

107/FT.EKS.01/SKRIP/07/2008

**PENINJAUAN PRILAKU RUMAH TINGGAL SEDERHANA
YANG BALOK DAN KOLOMNYA TIDAK BERTEMU PADA
SALAH SATU TITIK SIMPUL**

SKRIPSI

Oleh :

ARMANTO

0403210096



**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS INDONESIA
DEPOK 2008**

**PENINJAUAN PRILAKU RUMAH TINGGAL SEDERHANA
YANG BALOK DAN KOLOMNYA TIDAK BERTEMU PADA
SALAH SATU TITIK SIMPUL**

SKRIPSI

Oleh :

ARMANTO

0403210096



*Disusun Untuk Melengkapi Salah Satu Syarat Kelulusan Program Sarjana
Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia*

**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS INDONESIA
DEPOK 2008**

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi dengan judul :

PENINJAUAN PRILAKU RUMAH TINGGAL SEDERHANA YANG BALOK DAN KOLOMNYA TIDAK BERTEMU PADA SALAH SATU TITIK SIMPUL

Yang dibuat untuk melengkapi sebagian persyaratan menjadi Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia, sejauh yang saya ketahui bukan merupakan tiruan atau duplikasi dari skripsi yang sudah dipublikasikan dan atau pernah dipakai untuk mendapatkan gelar kesarjanaan di lingkungan Universitas Indonesia maupun di Perguruan Tinggi atau Instansi manapun, kecuali bagian yang sumber informasinya dicantumkan sebagaimana mestinya.

Jakarta, 11 Juli 2008

ARMANTO
NPM 0403210096

STATEMENT OF AUTHENTICITY SKRIPSI

Herewith I honestly declare that skripsi entitled :

A BEHAVIOUR STUDY OF LANDED HOUSE HAVING ONE OF ITS BEAM AND COLUMN ECCENTRICALLY JOINTED

What is made to equip some of conditions become the Bachelor's of Technique at Civil Engineering Study Program, Department of Civil Engineering, Faculty of Technique University of Indonesia, as far as I am concerned, is not a copy or duplication of whatever/ others published skripsi and or has been used to get the Bachelor's title in the environment University of Indonesia and also in College or Institution anywhere, except for some information which the sources is noted as they should be.

Jakarta, 11 Juli 2008

ARMANTO
NPM 0403210096

PENGESAHAN

Skripsi dengan judul :

PENINJAUAN PRILAKU RUMAH TINGGAL SEDERHANA YANG BALOK DAN KOLOMNYA TIDAK BERTEMU PADA SALAH SATU TITIK SIMPUL

Dibuat untuk melengkapi sebagian persyaratan menjadi Sarjana Teknik pada program Studi Teknik Sipil Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Skripsi ini telah diujikan pada tanggal 11 Juli 2008 dan dinyatakan memenuhi syarat/sah sebagai skripsi pada Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia.

Depok, 11 Juli 2008

Dosen Pembimbing

Dr.Ir. Heru Purnomo
NIP. 1316455338

APPROVAL

Skripsi with title :

A BEHAVIOUR STUDY OF LANDED HOUSE HAVING ONE OF ITS BEAM AND COLOUMN ECCENTRICALLY JOINTED

Made to equip some of conditions to become the Bachelor's of Technique at Civil Engineering Study Program, Department of Civil Engineering, Faculty of Technique University of Indonesia. This skripsi has been tested at 11 July 2008 and expressed to fulfill the condition / valid as skripsi at Department of Civil Engineering, Faculty of Technique University of Indonesia.

Depok, 11 July 2008

Counsellor

Dr.Ir. Heru Purnomo
NIP. 1316455338

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT atas rahmat dan karunia-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas penulisan skripsi yang berjudul “*Peninjauan Prilaku Rumah Tinggal Sederhana Yang Balok Dan Kolomnya Tidak Bertemu Pada Salah Satu Titik Simpul*”.

Penelitian ini dilakukan untuk mengetahui perbandingan rasio kekuatan struktur dari rumah tinggal sederhana akibat terdapatnya balok dan kolom yang tidak bertemu pada salah satu titik simpul. Untuk membantu perhitungan dalam penelitian ini dengan menggunakan program SAP 2000.

Penulis menyadari bahwa penulisan skripsi ini tidak akan selesai tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak. Oleh karena itu pada kesempatan ini penulis mengucapkan terima kasih kepada :

1. Allah SWT, yang telah memberikan kasih dan rahmat-Nya.
2. Bapak Dr. Ir. Heru Purnomo, DEA, selaku dosen pembimbing, yang telah memberikan saran dan meluangkan waktu selama proses bimbingan.
3. Bapak Dr.-Ing Josia Irwan Rastandi, ST. M.Eng, selaku dosen penguji, serta atas saran yang telah diberikan dalam penyusunan skripsi ini.
4. Bapak Ir. Sjahril A. Rachim, M.Eng, selaku dosen penguji, serta atas saran yang telah diberikan dalam penyusunan skripsi ini.
5. Ibu Dr.Ir. Elly Tjahjono Sutiono, DEA, selaku dosen penguji.
6. Ibu Dr.Ir. Essy Ariyuni, yang telah membantu memberikan data-data dalam penyusunan skripsi ini.
7. Bapak Dr. Ir. Irwan Katili, selaku Ketua Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia
8. Bapak dan Ibu dosen Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia, yang telah memberikan ilmu dan pengalamannya yang tidak ternilai.
9. Kepada Ibu, Bapak, dan seluruh keluarga penulis yang telah memberikan dukungan doa, moral dan materil.
10. Seluruh teman-teman PPSE FTUI Jurusan Teknik Sipil khususnya angkatan 2003, atas saran dan dukungannya.

11. Pihak-pihak lain yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu.

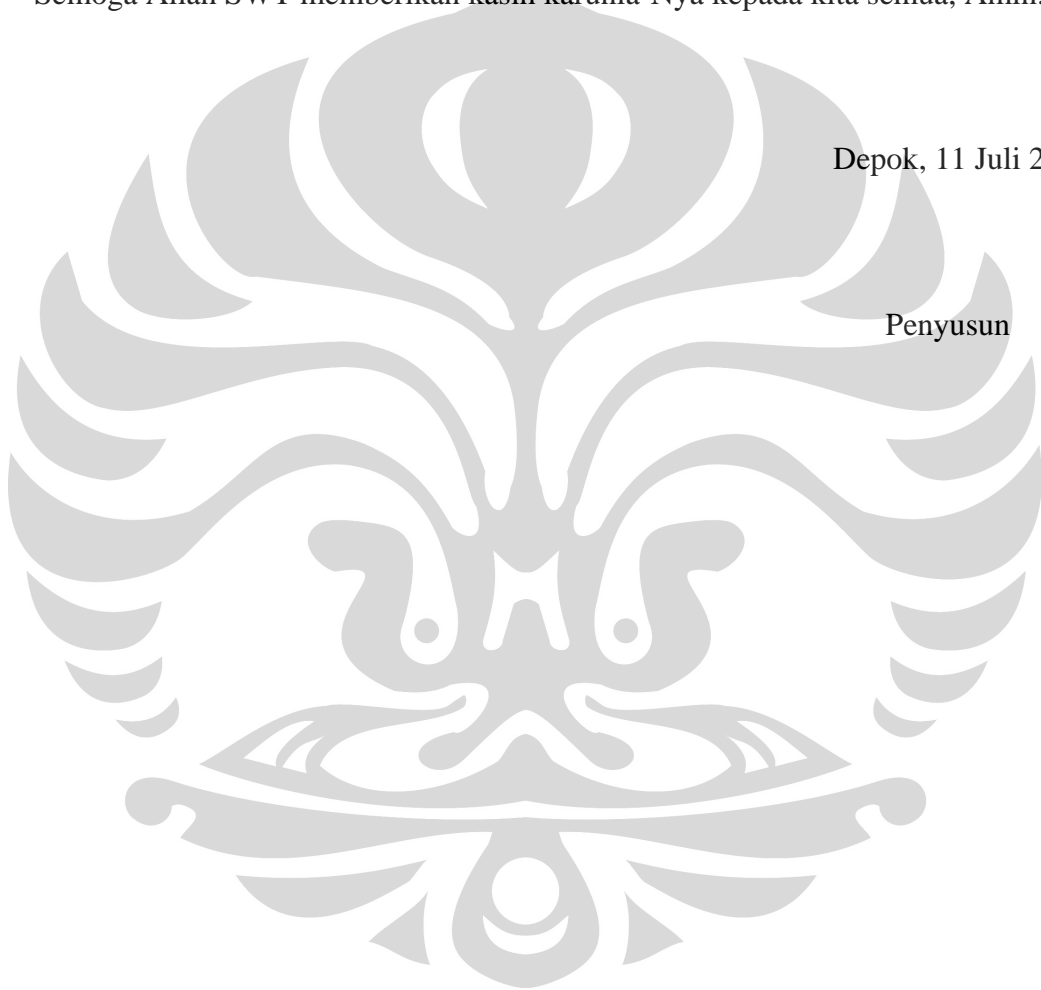
Dengan selesainya penulisan skripsi ini, penulis berharap semoga penulisan skripsi ini dapat bermanfaat bagi penulis pada khususnya dan bagi pembaca pada umumnya.

Penulis menyadari bahwa dalam penulisan skripsi ini tidak terlepas dari kekurangan dan kesalahan. Oleh karena itu kritik dan saran akan sangat penulis hargai untuk kesempurnaan skripsi ini.

Semoga Allah SWT memberikan kasih karunia-Nya kepada kita semua, Amin.

Depok, 11 Juli 2008

Penyusun



ARMANTO
NPM 0403210096
Departemen Teknik Sipil

Dosen Pembimbing
Dr.-Ir. Heru Purnomo, DEA

**PENINJAUAN PRILAKU RUMAH TINGGAL SEDERHANA
YANG BALOK DAN KOLOMNYA TIDAK BERTEMU
PADA SALAH SATU TITIK SIMPUL**

ABSTRAK

Rumah tinggal sederhana yang umumnya terdapat pada negara kita terutama pada daerah perkotaan yaitu rumah tinggal yang terbuat dari pasangan batu bata dengan perkuatan beton. Dalam pelaksanaannya pembangunan rumah tinggal sederhana ini banyak bentuk struktur bangunannya yang antara balok dan kolomnya tidak bertemu pada salah satu titik simpul.

Pada penulisan ini telah dilakukan peninjauan perilaku rumah tinggal sederhana dari bentuk struktur atau pemodelan akibat terdapatnya balok dan kolom yang tidak bertemu pada salah satu titik simpul. Selain itu dinding bata dari rumah tinggal sederhana dimodelkan dan digunakan dalam perhitungan simulasi numerik.

Pada bangunan satu lantai terdapat 6 model. Model 1 sebagai model acuan dimana kolom dan balok bertemu pada satu titik simpul. Model 2 tidak bertemu balok dan kolom pada satu titik simpul dengan adanya jarak sebesar 25 cm antara kolom K1' dengan kolom K2 dan kolom K3' dengan K14. Model 3 tidak bertemu balok dan kolom pada satu titik simpul dengan adanya jarak sebesar 50 cm antara kolom K1' dengan kolom K2 dan kolom K3' dengan K14. Model 4 tidak bertemu balok dan kolom pada satu titik simpul pada as A. Model 5 pemodelan dinding bata yang berjarak sebesar 25 cm dibawah ringbalok pada as B. Model 6 sama seperti model 1 tetapi tanpa pemodelan dinding bata sebagai penahan gaya lateral.

Pada bangunan dua lantai terdapat 3 model. Model pertama dimana kolom Kp 7 pada lantai 2 bertemu pada satu titik simpul. Model 2 dimana Kp 7 tidak bertemu pada satu titik simpul dengan adanya jarak sebesar 1,25 meter dengan kolom Kp 3', dan model 3 sama seperti model 1 tetapi tanpa pemodelan dinding bata sebagai penahan gaya lateral.

Peninjauan perilaku rumah tinggal tersebut dilakukan pada elemen kolom dan balok, terdiri dari nilai daya layan dan perbandingan rasio kekuatan struktur (perbandingan antara nilai gaya dalam ultimate dengan kapasitas penampang). Rasio kekuatan struktur yang di tinjau yaitu berupa rasio kuat lentur dan normal pada kolom, rasio kuat geser pada kolom, rasio kuat lentur pada balok, dan rasio kuat geser pada balok. Untuk mendapatkan kesimpulan bentuk struktur

atau pemodelan mana yang lebih baik maka nilai rasio kekuatan tiap - tiap elemen balok dan elemen kolom digunakan nilai rasio rata-ratanya. Dari nilai perbandingan rasio rata-rata kuat lentur dan normal pada kolom, rasio rata-rata kuat geser pada kolom, rasio rata-rata kuat lentur pada balok, dan rasio rata-rata kuat geser pada balok, nilainya diberikan peringkat dari tiap-tiap model. Kemudian nilai peringkat tersebut dirata-ratakan sehingga didapat kesimpulan bentuk struktur atau pemodelan mana yang lebih baik berdasarkan perbandingan rasio rata-rata kekuatan struktur.

Pada hasil perhitungan didapat nilai daya layan dari tiap-tiap pemodelan masih memenuhi syarat. Untuk bentuk struktur atau pemodelan yang paling baik berdasarkan nilai peringkat rata-rata dari rasio rata-rata kekuatan elemen yaitu : pada bangunan satu lantai untuk kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup yaitu model 3,1,4,2,dan 5 atau 6 ; dan untuk kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa yaitu model 1,3,4,2,5, dan 6; pada bangunan dua lantai untuk kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup; maupun kombinasi beban mati, hidup, dan beban gempa yaitu pada model 2,1,dan 3.

Pada bangunan satu lantai bentuk struktur yang antara kolom dan baloknya bertemu pada titik simpul nilai rasio kekuatan rata-ratanya lebih baik, sedangkan pada bangunan dua lantai bentuk struktur yang antara kolom dan baloknya tidak bertemu pada salah satu titik simpul nilai rasio kekuatan rata-ratanya lebih baik. Sehingga bentuk struktur yang balok dan kolomnya bertemu pada titik simpul tidak selalu mempunyai nilai rasio kekuatan rata-rata yang lebih baik dibandingkan dengan struktur yang kolom dan baloknya tidak bertemu pada satu titik simpul karena dipengaruhi pula oleh panjang bentang balok akibat jarak antara kolom.

Kata kunci : Rumah Tinggal, Titik Pertemuan Balok dan Kolom, Rasio Kekuatan Struktur

ARMANTO
NPM 0403210096
Civil Engineering Department

Counsellor
Dr.-Ir. Heru Purnomo, DEA

A Behaviour Study of Landed House Having One of Its Beam and Column Eccentrically Jointed

ABSTRACT

Landed houses at our country especially at urban area are made from brick combined with reinforced concrete elements. During construction phase of those houses, it is often find that one of their beam and column are eccentrically jointed.

This paper has been conducted to study the behaviour of landed houses subjected to structure form variation of beams and columns which are jointed eccentrically. Brick wall of the landed house is used as a model in calculating numerical simulation.

In this paper we define one story building that has 6 models. First model acts as reference model where the column and the beam are not jointed eccentrically. Second model is a model that beam and column where are jointed eccentrically either with both column K1' and K2 and column K3' and K14 with 25 cm in distance from those columns. Third model is a model that beam and column where are jointed eccentrically either with both column K1' and K2 and column K3' and K14 with 50 cm in distance from those columns. Forth model is about column and beam model where are jointed eccentrically at axis A. Fifth model is a brick wall model that has 25 cm distance between brickwall and beam at axis B. The last, six model is the same as first model but without brickwall as lateral force resistance.

While at a two story building, we define it into 3 models. First model is a model where column Kp 7 is not eccentrically jointed at second floor. Second model describes as a model that jointed eccentrically between both column Kp 3' and Kp 7 with 1,25 m in distance from those columns. Third model is the same as first model but without brickwall as lateral force resistance.

This behaviour study of landed house consists of serviceability value and comparison of structure strength ratio that conducted at column and beam elements (comparison between internal ultimate force and cross section capacity). Furthermore, the ratio of structure strength consists of flexural and normal strength ratio at column, shear strength ratio at column, flexural strength ratio at beam, and shear strength ratio at beam. To obtain the conclusion of

structure form or model, it is better therefore if the ratio of strength value from each beam and column elements is taken into average ratio of strength elements value. From comparison value of average ratio of flexural and normal strength at column, average ratio of shear strength at column, average ratio of flexural strength at beam, and average ratio of shear strength at beam, we will rank the each model and then calculate the values of rank as average value so that we may conclude the form of the structure or type of the model that is better based on the average ratio of structure strength.

Based on the result, the serviceability value from each model is still fulfil the serviceability criteria. At one story building, the rank of structure form or model (from top until bottom) based on dead load and live load combination that taken from average rank value of average ratio of strength elements are models 3,1,4,2, and 5 or 6. While for combination of dead load, live load and eathquake, the rank (from the top until bottom) are models 1,3,4,2,5, and 6. In two story building, the rank either for combination of deadload and liveload, and combination of deadload; liveload; and earthquake the models are 2, 1, and 3.

For one story building, the average ratio of structure strength value is better if the beam and column are not eccentrically jointed. While at two story building, the average ratio of structure strength is better if the beam and column are eccentrically jointed. In conclusion, the structure that its beam and column are not eccentrically jointed does not always have a better average ratio of structure strength value compared with the structure that its beam and column eccentrically jointed. The value itself is influenced by the length of the beam as the effect of distance between columns.

Keyword: Landed house, beam and column joint, ratio of structure strength

DAFTAR ISI

JUDUL	i
PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	ii
PENGESAHAN	iii
KATA PENGANTAR	iv
ABSTRAK	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR LAMPIRAN	xix
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Tujuan Penelitian	2
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Metode Penelitian	3
1.5 Sistematika Penulisan	3
BAB II DASAR TEORI	
2.1 Terjadinya gempa bumi	5
2.2 Gambaran umum rumah sederhana tahan gempa	7
2.3 Prilaku tahanan dinding rumah tinggal terhadap gempa	10
2.3.1 Mekanisme tahanan beban horisontal dinding bata	10
2.3.2 Klasifikasi kerusakan dinding bata akibat gempa	13
2.4 Pemodelan dinding bata pada struktur	14
2.5 Pemodelan pondasi sebagai perletakan pegas	16
2.6 Gaya lateral	18
2.7 Analisa struktur terhadap beban gempa	18

2.7.1 Analisa statik ekivalen	18
2.7.2 Analisa dinamik	22
2.7.2.1. Respon history analysis (RHA).....	25
2.7.2.2. Respon spectrum analysis (RSA)	27
2.7.3. Pemodelan sistem berderajat kebebasan banyak (MDOF) menjadi sistem derajat kebebasan tunggal (SDOF).....	29

BAB III METODE PENELITIAN

3.1 Metode Analisa	32
3.2 Pemodelan struktur.....	37
3.2.1 Type bangunan satu lantai	37
3.2.1.1. Pemodelan I (sebagai acuan).....	39
3.2.1.2. Pemodelan II	41
3.2.1.3. Pemodelan III	43
3.2.1.4. Pemodelan IV	44
3.2.1.5. Pemodelan V	46
3.2.1.6. Pemodelan VI.....	46
3.2.2. Type bangunan dua lantai	47
3.2.2.1. Pemodelan I (sebagai acuan).....	50
3.2.2.2. Pemodelan II	53
3.2.2.3. Pemodelan III	55
3.3. Deskripsi struktur	56
3.4. Diagram alir analisa rasio kekuatan struktur pada bangunan satu lantai dan dua lantai	57

BAB IV ANALISA STRUKTUR

4.1 Bangunan satu lantai	58
4.1.1. Data untuk pemodelan struktur pada program SAP.....	58
4.1.2. Analisa terhadap pengaruh gempa	66
4.1.3. Analisa struktur setiap pemodelan	70

4.1.4. Tinjauan respon struktur terhadap beban yang bekerja....	75
4.1.4.1. Lentutan pada elemen kolom dan balok.....	75
4.1.4.2. Perbandingan rasio kekuatan elemen kolom dan elemen balok	76
4.1.4.2.1. Perbandingan rasio kekuatan elemen kolom dan balok akibat kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup.....	81
4.1.4.2.2. Perbandingan rasio kekuatan elemen kolom dan balok akibat kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa.....	88
4.2. Bangunan dua lantai	95
4.2.1. Data untuk pemodelan struktur pada program SAP.....	95
4.2.2. Analisa terhadap pengaruh gempa	103
4.2.3. Analisa struktur setiap pemodelan	107
4.2.4. Tinjauan respon struktur terhadap beban yang bekerja..	112
4.2.4.1. Lentutan pada elemen kolom dan balok.....	113
4.2.4.2. Perbandingan rasio kekuatan elemen kolom dan elemen balok.....	113
4.2.4.2.1. Perbandingan rasio kekuatan elemen kolom dan balok akibat kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup.....	114
4.2.4.2.2. Perbandingan rasio kekuatan elemen kolom dan balok akibat kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa.....	126
4.3. Pembahasan analisa.....	137

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan	140
5.2 Saran.....	141

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Nilai modulus elastisitas dinding bata	15
Tabel 2.2	Formula kekakuan pegas tanah	16
Tabel 2.3	Nilai-nilai representatif modulus geser tanah.....	17
Tabel 2.4	Modal statik respon.....	30
Tabel 3.1	Kombinasi pembebanan pada struktur.....	36
Tabel 4.1	Distribusi beban mati atap ke gording pada bangunan satu lantai.....	59
Tabel 4.2	Distribusi beban gording ke ring balok sopi-sopi bangunan satu lantai	61
Tabel 4.3	Kekakuan pegas tanah bangunan satu lantai.....	64
Tabel 4.4	Kekakuan gabungan pegas tanah dan batu kali pada bangunan satu lantai.....	65
Tabel 4.5	Berat total bangunan, gaya geser dasar, dan gaya lateral pada bangunan satu lantai.....	68
Tabel 4.6	Kategori Diafragma berdasarkan beban gempa dan perpindahan Arah X pada bangunan satu lantai.....	69
Tabel 4.7	Kategori diafragma berdasarkan beban gempa dan perpindahan Arah Y pada bangunan satu lantai.....	69
Tabel 4.8	Kontrol nilai waktu getar alami terhadap nilai awal T_1 sebesar 0,256 detik pada bangunan satu lantai.	73
Tabel 4.9	Berat total Bangunan, gaya geser dasar, dan gaya lateral berdasarkan nilai $T = 0,191$ detik pada bangunan satu lantai.....	73
Tabel 4.10	Kontrol nilai waktu getar alami terhadap nilai awal T_1 sebesar 0,191 detik pada bangunan satu lantai.....	74
Tabel 4.11	Dimensi dan jumlah tulangan elemen kolom dan balok pada bangunan satu lantai.....	76
Tabel 4.12	Rasio Kuat lentur dan normal pada Kolom dengan kombinasi pem- bebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan satu lantai.....	82

Tabel 4.13	Rasio kuat geser arah X pada kolom dengan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan satu lantai.	83
Tabel 4.14	Rasio Kuat geser arah Y pada kolom dengan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan satu lantai.	84
Tabel 4.15	Rasio kuat lentur pada balok dengan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan satu lantai..	85
Tabel 4.16	Rasio Kuat geser pada balok dengan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan satu lantai.	86
Tabel 4.17	Peringkat nilai rasio kekuatan struktur yang terbaik dari seluruh pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup.....	88
Tabel 4.18	Rasio kuat lentur dan normal pada Kolom dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan satu lantai.....	89
Tabel 4.19	Rasio kuat geser arah X pada kolom dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan satu lantai.....	90
Tabel 4.20	Rasio kuat geser arah Y pada kolom dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan satu lantai.....	91
Tabel 4.21	Rasio kuat lentur pada balok dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan satu lantai.....	92
Tabel 4.22	Rasio kuat geser pada balok dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan satu lantai.....	93
Tabel 4.23	Peringkat nilai rasio kekuatan struktur yang terbaik dari seluruh pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan beban gempa.....	94
Tabel 4.24	Distribusi beban mati atap ke gording pada bangunan dua lantai.....	97
Tabel 4.25	Beban gording pada ring balok sopi-sopi bangunan dua lantai (q _{DL}).....	98
Tabel 4.26	Kekakuan pegas tanah bangunan dua lantai.....	101
Tabel 4.27	Kekakuan gabungan pegas tanah dan batu kali bangunan dua lantai.....	105
Tabel 4.28	Berat total bangunan dan gaya geser dasar pada bangunan dua lantai..	105

Tabel 4.29	Gaya geser dasar dan gaya lateral pada bangunan dua lantai.....	105
Tabel 4.30	Kategori diafragma berdasarkan beban gempa dan perpindahan arah X pada bangunan dua lantai.....	106
Tabel 4.31	Kategori diafragma berdasarkan beban gempa dan perpindahan arah Y pada bangunan dua lantai.....	106
Tabel 4.32	Pusat massa tiap pemodelan pada bangunan dua lantai.....	108
Tabel 4.33	Pusat rotasi tiap pemodelan pada bangunan dua lantai.....	108
Tabel 4.34	Eksentrisitas teoritis tiap model pada bangunan dua lantai.....	109
Tabel 4.35	Eksentrisitas rencana tiap model pada bangunan dua lantai.....	109
Tabel 4.36	Pusat massa rencana tiap model pada bangunan dua lantai.....	109
Tabel 4.37	Kontrol nilai waktu getar alami terhadap nilai awal T_1 sebesar 0,365 detik pada bangunan dua lantai.....	110
Tabel 4.38	Berat total dan gaya geser dasar setelah di kontrol nilai waktu getar alaminya dengan nilai $T = 0,21$ detik pada bangunan dua lantai.....	111
Tabel 4.39	Gaya lateral setelah di kontrol nilai waktu getar alaminya dengan nilai T_1 awal = 0,21 detik pada bangunan dua lantai.....	111
Tabel 4.40	Kontrol nilai waktu getar alami terhadap nilai awal T_1 sebesar 0,21 detik pada bangunan dua lantai.....	112
Tabel 4.41	Dimensi dan jumlah tulangan elemen kolom dan balok pada bangunan dua lantai.....	114
Tabel 4.42	Rasio kuat lentur dan normal pada kolom lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.....	115
Tabel 4.43	Rasio kuat geser arah X pada kolom lantai satu dari kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.....	116
Tabel 4.44	Rasio kuat geser arah Y pada kolom lantai satu dari kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.....	117
Tabel 4.45	Rasio kuat lentur balok lantai satu dengan kombinasi pembebanan	

	beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.....	118
Tabel 4.46	Rasio kuat geser balok lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.....	119
Tabel 4.47	Rasio kuat lentur dan normal pada kolom lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.....	120
Tabel 4.48	Rasio kuat geser arah X pada kolom lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.....	121
Tabel 4.49	Rasio kuat geser arah Y pada kolom lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.....	122
Tabel 4.50	Rasio kuat lentur balok lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.....	123
Tabel 4.51	Rasio kuat geser balok lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.....	124
Tabel 4.52	Peringkat nilai rasio kekuatan struktur terbaik dari setiap pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan dua lantai.....	125
Tabel 4.53	Rasio kuat lentur dan normal pada kolom lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.....	126
Tabel 4.54	Rasio kuat geser arah X pada kolom lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.....	127
Tabel 4.55	Rasio kuat geser arah Y pada kolom lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.....	128
Tabel 4.56	Rasio kuat lentur pada balok lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.....	129

Tabel 4.57	Rasio kuat lentur pada balok lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.....	130
Tabel 4.58	Rasio kuat lentur dan normal pada kolom lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.....	131
Tabel 4.59	Rasio kuat geser arah X pada kolom lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.....	132
Tabel 4.60	Rasio kuat geser arah Y pada kolom lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.....	133
Tabel 4.61	Rasio kuat lentur pada balok lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.....	134
Tabel 4.62	Rasio kuat geser pada balok lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.....	135
Tabel 4.63	Peringkat nilai rasio kekuatan struktur dari seluruh pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.....	136

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Proses gempa bumi.....	6
Gambar 2.2	Denah bangunan yang tidak simetris dan simetris.....	8
Gambar 2.3	Penempatan dinding-dinding penyekat.....	9
Gambar 2.4	Bidang dinding membentuk kotak tertutup.....	9
Gambar 2.5	Ketebalan dinding.....	10
Gambar 2.6	Dinding bekerja bersama sebagai Box (kotak).....	11
Gambar 2.7	(a) Atap fleksibel ; (b) Atap sebagai diafragma kaku.....	13
Gambar 2.8	Pemodelan dinding bata sebagai bracing diagonal.....	14
Gambar 2.9	Lebar efektif bracing diagonal.....	15
Gambar 2.10	Titik tangkap bekerjanya beban gempa pada pusat massa rencana (PM').....	21
Gambar 2.11	Sistem kesetimbangan dinamik	24
Gambar 2.12	Bentuk massa efektif dari sistem 2 derajat kebebasan	31
Gambar 3.1	Tampak atas bidang pada kriteria diafragma fleksibel.....	33
Gambar 3.2	Tampak depan distribusi beban lateral pada kondisi atap fleksibel...34	
Gambar 3.3	Tampak atas distribusi beban lateral pada kondisi atap fleksibel	35
Gambar 3.4	Tampak atas distribusi beban lateral pada kondisi atap kaku....1	35
Gambar 3.5	Gambar denah dan pondasi bangunan satu lantai.....	38
Gambar 3.6	Gambar tampak dan potongan bangunan satu lantai.....	38
Gambar 3.7	Bentuk struktur model satu pada bangunan satu lantai	40
Gambar 3.8	Bentuk struktur model dua pada bangunan satu lantai.....	42
Gambar 3.9	Bentuk struktur model tiga pada bangunan satu lantai.....	43
Gambar 3.10	Bentuk struktur model empat pada bangunan satu lantai	45
Gambar 3.11	Bentuk struktur model lima pada bangunan satu lantai.....	46
Gambar 3.12	Denah bangunan dua lantai.....	47
Gambar 3.13	Tampak dan potongan bangunan dua lantai	48
Gambar 3.14	Denah Pondasi; dimensi Sloof, kolom, dan balok, bangunan dua lantai.....	49
Gambar 3.15	Bentuk struktur model satu pada bangunan dua lantai	52

Gambar 3.16	Bentuk struktur model dua pada bangunan dua lantai	55
Gambar 3.17	Diagram alir analisa rasio kekuatan struktur pada bangunan satu lantai dan dua lantai	57
Gambar 4.1	Perspektif bangunan satu lantai.....	58
Gambar 4.2	Distribusi beban atap bangunan satu lantai	59
Gambar 4.3	Beban gording yang bekerja pada ringbalok sopi-sopi pada bangunan satu lantai	60
Gambar 4.4	Distribusi beban plafond bangunan satu lantai	61
Gambar 4.5	Denah dan detail pondasi bangunan satu lantai.....	63
Gambar 4.6	Gaya lateral yang bekerja pada lantai ke-i pada bangunan satu lantai.....	67
Gambar 4.7	Penampang balok beton bertulang.....	77
Gambar 4.8	Penampang kolom beton bertulang.....	78
Gambar 4.9	Perspektif bangunan dua lantai.....	95
Gambar 4.10	Distribusi beban atap bangunan dua lantai.....	96
Gambar 4.11	Beban gording yang bekerja pada ringbalok sopi-sopi pada bangunan dua lantai.....	98
Gambar 4.12	Distribusi beban plafond pada bangunan dua lantai.....	99
Gambar 4.13	Denah dan pondasi bangunan dua lantai.....	98
Gambar 4.14	Gaya lateral yang bekerja pada lantai ke-i pada bangunan dua lantai.....	104

DAFTAR LAMPIRAN

- LAMPIRAN A1** : Berat bangunan, gaya lateral, distribusi gaya lateral ke ujung kolom pada bangunan satu lantai.
- LAMPIRAN A2** : Berat bangunan, gaya lateral, distribusi gaya lateral ke ujung kolom pada bangunan dua lantai.
- LAMPIRAN B** : Pengecekan kondisi diafragma pada atap atau plat lantai bangunan satu lantai dan dua lantai.
- LAMPIRAN C** : Pusat massa, pusat rotasi, dan pusat massa rencana untuk lantai atau atap yang bersifat diafragma kaku pada bangunan satu lantai dan dua lantai.
- LAMPIRAN D** : Pengecekan waktu getar alami pada bangunan satu lantai dan dua lantai
- LAMPIRAN E** : Lendutan elemen kolom dan balok pada bangunan satu lantai dan dua lantai.
- LAMPIRAN F1** : Gaya dalam maximum elemen kolom dan balok pada model 1 bangunan satu lantai dan dua lantai akibat kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup.
- LAMPIRAN F2** : Gaya dalam maximum elemen kolom dan balok pada model 1 bangunan satu lantai dan dua lantai akibat kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa.
- LAMPIRAN G1** : Penentuan tulangan dan kapasitas penampang elemen kolom dan balok pada model 1 (model acuan) pada bangunan satu lantai dan dua lantai.
- LAMPIRAN G2** : Penentuan tulangan dan kapasitas penampang elemen kolom dan balok pada model 1 (model acuan) pada bangunan satu lantai dan dua lantai.

