2.4 (a) nilai Ψ_t diperoleh	=	1,0
	pasal 12.2.4 (b) nilai Ψ_e diperoleh	=	1,0
	pasal 12.2.4 (b) nilai Ψ_s diperoleh	=	0,8
	pasal 12.2.4 (b) nilai λ diperoleh	=	1,0

Dimana c_b (menurut SNI 2847 : 2013 pasal 2.1 adalah yang terkecil dari (a) jarak dari pusat batang tulangan atau kawat ke permukaan beton terdekat, dan (b) setengah spasi pusat ke pusat batang tulangan atau kawat yang disalurkan (dalam satuan mm)

(a) c_b = selimut beton + \emptyset sengkang + $\frac{1}{2}$ diameter kolom

$$= 40 + 12 + \left[\frac{1}{2} \cdot 22 \right]$$

$$= 63,0 \text{ mm}$$

(b) $c_b = \frac{x}{2}$ dimana x adalah jarak antar tulangan longitudinal (sub bab 5.2.1)

$$= \frac{144}{2}$$

$$= 71,8 \text{ mm}$$

dengan demikian diambil nilai c_b sebesar : 63,0 mm Dengan nilai , $K_{tr} = 0$

$$\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) = \frac{63,0 + 0}{22} = 2,864 \quad \text{Menurut SNI 2847-2013 pasal 12.2.3}$$

nilai $(c_b + K_{tr})/d_b$ tidak lebih besar dari : 2,5 Hasil perhitungan tersebut didapat :

$$(c_b + K_{tr})/d_b = 2,86 > 2,5 \quad \text{Maka digunakan nilai } (c_b + K_{tr})/d_b = 2,5$$

$$\text{Sehingga : } l_d = \frac{390}{1,1 \cdot 1} \sqrt{40} \cdot \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,8}{2,500} \cdot 22$$

$$= 394,652 \text{ mm}$$

Sambungan lewatan ini termasuk kelas B, maka panjangnya harus = $1,3 l_d$, sehingga digunakan $l_d = 1,3 \times 394,652 = 513,048 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$.

Sesuai SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.3.3, sambungan lewatan harus diletakan ditengah panjang kolom dan dilingkupi tulangan transversal sesuai pasal 21.6.4.3. Sehingga

digunakan tulangan transversal sepanjang l_d yakni **4 D 12 - 70 mm** & sambungan lewatan kolom dihitung sebagai sambungan tarik.

4.4 Kontrol Desain Kapasitas

Kontrol desain kapasitas untuk joint 44

a. Momen pada kolom

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= \phi M_n \text{ atas} \\ &= 350000000 \quad \text{Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= \phi M_n \text{ desain} \\ &= 300000000 \quad \text{Nmm}\end{aligned}$$

b. Momen pada balok

$$M_{pr}^- = 203499056,773 \quad \text{Nmm}$$

$$M_{pr}^+ = 318947391,036 \quad \text{Nmm}$$

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \quad \Sigma M_{nb}$$

$$\begin{aligned}\bullet \quad \Sigma M_{nc} &= 350000000 + 300000000 \\ &= 650000000,000 \quad \text{Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bullet \quad 1,2 \quad \Sigma M_{nb} &= 1,2 \times 203499056,773 + 318947391,036 \\ &= 626935737,371 \quad \text{Nmm}\end{aligned}$$

Maka :