- LAMPIRAN H1** : Rasio kekuatan struktur bangunan satu lantai dan dua lantai akibat kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup.
- LAMPIRAN H2** : Rasio kekuatan struktur bangunan satu lantai dan dua lantai akibat kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan beban gempa.



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Rumah merupakan salah satu kebutuhan pokok manusia sebagai tempat/ sarana tinggal dan istirahat yang dapat melindungi dari kondisi cuaca alam. Sebagai sarana penunjang kehidupan manusia rumah tinggal dibuat dengan baik dan nyaman mungkin bagi penghuninya. Di Indonesia sebagian besar rumah tinggal yang terdapat dikota-kota dan di pedesaan dibangun secara tradisional yang bentuknya disesuaikan dengan adat budaya setempat serta menggunakan bahan bangunan yang mudah diperoleh di daerah setempat.

Dalam perkembangannya sampai saat ini di Indonesia baik di kota maupun dipedesaan telah banyak rumah tinggal yang dibangun dengan menggunakan bahan dari pasangan batu terutama batu bata (rumah tembok), karena material batu bata telah umum dipakai dalam pembangunan di dunia ini, sehingga masyarakat dapat dengan mudah memperoleh bahan bangunan ini. Dalam menentukan bentuk, luas dan jenis material yang digunakan tergantung dari keinginan penghuninya salah satu faktor penentunya ialah faktor ekonomi. Dengan lebih baiknya keadaan ekonomi maka lebih baik juga mutu dari rumah tinggal yang dibangun baik dari segi struktur, arsitektur dan kesehatan.

Rumah tinggal yang dibangun seharusnya mempunyai mutu struktur yang baik dalam menahan/ menerima beban-beban yang bekerja. Seperti dijelaskan sebelumnya bahwa faktor ekonomi mempengaruhi mutu dari rumah tinggal sehingga banyak masyarakat Indonesia yang membangun rumah tinggal dengan sistem struktur yang sangat rendah sehingga bangunan rumah ini banyak yang mengalami kerusakan ketika terjadi gempa. Hal ini terbukti di beberapa daerah di Indonesia yang mengalami kerusakan akibat terjadi gempa seperti yang terjadi di daerah Yogyakarta Bangunan rumah tinggal ini mengalami kerusakan karena tidak memperhitungkan beban horizontal akibat gempa. Pada kenyataanya rumah tembok adalah yang paling besar/ dominan mengalami kerusakan akibat gempa. Selain faktor ekonomi, keahlian dan budaya masyarakat Indonesia yang

belum terbiasa dengan terjadinya gempa membuat masyarakat Indonesia membangun rumah tinggal dengan tidak memperhitungkan beban horizontal akibat gempa.

Seperti diketahui bahwa sepanjang sejarah umat manusia, gempa bumi telah menimbulkan banyak korban jiwa serta harta benda diseluruh dunia yang umumnya disebabkan oleh gagalnya bangunan. Oleh karena itu untuk mengurangi resiko bencana akibat gempa, bangunan rumah tinggal seharusnya dibangun mampu menahan gaya horizontal yang disebabkan oleh gempa, untuk itu peninjauan beban gempa bagi suatu bangunan diperlukan untuk meminimkan jumlah korban jiwa, harta benda dan kerugian lainnya yang diakibatkan oleh gempa.

1.2 TUJUAN PENELITIAN

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui perilaku struktur rumah tinggal sederhana dari berbagai pemodelan struktur akibat adanya balok dan kolom yang tidak bertemu pada salah satu titik simpul pada type bangunan satu lantai dan dua lantai. Tinjauan yang dilakukan dari perilaku struktur yaitu pada daya layan struktur dan perbandingan rasio kekuatan struktur (perbandingan antara gaya dalam ultimate dengan kapasitas penampang) pada elemen kolom dan balok akibat beban yang bekerja (beban mati, beban hidup, dan beban gempa).

1.3 BATASAN MASALAH

Pada penelitian ini dilakukan dengan menganalisa perilaku struktur terhadap beban mati, beban hidup dan gempa dari beberapa pemodelan struktur rumah, peninjauan daya layan dan rasio kekuatan struktur dilakukan hanya pada elemen kolom dan balok. Pemodelan struktur ini adalah fiktif dan dimodelkan menyerupai bentuk yang sama dengan rumah tinggal sederhana yang umumnya terdapat di perumahan masyarakat Indonesia. Rumah tinggal berada di Wilayah gempa 5 pada kondisi tanah lunak. Beban gempa berdasarkan zona wilayah dengan mengacu pada peraturan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002).

1.4 METODE PENELITIAN

Dalam penelitian ini analisa struktur rumah tinggal dilakukan pada tiap - tiap type dengan membuat pemodelan-pemodelan dimana model 1 merupakan model yang normal dibuat sebagai acuan . Analisa beban gempa dilakukan dengan menggunakan metode analisa statik ekuivalen dan untuk membantu proses perhitungan dengan menggunakan program SAP. Kemudian dibandingkan nilai rasio kekuatan struktur (perbandingan antara gaya dalam ultimate yang bekerja dengan kekuatan kapasitas penampang elemen) dari tiap – tiap pemodelan dimana kapasitas penampang elemen pada model 1 dijadikan acuan atau tiap model mempunyai kapasitas penampang elemen yang sama. Dengan demikian rasio kekuatan tiap pemodelan memiliki kapasitas penampang elemen yang sama tetapi berbeda gaya dalam ultimatanya. Sehingga dari perbandingan rasio kekuatan struktur tiap model dapat ditarik kesimpulan model atau bentuk struktur yang terbaik.

1.5 SISTEMATIKA PENULISAN

Sistematika penulisan ini adalah sebagai berikut :

BAB I PENDAHULUAN

Berisikan latar belakang, tujuan, batasan masalah, metode penelitian dan sistematika penulisan yang berhubungan dengan penelitian yang akan dibahas.

BAB II DASAR TEORI

Berisikan teori – teori analisa gempa terhadap suatu bangunan, pemodelan dinding bata sebagai elemen yang memberikan kontribusi menahan gaya lateral, dan pemodelan pondasi sebagai perletakan pegas.

BAB III METODE PENELITIAN

Berisikan tentang prosedur penelitian dan data – data perencanaan penelitian.

BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

Berisikan analisa dan pembahasan masalah dari data-data perencanaan.

BAB V KESIMPULAN

Berisikan kesimpulan dan saran dari permasalahan yang ditulis.



BAB II

DASAR TEORI

2.1 TERJADINYA GEMPA BUMI

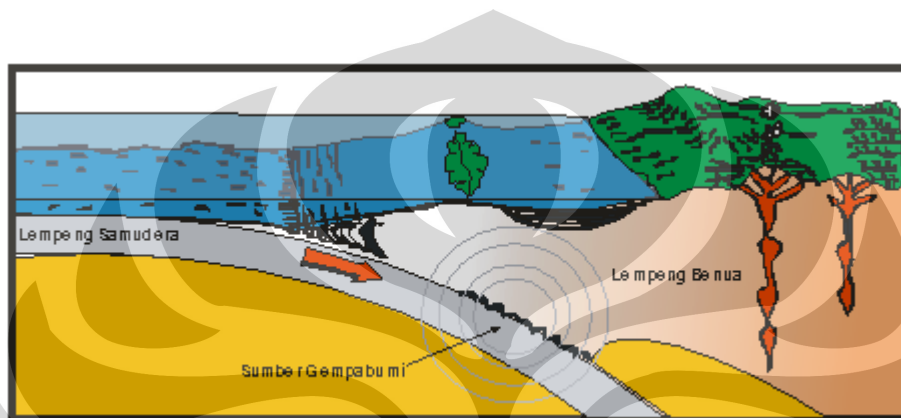
Sebuah guncangan tanah yang disebabkan oleh pergerakan mendadak di dalam kulit bumi dimaksudkan sebagai gempa bumi.

Berdasarkan penyusunannya lapisan bumi terbagi atas litosfer, astenosfer, dan mesosfer. Litosfer adalah lapisan paling luar bumi (tebal kira-kira 100 km) dan terdiri dari kerak bumi bagian atas selubung. Litosfer bersuhu dingin dan kaku. Dibawah litosfer pada kedalaman kira-kira 700 km terdapat astenosfer. Astenosfer hampir berada dalam titik leburnya sehingga bersifat seperti fluida. Astenosfer mengalir akibat tekanan yang terjadi sepanjang waktu. Lapisan berikutnya mesosfer. Mesosfer lebih kaku dibandingkan astenosfer namun lebih kental dibandingkan litosfer. Mesosfer terdiri dari sebagian besar selubung hingga inti bumi.

Berdasarkan teori lempeng tektonik, kerak bumi dan selubung atas (lithosfer) dapat diterangkan ibarat suatu rakit yang sangat kuat dan relatif dingin yang mengapung diatas astenosfer yang liat (lebih cair) dan sangat panas, atau bisa juga disamakan dengan pulau es yang mengapung diatas air laut. Ada 2 jenis kerak bumi yaitu kerak samudra yang dijumpai di samudra sangat dalam, dan kerak benua. Kerak bumi menutupi seluruh permukaan bumi, namun akibat adanya aliran panas yang mengalir didalam astenosfer menyebabkan kerak bumi ini pecah menjadi beberapa bagian yang lebih kecil yang disebut lempeng. Dengan demikian lempeng dapat terdiri dari kerak benua, kerak samudra atau keduanya. Arus konvensi tersebut merupakan sumber kekuatan utama yang menyebabkan terjadinya pergerakan lempeng. Pergerakan lempeng ada 3 macam yaitu pergerakan yang saling mendekati, saling menjauh dan saling bergerak sejajar namun berlawanan arah.

Pergerakan dua lempeng yang saling bertumbukan salah satu lempeng akan menyusup kedalam. Penyusupan lempeng inilah yang menghasilkan zona

subduksi atau penujaman. Gerakan lempeng itu akan mengalami perlambatan akibat gesekan dari selubung bumi. Perlambatan gerak itu menyebabkan penumpukkan energi di zona subduksi dan zona patahan. Akibatnya di zona-zona itu terjadi tekanan, tarikan, dan geseran. Pada saat batas elastisitas lempeng terlampaui, maka terjadilah patahan batuan yang diikuti oleh lepasnya energi secara tiba-tiba. Proses ini menimbulkan getaran partikel ke segala arah yang disebut gelombang gempabumi.



Gambar 2.1. Proses gempa bumi

Titik dimana terjadi patahan batuan yang diikuti terjadinya pelepasan energi tersebut disebut focus atau hypocentre dan titik yang tegak lurus diatas fokus pada permukaan bumi disebut epicentre.

Selain gempabumi yang disebabkan oleh pergerakan lempeng kerak bumi, gempabumi dapat juga disebabkan oleh letusan vulkanis, dan peledakan pertambangan minyak yang mempunyai skala guncangan/ pergerakan tanah yang lebih kecil dibandingkan akibat lempeng tektonik.

Akibat utama gempa bumi adalah hancurnya bangunan – bangunan karena guncangan tanah, retaknya tanah, terjadinya longsor, jika sumber gempabumi berada didasar lautan maka bisa membangkitkan gelombang tsunami. Jatuhnya korban jiwa biasanya terjadi karena tertimpa reruntuhan bangunan.

Oleh karena itu bangunan di design harus mempunyai ketahanan terhadap gempa dimana falsafah bangunan tahan gempa yaitu bila terjadi gempa ringan bangunan tidak mengalami kerusakan baik pada komponen non struktural maupun komponen struktural, bila terjadi gempa sedang bangunan boleh mengalami

kerusakan pada komponen non struktural tetapi komponen struktural tetap utuh, bila terjadi gempa besar bangunan boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non struktural dan beberapa komponen struktural akan tetapi tersedia selang waktu bagi evakuasi penghuni bangunan tersebut untuk keluar sebelum bangunan runtuh sebagian atau seluruhnya.¹

2.2. GAMBARAN UMUM RUMAH SEDERHANA TAHAN GEMPA

Rumah sederhana didefinisikan sebagai bangunan rumah layak huni yang bagian huniannya berada langsung diatas permukaan tanah, berupa rumah tunggal, rumah kopel dan rumah deret yang dibangun dengan luas lantai tidak lebih dari 70 m² dengan luas kavling 54 m² sampai dengan 200 m².²

Sistem struktur untuk bangunan rumah tinggal pada umumnya hanya menggunakan dua macam sistem struktur, yaitu:

1. Struktur dinding pemikul
2. Struktur rangka pemikul yang terdiri dari struktur rangka sederhana dengan dinding pengisi untuk menahan beban lateral (beban gempa) secara bersama-sama, dan struktur rangka balok dan kolom kaku untuk menahan beban lateral (dinding pengisi tidak diperhitungkan memikul beban).

Kadar kecocokan sistem struktur terhadap gempa dinyatakan :

- a. Sangat cocok, bila rumah tinggal dibuat dengan menggunakan sistem struktur rangka kaku, baik menggunakan bahan beton bertulang, baja, dan kayu dengan perkuatan silang. Bangunan gedung dan rumah tinggal yang dibangun dengan sistem struktur ini memberikan karakteristik berat bangunan ringan dan memiliki daya tahan yang tinggi terhadap beban gempa.
- b. Cukup cocok, bila rumah dibuat dengan menggunakan sistem struktur rangka sederhana dengan dinding pengisi, baik rangka yang dibuat dari bahan kayu maupun beton bertulang dengan dinding pengisi dari bahan bata merah atau batako. Bangunan gedung dan rumah tinggal yang

¹ Puslitbang Permukiman Departemen PU, Teknologi Perencanaan dan penerapan Sistem Struktur.

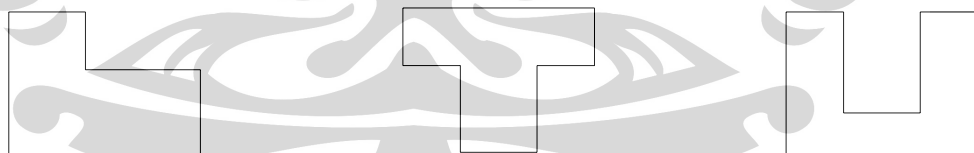
² Dirjen Cipta Karya Departemen PU, Pedoman Teknis Rumah Dan Bangunan Tahan Gempa.

dibangun dengan sistem struktur ini memberikan karakteristik berat bangunan sedang dan memiliki daya tahan sedang terhadap beban gempa; dan memiliki daktilitas yang sedang.

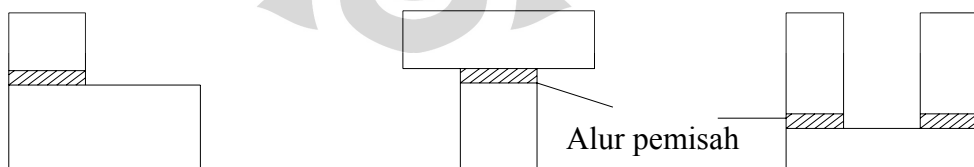
- c. Kurang cocok, bila rumah tinggal dibuat dengan menggunakan sistem struktur dinding pemikul : pasangan bata merah/ batako tanpa perkuatan tetapi memakai rollag horisontal. Rumah tinggal yang dibangun dengan sistem struktur ini memberikan karakteristik : berat sekali; hanya memiliki sedikit daya tahan terhadap gempa; dan memiliki daktilitas yang kecil.
- d. Tidak cocok, bila rumah tinggal dibuat dengan menggunakan sistem struktur dinding pemikul : pasangan bata merah/ batako tanpa perkuatan. Rumah tinggal yang dibangun dengan sistem struktur ini memberikan karakteristik : berat sekali; hampir tidak memiliki daya tahan terhadap gaya gempa; dan memiliki daktilitas yang kecil.

Dasar- dasar perencanaan bangunan tahan gempa ³:

- 1. Bentuk denah bangunan sebaiknya sederhana dan simetris. Bila dikehendaki denah bangunan gedung dan rumah yang tidak simetris, maka denah bangunan tersebut harus dipisahkan dengan alur pemisah sedemikian rupa sehingga denah bangunan merupakan rangkaian dari denah yang simetris.



Gambar denah tidak baik

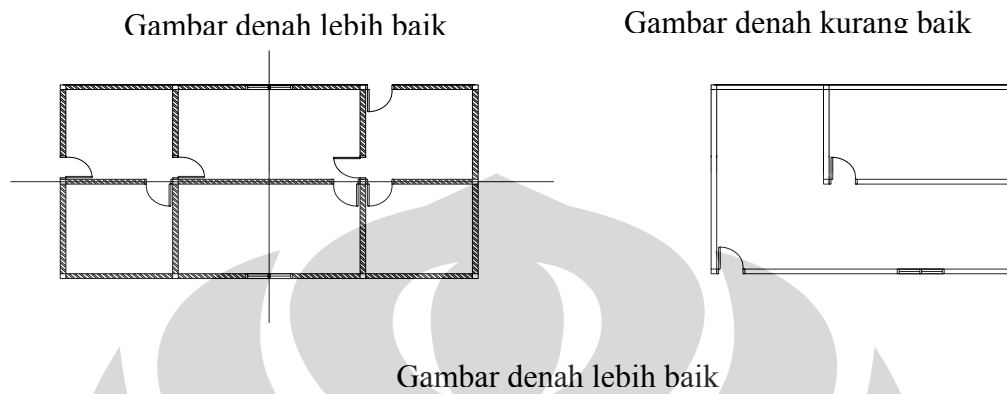


Gambar denah lebih baik

Gambar 2.2. Denah bangunan yang tidak simetris dan simetris

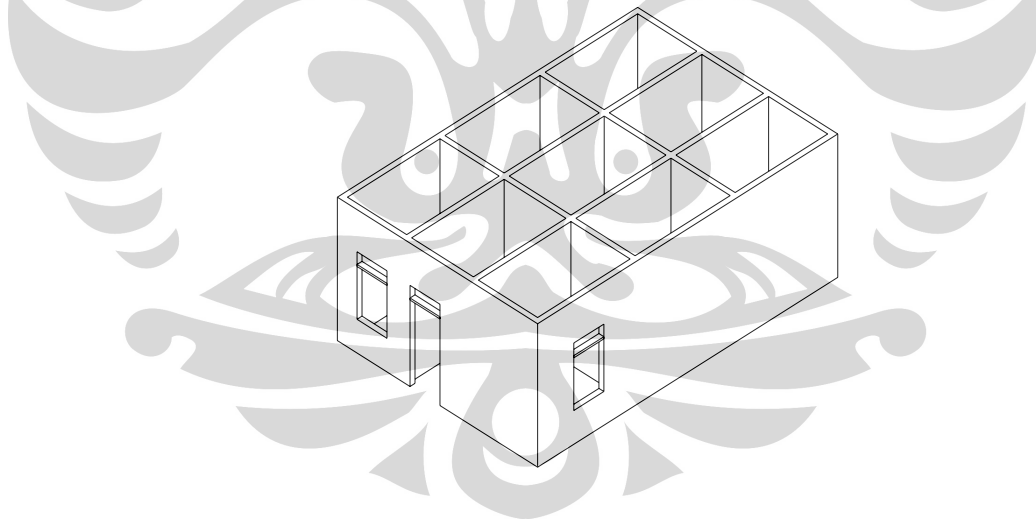
³ Ir. Teddy Boen, Bangunan tahan gempa (Rumah Tinggal)

2. Penempatan dinding – dinding penyekat dan bukaan pintu/ jendela diusahakan sedapat mungkin simetris terhadap sumbu-sumbu denah bangunan.



Gambar 2.3. Penempatan dinding-dinding penyekat

3. Bidang dinding harus dibuat membentuk kotak – kotak tertutup.



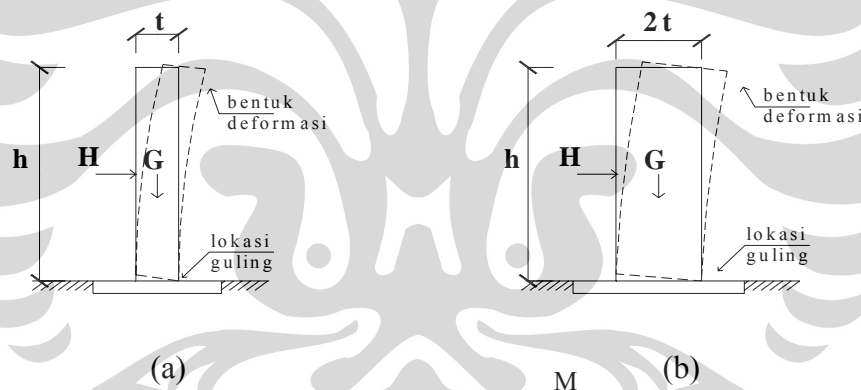
4. Atap sedapat mungkin dibuat yang ringan.

2.3 PRILAKU TAHANAN DINDING RUMAH TINGGAL TERHADAP GEMPA

2.3.1. Mekanisme Tahanan Beban Horisontal Dinding Bata

Dinding rumah dari pekerjaan batu (masonry) tanpa perkuatan sangat rapuh dan mudah dirusak oleh gempa. Oleh karena itu pemahaman tentang perilaku strukturalnya penting untuk meningkatkan tahanan terhadap gempa.

Dalam kaitan dengan percepatan tanah akibat gempa, struktur bangunan yang diam diatas tanah menerima beban inertiya yang bekerja pada struktur sebanding terhadap massa struktur dan percepatan tanah. Secara tradisional bentuk tahanan gempa dari pekerjaan menembok (masonry) telah didasarkan pada ketebalan konstruksi. Dinding tebal (massive) ini didasarkan pada berat sendiri dinding untuk menahan/ melawan beban horisontal. Perilaku suatu dinding ketika menerima beban horisontal seperti diilustrasikan pada gambar dibawah ini :



H = Gaya Inersia Dinding
G = Gaya gravitas (berat) dinding

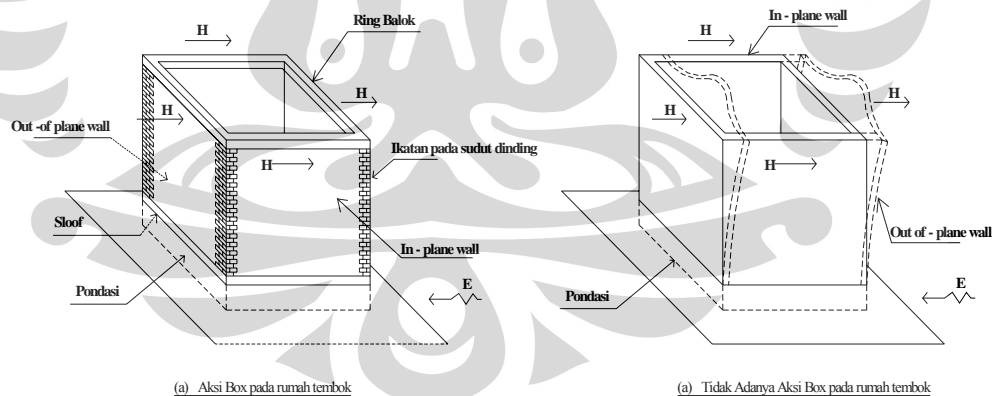
Gambar 2.5. Ketebalan Dinding: (a) Dinding Tipis; (b) Dinding Tebal

Dari analisa keseimbangan dinding dapat ditunjukkan bahwa tahanan untuk menghadapi beban H adalah yang sebanding kepada gaya berat G dan ketebalan dinding t dan sebaliknya yang sebanding dengan tinggi dinding h.

Oleh karena itu menggandakan ketebalan dinding t akan memberikan tahanan/ perlawanan 4 kali lebih besar beban permukaan horisontal. Bagaimanapun dalam terjadinya gempa beban inertiya permukaan H akan

berlipatganda karena bertambahnya berat dinding dan akan mengurangi efek dari penambahan ketebalan dinding. Harus dicatat bahwa konstruksi dari dinding tebal sebagai suatu ragam menahan gempa bukanlah yang diinginkan dan dapat sangat berbahaya karena menambah beban puing dalam gempabumi yang kuat.

Selama gempa, dasar dari rumah dapat bergoyang dalam kedua arah horisontal. Untuk kesederhanaan teori ini menganggap gempa bertindak hanya dalam satu arah. Beban inertia horisontal dihasilkan dari pusat beban rumah yaitu lantai dan atap. Dinding dari pekerjaan menembok/masonry adalah elemen-elemen yang menahan beban utama dari struktur rumah. Dinding rumah umumnya dibangun dalam dua arah orthogonal, sebagian dari dinding adalah paralel kepada gempabumi sedang yang lain memotong arah gempa. Hanya dinding yang paralel terhadap gempa yang dapat menahan beban gempa, dinding ini disebut sebagai dinding in plane. Dinding yang memotong arah gempa disebut sebagai dinding out of plane. Untuk menahan gempa yang terbaik adalah perlu bahwa semua dinding bekerja bersama sebagai box (kotak) seperti gambar dibawah ini:



Gambar 2.6. Dinding bekerja bersama sebagai Box (Kotak)

Pada gambar (a) menggambarkan suatu struktur yang bekerja secara keseluruhan sebagai satu kesatuan seperti suatu kotak. Pada gambar (b)

menunjukkan suatu kerusakan struktur, tidak mempunyai cara kerja box (kotak) karena penyatuan dinding tidak diperkuat.

Ketahanan rumah terhadap gempa ditentukan oleh hubungan antara komponen struktural seperti halnya kekuatan komponen individu, kekakuan, dan daktilitas. Hubungan yang baik antara elemen yang berbeda menghasilkan alur beban menerus untuk beban inerti. Beberapa alur beban dinamakan alur beban lengkap/complete. Pada gambar (a) diatas beban alur lengkap dicapai dengan :

- Menyediakan/ memberikan hubungan/ sambungan atau sambungan antara dinding dengan dinding dengan ikatan yang berkualitas baik pada sudut dan pada ikatan atap (ring balok).
- Menyediakan/ memberikan hubungan/ sambungan langsung antara dinding dan pondasi pada sloff.
- Menyediakan/ memberikan hubungan/ sambungan antara dinding dan ikatan atap.

Elemen individu dari struktur rumah juga harus memiliki kekuatan yang perlu, kekakuan, dan daktilitas.

Peningkatan tahanan dicapai dengan :

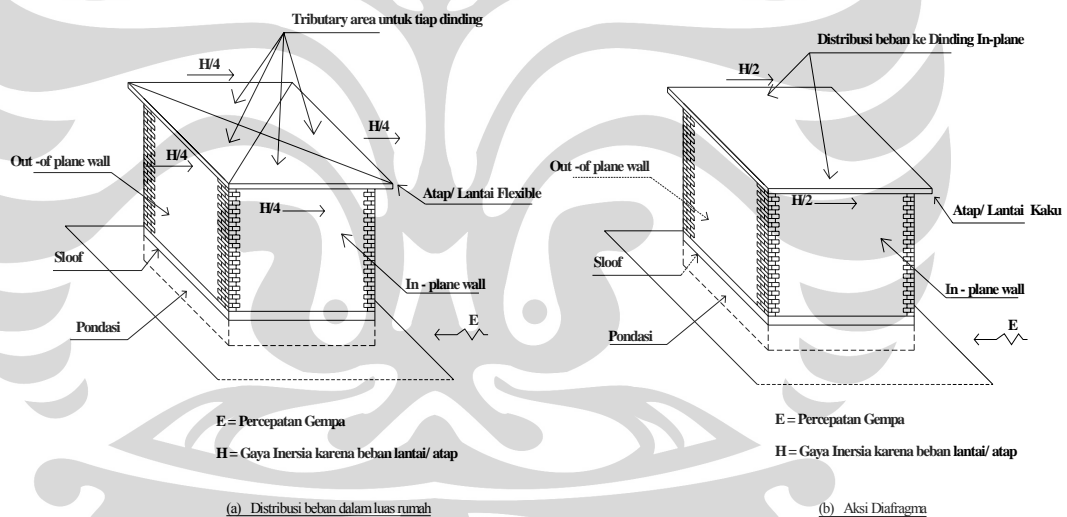
- kualitas pekerjaan menembok (masonry) yang baik untuk kekuatan tekan dinding.
- kualitas pekerjaan menembok(masonry) untuk kekuatan geser dinding.
- kualitas material yang baik dan perkuatan (dengan menggunakan Reinforced concrete) untuk ikatan horisontal untuk menambah kekuatan lentur dan tarik dinding.

Peranan penting dalam mekanisme tahanan beban lateral horisontal pada konstruksi dari kekakuan dalam atap/lantai yang datar akan mengijinkan distribusi dari beban inerti dalam perbandingan terhadap kekakuan dinding. Kekakuan atap/ lantai memberikan aksi diafragma. Dalam kasus atap/lantai yang flexible beban inerti akan didistribusikan berdasarkan pada tibutary area pada masing-masing/ tiap dinding yang dapat berpotensi mendorong kearah kegagalan dinding karena kurang baiknya pendistribusian beban antara dinding-dinding. Pada gambar dibawah diilustrasikan pentingnya aksi diafragma. Untuk tujuan ini

digunakan suatu model yang sederhana dari bearing-wall (tahanan dinding) bujur sangkar pekerjaan menembok (masonry) dari rumah.

Dalam kasus (a) seperti gambar dibawah atap adalah fleksibel dan gaya inertia dari berat/ bebannya akan didistribusikan untuk semua empat dinding (berdasarkan tributary area). Sebagai konsekwensi dinding out of plane yang lemah akan jadi terbebani dengan jumlah yang sama seperti dinding in plane yang kuat. Di dalam kasus (b) atap adalah kaku dan memberikan suatu tindakan diafragma. Oleh karena itu beban inertia dari atap nantinya yang didistribusikan sebagian besar kepada dinding in plane yang kuat.

Catatan bahwa beberapa beban akan juga didistribusikan ke dinding out of plane. Dinding out of plane mempunyai beberapa kekakuan dan oleh karena itu akan menarik bagian yang kecil dari beban inertia.



Gambar 2.7. (a) Atap fleksibel ; (b) Atap sebagai diafragma kaku

2.3.2 Klasifikasi Kerusakan Dinding Bata Akibat Gempa

Dinding masonry rumah seperti semua struktur yang lain dibangun dari elemen berbeda (seperti pondasi, dinding, ikatan balok, atap). Elemen ini mungkin dirakit dalam cara berbeda yang dapat sangat mempengaruhi perilaku struktur itu. Di dalam gempa bumi mengisyaratkan dalam kasus tentang elemen-elemen yang sangat kaku terakit bersama-sama dengan hubungan yang kaku, struktur akan

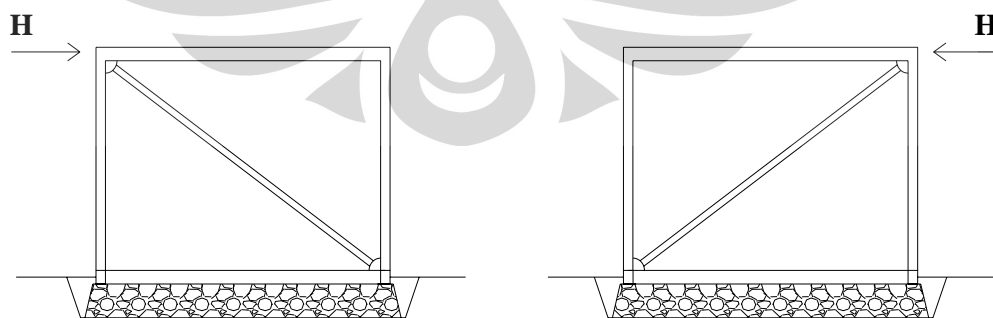
merespon secara seragam/serempak sebagai satu kesatuan. Bagaimanapun didalam struktur riil elemennya adalah elastis dan koneksi/hubungannya adalah semi-rigid. Oleh karena itu, kekakuan yang elastis, kekuatan, gaya/bentuk kegagalan dan daktilitas dari tiap elemen menentukan pencapaian yang pada gilirannya menentukan performance rumah secara keseluruhan.

Pola kerusakan pada dinding masonry bangunan rendah rumah tinggal umumnya dapat dikelompokkan sebagai berikut:

- terpisah pada sudut dan persimpangan T.
- retak diagonal yang dimulai pada bukaan (opening) dinding
- terpisahnya out of plane atau kerusakan dinding yang lengkap.
- retak diagonal dan bentuk X
- retak antara dinding dan atap/lantai.
- retak diagonal antara bukaan (opening) dinding.

2.4. PEMODELAN DINDING BATA PADA STRUKTUR

Pasangan bata merah sebagai pengisi portal dapat memberikan kontribusi untuk memberikan tahanan terhadap gaya lateral yang bekerja pada struktur. Pasangan dinding bata kuat dalam menahan tekan tetapi tidak kuat menahan tarik sehingga pemodelan dapat dilakukan sebagai pengaku (Bracing) diagonal yang hanya dapat menahan gaya tekan dimana joint antara portal dan bracing bata adalah sebagai pin.



(a) Gaya lateral dari kiri;

(b) Gaya lateral dari kanan

Gambar 2.8. Pemodelan dinding bata sebagai Bracing diagonal;

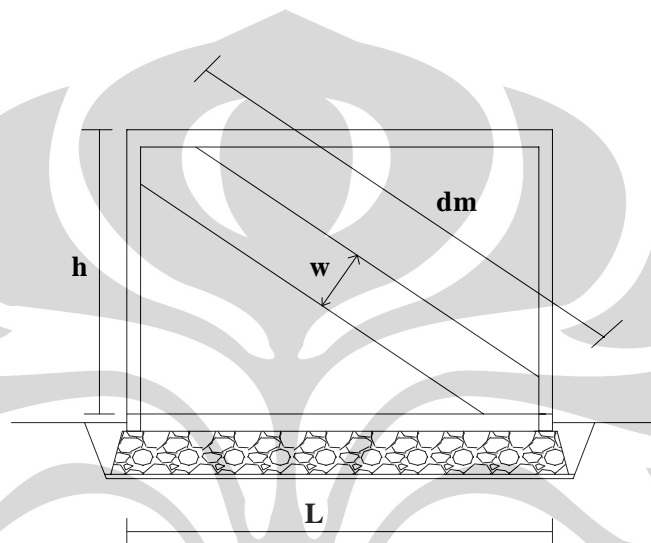
$$\text{Bracing diagonal memiliki kekakuan sebesar } k = \frac{EA}{L} \quad (2.1)$$

Dengan : E = modulus Elastisitas Dinding bata

A = Luas penampang (lebar efektif x tebal dinding)

L = Panjang Bracing Diagonal (sesuai portal yang ditinjau)

Berdasarkan referensi yang ada Lebar efektif (w) yang digunakan yaitu sebesar 0,25 dm , dimana dm adalah panjang diagonal bracing bata⁴.



Gambar 2.9. Lebar efektif bracing diagonal

Nilai Modulus Elastisitas dari dinding bata dalam satuan Mpa berdasarkan hasil penelitian⁵ adalah sebagai berikut :

No	Type Dinding bata	Modulus Elastisitas (Mpa)
1	Tanpa Plesteran	52.43
2	Dengan Plesteran	1367.8
3	Dengan kamprot dan plesteran	1457.92

Tabel 2.1. Nilai modulus elastisitas dinding bata

⁴T. Paulay and M.J.N Priestlley, “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”

⁵ Arijoeni Essy, “ A Thesis submitted for Degree of Doctor Phylosopy”

Pada penulisan ini pemodelan dinding bata bersifat elastis dimana dianggap masih mampu menahan gaya lateral tidak mengalami kehancuran dari dua arah sisi yang berlawanan akibat beban gempa. Dan hanya ditinjau pada pengaruh dinding bata yang paralel terhadap arah gempa (dinding in plane), dan untuk mempermudah perhitungan pada opening dinding karena adanya kusen pintu dan jendela, maka kusen dianggap mempunyai kontribusi kekakuan yang sama dengan dinding bata. Sehingga dianggap opening – opening terisi dinding bata secara penuh.

2.5. PEMODELAN PONDASI SEBAGAI PERLETAKAN PEGAS

Dasar pondasi pada penelitian ini menggunakan pondasi batu kali yang menerus. Karena mempertimbangkan bahwa pondasi akan mengalami displacement translasi maka pondasi bangunan dimodelkan sebagai pondasi pegas terhadap ragam vertikal dan horizontal, pada ragam vertikal pegas tersusun secara sistem seri dari pegas tanah dan pegas pondasi batu kali, sedangkan pada ragam horizontal hanya terdapat pegas tanah. Nilai kekakuan untuk Pegas tanah yang di formulasikan oleh beberapa peneliti adalah sebagai berikut⁶ :

Untuk dasar pondasi empat persegi panjang	Dasar pondasi bulat	Jalur
Ragam Vertikal $K_z = S_z \frac{2LG'}{1-\mu}$	$K_z = \frac{4GB}{1-\mu}$	$K_z = \frac{0,8G'(2L)}{1-\mu}$
Ragam Horizontal Paralel sumbu Y $K_y = S_y \frac{2LG'}{2-\mu}$ Paralel sumbu X $K_y = S_y \frac{2LG'}{2-\mu}$ ↓ $K_x = K_y - \frac{0,21LG}{0,75-\mu}(1-B/L)$	$K_y = \frac{8G'B}{2-\mu}$ $K_x = K_y$ $\eta_x=1$ untuk K_x , maka $\bar{K}_x = K_y$	$K_y = \frac{2,24G'(2L)}{2-\mu}$

⁶ Bowless, J., “ Foundation Analysis and Design” Int. Student Edition, 1988

Untuk dasar pondasi empat persegi panjang	Dasar pondasi bulat	Jalur
Ragam goyangan Pada sumbu X $K_{\theta_x} = S_{\theta_x} \frac{G'}{1-\mu} (I_{\theta_x})^{0,75} \left(\frac{B}{L}\right)^{-1/4}$ Pada sumbu Y $K_{\theta_y} = S_{\theta_y} \frac{G'}{1-\mu} (I_{\theta_x})^{0,75}$	$K_{\theta_x} = \frac{8G' B^3}{3(1-\mu)}$ $K_{\theta_y} = K_{\theta_x}$	$K_{\theta_x} = \frac{\pi(2L)G'B^2}{2-2\mu} \left\{ 1 + \left(\frac{\ln(3-4\mu)}{\pi} \right) \right\}$
Ragam Torsi $K_t = S_t G' (J)^{0,75}$	$K_t = \frac{16G' B^3}{3}$	

Tabel 2.2. Formula kekakuan pegas tanah

Dimana :

2L = Panjang pondasi

B = Lebar pondasi

μ = Poisson ratio (0,5 untuk lempung jenuh dan 0,333 untuk jenis tanah lainnya).

G' = Modulus geser tanah

Nilai modulus geser tanah⁷ diberikan seperti pada tabel 2.3.

Bahan	Mpa
Pasir kuarsa padat bersih	12 – 20
Pasir halus seperti mika	16
Pasir Berlin (e=0,53)	17 – 24
Pasir tanah liat	10
Pasir-kerikil padat	70 ⁺
Lempung berlumpur lunak basah	9 – 15
Lempung berlumpur lunak kering	17 – 21
Lempung berlumpur kering	25 – 35
Lempung sedang	12 – 30
Lempung berpasir	12 – 30

Tabel 2.3. Nilai-nilai representatif modulus geser tanah G'

⁷ Bowless, J., "Foundation Analysis and Design" Int. Student Edition, 1988

2.6. GAYA LATERAL

Beban angin dan beban gempa menyebabkan gaya horizontal pada suatu bangunan, yang disebut sebagai gaya lateral. Angin menyebabkan gaya lateral external, sedangkan pergerakan tanah karena gempa bumi menyebabkan gaya lateral internal, disamping gaya vertikal, yang diabaikan.

Beban gempa bumi yang menghasilkan gaya lateral internal dihasilkan dari distribusi beban dan kekakuan pada respon gerak. Angin menyebabkan gaya external pada kekakuan bangunan yang bergantung pada luas area bangunan.

Selain angin dan gempa bumi, gaya gravitasi juga menyebabkan gaya lateral pada sebuah bangunan. Ketika posisi bangunan memiliki simpangan samping yang besar, gaya gravitasi akan menyebabkan gaya dorong lateral, sesuai SNI-03-1726-2002 struktur gedung yang tingginya diukur dari taraf penjepitan lateral lebih dari 40 m harus memperhitungkan akibat pengaruh ini.

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa. Ditinjau dari pengaruh gempa pada struktur gedung yang ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka beban gempa dapat juga disebut sebagai gaya-gaya didalam struktur yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa.

2.7. ANALISA STRUKTUR TERHADAP BEBAN GEMPA

Analisa struktur bangunan terhadap gaya – gaya gempa umumnya dapat dilakukan dengan dua pendekatan analisa yaitu :

1. Analisa Statik Ekuivalen.
2. Analisa Dinamik.

2.7.1 Analisa Statik Ekuivalen

Pada analisis ini beban gempa yang dinamis digantikan dengan beban statis ekuivalen pada bangunan.

Prosedur perhitungan :

- a. Hitung berat total bangunan W_t .

Berat total (Berat beban mati ditambah berat beban hidup setelah dikali faktor reduksi beban hidup)

b. Hitung waktu getar alami fundamental dari struktur (T_1) dengan menggunakan rumus empiris (berdasarkan UBC 1997) :

$$- T = 0,085 H^{3/4} \text{ untuk portal baja} \quad (2.2)$$

$$- T = 0,0731 H^{3/4} \text{ untuk portal beton} \quad (2.3)$$

Dimana : H adalah tinggi bangunan.

c. Tentukan Gaya geser dasar nominal V

Dalam menentukan besarnya Gaya geser dasar nominal statik ekivalen V dapat diperoleh dengan persamaan :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (2.4)$$

Dimana :

- C_1 = faktor respon gempa yang didapat dari spektrum respon gempa rencana berdasarkan wilayah gempa, Waktu getar alami fundamental dan jenis tanah yang bersangkutan

- I = faktor Keutamaan untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

- R = faktor Reduksi Gempa

- W_t = berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

d. Menentukan gaya lateral yang bekerja dari masing-masing lantai bangunan

Gaya Lateral yang bekerja pada pusat massa dari masing – masing lantai bangunan adalah hasil dari distribusi gaya geser dasar akibat gaya gempa, berdasarkan persamaan :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad (2.5)$$

dimana :

- F_i = Gaya lateral (beban statik ekivalen) yang bekerja pada pusat massa lantai ke -i.

- V = Gaya Geser dasar nominal

- W_i = Berat lantai tingkat ke-I termasuk beban hidup yang sesuai.

- Z_i = Ketinggian lantai tingkat ke-i diukur dari taraf penjepitan lateral

- n = Lantai tingkat paling atas

- e. Analisa struktur bangunan akibat gaya-gaya lateral tiap lantai untuk menghitung gaya – gaya dalam dan lendutan.
- f. Kontrol Waktu Getar alami fundamental yang telah ditentukan diawal dengan waktu getar alami menurut rumus Rayleigh sebagai berikut :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \quad (2.6)$$

Dimana :

- W_i = Berat lantai tingkat ke-I termasuk beban hidup yang sesuai.
- F_i = Gaya lateral (beban statik ekuivalen) yang bekerja pada pusat massa lantai ke –i.
- d_i = simpangan horizontal lantai tingkat ke – i dinyatakan dalam mm.
- g = Percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det^2 .

Nilai waktu getar alami yang ditentukan diawal tidak boleh menyimpang lebih dari 20%.

Pusat massa tiap-tiap lantai

Pusat massa tiap-tiap lantai dihitung berdasarkan penjumlahan perkalian gaya aksial pada tengah bentang elemen kolom - i dengan jarak terhadap titik referensi berbanding jumlah total gaya aksial pada tengah bentang pada seluruh kolom.

$$Pm_i = (X_{mi}, Y_{mi})$$

$$X_{mi} = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{\sum P_i} ; Y_{mi} = \frac{\sum P_i \cdot Y_i}{\sum P_i} \quad (2.7)$$

P_i = gaya aksial kolom lantai ke-i

X_i = jarak arah x P_i dari titik referensi

Y_i = jarak arah y P_i dari titik referensi

Pusat kekakuan / rotasi tiap-tiap lantai

$$P_{Ri} = (X_{Ri}, Y_{Ri})$$

$$X_{Ri} = \frac{\sum V_{yi} \cdot X_i}{\sum V_{yi}}; Y_{Ri} = \frac{\sum V_{xi} \cdot Y_i}{\sum V_{xi}} \quad (2.8)$$

P_{Ri} = Pusat rotasi lantai ke i

V_{Yi} = Gaya geser kolom arah Y lantai ke-i

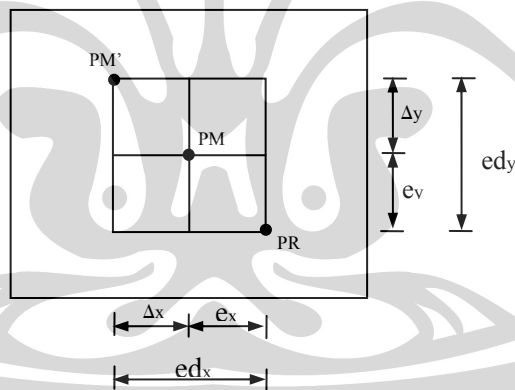
V_{Xi} = Gaya geser kolom arah X lantai ke-i

X_i = jarak arah x V_{Xi} dari titik referensi

Y_i = jarak arah y V_{Yi} dari titik referensi

Eksentrisitas teoritis dan rencana masing-masing lantai

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d diukur dari pusat rotasi lantai.⁸



Gambar 2.10. Titik tangkap bekerjanya beban gempa pada pusat massa rencana (PM')

$$e = |PM - PR| \quad (2.9)$$

$$e_{xi} = |PM_{xi} - PR_{xi}|; e_{yi} = |PM_{yi} - PR_{yi}| \quad (2.10)$$

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Apabila ukuran horizontal terbesar denah struktur

⁸ Panitia Teknik Standardisasi. (2002). "SNI 03 – 1726 – 2002 : Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung", Bandung

bangunan gedung pada lantai itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dalam b , maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

Untuk $0 < e \leq 0.3b$

$$e_d = 1,5e + 0,05b \text{ atau } e_d = e - 0,05b \quad (2.11)$$

Untuk $e > 0.3b$

$$e_d = 1,33e + 0,1b \text{ atau } e_d = 1,17e - 0,1b \quad (2.12)$$

dipilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan.

Pusat Massa Rencana

Pusat massa rencana merupakan letak titik tangkap beban yang bekerja setelah ditinjau terhadap eksentrisitas rencana. Eksentrisitas rencana e_d diukur dari pusat rotasi. Letak titik tangkap bekerjanya beban gempa sebagai berikut :

$$PM'_i = PR_i + e_{di} \quad (2.13)$$

$$PM'_{xi} = PR_{xi} + e_{d_{xi}} \quad (2.14)$$

$$PM'_{yi} = PR_{yi} + e_{d_{yi}} \quad (2.15)$$

2.7.2. Analisa Dinamik

Istilah Dinamik secara sederhana dapat didefinisikan sebagai perubahan waktu. Getaran tanah akibat gempa bumi merupakan suatu peristiwa dinamik.

Pada saat gempa mengakibatkan terjadinya pergerakan tanah dimana dapat terlihat dari pergerakan bangunan secara horisontal. Selain gerakan horisontal tanah, akibat gempa juga mengakibatkan terjadinya gerakan vertikal, akan tetapi getaran vertikal ini diabaikan karena bangunan telah didesain untuk gravitasi pada arah ini. Akan tetapi pada unsur-unsur struktur tertentu pada bangunan yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi harus memperhitungkan terhadap komponen vertikal gerakan tanah akibat gempa. Ketika bumi secara tiba-tiba bergerak lebih cepat ke satu arah secara horisontal, mempengaruhi pondasi bangunan namun meninggalkan sebagian dari bangunan dibawah tanah, dapat menyebabkan bekerjanya gaya inersia lateral.

Besarnya gaya inersia horizontal (F) tergantung dari massa bangunan (M), percepatan (A) dan sifat alami struktur. Jika bangunan dan pondasinya rigid, maka percepatannya sama dengan percepatan dasar, atau dengan kata lain $F = M.A$ (Newton's Law).

Untuk menghasilkan gaya inersia yang lebih besar, bangunan haruslah rigid. Respon elastis dari bangunan multistory ditentukan oleh getaran dasar, sehingga bangunan dapat diformulasikan sebagai System *single-degree of freedom* (SDOF) atau kantilever pendulum. Jika pergerakan gempa diasumsikan harmonik dengan periodik getaran $\omega = \frac{2\pi}{T}$ dan redaman diabaikan, maka periode getaran T :

$$T = \frac{1}{f} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (2.16)$$

dengan ;

$$f = \text{frekuensi getaran} = \frac{1}{T} \text{ (Hz)}$$

$$m = \text{massa} \frac{W}{g}$$

$$W = \text{berat bangunan}$$

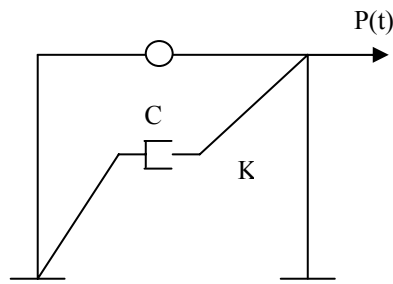
$$g = \text{gravitasi}$$

$$K = \text{kekakuan lateral struktur}$$

Dari persamaan diatas dapat diketahui bahwa periode bangunan tergantung dari massa dan kekakuannya.

Jika struktur bangunan dikenakan gaya luar yang berupa beban dinamik, maka ada 3 (tiga) komponen gaya yang melawan beban dinamik tersebut, yaitu :

- gaya inersia (kelembaman) yang merupakan perkalian massa dan percepatan struktur.
- gaya redaman yang merupakan perkalian koefisien redaman dan kecepatan struktur.
- gaya elastis yang merupakan perkalian kekakuan dan displacement (lendutan) struktur.



Gambar 2.11. Sistem Keseimbangan Dinamik

Dengan menggunakan hukum kesetimbangan Newton II, dari komponen-komponen utama tersebut didapat gaya-gaya yang bekerja meliputi beban yang dikenakan $p(t)$, dan ketiga gaya yang diakibatkan gerak, yaitu inersia (f_I), redaman (f_D) dan gaya elastis (f_S), dimana ;

- Gaya inersia adalah perkalian antara massa dan percepatan gerakan tanah

$$f_I = m \ddot{u} \quad (2.17)$$

- Gaya redam adalah perkalian antara konstanta redam dengan kecepatan gerakan tanah

$$f_D = c \dot{u} \quad (2.18)$$

- Gaya elastik adalah perkalian antara kekakuan dengan perpindahan gerakan tanah

$$f_S = k u \quad (2.19)$$

dan

$$f_I + f_D + f_S = p(t) \quad (2.20)$$

sehingga didapat rumusan kesetimbangan dinamik :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.21)$$

Pada dasarnya beban gempa merupakan gaya inersia yang bekerja dipusat massa akibat percepatan tanah yang disebabkan oleh gempa. Pada saat terjadi gempa, tanah dan bangunan mengalami percepatan, sehingga persamaan kesetimbangan dinamik menjadi :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -mu_g \quad (2.22)$$

dimana :

$$u_g = \text{percepatan tanah akibat gempa}$$

Pendekatan analisa dinamik untuk mendapatkan respon struktur terhadap gempa dengan pemodelan massa tergroupal, dapat dibedakan menjadi 2 (dua) metode perhitungan, yaitu :

1. Respon History Analysis (RHA), yang merupakan perhitungan respon struktur sebagai fungsi terhadap waktu.
2. Respon Spectrum Analysis (RSA), yang merupakan estimasi respon puncak struktur selama gempa, langsung dari catatan respon spectrum gempa (yang digunakan dalam analisa penulisan ini).

2.7.2.1. Respon History Analysis (RHA)

Respon History Analysis atau analisa dinamik riwayat waktu adalah analisa dengan memberlakukan riwayat waktu beban dinamik pada model struktur. Untuk analisa struktur terhadap beban gempa, suatu model struktur dikenakan riwayat percepatan gempa yang didapat dari hasil pencatatan rekaman gempa atau rekaman gempa tiruan.

Analisa ini dapat diterapkan untuk struktur linear (analisa elastik) maupun struktur non linear (analisa inelastik). Namun umumnya analisa ini digunakan untuk struktur non linear.

Persamaan dinamik yang digunakan adalah :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_{\text{eff}}(t) \quad (2.23)$$

dengan

$$p_{\text{eff}} = -m\iota \ddot{u}_g \quad (2.24)$$

dimana ι = vektor pengaruh yang menentukan DoF yang ditinjau

Lendutan dapat dinyatakan sebagai superposisi dari kontribusi tiap moda :

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.25)$$

Distribusi spasial gempa dinyatakan sebagai : $s = m\iota$

$$m\iota = \sum_{n=1}^N \Gamma_n m \phi_n \quad (2.26)$$

dimana :

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}$$

$$L_n = \phi_n^T m \iota$$

$$M_n = \phi_n^T m \phi_n$$

Kontribusi moda ke-n terhadap eksitasi vektor $m\iota$ yaitu :

$$S_n = \Gamma_n m \phi_n \quad (2.27)$$

Persamaan modal untuk moda ke-n :

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.28)$$

dan persamaan untuk SDOF terhadap moda ke-n:

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.29)$$

sehingga memberikan hubungan :

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2.30)$$

untuk respon modal, kontribusi moda ke-n terhadap lendutan adalah :

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.31)$$

dengan menggunakan prinsip gaya statik ekuivalen dibawah ini :

$$f_n(t) = s_n A_n(t) \quad (2.32)$$

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (2.33)$$

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (2.34)$$

didapat :

$$u_n(t) = \frac{\Gamma_n}{\omega_n^2} \phi_n A_n(t) \quad (2.35)$$

dengan
$$u(t) = \sum_{i=1}^N u_i(t) = \sum_{i=1}^N \Gamma_i \phi_i D_i(t) \quad (2.36)$$

sehingga untuk respon secara umum, dapat dituliskan :

$$r(t) = \sum_{i=1}^N r_i(t) = \sum_{i=1}^N r_i^{st} A_i(t) \quad (2.37)$$

2.7.2.2. Respon Spectrum Analysis (RSA)

Walaupun spektrum respons memberikan suatu dasar yang memuaskan bagi keseimbangan struktur selama tahap rancangan awal, umumnya perlu untuk mendapatkan suatu uraian eksplisit dari gerak tanah sebelum penyelesaian rancangan struktur yang besar. Adapun lokasi respons gempa yang diambil harus mewakili lokasi bangunan yang akan didesain terhadap jenis tanah, intensitas lokasi gempa, sehingga dapat mendekati nilai percepatan gempa maksimum sebenarnya.

Respon Spectrum Analysis merupakan estimasi respon puncak struktur selama terjadi gempa, secara langsung dari respon spektrum tanpa adanya analisa riwayat waktu dari struktur.

Peak Modal Respon

Nilai puncak r_{no} untuk mode kontribusi ke- n $r_n(t)$ untuk respon $r(t)$ didapat dari respon spektrum gempa atau design struktur.

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad (2.38)$$

nilai puncak yang diambil tidak melihat tanda aljabar, hanya nilai mutlaknya.

Modal Combination Rules

Untuk mengkombinasi respon modal puncak r_{no} ($n = 1, 2, \dots, N$) agar menghasilkan nilai puncak $r_o \equiv \max_t |r(t)|$ dari total respon diperlukan suatu cara kombinasi. Pada saat ini ada beberapa cara kombinasi yang dipakai, yaitu :

1. *Absolute Sum* (ABSSUM)

Yaitu penjumlahan harga mutlak respon masing-masing ragam. Cara ini kurang populer karena menghasilkan respon bangunan yang terlalu konservatif.

2. *Square Root of the Sum of the Square* (SRSS)

Yaitu kombinasi dengan mengambil akar dari jumlah kuadrat masing-masing respon getar. Cara ini akan memberikan hasil yang baik jika perbedaan waktu getar alami semua ragam getar cukup besar. Rasio redaman yang makin besar akan menghasilkan frekuensi ragam getar yang berdekatan.

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (2.39)$$

3. *Complete Quadratic Combination* (CQC)

$$r_o \approx \left(\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2} \quad (2.40)$$

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2}$$

dimana nilai $i \neq n$

Persamaan koefisien korelasi berdasarkan Rosenblueth-Elorduy

$$\rho_{in} = \frac{1}{1 + \varepsilon_{in}^2} \quad (2.41)$$

$$\varepsilon_{in} = \frac{\omega_i \sqrt{1 - \zeta_i^2} - \omega_n \sqrt{1 - \zeta_n^2}}{\zeta_i' \omega_i + \zeta_n' \omega_n} \quad \zeta_n' = \zeta_n + \frac{2}{\omega_n S} \quad (2.42)$$

dimana S = durasi phase gempa terkuat, dengan $\zeta_i = \zeta_n = \zeta$; dan $\beta_{in} = \omega_i / \omega_n$ persamaan (2.41) menjadi :

$$\rho_{in} = \frac{\zeta^2 (1 + \beta_{in})^2}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta^2 \beta_{in}} \quad (2.43)$$

Persamaan koefisien korelasi berdasarkan Der Kiureghian

$$\rho_{in} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_n} (\zeta_i + \beta_{in} \zeta_n) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_n \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_n^2) \beta_{in}^2} \quad (2.44)$$

Untuk modal damping yang sama $\zeta_i = \zeta_n = \zeta$, maka persamaan menjadi :

$$\rho_{in} = \frac{8\zeta^2 (1 + \beta_{in}) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta^2 \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2)} \quad (2.45)$$

2.7.3 Pemodelan Sistem Berderajat Kebebasan Banyak (MDOF) menjadi Sistem Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF)

Seperti telah dijelaskan sebelumnya bahwa Respon dari bangunan multistory (Sistem MDOF) ditentukan oleh getaran dasar, sehingga bangunan dapat dikategorikan sebagai *single-degree of freedom system* (SDOF) atau kantilever pendulum.

Dimana setelah diketahui frekuensi alami ω_n dan bentuk getaran alami φ_n dengan menggunakan persamaan modal expansion dimana :

$$\Gamma_n = \frac{L_n^h}{M_n} \quad (2.46)$$

$$L_n^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn} \quad (2.47)$$

$$M_n = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2 \quad (2.48)$$

Diperoleh Bentuk Masa efektif (M_n^*) dan Tinggi efektif (h_n^*)

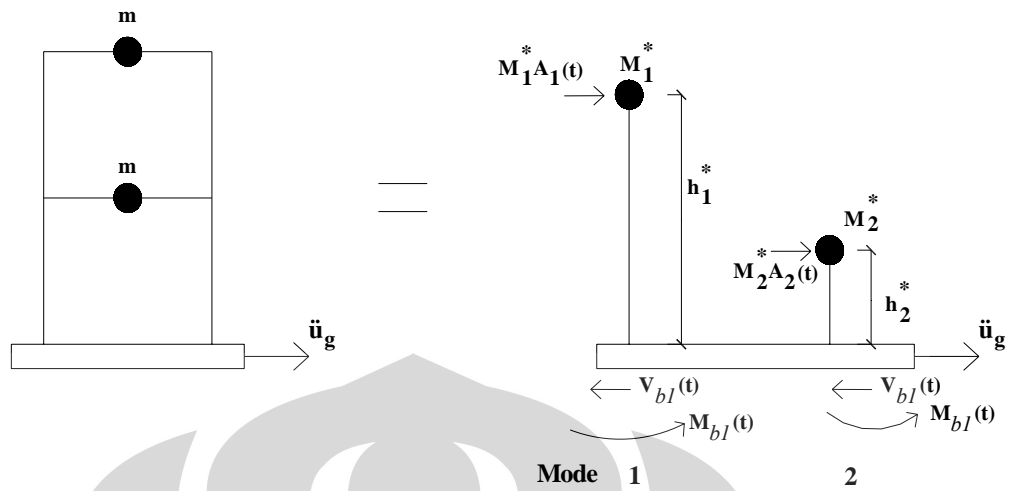
$$M_n^* = \Gamma_n L_n^h = \frac{(L_n^h)^2}{M_n} \quad (2.49)$$

$$h_n^* = \frac{L_n^\theta}{L_n^h} \quad (2.50)$$

Dimana $L_n^\theta = \sum_{j=1}^N h_j m_j \phi_{jn}$ (2.51)

Response, r	Modal Static Responses, r_n^{st}
V_i	$V_{in}^{st} = \sum_{j=i}^N s_{jn}$
M_i	$M_{in}^{st} = \sum_{j=1}^N (h_j - h_i) s_{jn}$
V_b	$V_{bn}^{st} = \sum_{j=1}^N s_{jn} = \Gamma_n L_n^h = M_n^*$
M_b	$M_{bn}^{st} = \sum_{j=1}^N h_j s_{jn} = \Gamma_n L_n^\theta = h_n^* M_n^*$
u_j	$u_j^{st} = (\Gamma_n / \omega_n^2) \phi_{jn}$
Δ_j	$\Delta_n^{st} = (\Gamma_n / \omega_n^2) (\phi_{jn} - \phi_{j-1,n})$

Tabel 2.4. Modal statik respon



Gambar 2.12. Bentuk massa efektif dan tinggi efektif dari sistem 2 derajat kebebasan

Gambar 2.12. menjelaskan dari sistem 2 derajat kebebasan yang dimodelkan sebagai SDOF berdasarkan mode ke-n dari struktur tersebut.