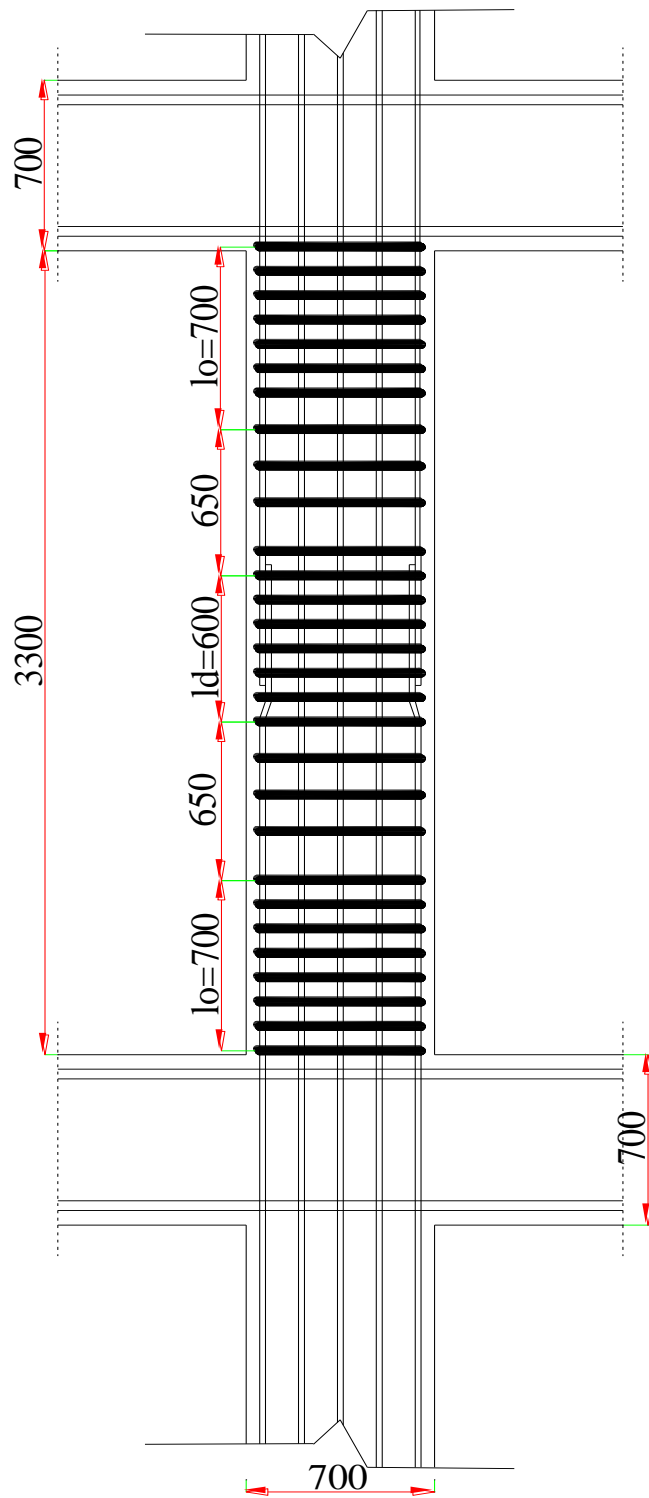
$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \quad \Sigma M_{nb}$$

$$650.000.000 \text{ Nmm} > 626.935.737 \text{ Nmm}$$

..... **OK**

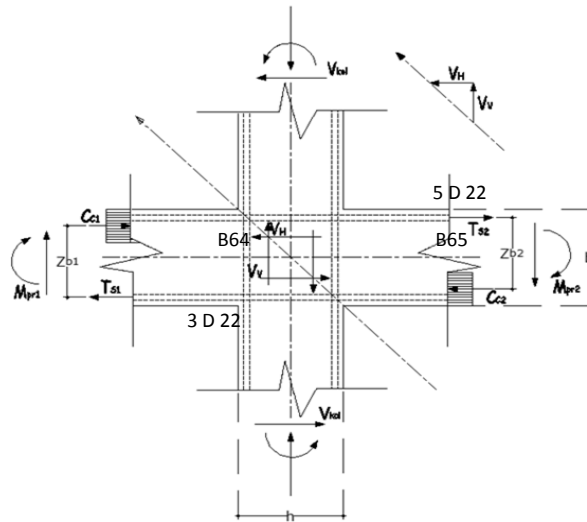
Dari hasil perencanaan balok dan kolom dapat disimpulkan bahwa : persyaratan

"**Strong Column Weak Beam**" terpenuhi.