BAB III

METODE PENELITIAN

3.1. METODE ANALISA

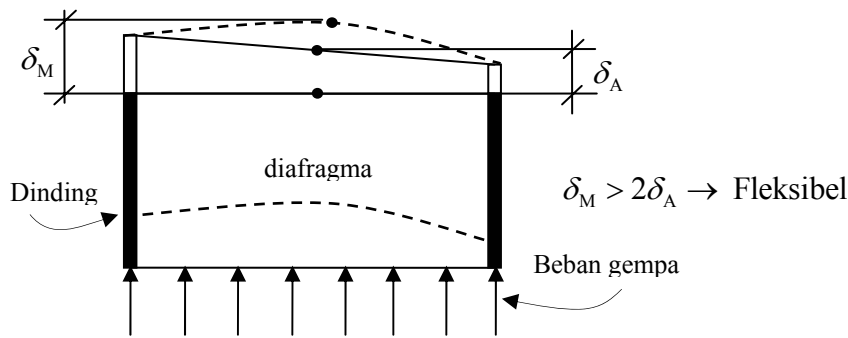
Metode analisa yang digunakan terhadap beban gempa yaitu dengan analisa Statik Ekuivalen dengan menggunakan program SAP untuk perhitungan.

Langkah – langkah analisa Struktur :

- a. Sesuai dengan data deskripsi struktur bangunan, dilakukan analisa perhitungan, dengan pembebanan beban mati, hidup, dan beban gempa.

Untuk mengetahui titik tangkap bekerjanya beban gempa perlu dilakukan tinjauan terhadap kriteria diafragma menurut UBC section 1628.5 apakah rigid (kaku) atau Flexibel pada tiap lantai tingkat, yaitu dengan mendistribusikan gempa pada tiap ujung kolom bangunan sesuai dengan perbandingan antara gaya axial kolom ke-i dengan kolom keseluruhan pada lantai tinjauan. Gaya aksial yang dihasilkan dari perhitungan Program SAP adalah akibat gaya gravitasi beban mati, beban hidup yang telah dikalikan faktor reduksi gempa dan berat sendiri bangunan. Akibat beban yang bekerja pada seluruh kolom tersebut didapatkan nilai lendutan pada tengah bentang dan lendutan/ simpangan pada kedua tepi bangunan.

Pada lantai dimana lendutan maksimum pada tengah bentang lebih besar dari rata-rata lendutan pada kedua tepi bangunan, maka diafragma yang ada pada struktur dikategorikan diafragma fleksibel ($\delta_M > 2\delta_A$), dimana beban gempa didistribusikan pada ujung atas tiap-tiap kolom. Sedangkan pada lantai dimana lendutan maksimum pada bentang tengah lebih kecil dari rata-rata lendutan pada kedua tepi bangunan, maka dikategorikan diafragma rigid/kaku ($\delta_M \leq 2\delta_A$), maka beban gempa didistribusikan pada titik tangkap bekerjanya beban gempa rencana. Hal ini diilustrasikan pada gambar 3.1.

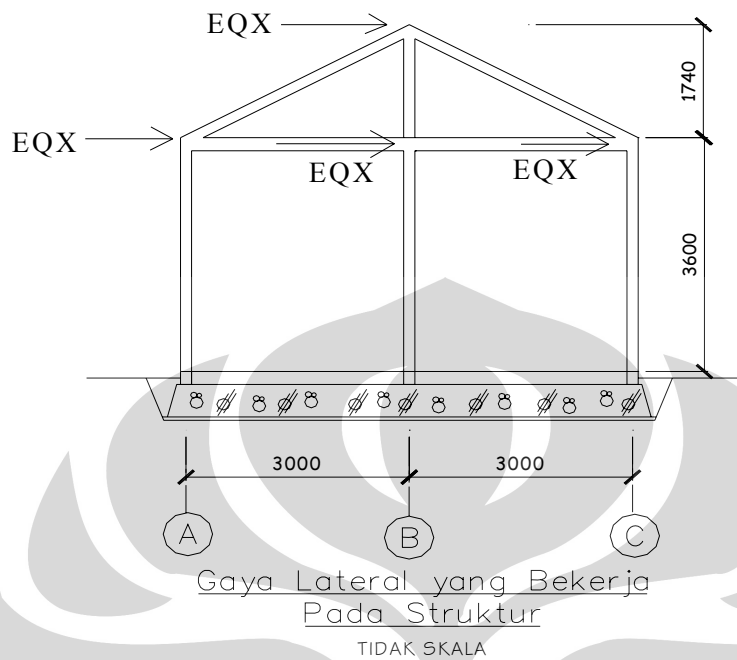


Gambar 3.1. Tampak atas bidang pada kriteria diafragma fleksibel¹

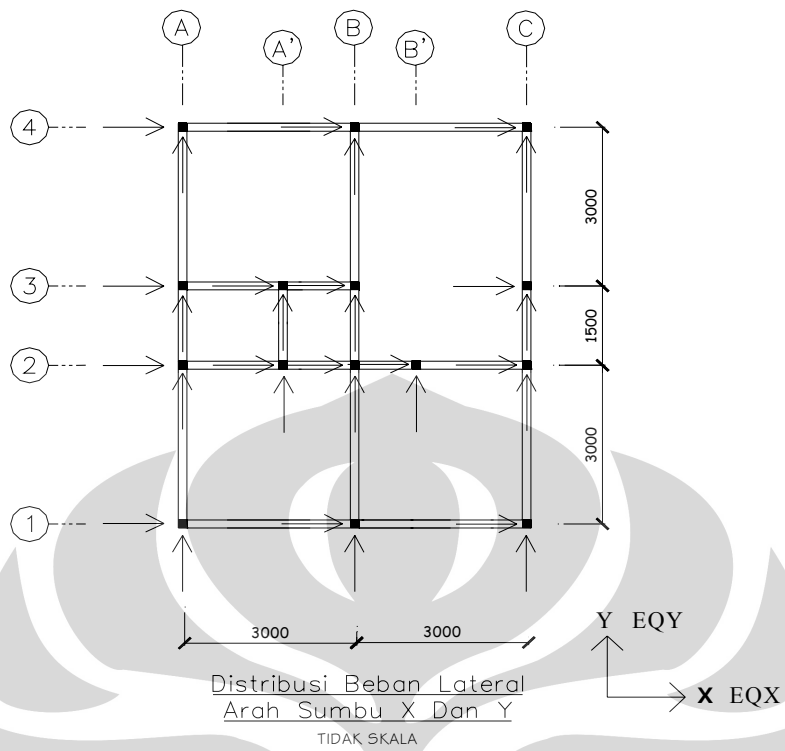
- b. Setelah diketahui rigid atau tidaknya diafragma struktur, kemudian dilakukan distribusi beban gempa pada bangunan. Bila diafragma fleksibel maka beban lateral yang bekerja ditempatkan dan didistribusikan pada sudut-sudut/ujung-ujung atas setiap kolom yang besarnya merupakan gaya lateral lantai ke-i dikalikan dengan prosentase antara gaya aksial kolom ke-i dengan total gaya aksial kolom keseluruhan pada lantai ke-i. Bila diafragma rigid, karena bentuk atap merupakan prisma segitiga maka bentuk atap dianggap sebagai bidang datar yang merupakan diafragma kaku. Bidang datar ini merupakan letak pusat massa dan pusat massa rencana bangunan. Bidang datar ini terletak pada elevasi yang sama dengan balok yang datar sebagai dudukan/penopang kuda-kuda atap, sehingga ujung atap tidak dianggap sebagai lantai/tingkat. Untuk diafragma yang kaku/rigid maka analisa dilakukan dengan menempatkan beban lateral pada pusat massa rencana. Pembebanan dilakukan pada dua arah sumbu X dan Y berupa beban EQX dan EQY. Besarnya beban EQX dan EQY pada lantai ke-i untuk diafragma yang fleksibel merupakan pendistribusian beban lateral berdasarkan prosentase gaya aksial kolom tinjauan terhadap total gaya aksial kolom keseluruhan pada lantai ke-i, sedangkan pada diafragma yang kaku besarnya beban EQX dan EQY pada lantai ke-i sama dengan gaya lateral lantai ke-i. Pembebanan gaya lateral pada atap fleksibel untuk bangunan 1 lantai sama dengan bangunan dua lantai, begitu pula untuk atap yang diafragma kaku. Untuk pembebanan pada diafragma yang fleksibel sebagai contoh diilustrasikan pada bangunan satu lantai seperti gambar 3.2. dan gambar 3.3.

¹ Williams, A., "Seismic Design of Building and Bridges", Engineering Press, Inc, 1995.

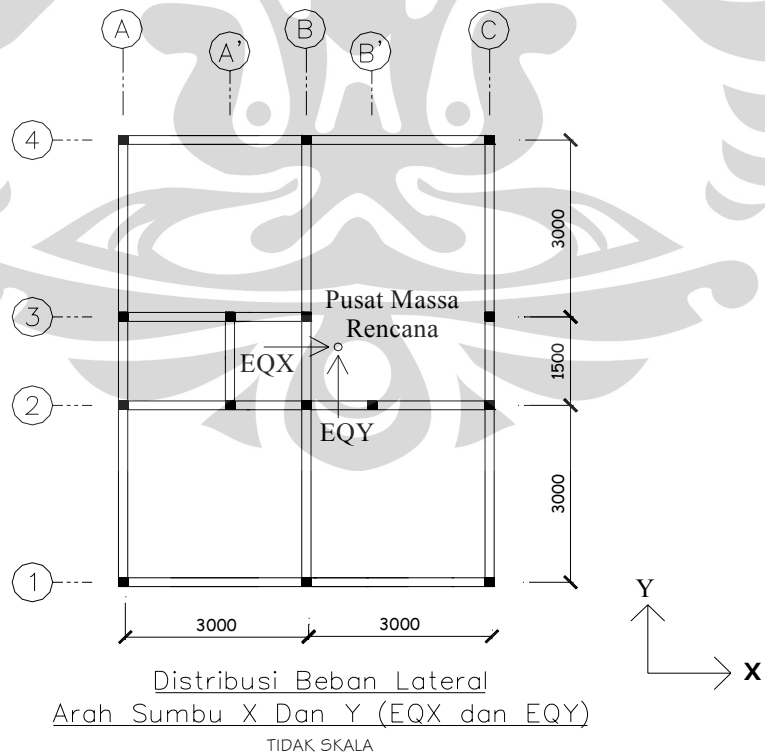
Dan untuk diafragma yang kaku sebagai contoh diilustrasikan pada bangunan satu lantai seperti pada gambar 3.4. berikut ini.



Gambar 3.2. Tampak depan distribusi beban lateral pada kondisi atap fleksibel



Gambar 3.3. Tampak atas distribusi beban lateral pada kondisi atap fleksibel



Gambar 3.4. Tampak atas distribusi beban lateral pada kondisi atap kaku.

Setelah mendistribusikan beban gempa pada bangunan, kemudian dilakukan perhitungan struktur dengan kombinasi beban sesuai peraturan yang berlaku.

Kombinasi Pembebanan tersebut terdapat pada tabel 3.1. berikut :

1 Lantai	2 Lantai
1,4 D _L	1,4 D _L
1,2 D _L + 1,6 L _L	1,2 D _L + 1,6 L _L
1,2 D _L + 1,0 L _L ± 1,0 EQX ± 0,3EQY	1,2 D _L + 1,0 L _L ± 1,0 EQX ± 0,3EQY
1,2 D _L + 1,0 L _L ± 0,3 EQX ± 1,0EQY	1,2 D _L + 1,0 L _L ± 0,3 EQX ± 1,0EQY
0,9D _L ± 1.0EQX ± 0,3EQY	0,9D _L ± 1.0EQX ± 0,3EQY
0,9DL ± 0,3EQX ± 1.0EQY	0,9DL ± 0,3EQX ± 1.0EQY

Tabel 3.1. Kombinasi pembebanan pada struktur

- a. Dari hasil perhitungan analisa, didapat respon berupa gaya-gaya dalam serta lendutan yang terjadi. Kemudian dari hasil desain struktur dapat kita tentukan jumlah dan dimensi tulangan. Dengan menggunakan data-data dimensi elemen dan hasil desain didapat kapasitas penampang dari tiap-tiap elemen. Kemudian didapat rasio perbandingan nilai ultimate dan nilai nominal elemen, berupa rasio kuat lentur dan normal (pada kolom), rasio kuat lentur (pada balok), rasio kuat geser (pada kolom dan balok). Dari perhitungan struktur juga didapat nilai rasio lendutan terhadap lendutan izin.

Pada kolom tidak boleh melebihi $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau diambil 30 mm^2 , tergantung yang mana yang nilainya lebih kecil. Pada

balok lendutan izin tidak boleh melebihi $\frac{L}{240}$ ³. Untuk pengecekan daya layan dengan menggunakan kombinasi pembebanan 1,0 DL + 1,0 LL.

² Panitia Teknik Standardisasi. (2002). “SNI 03 – 1726 – 2002 : Peraturan Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung”, Bandung

³ Panitia Teknik Standardisasi. (2002). “SNI 03 – 2847 – 2002 : Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung”, Bandung

3.2. PEMODELAN STRUKTUR

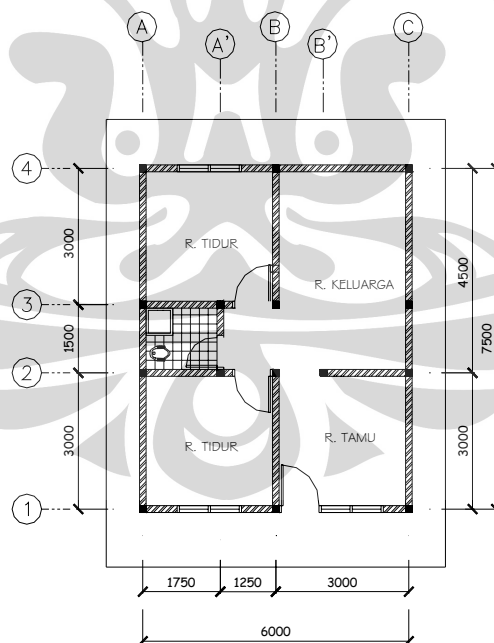
Struktur yang akan dianalisa pada penulisan ini adalah struktur rumah tinggal sederhana type satu lantai dan dua lantai yang umumnya terdapat pada perumahan masyarakat Indonesia.

Pada analisa awal dilakukan pada pemodelan struktur pertama sebagai model acuan kemudian dibandingkan responnya berupa perbandingan rasio kekuatan antara gaya dalam ultimate dengan kekuatan Kapasitas (nominal) pada elemen kolom dan balok pada beberapa pemodelan struktur lainnya seperti yang dijelaskan pada gambar berikut ini.

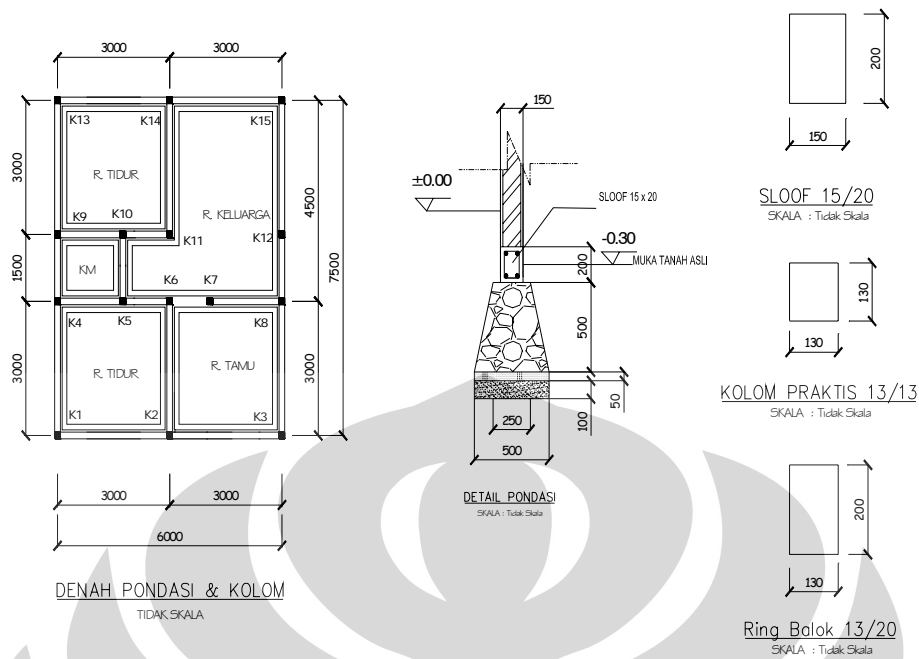
Pada elemen bangunan 1 lantai dan 2 lantai untuk masing – masing pemodelan akan ditinjau rasio kekuatan dan daya layan elemen kolom dan balok.

3.2.1 Type Bangunan Satu lantai

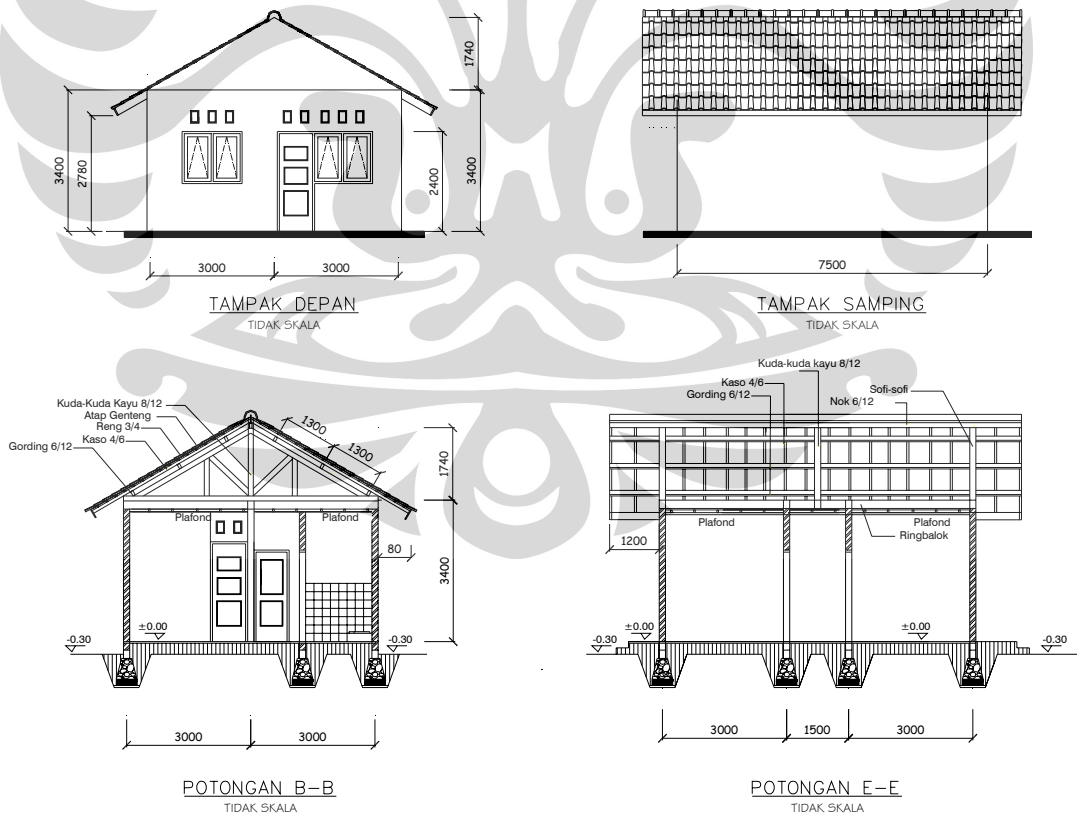
Berikut ini gambar denah ruangan, denah pondasi, detail dimensi elemen, tampak dan potongan :



DENAH
TIDAK SKALA



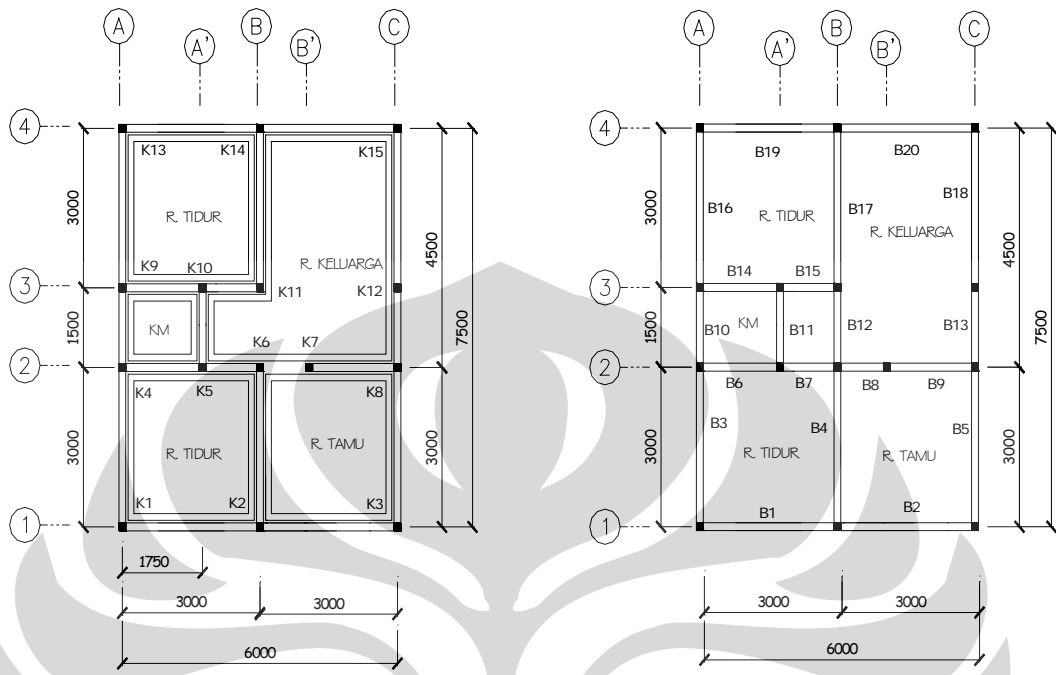
Gambar 3.5. Gambar denah dan pondasi bangunan satu lantai



Gambar 3.6. Gambar tampak dan potongan bangunan satu lantai

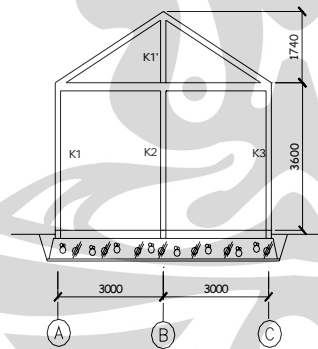
3.2.1.1 Pemodelan I (Sebagai Acuan)

Dengan penempatan kolom dan ringbalok seperti gambar dibawah ini :

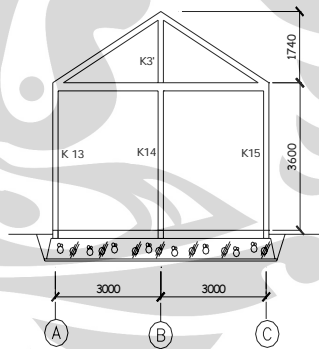


DENAH PONDASI & KOLOM
TIDAK SKALA

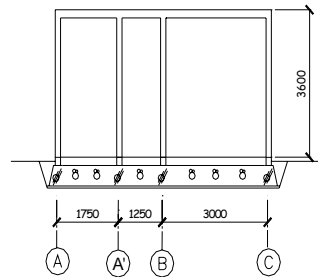
DENAH RING BALOK
TIDAK SKALA



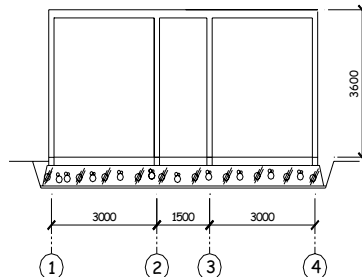
PORTAL AS 1
TIDAK SKALA



PORTAL AS 4
TIDAK SKALA

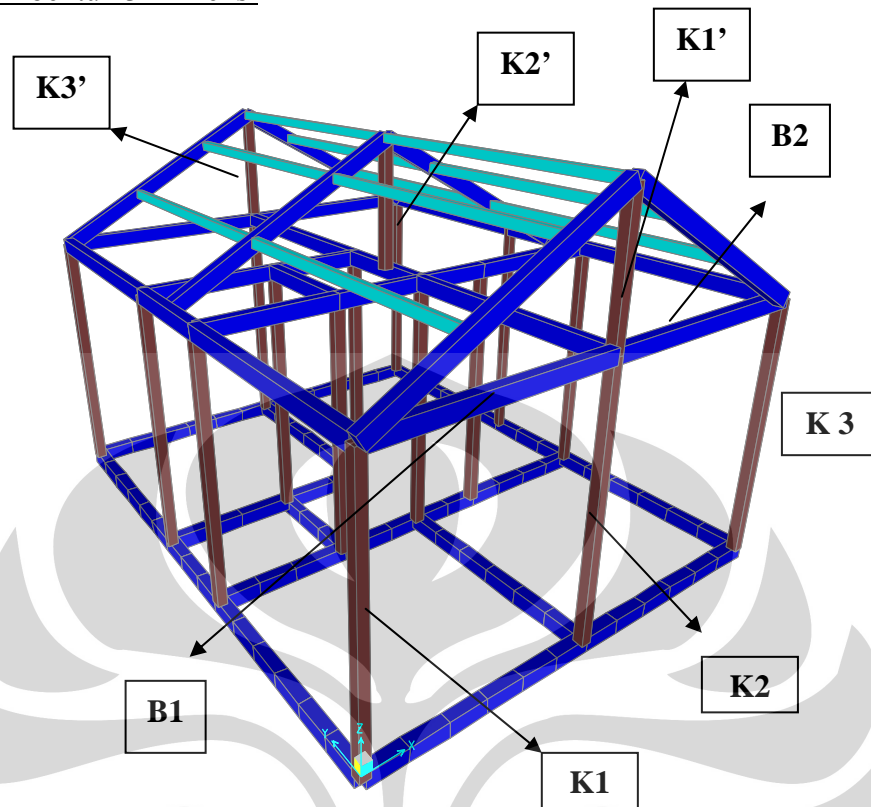


PORTAL AS 3
TIDAK SKALA



PORTAL AS A, B & C
TIDAK SKALA

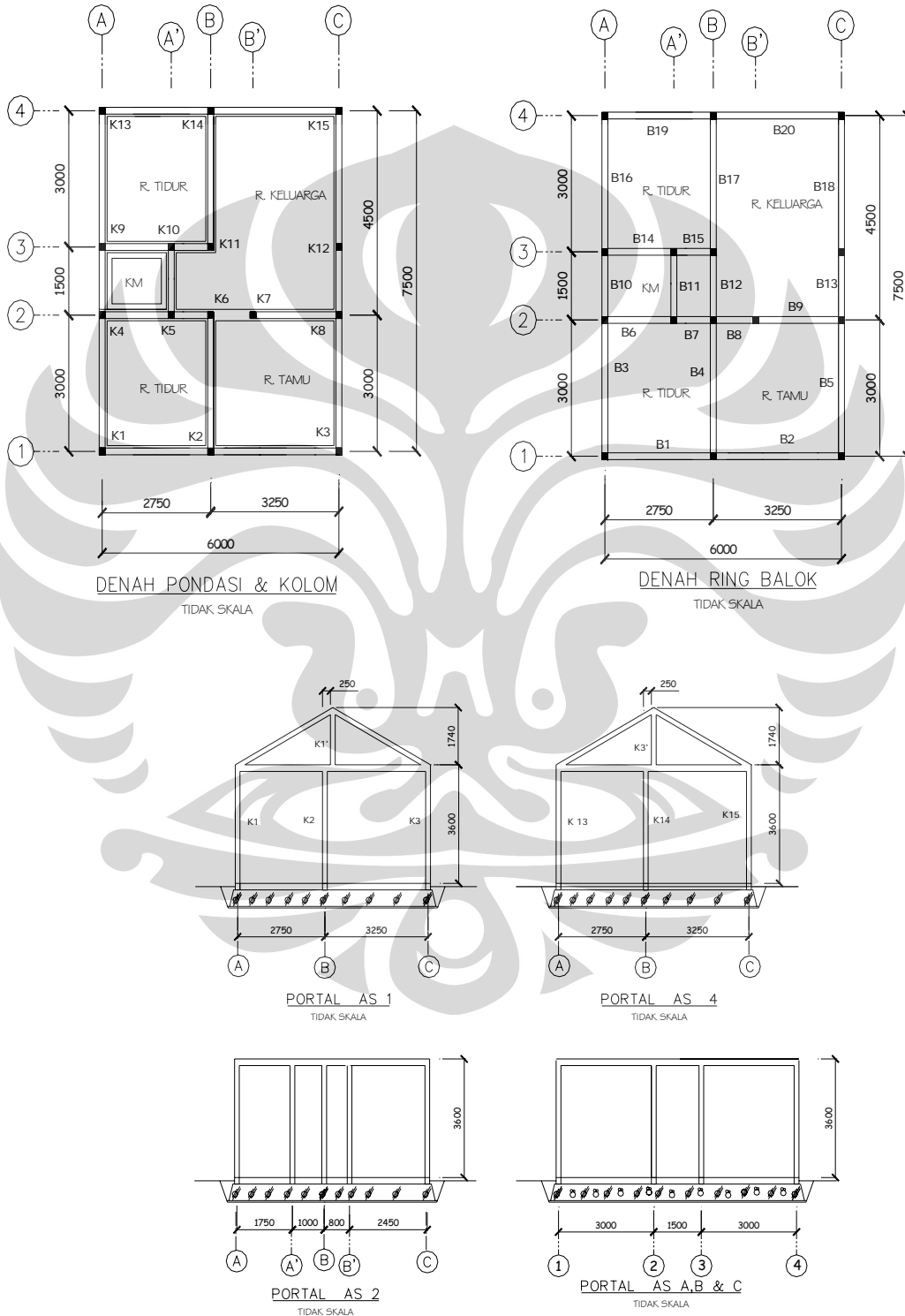
Dalam bentuk 3 Dimensi



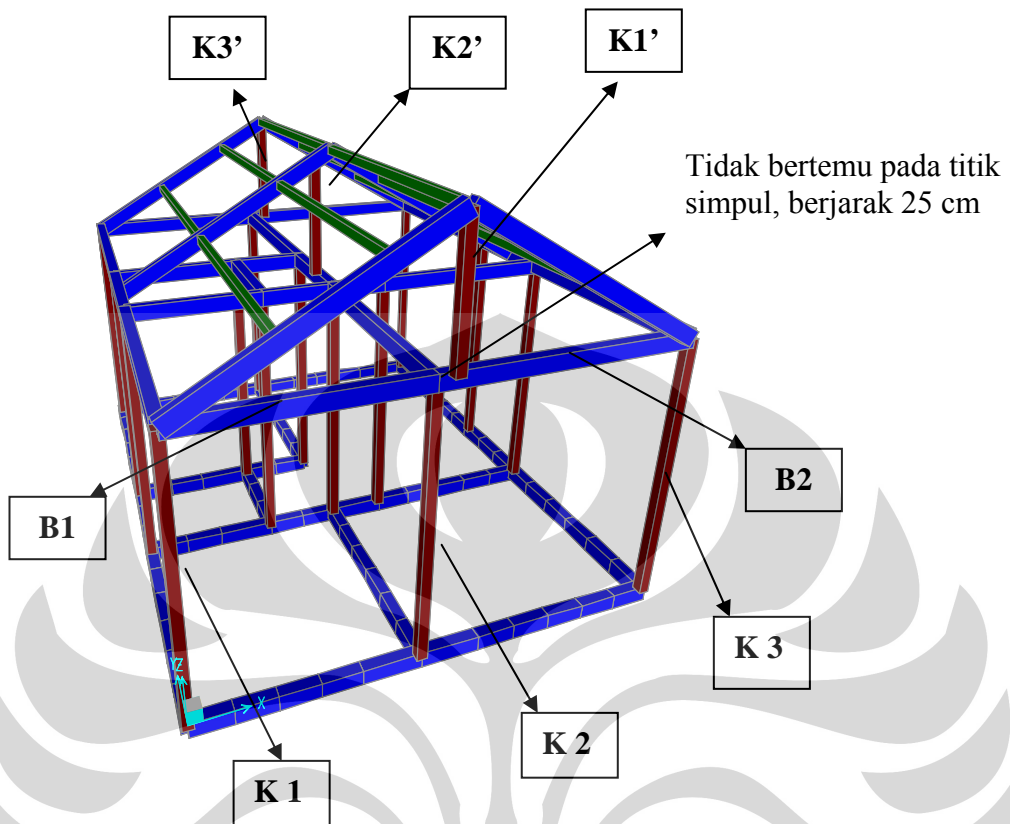
Gambar 3.7. Bentuk struktur model satu pada bangunan satu lantai

3.2.1.2 Pemodelan II

Tidak bertemunya balok dan kolom pada satu titik simpul dengan adanya jarak 25 cm antara kolom K1' dengan K2 dan kolom K3' dengan K14 seperti terlihat pada Portal As 1 dan 4.



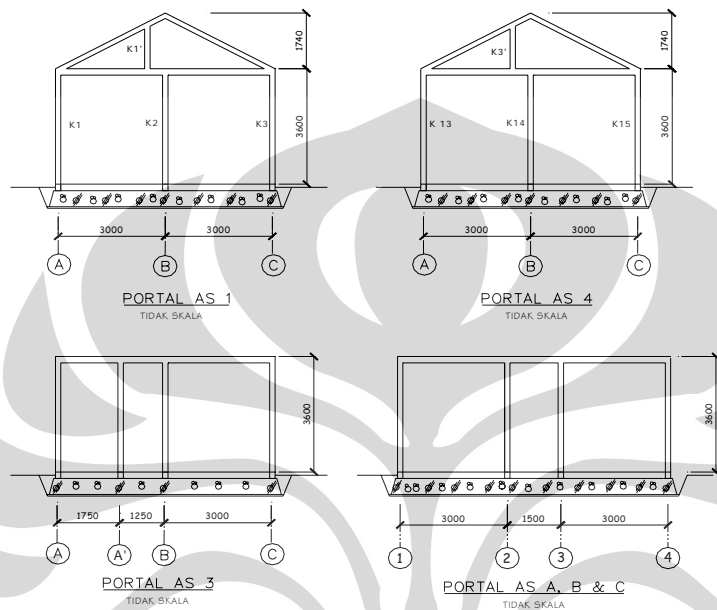
Dalam bentuk 3 Dimensi



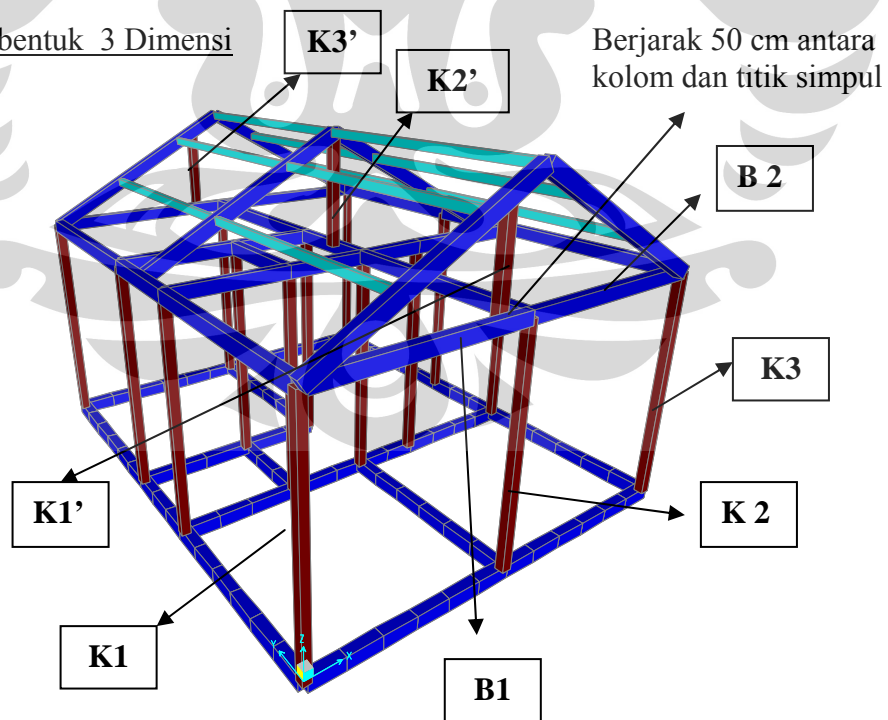
Gambar 3.8. Bentuk struktur model dua pada bangunan satu lantai

3.2.1.3 Pemodelan III

Denah ruangan sama dengan pemodelan I tetapi adanya balok dan kolom yang tidak bertemu pada satu titik simpul dengan adanya jarak 50 cm antara kolom K1' dengan K2 dan kolom K3' dengan K14. seperti terlihat pada Portal As 1 dan 4 .



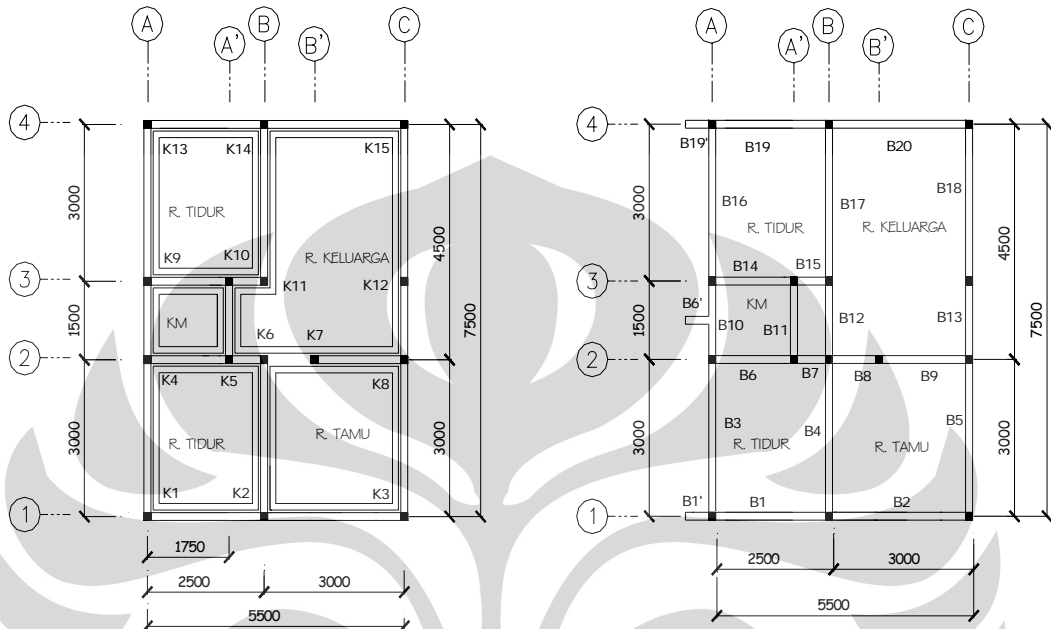
Dalam bentuk 3 Dimensi



Gambar 3.9. Bentuk struktur model tiga pada bangunan satu lantai

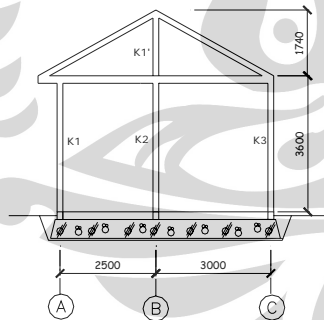
3.2.1.4 Pemodelan IV

Dengan denah kolom dan ring balok seperti model I tetapi dengan adanya balok dan kolom yang tidak bertemu pada satu titik simpul pada as A, seperti terlihat pada Portal As 1 dan 4.

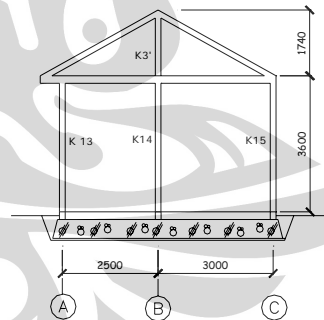


DENAH PONDASI & KOLOM
TIDAK SKALA

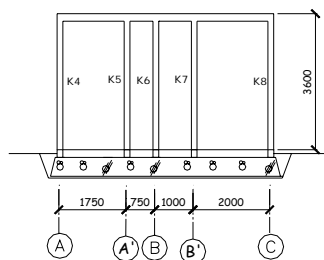
DENAH RING BALOK
TIDAK SKALA



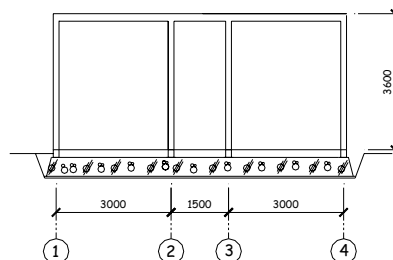
PORTAL AS 1
TIDAK SKALA



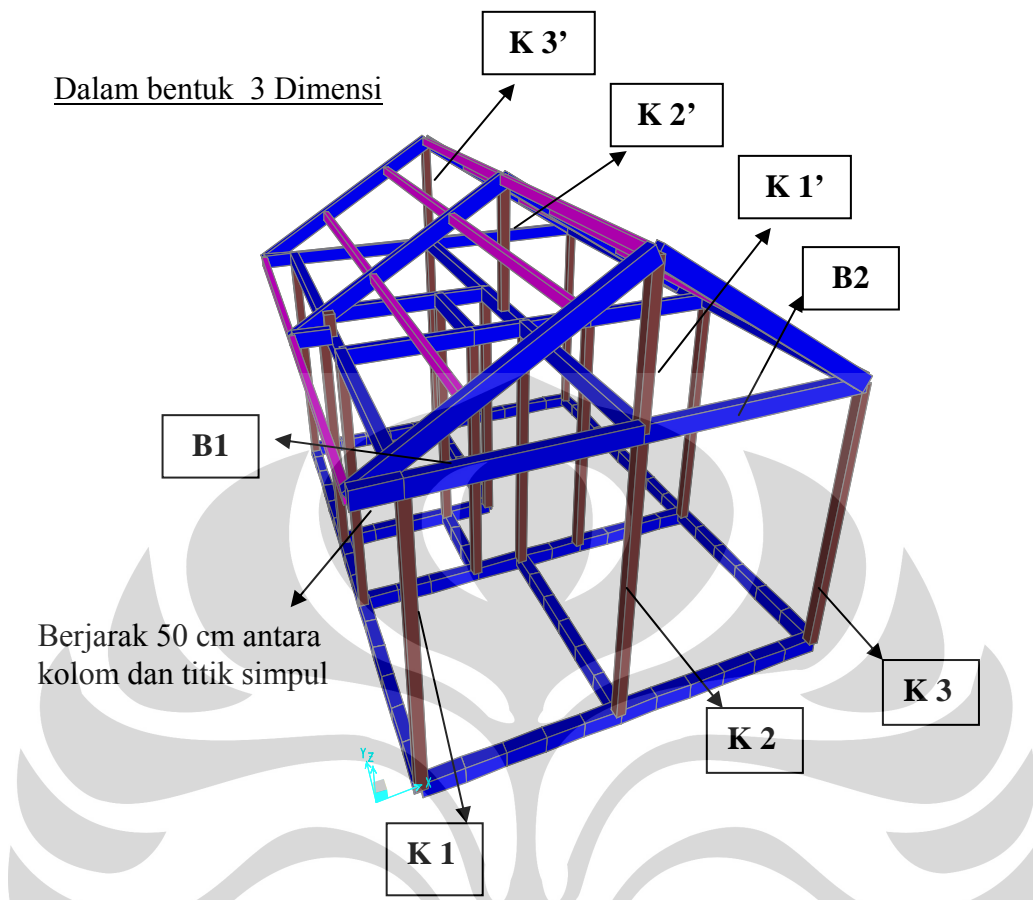
PORTAL AS 4
TIDAK SKALA



PORTAL AS 2
TIDAK SKALA



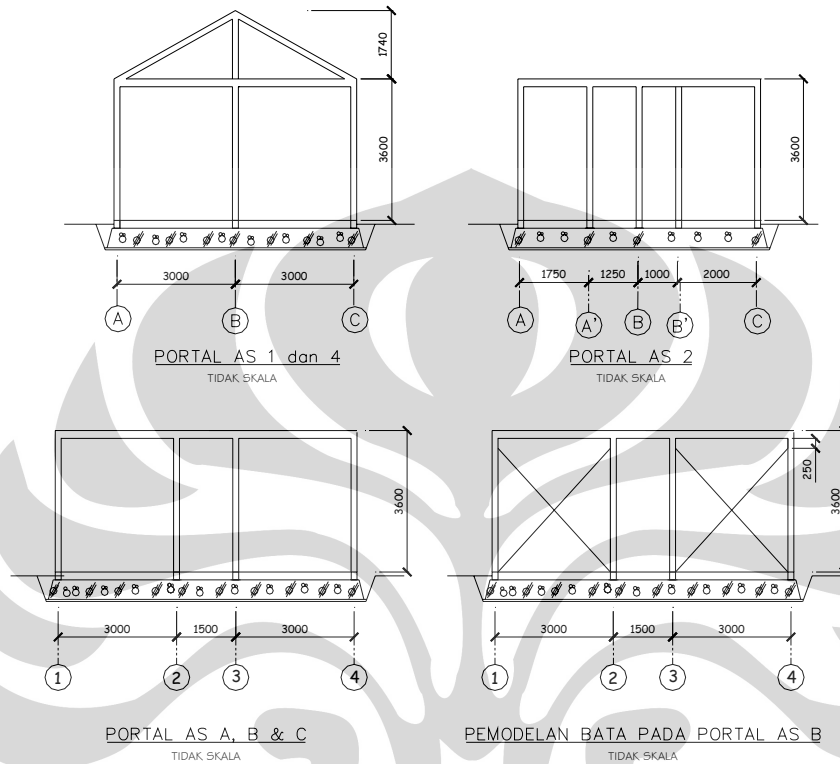
PORTAL AS A, B & C
TIDAK SKALA



Gambar 3.10. Bentuk struktur model empat pada bangunan satu lantai

3.2.1.5 Pemodelan V

Pemodelan sama dengan model 1 tetapi pasangan dinding bata pada axis B pada portal As 1 sampai As 2 dan As 3 sampai As 4 tidak sampai ring balok (25 cm dibawah ringbalok).



Gambar 3.11. Bentuk struktur model lima pada bangunan satu lantai

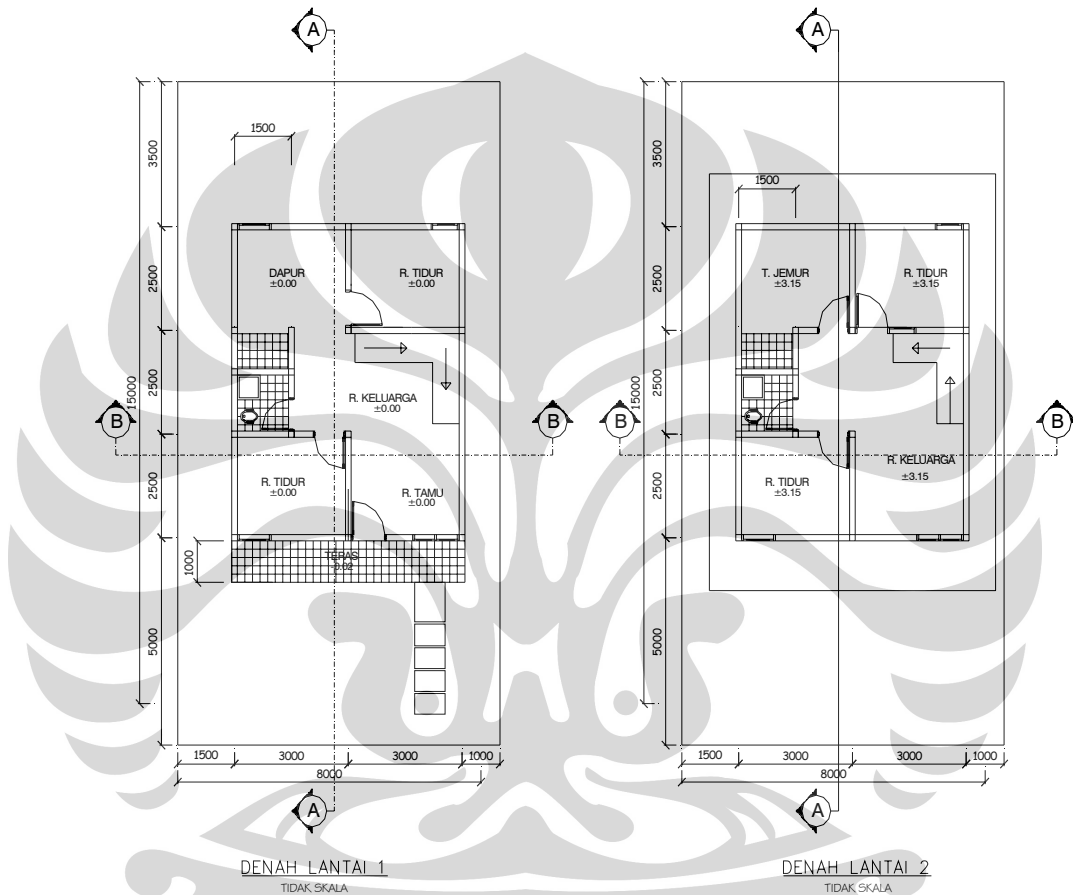
3.2.1.6 Pemodelan VI

Pemodelan sama dengan model 1 tetapi pasangan dinding bata dianggap tidak mempunyai kontribusi menahan gaya lateral, sehingga dinding bata tidak dimodelkan sebagai elemen struktur.

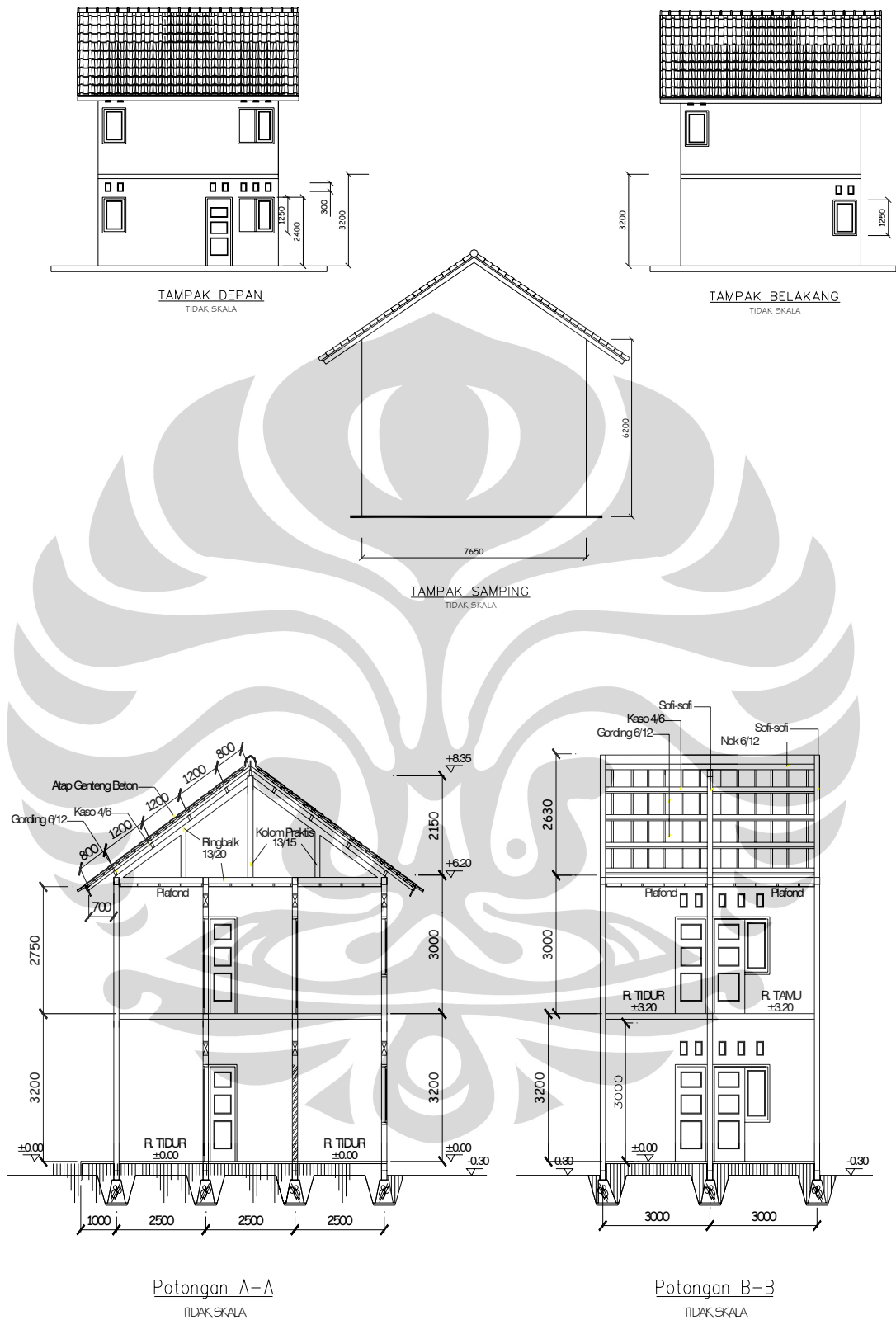
3.2.2 Type Bangunan Dua Lantai

Analisa pada bangunan dua lantai dilakukan pada pemodelan yang memiliki denah letak kolom lantai satu dan balok plat lantai 1 yang sama tetapi berbeda pada penempatan kolom dan ring balok pada lantai dua.

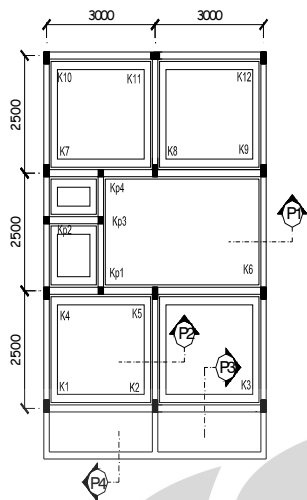
Berikut ini gambar denah ruangan; tampak dan potongan; denah pondasi, dimensi kolom dan balok untuk semua pemodelan :



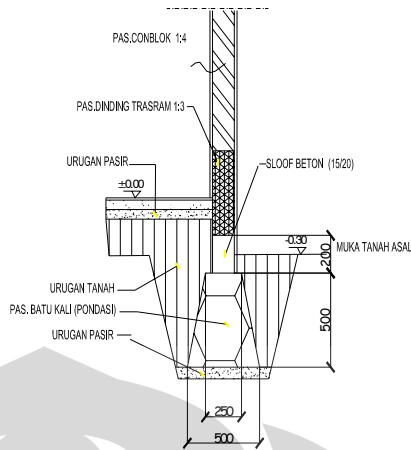
Gambar 3.12. Denah bangunan dua lantai



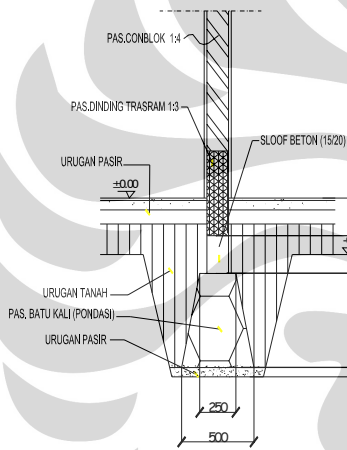
Gambar 3.13. Tampak dan potongan bangunan dua lantai



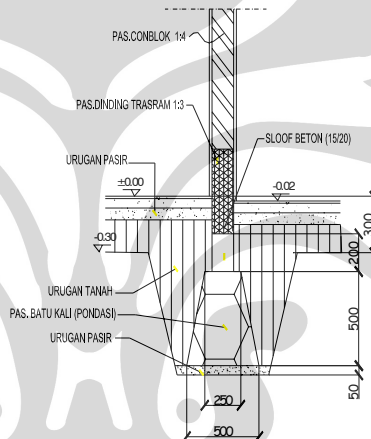
1 DENAH RENCANA PONDASI
SKALA 1:100



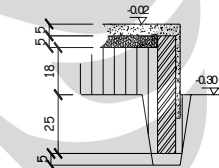
1 POT. PONDASI P1
SKALA 1:25



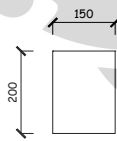
1 POT. PONDASI P2
SKALA 1:25



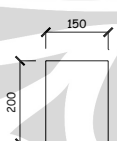
1 POT. PONDASI P3
SKALA 1:25



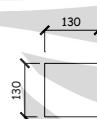
1 POT. PONDASI P4
SKALA 1:25



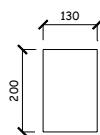
SLOOF 15x20
SKALA 1: Tidak skala



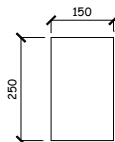
KOLOM Lantai 1
SKALA 1: Tidak Skala



KOLOM PRAKTIS Lantai 1 Dan 2
SKALA 1: Tidak skala



RINGBALK 13X20 Lantai 2
SKALA 1: Tidak Skala

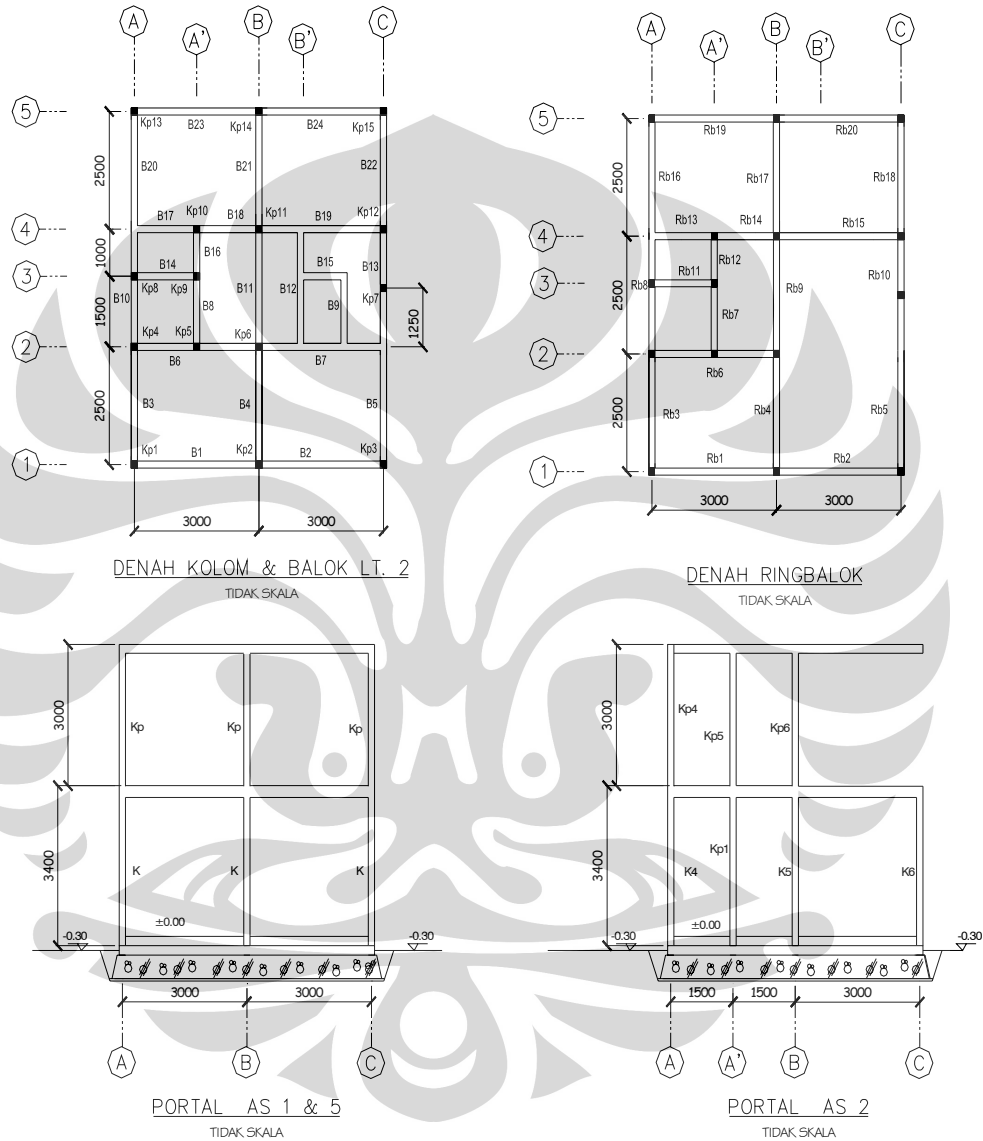


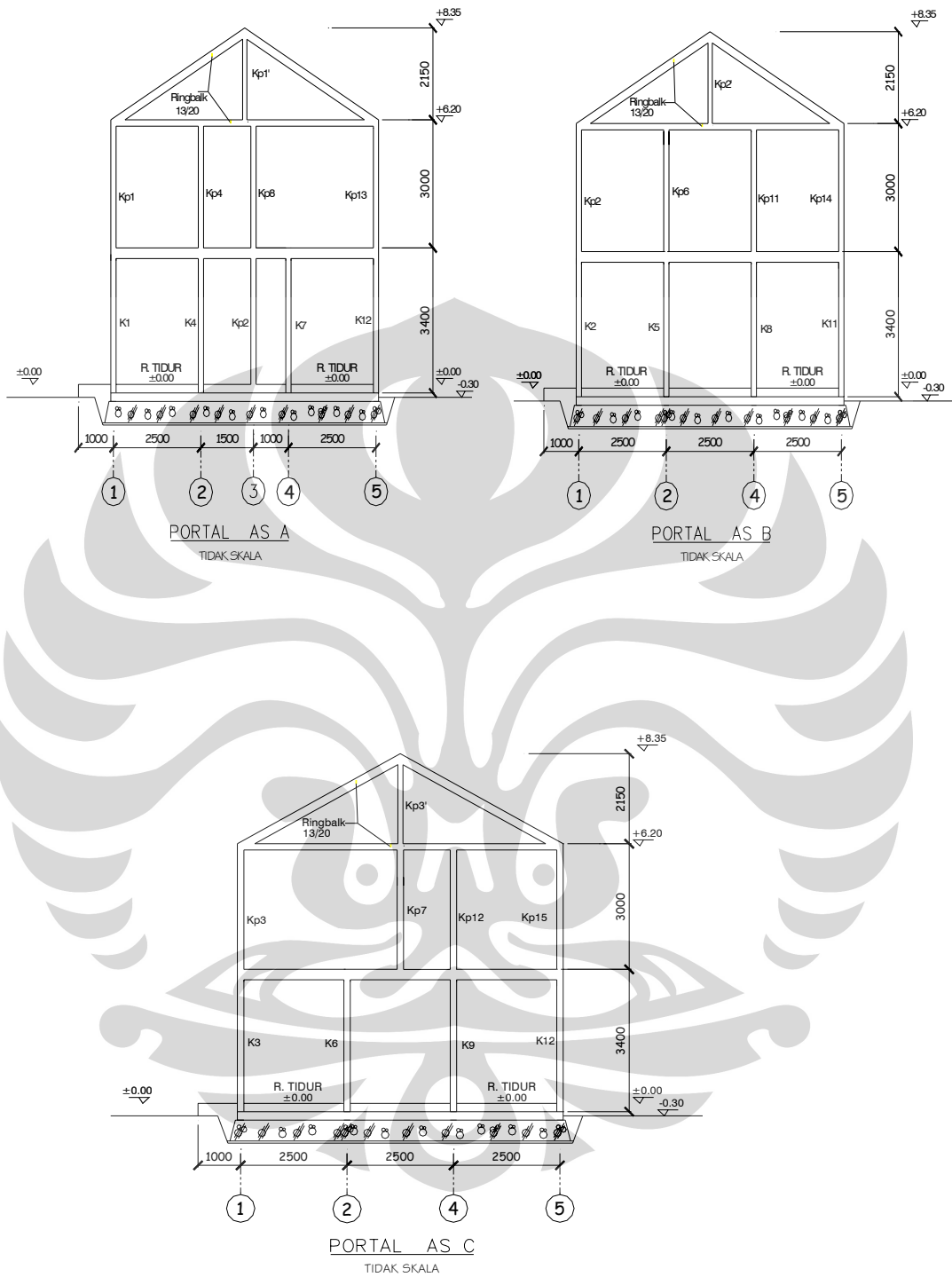
BALOK 15X25 Lantai 1
SKALA 1: Tidak skala