Gambar 4.23 Penulangan Longitudinal dan Transversal Kolom C25

4.5 Perhitungan Pertemuan Balok-Kolom



Gambar Analisa geser dari hubungan balok kolom (Joint 44)

Data perencanaan :

f_c	=	40	MPa
f_y	=	390	MPa
Mpr 1, b	=	203499056,773	Nmm
Mpr 2, b	=	318947391,036	Nmm
hn, a	=	3300	mm
hn, b	=	3300	mm

Tulangan yang terpasang pada balok :

balok kiri	=	6 D 22
balok kanan	=	6 D 22

Pemeriksaan kuat geser nominal pada joint :

Gaya geser yang terjadi

$$A_{s1} = 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2 = 2279,64 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2 = 2279,64 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y$$

$$T_1 = 2279,64 \cdot 1,25 \cdot 390 = 1111324,500 \text{ N}$$

$$T_2 = 2279,64 \cdot 1,25 \cdot 390 = 1111324,500 \text{ N}$$

$$M_u = \frac{M_{pr, b \text{ kanan}} + M_{pr, b \text{ kiri}}}{2}$$

$$= \frac{203499056,773 + 318947391,036}{2}$$

= 261223223,905 Nmm

$$V_h = \frac{2 \times Mu}{h_n / 2}$$

$$= \frac{2 \times 261223223,905}{3300 / 2}$$

$$= 316634,211 \text{ N}$$

$$V_{jh} = T_1 + T_2 - V_h$$

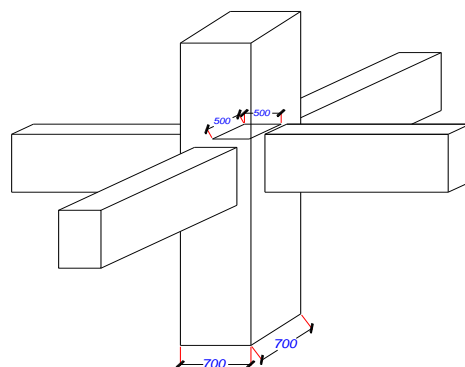
$$= 1111324,500 + 1111324,500 - 316634,211$$

$$= 1906014,789 \text{ N}$$

Kuat geser nominal untuk HBK yang terkekang keempat sisinya maka

berlaku :

$$V_{jh} < \phi \times 1,7 \times A_j$$



Gambar 4.25 Luas efektif (A_j) untuk HBK

Maka :

$$V_{jh} < \phi \times 1,7 \times \sqrt{f'c} \times A_j$$

$$1906014,789 < 0,75 \times 1,7 \times \sqrt{40} \times 300 \times 300$$

$$1906014,789 \text{ N} < 3951265,936 \text{ N}$$

.....OK

- Penulangan geser horisontal

$$Nu = 8409000 \text{ N}$$

$$\frac{Nu}{Ag} = \frac{8.409.000}{700 \times 700}$$

$$= 21,452 \text{ N/mm}^2 > 0,1 \cdot f'c = 0,1 \times 40 = 4,0 \text{ N/mm}^2$$

Jadi $V_{c,h}$ dihitung menurut persamaan

$$V_{c,h} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{Nu,k}{Ag} - 0,1 \times f'c \right) \times bj \times hc}$$

$$= \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{8409000}{490000} - 0,1 \times 40 \right) \times 450 \times 700}$$

$$= 2343857,143 \text{ N}$$

$$V_{s,h} + V_{c,h} = V_{j,h}$$

$$V_{s,h} = V_{j,h} - V_{c,h}$$

$$= 1906014,789 - 2343857,143$$

$$= -437842,354 \text{ N}$$

$$A_{j,h} = \frac{V_{s,h}}{f_y}$$

$$= \frac{-437842,354}{390}$$

$$= -1122,672702 \text{ mm}^2$$

Coba dipasang 7 lapis tulangan sengkang :