Gambar 3.14. Denah Pondasi; dimensi Sloof, kolom, dan balok, bangunan dua lantai

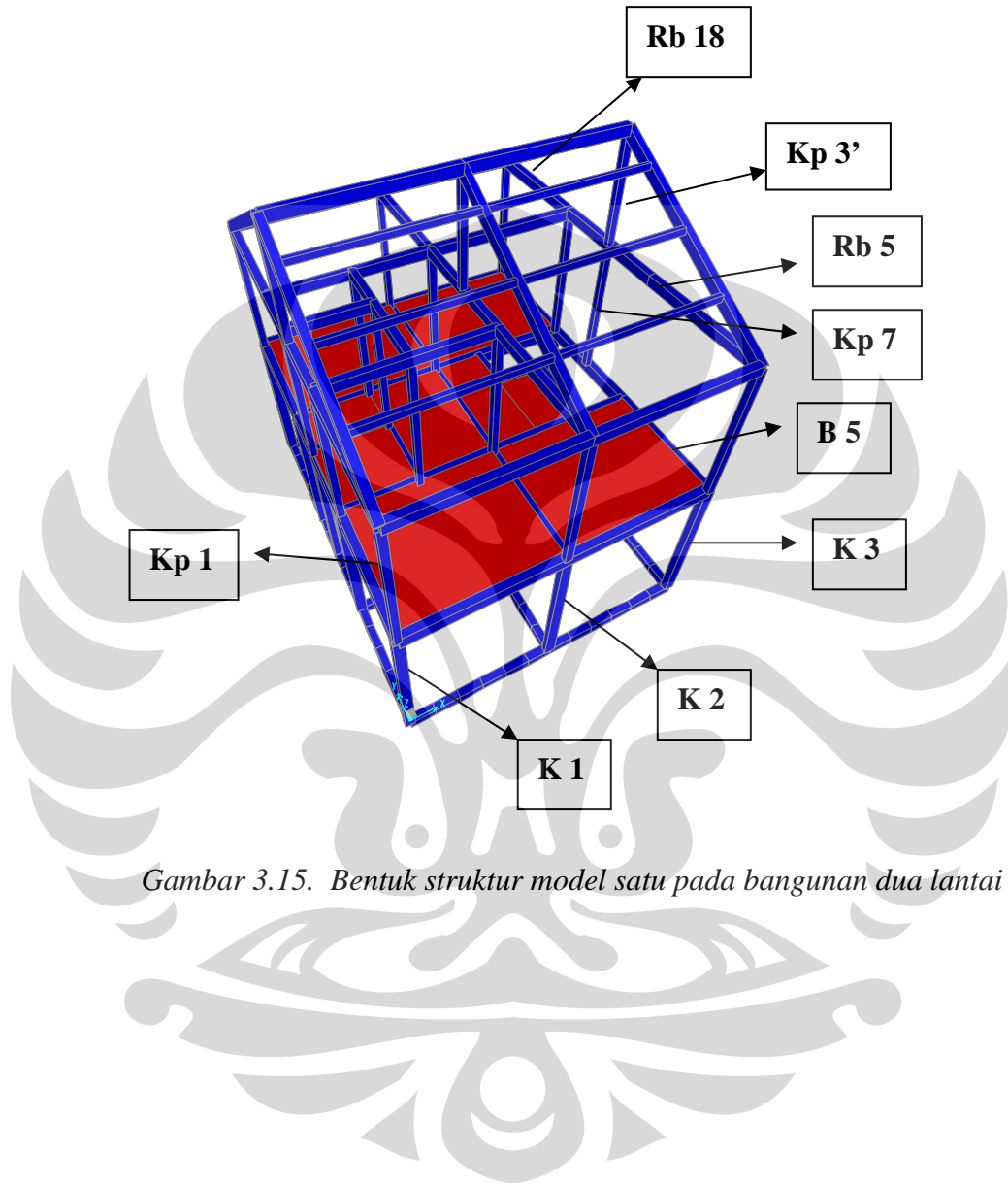
3.2.2.1 Pemodelan I (Sebagai Acuan)

Dengan kolom Kp 7 yang bertemu pada titik simpul, tidak adanya jarak antara Kp 7 dengan Kp 3' seperti terlihat pada Portal Axis As C atau dalam gambar 3 dimensi.





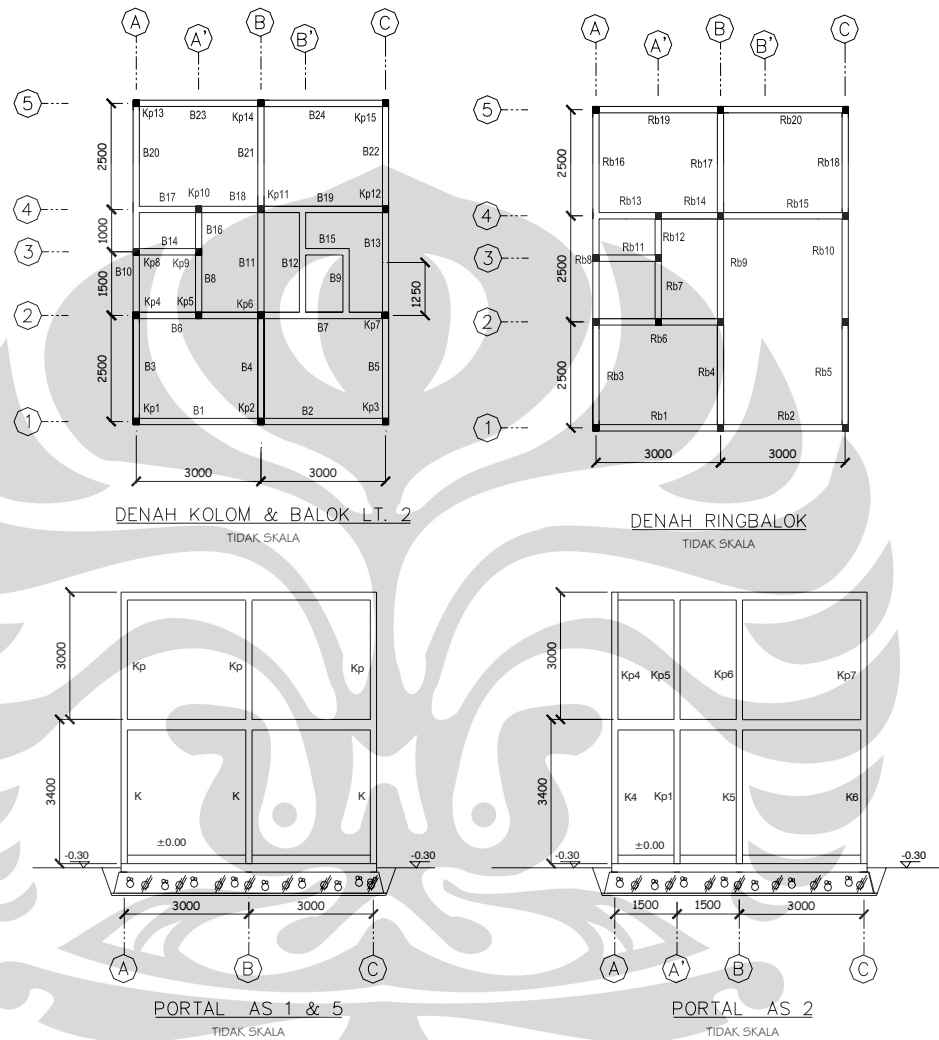
Dalam bentuk 3 Dimensi

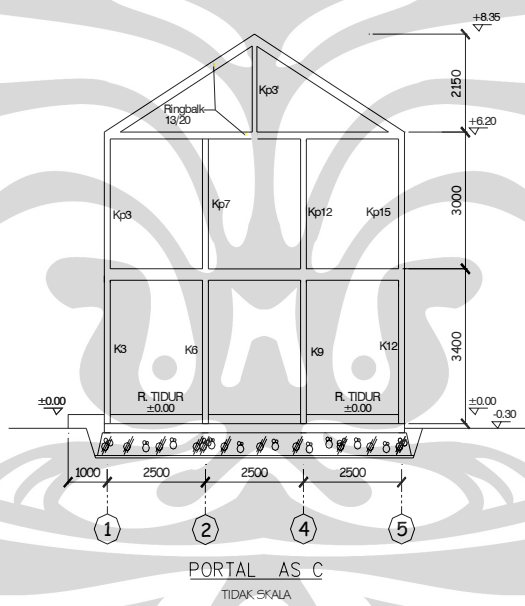
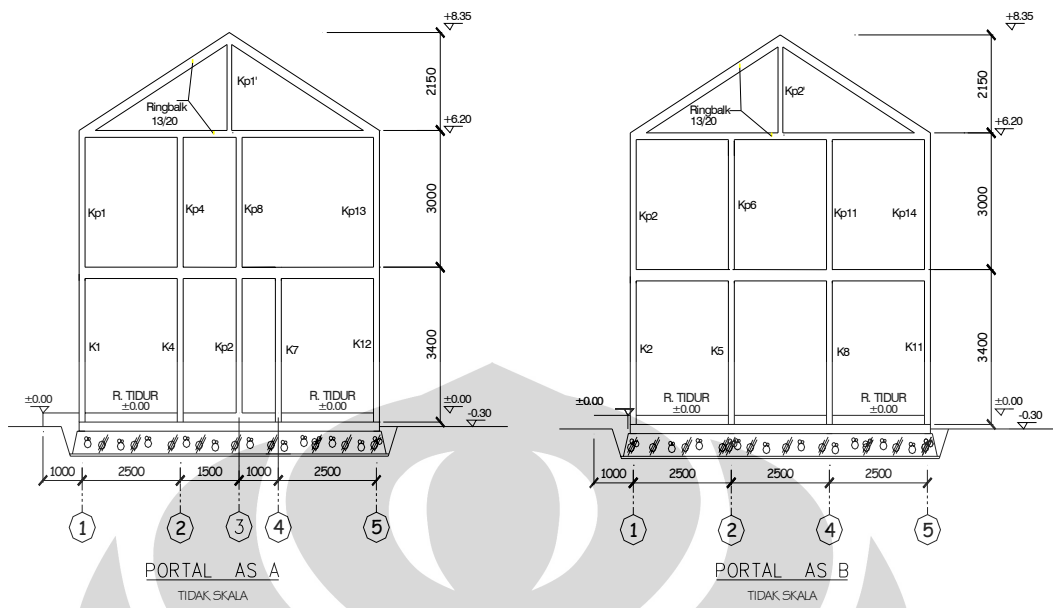


Gambar 3.15. Bentuk struktur model satu pada bangunan dua lantai

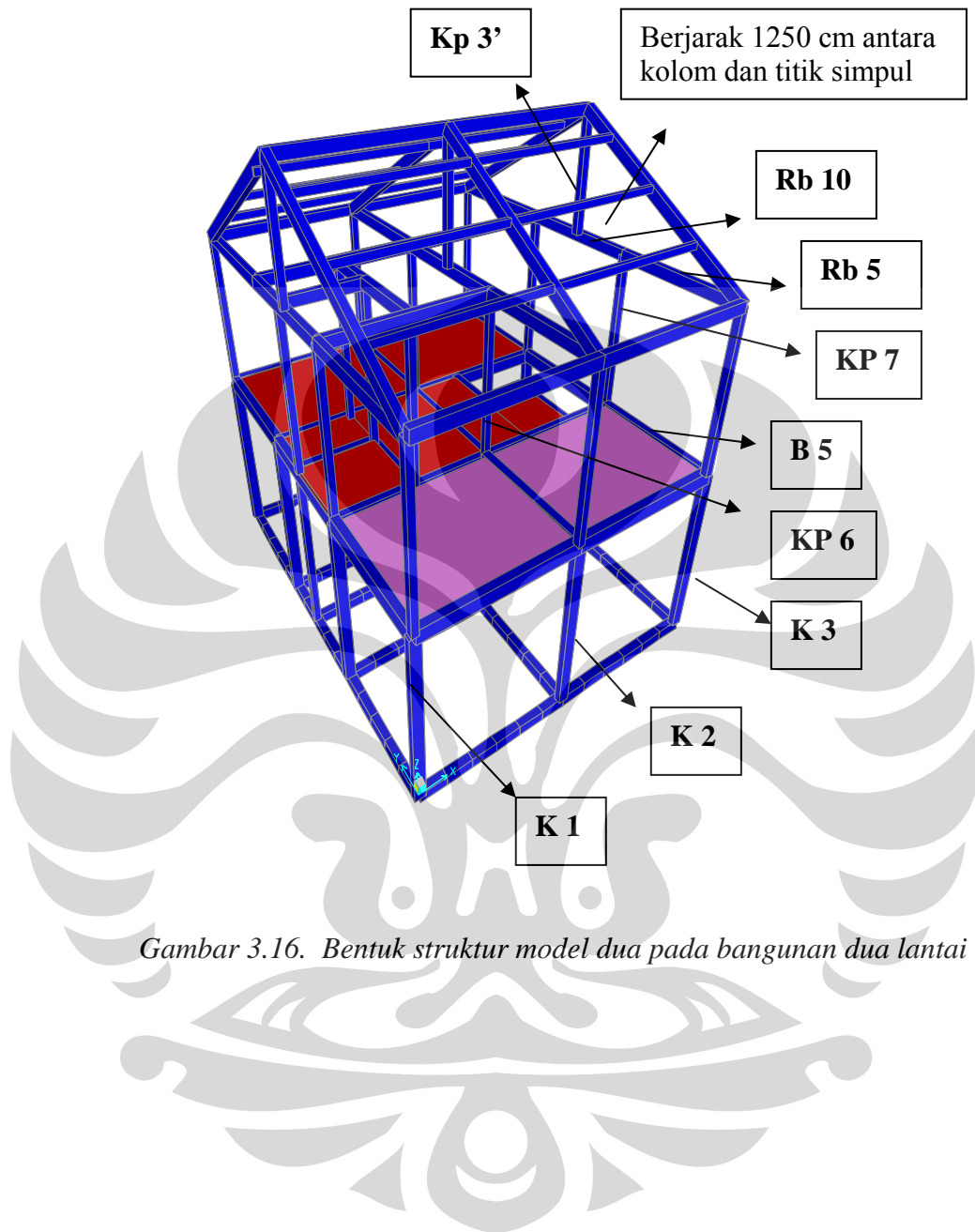
3.2.2.2. Pemodelan II

Sama dengan Pemodelan I tetapi dengan kolom Kp 7 yang tidak bertemu pada titik simpul dengan adanya jarak sebesar 1,25 meter dengan kolom Kp 3'. seperti terlihat pada Portal Axis As C atau dalam gambar 3 dimensi.





Dalam bentuk 3 Dimensi



Gambar 3.16. Bentuk struktur model dua pada bangunan dua lantai

3.2.2.3. Pemodelan III

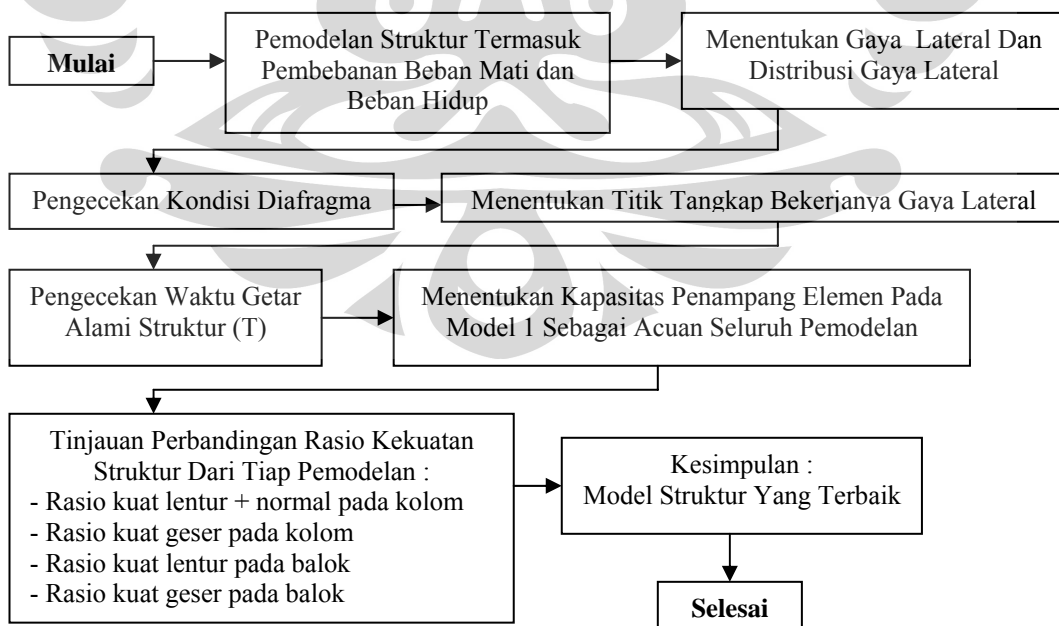
Pemodelan sama dengan model 1 tetapi pasangan dinding bata dianggap tidak mempunyai kontribusi menahan gaya lateral, sehingga dinding bata tidak dimodelkan sebagai elemen struktur.

3.3. DESKRIPSI STRUKTUR

- Jenis bangunan :
 1. Rumah tinggal satu lantai
 2. Rumah tinggal dua lantai
- Komponen Struktur :
 - Pondasi menggunakan pondasi batukali menerus
 - Sloof beton
 - Kolom beton
 - Atap :
 - Kuda-kuda sopi-sopi atap menggunakan balok beton.
 - Gording dan rangka penutup atap menggunakan Kayu
 - Penutup atap menggunakan genteng keramik
 - Dinding pasangan batu bata dianggap mempunyai kontribusi menahan gaya lateral.
- Spesifikasi Material
 - Mutu Beton : $f'_c = 22,5 \text{ MPa}$,
Modulus Elastisitas Beton (E) : $4700\sqrt{f'_c} = 22294 \text{ MPa}$
 - Mutu baja tulangan : $f_y = 240 \text{ Mpa}$
 - Berat isi beton (γ_b) : 2400 kg/m^3
- Dimensi struktur yang digunakan :
 - Type satu lantai :
 - Sloof 150 mm x 200 mm
 - Kolom 130 mm x 130 mm
 - Ring Balok 130 mm x 200 mm
 - Type dua lantai :
 - Sloof 150 mm x 200 mm
 - Kolom K1 130 mm x 200 mm
 - Kolom Praktis 130 mm x 130 mm
 - Balok 150 mm x 250 mm
 - Tebal plat lantai 120 mm
 - Ringbalok 130 mm x 200 mm

- **Beban**
 - Dinding pasangan bata setengah batu : 250 kg/m²
 - Berat plafond : 18 kg/m²
 - Berat Atap : 50 kg/m²
 - Beban hidup Lantai (pada bangunan dua lantai) : 125 kg/m²
 - Beban Finishing lantai Keramik + spesi pada Lantai 2 : 87 kg/m²
 - Beban hidup orang/ pekerja pada atap (beban terpusat) : 100 kg
- **Parameter perencanaan untuk beban gempa (Sesuai SNI 03-1726-2002)**
 - Wilayah gempa : 5
 - Jenis tanah : Tanah Lunak
 - Analisa gempa : Statik Ekuivalen
 - Faktor Keutamaan : 1,0
 - Koefisien redaman : 5 %
 - Sistem Struktur yang dimodelkan merupakan Struktur Rangka Pemikul Momen biasa beton bertulang. Nilai Faktor Reduksi Gempa (R) = 3,5

3.4. DIAGRAM ALIR ANALISA RASIO KEKUATAN STRUKTUR PADA BANGUNAN SATU LANTAI DAN DUA LANTAI



Gambar 3.17. Diagram alir analisa rasio kekuatan struktur pada bangunan satu lantai dan dua lantai.

BAB IV

ANALISA STRUKTUR

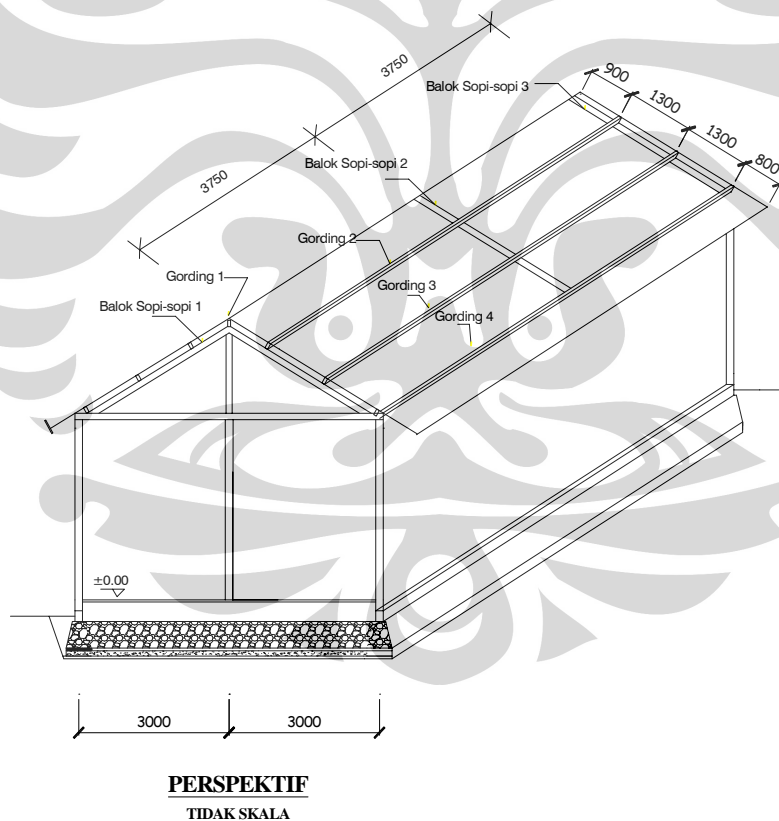
4.1. BANGUNAN SATU LANTAI

4.1.1. Data Untuk Pemodelan Struktur Pada Program SAP

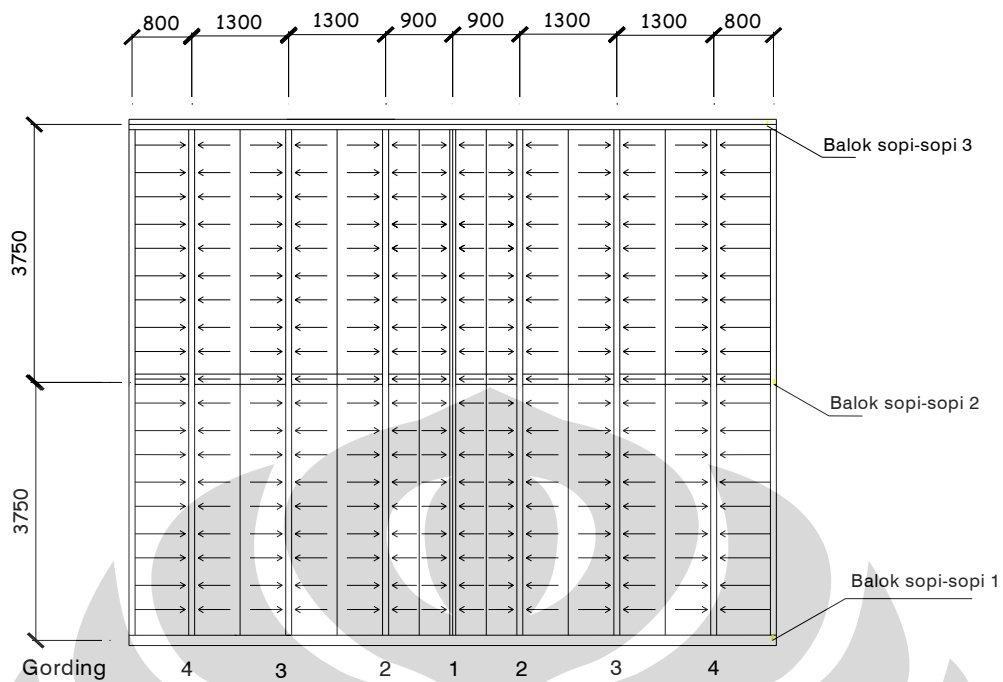
a. Distribusi Pembebanan

➤ Beban Atap

Beban rangka dan penutup atap sebesar 50 kg/m² didistribusikan secara merata sepanjang balok gording yang diletakan pada tiga tumpuan balok sopi-sopi, seperti gambar dibawah ini :



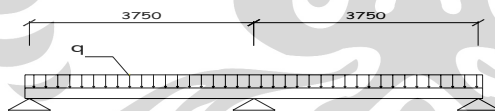
Gambar 4.1. Perspektif bangunan satu lantai



DISTRIBUSI BEBAN ATAP AREA BIDANG MIRING
TIDAK SKALA

Gambar 4.2. Distribusi beban atap bangunan satu lantai

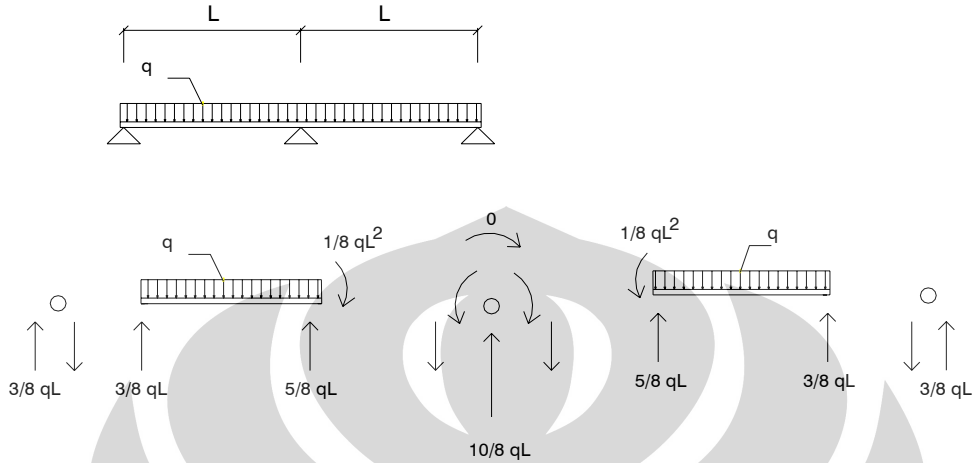
Besarnya Beban mati atap pada gording adalah sebagai berikut :



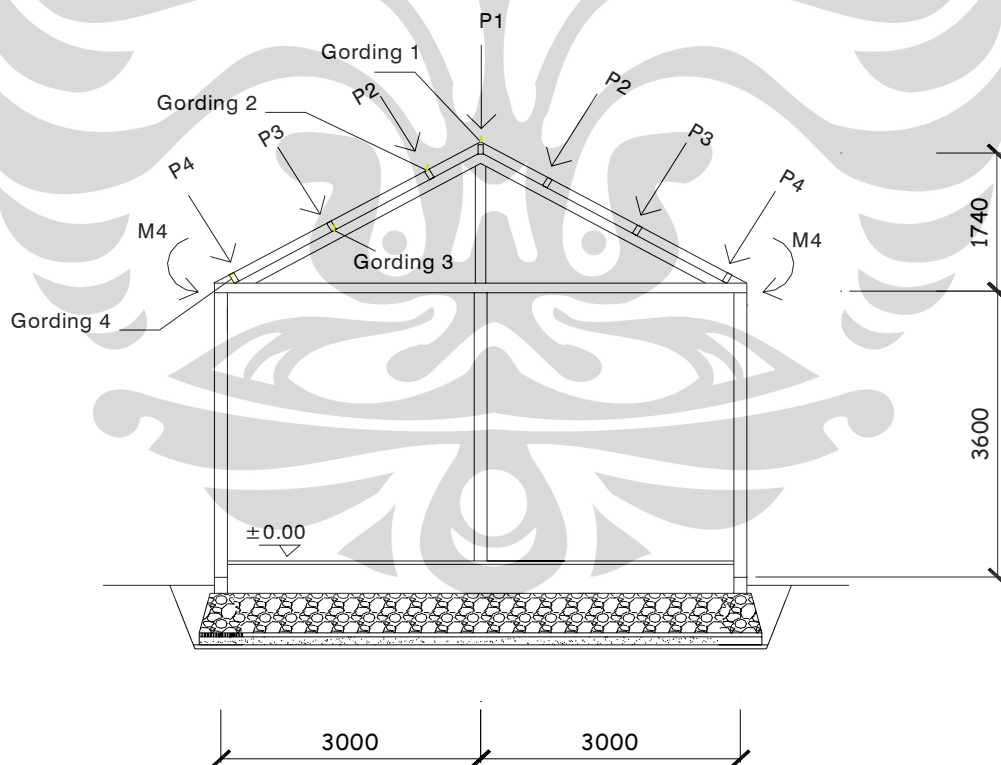
Gording	Beban Mati Atap (q_{DL}) Dalam Kg/m'
1	$(0,45 + 0,45) \times 50 = 45$
2	$(0,45 + 0,65) \times 50 = 55$
3	$(0,65 + 0,65) \times 50 = 65$
4	$(0,8 + 0,65) \times 50 = 72,5$

Tabel 4.1. Distribusi beban mati atap ke gording pada bangunan satu lantai (q_{DL})

Dari reaksi perletakan gording didapat beban terpusat pada balok sopi-sopi sesuai dengan perhitungan di bawah ini :



Dari reaksi perletakan gording didapat beban terpusat pada balok sopi-sopi sesuai dengan perhitungan free body di atas yang nilainya adalah sebagai berikut :



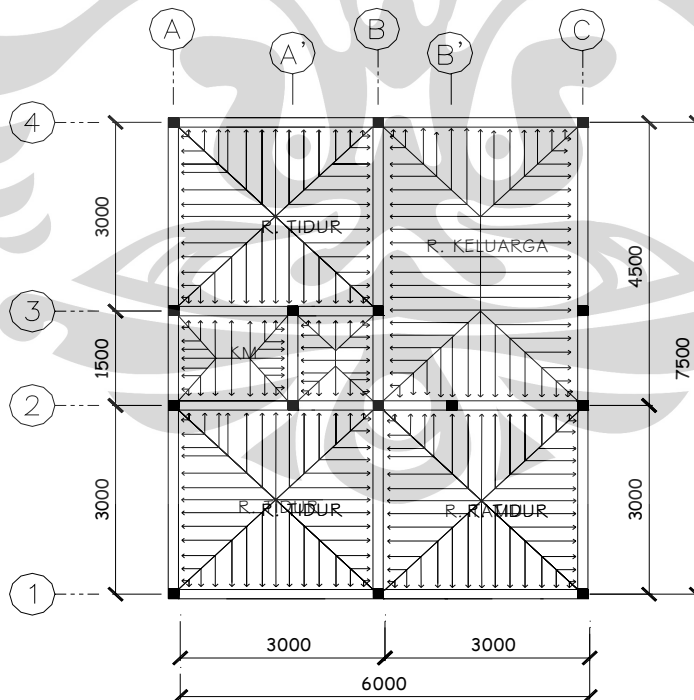
Gambar 4.3. Beban gording yang bekerja pada Ringbalok sopi-sopi pada bangunan satu lantai.