$$\text{Maka As ada} = 7 \cdot 792,00$$

$$= 5544,000 \text{ mm}^2 > A_{j,h} = -1122,6727 \text{ mm}^2$$

..... Aman

• Penulangan geser vertikal

$$V_{j,v} = \frac{hc}{bj} V_{j,h}$$

$$= \frac{700}{700} \times 1906014,789$$

$$= 1906014,789 \text{ N}$$

$$V_{c,v} = \frac{As' \cdot V_{j,h}}{As} \times \left(0,6 + \frac{Nu, k}{Ag \cdot f'c} \right)$$

$$= \frac{2279,6 \times 1906014,789}{2279,64} \times \left(0,6 + \frac{8409000}{490000 \times 40} \right)$$

$$= 1961347,565 \text{ N}$$

$$V_{s,v} = V_{c,v} - V_{j,v}$$

$$= 1961347,565 - 1906014,789$$

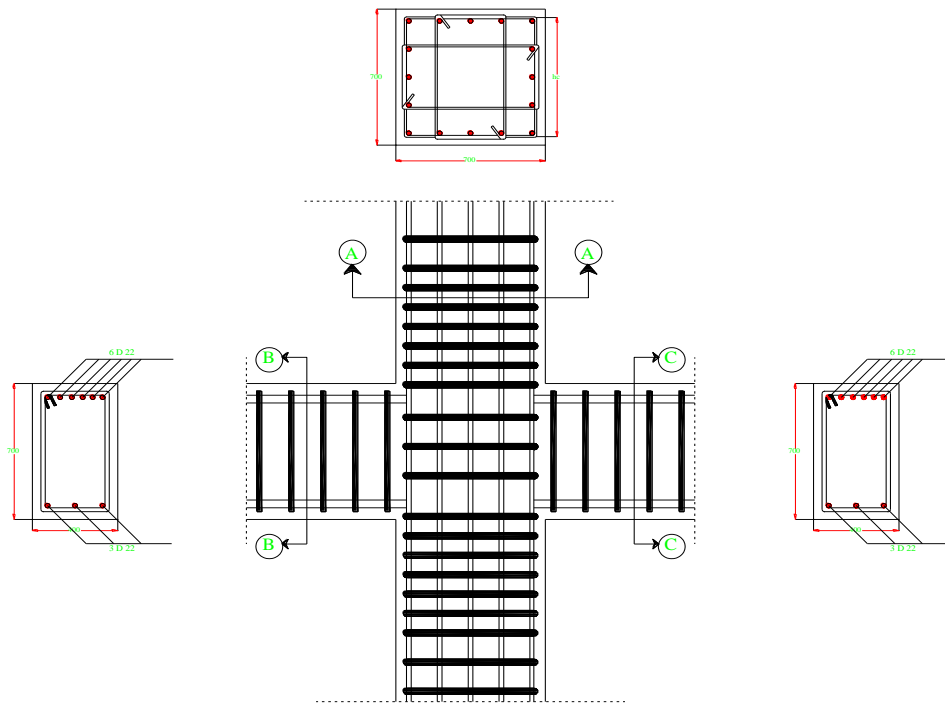
$$= 3867362,355 \text{ N}$$

$$A_{j,v} = \frac{V_{s,v}}{f_y}$$

$$= \frac{3867362,355}{390}$$

$$= 8993,866 \text{ mm}^2$$

Tulangan kolom yang terpasang 16 D 22, dimana luas tulangan (As ada = 6079,04 mm²) > 8993,866 mm². Maka tidak diperlukan lagi tulangan geser vertikal karena sudah ditahan oleh tulangan kolom yang terpasang.