Besarnya beban terpusat gording akibat beban mati atap pada ringbalok sopi-sopi (Kg)

Balok Sopi-sopi	Beban Pada Gording 1 P1 (kg)	Beban Pada Gording 2 P2 (Kg)	Beban Pada Gording 3 P3 (Kg)	Beban Pada Gording 4	
				P4 (Kg)	Momen (M4) (Kg-m)
1	54,9	77,4	91,5	102	30
2	182,7	258	305	340	60
3	54,9	77,4	91,5	102	30

Tabel 4.2. Distribusi beban gording ke ring balok sopi-sopi bangunan satu lantai

- Beban pasangan batu bata didistribusikan langsung disepanjang balok yang memikulnya.
- Beban Plafond
Berat Plafond sebesar 18 kg/m² didistribusikan ke ringbalok seperti gambar dibawah ini:



TIDAK SKALA

Gambar 4.4. Distribusi beban plafond bangunan satu lantai

b. Kombinasi Pembebanan

Sesuai Peraturan SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk bangunan Gedung mengenai Kombinasi Pembebanan berdasarkan tinjauan terhadap beban mati, beban hidup, dan beban gempa adalah sebagai berikut :

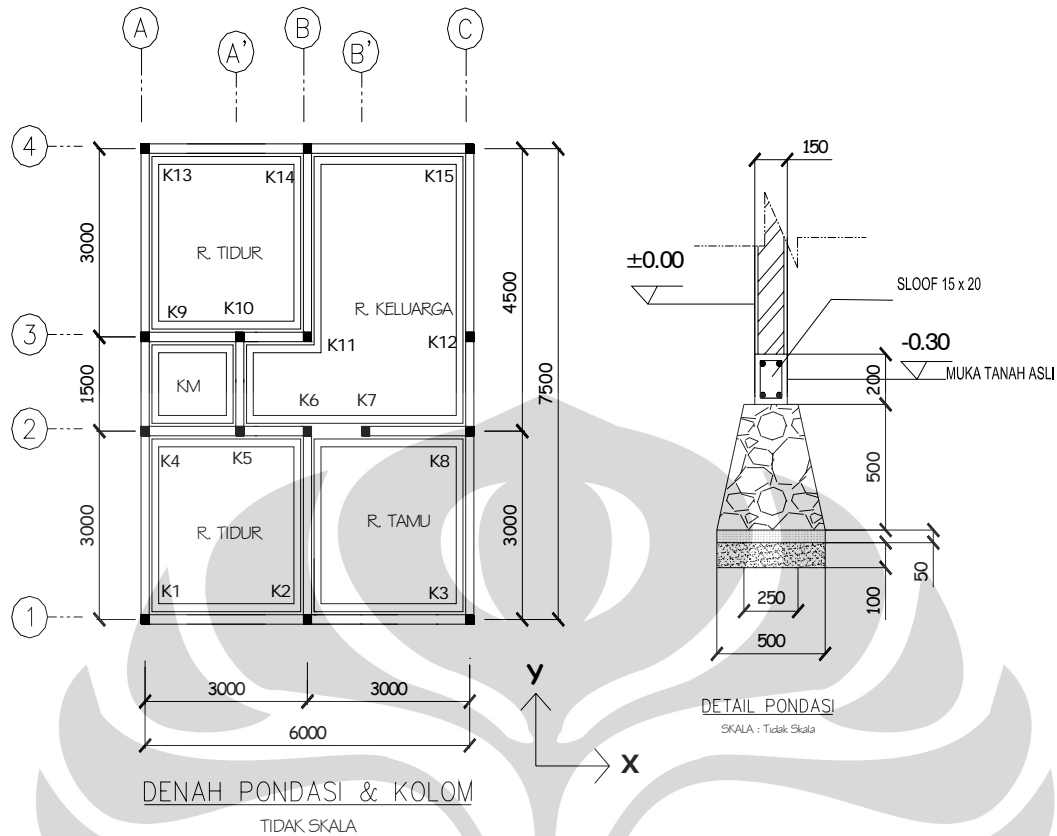
1. $U = 1,4 D_L$
2. $U = 1,2 D_L + 1,6 L_L$

Untuk kombinasi beban gempa (E) dengan menganggap beban gempa bekerja pada arah utama 100% dan bekerja bersamaan dengan arah tegak lurus arah utama tadi dengan efektifitas hanya 30%. Beban gempa arah sumbu X dan sumbu Y dinotasikan sebagai EQX dan EQY.

3. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L + 1,0 EQX + 0,3 EQY$
4. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L + 1,0 EQX - 0,3 EQY$
5. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L - 1,0 EQX + 0,3 EQY$
6. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L - 1,0 EQX - 0,3 EQY$
7. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L + 0,3 EQX + 1,0 EQY$
8. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L + 0,3 EQX - 1,0 EQY$
9. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L - 0,3 EQX + 1,0 EQY$
10. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L - 0,3 EQX - 1,0 EQY$
11. $U = 0,9 D_L + 1,0 EQX + 0,3 EQY$
12. $U = 0,9 D_L + 1,0 EQX - 0,3 EQY$
13. $U = 0,9 D_L - 1,0 EQX + 0,3 EQY$
14. $U = 0,9 D_L - 1,0 EQX - 0,3 EQY$
15. $U = 0,9 D_L + 0,3 EQX + 1,0 EQY$
16. $U = 0,9 D_L + 0,3 EQX - 1,0 EQY$
17. $U = 0,9 D_L - 0,3 EQX + 1,0 EQY$
18. $U = 0,9 D_L - 0,3 EQX - 1,0 EQY$

c. Pemodelan Pondasi

Pondasi bangunan adalah pondasi batukali yang menerus, dalam analisa ini perletakan dimodelkan sebagai pegas yang terdiri dari pegas tanah dan pegas batu kali yang tersusun secara seri.



Gambar 4.5. Denah dan detail pondasi bangunan satu lantai

➤ Kekakuan Pegas tanah

Diketahui Lebar dasar pondasi (2B) = 0,5 m

Panjang dasar pondasi jalur (2L) berdasarkan denah :
Sejajar sumbu X

- Untuk Axis as 1,2 dan 4 panjang dasar pondasi (2L) = 6 m

- Untuk Axis as 3 panjang dasar pondasi (2L) = 3 m

Sejajar sumbu Y

- Untuk Axis as A dan C panjang dasar pondasi (2L) = 7,5 m

- Untuk Axis as B panjang dasar pondasi (2L) = 3 m

- Untuk Axis A' panjang dasar pondasi (2L) = 1,5 m

Modulus geser tanah (G') untuk tanah lempung berlutuk basah = 15 MPa

Poisson ratio (μ) = 0,5

Konstanta pegas statis translasi ragam vertikal K_z dan ragam horisontal paralel sumbu Y yaitu K_y atau paralel sumbu X yaitu K_x (sesuai tinjauan) adalah sebagai berikut :

$$K_z = \frac{0,8G'(2L)}{1 - \mu}$$

$$K_y = \frac{2,24G'(2L)}{2 - \mu}$$

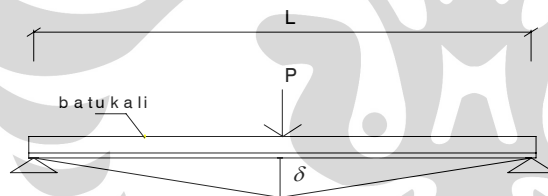
atau

$$K_x = \frac{2,24G'(2L)}{2 - \mu}$$

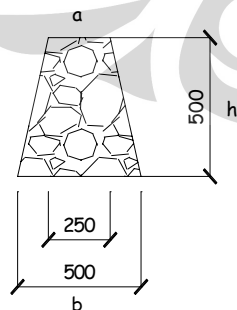
Sejajar sumbu	Axis as	Panjang pondasi (2L)	ragam vertikal		ragam translasi	
			K_z	K_y	K_x	
		(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	
X	1,2 dan 4	6	144000	134400		
	3	3	72000	67200		
Y	A dan C	7.5	180000	-	168000	
	B	3	72000		67200	
	A'	1.5	36000	-	33600	

Tabel 4.3. Kekakuan pegas tanah bangunan satu lantai.

➤ Konstanta pegas Batu kali



Lendutan pada tengah bentang $\delta = \frac{PL^3}{48EI}$



DETAIL PONDASI BATU KALI

SKALA : Tidak Skala

$$I = \frac{a^2 + 4ab + b^2}{36(a+b)} h^3 = \frac{0,25^2 + 4(0,25)(0,5) + 0,5^2}{36(0,25 + 0,5)} 0,5^3 = 3,761 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Modulus Elastisitas batu kali (E) = 20 x 10³ MPa

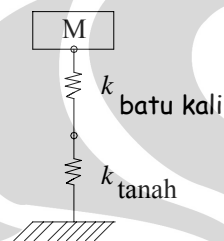
$$F = k \cdot \delta$$

$$k = \frac{F}{\delta} = \frac{P}{\left(\frac{PL^3}{48EI}\right)} = \frac{48EI}{L^3}$$

Kekakuan pondasi batu kali untuk panjang bentang 50 cm

$$K = 28.885 \text{ KN/m}$$

- Konstanta pegas gabungan tanah dan batu kali pada ragam vertikal



Pegas tersusun seri maka Kekakuannya :

$$\frac{1}{K_s} = \frac{1}{K_{\text{tanah}}} + \frac{1}{K_{\text{batu kali}}}$$

$$K_s = \frac{K_{\text{tanah}} \times K_{\text{batu kali}}}{K_{\text{tanah}} + K_{\text{batu kali}}}$$

Nilai kekakuan pegas setelah digabungkan adalah sesuai tabel berikut:

Sejajar sumbu	Axis as	Panjang pondasi (2L)	ragam vertikal		ragam translasi	
			K_z	Arah Y (K_y)	Arah X (K_x)	
		(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	
X	1,2 dan 4	6	24060	134400		
	3	3	20620	67200		
Y	A dan C	7.5	24900	-	168000	
	B	3	20620		67200	
	A'	1.5	16030	-	33600	

Tabel 4.4. Kekakuan gabungan pegas tanah dan batu kali pada bangunan satu lantai.

Selanjutnya berdasarkan Spesifikasi struktur, pemodelan struktur dan pembebanan dengan bantuan program SAP dilakukan analisa akibat pengaruh pemodelan struktur.

4.1.2. Analisa Terhadap Pengaruh Gempa

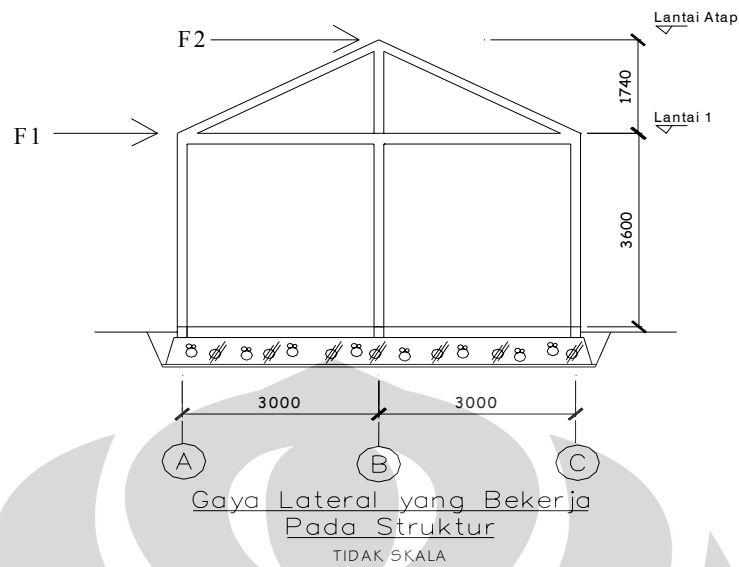
Pada tiap – tiap pemodelan struktur menggunakan input data sesuai yang telah dijelaskan sebelumnya, untuk pemodelan dinding bata yang dimodelkan sebagai Bracing yang hanya mempunyai sifat hanya sebagai batang tekan maka dalam program SAP pemodelan batang tekan ini menggunakan properties elemen tension limit (dengan nilai gaya tarik nol) yang hanya dapat dilakukan dengan menggunakan analisa non linier, maka analisa yang dilakukan pada tiap model struktur ini dengan memberikan gaya statik ekuivalen yang seolah-olah stuktur berada dalam kondisi non linier, dimana beban gempa statik diberikan secara bertahap dari kondisi awal tidak terbebani sampai dengan kondisi terbebani secara penuh (Full load).

Karena Bentuk struktur atap rumah tinggal bukan merupakan plat beton yang rigid melainkan rangka ring balok dan kayu maka perlu dicek terlebih dahulu apakah struktur atap dapat dikategorikan sebagai diafragma kaku atau diafragma fleksibel, dimana dikatakan fleksibel jika perpindahan titik tengah bentang struktur yang ditinjau lebih besar dari dua kali perpindahan rata-rata dari ujung bentang struktur yang ditinjau ($\delta_M > 2\delta_A$). Dan dikatakan *rigid/* kaku jika sebaliknya ($\delta_M \leq 2\delta_A$).

Parameter beban gempa :

- Jenis tanah = tanah lunak
- Wilayah gempa = wilayah 5
- Tinggi bangunan =

Karena Bentuk atap struktur rumah tinggal berbentuk prisma segitiga bukan merupakan plat/ bidang datar untuk mendistribusikan beban lateral sebagai pengecekan kondisi diafragma pada atap maka dianggap bangunan memiliki dua lantai dimana puncak atap bangunan dianggap sebagai lantai ke-2 atau lantai atap.



Gambar 4.6. Gaya lateral yang bekerja pada lantai ke-i pada bangunan satu lantai

- tinggi lantai 1 : 3,6 m
- tinggi lantai 2 : 1,74 m
- Total tinggi bangunan : 5,34 m
- Faktor keutamaan (I) = 1 (untuk bangunan penghunian)
- Faktor reduksi gempa (R) = 3,57

Waktu getar alami fundamental dari tiap – tiap pemodelan struktur (Model 1 sampai dengan 5) $T = 0,0731 H^{3/4} = 0,256$ detik.

Dengan nilai $T = 0,256$ detik maka didapat nilai faktor respon gempa $C = 0,90$.

Tentukan Gaya geser dasar dari tiap – tiap pemodelan $V = \frac{C_1 I}{R} W_t$

Gaya Lateral tiap – tiap pemodelan pada atap :
$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V$$

Perhitungan gaya geser dasar, dan gaya lateral bangunan satu lantai terdapat pada lampiran A1. Dan diberikan ringkasan pada tabel berikut:

Pemodelan	Berat Lantai 1 W_t (KN)	Berat Lantai Atap W_t (KN)	Berat Total V (KN)	Gaya Geser Dasar V (KN)	Gaya Lateral Lantai 1 F_1 (KN)	Gaya Lateral Lantai Atap F_2 (KN)
Model 1	289,18	22,63	311,81	80,18	77,26	2,92
Model 2	291,92	19,70	311,62	80,13	77,60	2,53
Model 3	293,05	18,53	311,58	80,12	77,74	2,38
Model 4	280,1	21,72	301,82	77,61	74,81	2,80
Model 5	285,28	22,63	307,91	79,18	76,25	2,92
Model 6	289,18	22,63	311,81	80,18	77,26	2,92

Tabel 4.5. Berat total Bangunan, gaya geser dasar, dan gaya lateral pada bangunan satu lantai.

Pada tabel terlihat bahwa berat total bangunan pada model 2,3, dan 4 berbeda bila dibandingkan dengan model 1, hal ini karena :

- Pada model 2 adanya pergeseran ruang sebesar 25 cm sehingga ringbalok dan pasangan dinding bata pada As 3 panjangnya berkurang 25 cm.
- Pada model 3 adanya pergeseran kolom pada sopi –sopi sebesar 50 cm sehingga tinggi kolom sopi-sopi berkurang.
- Pada model 4 adanya pergeseran ruang sebesar 50 cm pada As A sehingga beban dinding bata berkurang. (jarak antara As Adan B 2,5 m).
- Pada Model 5 beban dinding bata berkurang karena pada As B dinding bata tidak sampai ring balok (20 cm dibawah ringbalok).

Untuk mengetahui titik tangkap bekerjanya beban lateral maka dilakukan pengecekan terhadap kondisi diafragma dari atap bangunan yaitu dengan mendistribusikan beban lateral yang bekerja pada sudut-sudut atas/ ujung -ujung kolom sesuai dengan prosentase gaya aksial pada kolom tinjauan dengan total gaya aksial pada seluruh kolom, terhadap masing-masing arah tinjauan yaitu arah sumbu X (EQX) dan sumbu Y (EQY), maka didapat nilai perpindahan (displacement) yang terjadi dari tiap – tiap pemodelan struktur dan kategori diafragma dari struktur, sesuai dengan tabel berikut :

Pemodelan	Lendutan					Keterangan	Kriteria Diafragma
	δ_1 mm	δ_2 mm	δ_A mm	δ_M mm	$2 \delta_A$ mm		
Model 1	1,43	1,47	1,45	3,63	2,90	$\delta_M > 2 \delta_A$	Fleksibel
Model 2	1,48	1,43	1,45	3,55	2,91	$\delta_M > 2 \delta_A$	Fleksibel
Model 3	1,40	1,43	1,42	3,65	2,83	$\delta_M > 2 \delta_A$	Fleksibel
Model 4	1,58	1,63	1,61	4,22	3,21	$\delta_M > 2 \delta_A$	Fleksibel
Model 5	1,41	1,44	1,43	3,58	2,86	$\delta_M > 2 \delta_A$	Fleksibel
Model 6	69,87	72,76	71,31	61,74	142,63	$\delta_M \leq 2 \delta_A$	Rigid

Tabel 4.6. Kategori Diafragma berdasarkan beban gempa dan perpindahan Arah X pada bangunan satu lantai.

Pemodelan	Perpindahan/ Lendutan					Keterangan	Kriteria Diafragma
	δ_1 mm	δ_2 mm	δ_A mm	δ_M mm	$2 \delta_A$ mm		
Model 1	1,34	1,31	1,33	2,01	2,65	$\delta_M \leq 2 \delta_A$	Rigid
Model 2	1,39	1,43	1,41	1,92	2,82	$\delta_M \leq 2 \delta_A$	Rigid
Model 3	1,33	1,28	1,31	1,97	2,61	$\delta_M \leq 2 \delta_A$	Rigid
Model 4	1,23	1,27	1,25	1,82	2,50	$\delta_M \geq 2 \delta_A$	Rigid
Model 5	1,32	1,01	1,16	2,32	2,33	$\delta_M \leq 2 \delta_A$	Rigid
Model 6	66,26	66,63	66,44	67,43	132,9	$\delta_M \leq 2 \delta_A$	Rigid

Tabel 4.7. Kategori diafragma berdasarkan beban gempa dan perpindahan Arah Y pada bangunan satu lantai.

Setelah dilakukan pengecekan didapat bahwa struktur dari pemodelan 1,2,3,4, dan 5 mempunyai kategori diafragma yang fleksibel untuk beban gempa arah X dan kaku/ rigid untuk beban gempa arah Y, maka analisa struktur dilakukan dengan menganggap bahwa pada atap merupakan diafragma fleksibel dimana beban lateral yang bekerja ditempatkan pada sudut-sudut/ ujung-ujung atas kolom dengan menganggap bangunan memiliki dua lantai. Sedangkan untuk model 6 atap merupakan diafragma yang kaku maka analisa dilakukan dengan menempatkan beban lateral pada pusat massa rencana dan menganggap bangunan hanya satu lantai karena atap dianggap sebagai bidang datar.

4.1.3. Analisa Struktur Setiap Pemodelan

- Analisa pada pemodelan dengan kondisi diafragma yang fleksibel (pada model 1,2,3,4,dan 5).

Nilai waktu getar alami fundamental dari struktur ditentukan ssesuai dengan rumus empiris adalah :

$$T = 0,0731 H^{3/4} , \text{ dimana } H = \text{tinggi bangunan yaitu } 5,34 \text{ m}$$

$$T = 0,256 \text{ detik}$$

Maka didapat gaya geser dasar (V) dan gaya lateralnya (Fi) sesuai dengan Tabel 4.5.

Setelah di dapat nilai gaya lateral pada model 1,2,3,4, dan 5 maka gaya lateral disistribusikan ke ujung-ujung kolom yang besarnya merupakan prosentase antara gaya aksial kolom ke-i dengan total kolom keseluruhan pada lantai ke-1 dan untuk kolom pada ujung atap yang dianggap sebagai lantai Atap, gaya lateral lantai atap tersebut didistribusikan pada ujung-ujung kolomnya seperti pada kolom lantai 1. Sedangkan pada model 6 yang bersifat diafragma rigid/kaku maka beban lateral bekerja pada pusat massa rencana. Penentuan pusat massa rencana adalah sebagai berikut (dengan perhitungannya terdapat pada lampiran C) :

- **Pusat Massa**

Pusat massa lantai tingkat struktur, didapat nilainya dari perbandingan antara Jumlah perkalian Gaya aksial dari masing-masing kolom yang ditinjau dengan jaraknya (jarak arah sumbu X dan Y) dengan total gaya aksial, sesuai dengan perhitungan menggunakan rumus / persamaan (2.7) :

$$\text{Koordinat Pusat Massa} = PM_i = (X_{mi} , Y_{mi})$$

Didapat nilai pusat massa pada model 6 yaitu pada koordinat

$$X_m = 2,88 \text{ m dan } Y_m = 3,72 \text{ m}$$

- **Pusat Rotasi**

Pusat rotasi diperoleh dengan meletakkan beban lateral akibat gempa arah X (EQX) dan arah Y (EQY) pada pusat massa lantai, kemudian dari hasil analisa

SAP diperoleh gaya geser/ lintang berupa V2 (gaya geser arah X merupakan V_{x_i}) dan V3 (gaya geser arah Y merupakan V_{y_i}) dari tiap – tiap kolom.

Dengan menggunakan persamaan/formula (2.8) :

$$\text{Koordinat Pusat Rotasi} = P_{Ri} (X_{Ri}, Y_{Ri})$$

$$X_{Ri} = \frac{\sum V_{yi} \cdot X_i}{\sum V_{yi}} ; Y_{Ri} = \frac{\sum V_{xi} \cdot Y_i}{\sum V_{xi}}$$

P_{Ri} = Pusat rotasi lantai ke i

Maka didapat pusat rotasi dari struktur yaitu pada koordinat :

$$X_R = 2,875 \text{ m dan } Y_R = 3,69 \text{ m.}$$

- **Eksentrisitas Rencana**

Dari hasil perhitungan yang terdapat pada lampiran C didapat nilai eksentrisitas teoritis yaitu $e_x = 0,005 \text{ m}$ dan $e_y = 0,03 \text{ m}$ dan eksentrisitas rencana $e_{dx} = 0,308$ dan $e_{dy} = 0,423$

- **Pusat Massa Rencana**

Pusat massa rencana sesuai dengan perhitungan yang terdapat pada lampiran C yaitu pada koordinat $X = 3,19 \text{ m}$ dan $Y = 4,11 \text{ m}$.

Setelah diketahui titik tangkap bekerjanya beban lateral, kemudian dilakukan analisa dengan bantuan program SAP.

Kontrol waktu getar alami fundamental yang telah ditentukan diawal dengan waktu getar alami menggunakan rumus Rayleigh terhadap masing-masing arah sumbu X (T_{1X}) dan sumbu Y (T_{1Y}).

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

Dimana :

- dimana nilai d_i yaitu simpangan horizontal pada pusat massa rencana pada elevasi lantai ke-i dinyatakan dalam mm.

- W_i = Berat lantai tingkat ke-I termasuk beban hidup yang sesuai.
- F_i = Gaya lateral (beban statik ekuivalen) yang bekerja pada pusat massa lantai ke -i.
- d_i = simpangan horizontal lantai tingkat ke - i dinyatakan dalam mm.
- g = Percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det².

Nilai waktu getar alami yang ditentukan diawal tidak boleh menyimpang lebih dari 20%

Dari hasil perhitungan SAP didapat nilai simpangan (displacement) dari tiap tiap ujung kolom yang merupakan titik tangkap bekerjanya beban gempa pada model 1,2,3,4, dan 5. Sedangkan pada model 6 nilai simpangan (displacement) yang ditinjau yaitu pada pusat massa rencana. nilai simpangan (displacement) berupa δ_1 dan δ_2 berdasarkan pengaruh dari beban lateral EQX dan EQY. Untuk model 1,2,3,4, dan 5 nilai simpangan/displacement tiap-tiap kolom lantai ke-i diambil nilai simpangan rata-ratanya sehingga didapat nilai simpangan waktu getar alami fundamental arah sumbu X (T_{1X}) dan arah Y (T_{1Y}), Perhitungan dan pengecekan waktu getar alami terdapat pada lampiran D, berikut nilai waktu getar alami dan simpangannya :

PEMODELAN	LANTAI	Displacement/ Lendutan		Waktu getar Alami		Nilai simpangan terhadap T1 awal sebesar 0,256 detik	
		Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
		(δ_1) mm	(δ_2) mm	(T_{1X}) detik	(T_{1Y}) detik	(T_{1X}) %	(T_{1Y}) %
Model 1	Lantai 1	2,21	1,62	0,18	0,16	-28,88	-37,55
	Lantai Atap	0,44	1,77				
Model 2	Lantai 1	2,17	1,60	0,18	0,15	-29,57	-42,02
	Lantai Atap	0,42	1,54				
Model 3	Lantai 1	2,21	1,59	0,18	0,16	-28,69	-38,98
	Lantai Atap	0,41	1,21				
Model 4	Lantai 1	2,57	1,51	0,19	0,15	-23,40	-39,63
	Lantai Atap	0,53	1,67				

PEMODELAN	LANTAI	Displacement/ Lendutan		Waktu getar Alami		Nilai simpangan terhadap T ₁ awal sebesar 0,256 detik	
		Arah X (δ_1) mm	Arah Y (δ_2) mm	Arah X (T _{1X}) detik	Arah Y (T _{1Y}) detik	Arah X (T _{1X}) %	Arah Y (T _{1Y}) %
Model 5	Lantai 1	2,19	1,66	0,18	0,16	-29,25	-36,37
	Lantai Atap	0,43	1,98				
Model 6	Lantai Atap	65,40	66,63	0,99	1,00	287,5	290,6

Tabel 4.8. Kontrol nilai waktu getar alami terhadap nilai awal T₁ sebesar 0,256 detik pada bangunan satu lantai.

Dari tabel diatas didapat bahwa Nilai simpangan waktu getar alami yang ditetapkan diawal T₁ sebesar 0,256 detik dibandingkan nilainya terhadap T_{1X} dan T_{1Y} pada tiap model nilai simpangannya melebihi 20%, maka dicoba dengan menentukan nilai waktu getar alami T sebesar 0,191 detik.

Dengan nilai T = 0 191 detik maka didapat nilai faktor respon gempa C = 0,88. dan nilai gaya geser dasar (V) dan gaya lateralnya (Fi) sesuai dengan Tabel berikut ini :

Pemodelan	Berat Total (V) KN	Gaya Geser Dasar (V) KN	Gaya Lateral Lantai 1 (F ₁) KN	Gaya Lateral Lantai Atap (F ₂) KN
Model 1	311,81	78,40	75,54	2,86
Model 2	311,62	77,16	74,30	2,86
Model 3	311,58	78,34	76,02	2,32
Model 4	301,82	75,89	73,15	2,74
Model 5	307,91	77,42	74,56	2,86
Model 6	311,81	78,40	75,54	2,86

Tabel 4.9. Berat total Bangunan, gaya geser dasar, dan gaya lateral berdasarkan nilai T = 0,191 detik pada bangunan satu lantai.

Kontrol kembali nilai waktu getar alami fundamental yang telah ditentukan diawal sebesar 0,191 detik dengan waktu getar alami menggunakan rumus Rayleigh terhadap masing-masing arah sumbu X (T_{1X}) dan sumbu Y (T_{1Y}), sesuai tabel berikut :

PEMODELAN	LANTAI	Displacement/ Lendutan Rata-rata		Waktu getar Alami		Nilai simpangan terhadap T_1 awal sebesar 0,19 detik	
		Arah X (δ_1) mm	Arah Y (δ_2) mm	Arah X (T_{1X}) detik	Arah Y (T_{1Y}) detik	Arah X (T_{1X}) %	Arah Y (T_{1Y}) %
Model 1	Lantai 1	1,67	1,39	0,16	0,15	-15,56	-19,27
	Lantai Atap	0,23	1,88				
Model 2	Lantai 1	2,12	1,57	0,18	0,15	-4,80	-21,55
	Lantai Atap	0,41	1,50				
Model 3	Lantai 1	2,16	1,55	0,18	0,16	-3,62	-17,53
	Lantai Atap	0,40	1,18				
Model 4	Lantai 1	2,51	1,48	0,19	0,15	2,37	-19,30
	Lantai Atap	0,52	1,63				
Model 5	Lantai 1	2,14	1,71	0,18	0,17	-4,35	-11,93
	Lantai Atap	0,43	1,98				
Model 6	Lantai Atap	64,88	65,51	1,02	1,02	434,84	-437,4

Tabel 4.10. Kontrol nilai waktu getar alami terhadap nilai awal T_1 sebesar 0,191 detik pada bangunan satu lantai.

Dari tabel diatas didapat bahwa Nilai simpangan waktu getar alami yang ditetapkan diawal T_1 sebesar 0,191 detik dibandingkan nilainya terhadap T_{1X} dan T_{1Y} pada model 1 (model acuan),3, 4, dan 5 nilai simpangannya tidak melebihi 20%. Sedangkan pada model 2 dan 6 nilainya melebihi 20 %. Untuk dapat mengetahui perbandingannya dari tiap pemodelan maka nilai waktu getar alami $T_1 = 0,191$ detik digunakan sebagai dasar penentuan gaya geser dasar dan gaya lateral pada analisa struktur untuk mengetahui respon akibat pembebanan.

4.1.4. Tinjauan Respon Struktur Terhadap Beban Yang Bekerja

Respon yang ditinjau pada seluruh elemen kolom dan elemen balok dari tiap pemodelan yaitu berupa lendutan dan rasio kekuatan struktur akibat beban yang bekerja. Rasio kekuatan struktur merupakan perbandingan gaya dalam ultimate dengan kapasitas penampang elemen. Kapasitas penampang yang digunakan nilainya sama dari setiap model dengan menggunakan kapasitas model 1 sebagai acuan.

4.1.4.1. Lendutan Pada Elemen Kolom dan Balok

- Nilai lendutan dan syarat lendutan pada elemen kolom dan balok Berdasarkan hasil perhitungan SAP diperoleh besarnya lendutan maximum pada elemen kolom dan balok pada tiap – tiap pemodelan yang nilainya di kontrol terhadap lendutan izin maximum. Lendutan izin maximum pada balok yaitu untuk jenis komponen struktur konstruksi atap yang menahan atau disatukan dengan komponen struktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar yaitu sebesar : $\frac{\lambda}{480}$, dimana λ adalah panjang bentang. Lendutan pada kolom di kontrol nilainya pada arah masing-masing sumbu utama terhadap lendutan izin maximum yaitu sebesar $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat (dalam satuan mm) atau 30 mm dipilih nilainya yang paling kecil.