Gambar 4.26 Hubungan Balok Kolom

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Pada perencanaan Gedung Serbaguna Widya Bhakti Jl. Ijen Kota Malang menggunakan sistem struktur tahan gempa dengan konsep Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Mutu beton yang digunakan $f_c' = 30$ MPa, mutu baja ulir $f_y = 390$ MPa, mutu baja polos $f_y = 240$ MPa dan untuk perhitungan analisa struktur menggunakan program bantu STAAD Pro 2004. Portal yang dianalisa adalah portal melintang line 3. Dari perencanaan pada laporan skripsi ini diperoleh hasil diantaranya adalah sebagai berikut :

➤ **Balok**

- Dimensi Balok : 35/75
- Tulangan Tumpuan Kiri : atas 3 D 19, bawah 5 D 19
- Tulangan Lapangan : atas 3 D 19, bawah 4 D 19
- Tulangan Tumpuan Kanan : atas 3 D 19, bawah 4 D 19
- Tulangan Geser

Joint Kiri

Daerah Sendi Plastis : Ø 10 – 70 (2 kaki)

Daerah Luar Sendi Plastis : Ø 10 – 200 (2 kaki)

Joint Kanan

Daerah Sendi Plastis : Ø 10 – 70 (2 kaki)

Daerah Luar Sendi Plastis : Ø 10 – 200 (2 kaki)

➤ **Kolom**

Kolom pada portal ini direncanakan menggunakan dimensi 100/100 dengan jumlah tulangan 20 D 19, dengan spesifikasi tulangan geser :

Daerah Sendi Plastis : Ø 12 – 70 (4 kaki)

Daerah Luar Sendi Plastis : Ø 12 – 130 (4 kaki)

➤ Pada perencanaan kolom pada portal ini telah memenuhi konsep “Capacity Design” yaitu Strong Column Weak Beam. Misalkan pada joint 660 :

$650.000.000\text{Nmm} > 626.935.737\text{ Nmm}$ OK

➤ Pada hubungan balok kolom dipasang pengekang horisontal 16 Ø 22 dan untuk pengekang vertikal menggunakan tulangan longitudinal kolom.

➤ Dari hasil perhitungan di atas dapat disimpulkan struktur yang didesain diharapkan mampu menahan gaya gempa dan tidak mengalami kerusakan pada waktu menahan gaya gempa dengan kekuatan kecil, sedang dan tidak mengalami kerusakan fatal akibat gempa kuat.

Table 5.1 Control drift struktur dengan adanya perubahan penampang kolom

3	No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	$\Delta S x \xi$	Diizinkan (mm)	Ket.
1		Lantai 2	4500	0.53	2.97	90.00	OK
2		Lantai 3	6000	2.400	10.47	120.00	OK
3		Lantai 4	4000	8.4300	33.77	80,00	OK
4		Lantai 5	4000	11.4300	16.80	80,00	OK

5	atap	4000	13.6200	12.26	80,00	OK
---	------	------	---------	-------	-------	----

43 tabel kinerja batas layanan arah X

Kinerja batas layanan arah Z

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	story drift (mm)	ΔS_x ξ	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4500	1.2800	7.17	90,00	OK
2	Lantai 3	6000	1.7100	2.41	120,00	OK
3	Lantai 4	4000	4.2200	14.06	80,00	OK
4	Lantai 5	4000	11.0800	38.42	80,00	OK
5	atap	4000	17.1400	33.94	80,00	OK

3.44 tabel kinerja batas layanan arah Z

5.2 Saran

Dengan kemajuan teknologi saat ini, perencanaan struktur gedung portal 3D, kita dapat menggunakan fasilitas program STAAD Pro yang mampu menghasilkan penulangan dan hasil output secara langsung, tetapi tetap memperhatikan peraturan-peraturan yang ada akan lebih efisien dan dapat menghemat biaya pelaksanaan pekerjaan.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. *"Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung"*. SNI 03 – 2847 – 2013
- Badan Standardisasi Nasional. *"Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung "*. SNI 03 – 1726 – 2012“ .
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, 1983, *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*, Stensil, Bandung
- Departemen Pekerjaan Umum. *"Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983"*. Yayasan LPMB Bandung.
- Dipohusodo, Istimawan. 1994, *Struktur Beton Bertulang*, Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Edward G. Nawy, P.E., Dr, 1998, *Beton Bertulang*, PT. Refika Aditama, Bandung
- Kusuma Gideon, 1993, *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang Berdasarkan SK- SNI T-1991-03*, Erlangga, Jakarta
- Purwono. Rachmat, *"Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa"* Edisi Pertama. 2005. ITS, Surabaya.

SKRIPSI

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG
DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS PADA
BANGUNAN GEDUNG SERBAGUNA WIDYA BHAKTI JL.IJEN KOTA
MALANG**



Disusun Oleh:

NAPOLEÃO BRAZ MOREIRA

12.21.138

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

2016

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

**“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) PADA
GEDUNG SERBAGUNA WIDYA BAKTI DI JL. IJEN KOTA MALANG”**

*Disusun untuk Memenuhi Persyaratan Memperoleh Gelar Sarjana
Strata Satu (S-1) Program Studi Teknik Sipil Institut Teknologi Nasional Malang*

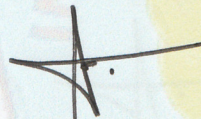
Disusun Oleh :

NAPOLEÃO BRAZ MOREIRA

(12.21.138)

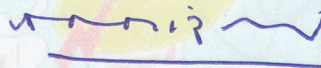
Disetujui Oleh

Pembimbing I



(Ir.A.Agus Santosa, MT.)

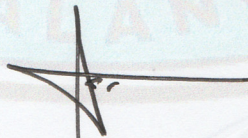
Pembimbing II



(Ir. H. Sudirman Indra, MT.)

Mengetahui

Ketua Prodi Teknik Sipil S-1



(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 PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) PADA
GEDUNG SERBAGUNA WIDYA BAKTI DI JL. IJEN KOTA MALANG”**

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

Tanggal : 12 Desember 2016

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Guna Memperoleh
Gelara Sarjana Teknik Sipil*

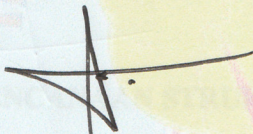
Disusun Oleh :

NAPOLEÃO BRAZ MOREIRA

(12.21.138)

Disahkan Oleh :

Ketua



(Ir.A.Agus Santosa, MT.)

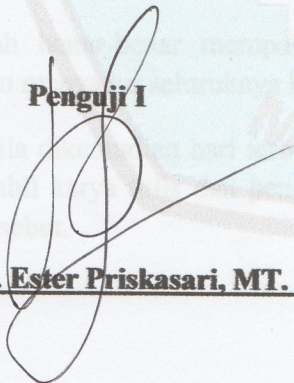
Sekretaris



(Ir.Munsih, MT.)

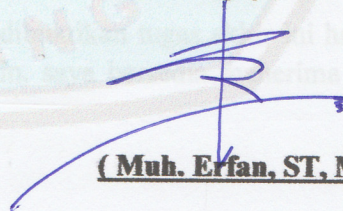
Anggota penguji:

Penguji I



(Ir. Ester Priskasari, MT.)

Penguji II



(Muh. Erfan, ST, MT)

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

2016



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

Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 Malang

PERSAYARATAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

- Nama : **NAPOLEÃO BRAZ MOREIRA**
- Nim : **12.21.138**
- Program Studi : **TEKNIK SIPIL S-1**
- Fakultas : **TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

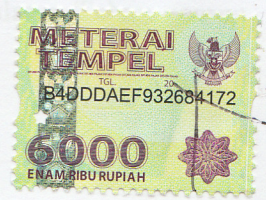
“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS PADA GEDUNG SERBAGUNA WIDYA BAKTI DI JL.IJEN KOTA MALANG”

Adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya karya orang lain, kecuali dari sumber aslinya.

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan tugas akhir ini hasil jiplakan atau mengambil karya tulis dan pemikiran orang lain, saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Malang, September 2016

Yang membuat pernyataan



(NAPOLEAO BRAZ MOREIRA)