Nilai lendutan dan syarat lendutan pada elemen kolom dan balok terdapat pada lampiran E. Berdasarkan nilai tersebut diketahui bahwa kondisi daya layan pada elemen kolom dan balok struktur dari berbagai pemodelan masih memenuhi kriteria daya layan.

4.1.4.2. Perbandingan Rasio Kekuatan Elemen Kolom dan Elemen Balok

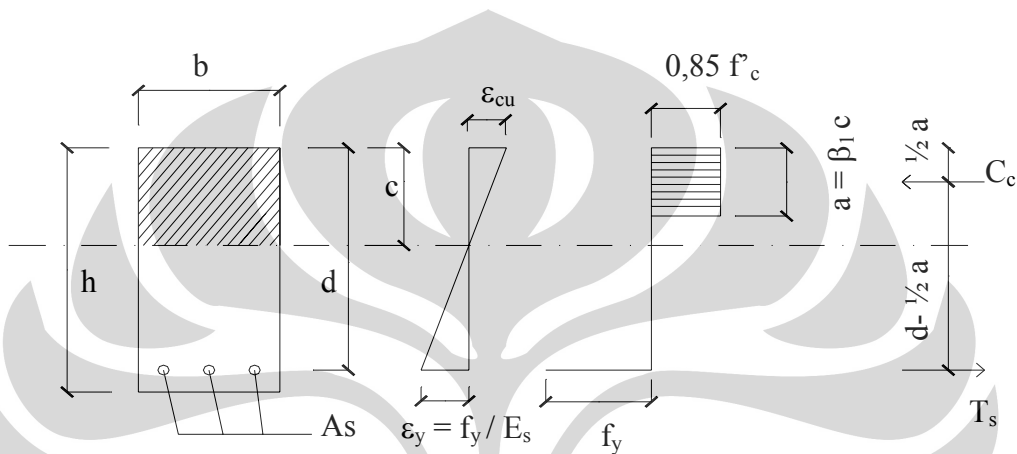
- Dari hasil perhitungan dengan SAP diperoleh nilai gaya dalam maximum terfaktor pada elemen kolom dan Balok pada model 1 (acuan) akibat kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup maupun kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa terdapat pada lampiran F1 dan F2. Gaya dalam pada model 1 ini digunakan untuk menentukan kapasitas penampang elemen kolom dan balok untuk setiap model pada bangunan satu lantai. Pada model 2,3,4,5 dan 6, nilai gaya dalam maximum pada elemen kolom dan balok akibat kombinasi pembebanan beban mati dan hidup terdapat pada lampiran H1 dan akibat kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa terdapat pada lampiran H2.
- Jumlah tulangan pada elemen struktur pada model Acuan (model 1) berdasarkan hasil gaya dalam ultimate dari perhitungan SAP dan dihitung secara manual seperti yang terdapat pada lampiran G1 adalah sebagai berikut :

		Kolom	Balok 13x20		
		13x13	Lapangan	Tumpuan	
Tulangan Lentur	Diameter tulangan	D 6 mm			
	Jumlah	4 bh			
	Tulangan Tarik				
	Diameter tulangan		D 8 mm	D 8 mm	
	Jumlah		2 bh	2 bh	
	Tulangan Tekan				
	Diameter tulangan		-	-	
	Jumlah		-	-	
	Tulangan Geser	Diameter tulangan	D 6 mm	D 6 mm	
		Jarak Tulangan	300 mm	300 mm	

Tabel 4.11. Dimensi dan jumlah tulangan elemen kolom dan balok pada bangunan satu lantai

Berdasarkan dimensi elemen dan tulangan pada model 1 sebagai acuan, nilai rasio antara gaya dalam ultimate dengan kapasitas penampang pada elemen kolom dan balok dari tiap pemodelan akan dibandingkan nilainya untuk mengetahui bentuk struktur yang terbaik. Nilai gaya dalam yang digunakan dalam rasio kekuatan nilainya merupakan nilai absolute.

- **Kuat Lentur Balok**



Gambar 4.7. Penampang balok beton bertulang.

dari gambar 4.7. diatas didapat :

$$C_c = 0,85 f'_c a \cdot b$$

$$T = A_s \cdot f_y$$

Sehingga :

$$0,85 f'_c a \cdot b = A_s \cdot f_y, \text{ dimana } a = \beta_1 \cdot c$$

untuk $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$ berlaku $\beta_1 = 0,85$

Nilai c ditentukan dari diagram regangan sebagai berikut :

$$\frac{c}{d} = \frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}}$$

$$Mn = C_c \cdot \left(d - \frac{1}{2} a\right) = T_s \cdot \left(d - \frac{1}{2} a\right)$$

syarat kekuatan lentur $M_u \leq \phi Mn$

$$\text{Rasio kekuatan lentur} = \frac{M_u}{\phi Mn} \leq 1$$

- **Kuat Geser pada Balok**

Kuat geser :

$$\triangleright V_u \leq \phi V_n$$

Dimana :

V_u = Gaya Lintang Maximum

V_n = Kuat geser nominal yang dihitung secara :

$$V_n = V_c + V_s ; \text{ dengan}$$

V_c = Kekuatan geser nominal sumbangan beton

V_s = Kekuatan geser nominal sumbangan tulangan geser

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$v_c = \frac{V_c}{bd}$$

$$v_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c}$$

jika $v_u < \phi v_c$, maka tidak perlu tulangan geser

jika $v_u > \phi v_c$, maka perlu tulangan geser

$$\phi v_s = (v_u - \phi v_c)$$

$$\text{Tulangan geser } A_{s_{sengk}} = \frac{(v_u - \phi v_c)_{rata-rata} \cdot by}{\phi f_y}$$

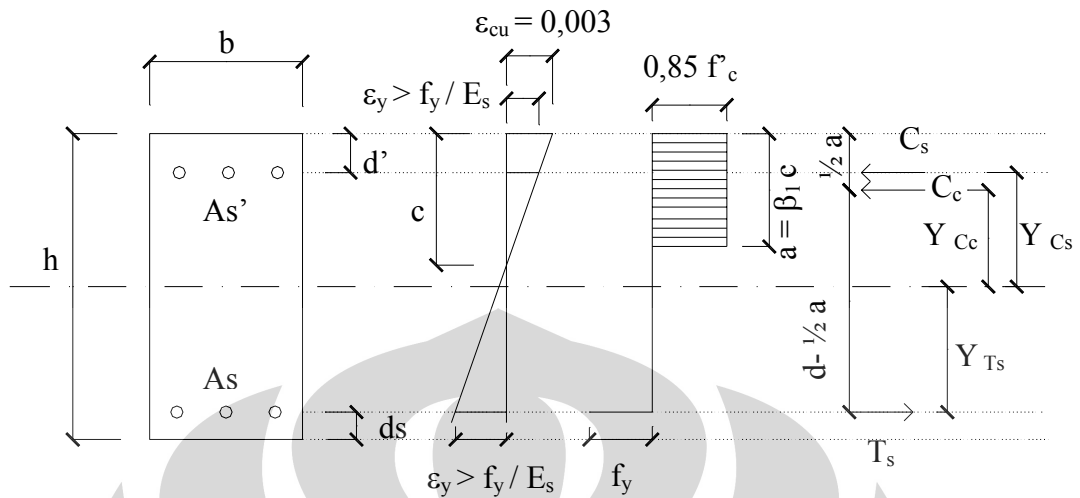
$$\text{Tulangan geser minimum } A_{s_{min}} = \frac{0,35bs}{f_y}$$

Diman :

- b = lebar balok
- s = jarak tulangan geser
- f_y = mutu tulangan

$$\text{Rasio Kuat geser} = \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1$$

- **Kuat Lentur Kolom**



Gambar 4.8. Penampang kolom beton bertulang

dari gambar 4.8. diatas didapat :

Dalam situasi pembebanan lentur dengan beban aksial terjadi kesetimbangan, bila $\Sigma H = 0$, sehingga menghasilkan :

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b, \text{ dimana } a = \beta_1 \cdot c$$

untuk $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$ berlaku $\beta_1 = 0,85$

$$C_s = A'_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s$$

$$T = A_s \cdot f_y$$

Nilai ε_s ditentukan dari diagram regangan sebagai berikut :

$$\varepsilon_s = \frac{c-d'}{c} \cdot \varepsilon'_{cu} \text{ untuk } f_y = 400 \text{ MPa maka berlaku } \varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$$\begin{aligned} Mn &= C_c \cdot Y_{Cc} + C_s \cdot Y_{Cs} + T_s \cdot Y_{Ts} \\ &= C_c \cdot \left(\frac{1}{2} h - \frac{1}{2} a \right) + C_s \cdot \left(\frac{1}{2} h - d' \right) + T_s \cdot \left(\frac{1}{2} h - d_s \right) \end{aligned}$$

Rasio kekuatan lentur + Aksial :

$$\Leftrightarrow \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1$$

$$\Leftrightarrow \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{u-x}}{\phi M_{n-x}} + \frac{M_{u-y}}{\phi M_{n-y}} \leq 1$$

- **Kuat Geser pada Kolom**

Kuat geser :

$$\triangleright V_u \leq \phi V_n$$

Dimana :

V_u = Gaya Lintang Maximum

V_n = Kuat geser nominal yang dihitung secara :

$V_n = V_c + V_s$; dengan

V_c = Kekuatan geser nominal sumbangan beton

V_s = Kekuatan geser nominal sumbangan tulangan geser

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$v_c = \frac{V_c}{bd}$$

$$v_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c}$$

jika $v_u < \phi v_c$, maka tidak perlu tulangan geser

jika $v_u > \phi v_c$, maka perlu tulangan geser

$$\phi v_s = (v_u - \phi v_c)$$

$$\text{Tulangan geser } A s_{sengk} = \frac{(v_u - \phi v_c)_{rata-rata} b y}{\phi f_y}$$

$$\text{Tulangan geser minimum } A s_{min} = \frac{0,35 b s}{f s_y}$$

$$\text{Rasio Kuat geser} = \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1$$

Nilai rasio kekuatan struktur dari tiap pemodelan akibat kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup, akibat kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa terdapat pada lampiran H1 dan H2. Nilai rasio kekuatan tiap-tiap elemen kolom maupun elemen balok dari tiap-tiap pemodelan nilainya bervariasi dan fluktuatif, sehingga sulit untuk menarik kesimpulan model atau bentuk struktur yang terbaik. Untuk mendapatkan model mana yang terbaik maka nilai yang digunakan dalam perbandingan adalah nilai rasio rata-rata masing-masing kekuatan struktur (berupa rasio rata-rata kuat tekan dan normal pada kolom, rasio rata-rata kuat geser pada kolom, rasio rata-rata kuat lentur balok, dan rasio rata-rata kuat geser balok). Dari nilai masing-masing rasio kekuatan rata-rata elemen, nilainya diberikan peringkat berdasarkan nilai rasio kekuatan rata-rata yang terkecil (bentuk struktur yang terbaik).

4.1.4.2.1. Perbandingan Rasio Kekuatan Elemen Kolom dan Balok Akibat Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup.

Berikut ini adalah nilai rasio kekuatan dari elemen Kolom dan Balok dari tiap-tiap pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup kombinasi 1 (1,4 DL) dan Kombinasi 2 (1,2 DL + 1,6 LL) dimana nilai maximum terdapat pada kombinasi 1 (nilai ini sesuai dengan nilai pada lampiran H1) :

➤ Nilai rasio Kuat lentur dan Normal pada elemen kolom

$$\left(\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_{u-x}}{\phi M_{n-x}} + \frac{M_{u-y}}{\phi M_{n-y}} \leq 1 \right)$$

dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Lentur Dan Normal					
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
K 1	0.209	0.219	0.190	0.167	0.212	0.268
K 2	0.153	0.138	0.163	0.197	0.169	0.226
K 3	0.211	0.261	0.223	0.221	0.212	0.263
K 4	0.153	0.152	0.150	0.193	0.151	0.186
K 5	0.044	0.068	0.044	0.063	0.042	0.073
K 6	0.123	0.130	0.121	0.142	0.148	0.137
K 7	0.094	0.113	0.094	0.105	0.090	0.090
K 8	0.145	0.181	0.145	0.109	0.142	0.175
K 9	0.130	0.146	0.144	0.180	0.145	0.185
K 10	0.030	0.067	0.042	0.059	0.041	0.072
K 11	0.122	0.137	0.123	0.141	0.158	0.139
K 12	0.200	0.229	0.202	0.207	0.198	0.219
K 13	0.212	0.222	0.192	0.207	0.215	0.267
K 14	0.153	0.141	0.167	0.201	0.161	0.225
K 15	0.214	0.262	0.226	0.225	0.205	0.264
Jumlah	2.193	2.466	2.225	2.418	2.287	2.789
Nilai Rata-rata	0.146	0.164	0.148	0.161	0.152	0.186
Prosentase Terhadap Model 1	0%	12.46%	1.49%	10.28%	4.33%	27.19%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	1	5	2	4	3	6

Tabel 4.12. Rasio Kuat lentur dan normal pada kolom dengan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan satu lantai.

- Nilai rasio Kuat Geser Arah X pada elemen kolom dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah X					
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
K 1	0.020	0.013	0.013	0.009	0.019	0.020
K 2	0.000	0.004	0.007	0.007	0.000	0.001
K 3	0.020	0.024	0.022	0.021	0.020	0.018
K 4	0.005	0.001	0.005	0.010	0.005	0.010
K 5	0.001	0.003	0.001	0.004	0.001	0.000
K 6	0.003	0.004	0.003	0.010	0.003	0.004
K 7	0.001	0.004	0.001	0.002	0.001	0.001
K 8	0.008	0.015	0.009	0.007	0.008	0.007
K 9	0.006	0.002	0.006	0.009	0.006	0.010
K 10	0.001	0.003	0.001	0.004	0.001	0.000
K 11	0.002	0.002	0.002	0.005	0.002	0.001
K 12	0.016	0.021	0.016	0.017	0.016	0.015
K 13	0.019	0.012	0.013	0.009	0.019	0.020
K 14	0.000	0.004	0.007	0.007	0.000	0.001
K 15	0.021	0.025	0.023	0.022	0.021	0.019
Jumlah	0.125	0.136	0.129	0.144	0.124	0.127
Nilai Rata-rata	0.0083	0.0091	0.0086	0.0096	0.0082	0.0085
Prosentase Terhadap Model 1	0%	9.16%	3.08%	15.63%	-1.02%	1.70%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	5	4	6	1	3

Tabel 4.13. Rasio Kuat geser arah X pada kolom dengan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan satu lantai.

- Nilai rasio Kuat geser Arah Y pada elemen Kolom dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah Y					
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
K 1	0.001	0.003	0.002	0.002	0.001	0.003
K 2	0.002	0.003	0.001	0.003	0.104	0.005
K 3	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003
K 4	0.008	0.007	0.008	0.010	0.008	0.008
K 5	0.003	0.002	0.003	0.002	0.002	0.001
K 6	0.010	0.011	0.010	0.013	0.070	0.008
K 7	0.007	0.007	0.006	0.007	0.006	0.005
K 8	0.009	0.009	0.008	0.008	0.008	0.007
K 9	0.008	0.007	0.008	0.010	0.008	0.008
K 10	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001
K 11	0.011	0.012	0.011	0.013	0.096	0.010
K 12	0.008	0.008	0.008	0.007	0.008	0.009
K 13	0.001	0.003	0.002	0.003	0.002	0.003
K 14	0.002	0.003	0.001	0.003	0.074	0.003
K 15	0.002	0.002	0.001	0.002	0.001	0.003
Jumlah	0.076	0.082	0.074	0.086	0.392	0.078
Nilai Rata-rata	0.0050	0.0055	0.0049	0.0057	0.0262	0.0052
Prosentase Terhadap Model 1	0%	8.33%	-2.54%	13.21%	418.08%	2.95%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	4	1	5	6	3

Tabel 4.14. Rasio Kuat geser arah Y pada kolom dengan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan satu lantai.

- Nilai rasio kuat lentur pada elemen Balok dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Lentur					
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
B 1	0.8102	0.6930	0.6971	0.5900	0.8096	0.8059
B2	0.8135	0.7262	0.7522	0.7446	0.8128	0.8138
B 3	0.2914	0.2827	0.2892	0.3017	0.2896	0.3026
B 4	0.2971	0.3117	0.3008	0.3001	0.3023	0.3128
B 5	0.2958	0.3009	0.2966	0.2814	0.2939	0.2962
B 6	0.1544	0.1255	0.1420	0.0541	0.1548	0.1403
B 7	0.1224	0.1033	0.1171	0.0829	0.1208	0.0821
B 8	0.1943	0.2664	0.1956	0.2335	0.1892	0.1947
B 9	0.1953	0.2617	0.1970	0.2299	0.1919	0.2038
B 10	0.5110	0.4632	0.5090	0.5662	0.4975	0.5073
B 11	0.0627	0.0638	0.0627	0.0727	0.0595	0.0627
B 12	0.4641	0.5000	0.4670	0.5175	0.4715	0.4644
B 13	0.5084	0.5118	0.5057	0.4548	0.4947	0.5052
B 14	0.1519	0.1243	0.1393	0.0557	0.1523	0.1408
B 15	0.1124	0.0973	0.1061	0.0477	0.1118	0.0827
B 16	0.2899	0.2799	0.3087	0.3023	0.2877	0.2933
B 17	0.3089	0.3146	0.3087	0.3119	0.3044	0.3114
B 18	0.3089	0.3173	0.3095	0.2899	0.3063	0.3198
B 19	0.8130	0.6959	0.7017	0.5938	0.8124	0.8081
B 20	0.8157	0.7213	0.7531	0.7474	0.8152	0.8170
Jumlah	7.521	7.161	7.159	6.778	7.478	7.465
Nilai Rata-rata	0.3761	0.3580	0.3580	0.3389	0.3739	0.3732
Prosentase Terhadap Model 1	0.00%	-4.80%	-4.82%	-9.88%	-0.58%	-0.76%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	6	3	2	1	5	4

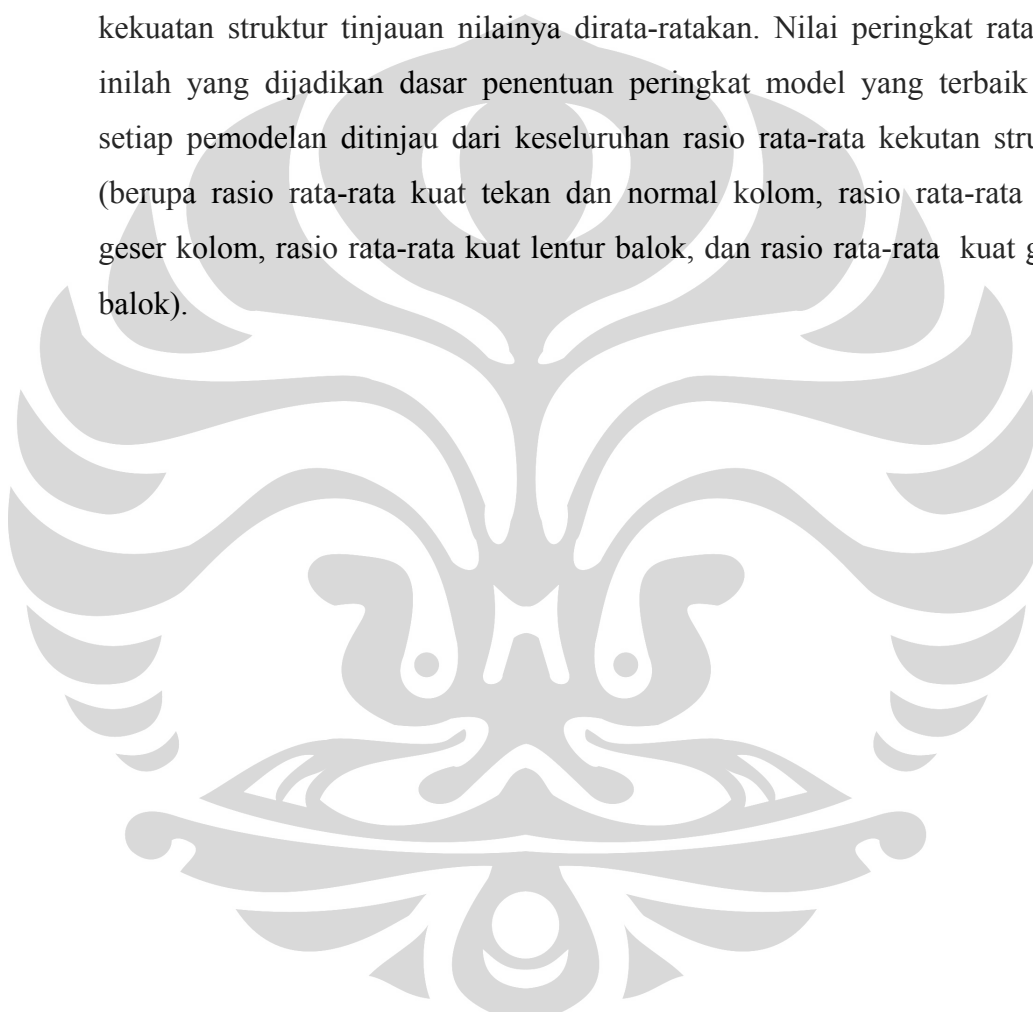
Tabel 4.15. Rasio kuat lentur pada balok dengan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan satu lantai.

- Nilai rasio Kuat geser pada elemen Balok dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Geser					
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
B 1	0.5224	0.4591	0.5014	0.4346	0.5223	0.5217
B 2	0.5231	0.4983	0.5153	0.5141	0.5230	0.5232
B 3	0.1232	0.1225	0.1225	0.1221	0.1233	0.1254
B 4	0.1347	0.1380	0.1362	0.1318	0.1374	0.1379
B 5	0.1241	0.1256	0.1245	0.1222	0.1241	0.1245
B 6	0.1171	0.1076	0.1137	0.0611	0.1170	0.1160
B 7	0.0907	0.0898	0.0869	0.0818	0.0890	0.0832
B 8	0.1288	0.1949	0.1312	0.1544	0.1249	0.1209
B 9	0.1431	0.1459	0.1441	0.1541	0.1425	0.1460
B 10	0.3873	0.3580	0.3856	0.4198	0.3797	0.3891
B 11	0.0473	0.0476	0.0473	0.0468	0.0475	0.0478
B 12	0.3737	0.4019	0.3765	0.4077	0.3908	0.3767
B 13	0.3908	0.3948	0.3896	0.3567	0.3831	0.3955
B 14	0.1156	0.1062	0.1123	0.0607	0.1156	0.1061
B 15	0.0767	0.0694	0.0716	0.0465	0.0761	0.0721
B 16	0.1231	0.1222	0.1505	0.1253	0.1230	0.1239
B 17	0.1392	0.1530	0.1505	0.1496	0.1502	0.1504
B 18	0.1392	0.1427	0.1396	0.1365	0.1390	0.1411
B 19	0.5227	0.4596	0.5014	0.4352	0.5227	0.5220
B 20	0.5243	0.4996	0.5164	0.5157	0.5243	0.5248
Jumlah	4.747	4.637	4.717	4.477	4.755	4.748
Nilai Rata-rata	0.237	0.232	0.236	0.195	0.238	0.237
Prosentase Terhadap Model 1	0.00%	-2.33%	-0.64%	-5.70%	0.17%	0.02%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	4	2	3	1	6	5

Tabel 4.16. Rasio Kuat geser pada balok dengan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan satu lantai.

- Peringkat tiap-tiap rasio kekuatan rata-rata nilainya juga bervariasi dari tiap-tiap pemodelan. Model 1 merupakan bentuk struktur yang terbaik untuk rasio rata-rata kuat tekan dan normal pada kolom seperti terdapat pada tabel 4.12. dan model 4 merupakan bentuk struktur yang terbaik untuk rasio rata-rata kuat lentur balok sesuai tabel 4.15. Sehingga untuk mendapatkan peringkat model yang terbaik ditinjau dari keseluruhan rasio rata-rata kekuatan struktur, maka nilai peringkat rasio rata-rata dari tiap-tiap rasio kekuatan struktur tinjauan nilainya dirata-ratakan. Nilai peringkat rata-rata inilah yang dijadikan dasar penentuan peringkat model yang terbaik dari setiap pemodelan ditinjau dari keseluruhan rasio rata-rata kekuatan struktur (berupa rasio rata-rata kuat tekan dan normal kolom, rasio rata-rata kuat geser kolom, rasio rata-rata kuat lentur balok, dan rasio rata-rata kuat geser balok).



Berikut ini didapat urutan/ peringkat model struktur yang terbaik dari nilai peringkat rata-rata berdasarkan dari no urut 1 dan seterusnya, pada kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup.

NO	Rasio Kekuatan Elemen Struktur	Peringkat/ urutan nilai terbaik berdasarkan nilai rata-rata rasio kekuatan					
		Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
1	Lentur Dan Aksial Pada Kolom	1	5	2	4	3	6
2	Geser Arah X Pada Kolom	2	5	4	6	1	3
3	Geser Arah Y Pada Kolom	2	4	1	5	6	3
4	Lentur Pada Balok	6	3	2	1	5	4
5	Geser Pada Balok	4	2	3	1	6	5
	Jumlah	15	19	12	17	21	21
	Nilai Peringkat Rata-rata	3	3.8	2.4	3.4	4.2	4.2
	Peringkat Model/ bentuk struktur yang baik	2	4	1	3	5	5

Tabel 4.17. Peringkat nilai rasio kekuatan struktur yang terbaik dari seluruh pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup.

4.1.4.2.2. Perbandingan Rasio Kekuatan Elemen Kolom dan Balok Akibat Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa

Berikut ini adalah nilai rasio kekuatan dari elemen kolom dan balok dari tiap-tiap pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati, beban hidup dan beban gempa yaitu pada kombinasi 3 sampai dengan 18. Nilai yang maximum pada kombinasi antara kombinasi 3 sampai dengan 10 yaitu pada $1,2 D_L \pm 1,0 L_L \pm 1,0 EQX \pm 0,3 EQY$ (nilai ini sesuai dengan nilai pada lampiran H2).

- Nilai rasio Kuat lentur dan Normal pada elemen Kolom dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Lentur Dan Normal					
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
K 1	0.374	0.375	0.357	0.355	0.374	2.936
K 2	0.363	0.325	0.368	0.399	0.795	3.273
K 3	0.339	0.394	0.348	0.342	0.294	3.171
K 4	0.388	0.376	0.386	0.435	0.392	3.330
K 5	0.285	0.297	0.297	0.296	0.302	3.354
K 6	0.354	0.351	0.349	0.371	0.455	3.517
K 7	0.349	0.371	0.349	0.393	0.356	2.965
K 8	0.295	0.334	0.293	0.310	0.298	3.447
K 9	0.387	0.395	0.386	0.434	0.381	3.423
K 10	0.292	0.297	0.291	0.295	0.270	3.483
K 11	0.354	0.342	0.354	0.368	0.931	3.507
K 12	0.380	0.420	0.381	0.403	0.376	3.101
K 13	0.354	0.362	0.339	0.403	0.357	3.371
K 14	0.303	0.284	0.306	0.357	0.311	3.706
K 15	0.266	0.313	0.280	0.276	0.266	3.554
Jumlah	5.084	5.236	5.084	5.440	6.159	50.137
Nilai Rata-rata	0.339	0.349	0.339	0.363	0.411	3.342
Prosentase Terhadap Model 1	0%	3.00%	0.00%	7.00%	21.14%	886.15%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	1	2	1	3	4	5

Tabel 4.18. Rasio kuat lentur dan normal pada Kolom dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan satu lantai.

➤ Nilai rasio kuat geser Arah X pada elemen kolom dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah X					
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
K 1	0.023	0.017	0.018	0.015	0.023	0.446
K 2	0.010	0.012	0.016	0.018	0.010	0.504
K 3	0.025	0.029	0.026	0.025	0.025	0.447
K 4	0.013	0.008	0.013	0.018	0.013	0.495
K 5	0.017	0.018	0.017	0.023	0.017	0.570
K 6	0.031	0.033	0.031	0.047	0.031	0.569
K 7	0.033	0.034	0.032	0.038	0.032	0.574
K 8	0.013	0.017	0.013	0.014	0.013	0.456
K 9	0.015	0.012	0.015	0.019	0.015	0.523
K 10	0.020	0.022	0.020	0.024	0.019	0.603
K 11	0.015	0.018	0.015	0.029	0.014	0.524
K 12	0.038	0.043	0.039	0.040	0.038	0.321
K 13	0.024	0.018	0.019	0.015	0.024	0.581
K 14	0.010	0.012	0.015	0.018	0.009	0.652
K 15	0.025	0.029	0.027	0.026	0.025	0.566
Jumlah	0.312	0.323	0.316	0.368	0.307	7.831
Nilai Rata-rata	0.021	0.022	0.021	0.025	0.020	0.522
Prosentase Terhadap Model 1	0%	3.30%	1.06%	17.91%	-1.59%	2408.05%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	4	3	5	1	6

Tabel 4.19. Rasio kuat geser arah X pada kolom dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan satu lantai.

- Nilai rasio Kuat Geser Arah Y pada elemen Kolom dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah Y					
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
K 1	0.009	0.010	0.010	0.009	0.010	0.453
K 2	0.003	0.005	0.001	0.004	1.270	0.490
K 3	0.008	0.010	0.008	0.009	0.009	0.531
K 4	0.018	0.018	0.018	0.021	0.019	0.555
K 5	0.015	0.013	0.014	0.012	0.017	0.506
K 6	0.027	0.025	0.026	0.026	0.324	0.525
K 7	0.022	0.023	0.022	0.023	0.025	0.382
K 8	0.018	0.019	0.017	0.017	0.019	0.628
K 9	0.016	0.016	0.016	0.019	0.015	0.559
K 10	0.015	0.014	0.015	0.013	0.012	0.516
K 11	0.029	0.027	0.028	0.027	1.566	0.562
K 12	0.016	0.018	0.016	0.016	0.016	0.654
K 13	0.011	0.013	0.011	0.012	0.011	0.459
K 14	0.004	0.006	0.002	0.005	0.073	0.484
K 15	0.011	0.013	0.011	0.012	0.011	0.536
Jumlah	0.222	0.229	0.215	0.227	3.396	7.839
Nilai Rata-rata	0.0148	0.0153	0.0143	0.0151	0.2264	0.5226
Prosentase Terhadap Model 1	0%	3.10%	-3.36%	1.88%	1427.38%	3425.85%
P Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	4	1	3	5	6

Tabel 4.20. Rasio kuat geser arah Y pada kolom dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan satu lantai.

- Nilai rasio kuat lentur pada elemen Balok dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Lentur					
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
B 1	0.7008	0.6264	0.6456	0.5284	0.7008	1.4360
B2	0.7073	0.6562	0.6639	0.6455	0.7073	1.4585
B 3	0.2725	0.2682	0.2704	0.2851	0.2756	1.2511
B 4	0.3026	0.3128	0.3063	0.2777	0.3365	1.3118
B 5	0.2562	0.2653	0.2569	0.2518	0.2612	1.4567
B 6	0.1912	0.1741	0.1856	0.1219	0.1906	1.6202
B 7	0.2106	0.2337	0.2049	0.2540	0.2024	1.1339
B 8	0.4289	0.4631	0.4281	0.4969	0.4200	1.1188
B 9	0.3166	0.3487	0.3168	0.3638	0.3109	1.7314
B 10	0.5102	0.4859	0.5089	0.5966	0.5197	1.4259
B 11	0.0640	0.0644	0.0637	0.0721	0.0941	1.5228
B 12	0.6688	0.6315	0.6591	0.6049	0.8663	2.0361
B 13	0.4967	0.5187	0.4951	0.4867	0.5046	1.7051
B 14	0.1839	0.1746	0.1787	0.1170	0.1813	1.7300
B 15	0.2033	0.2072	0.1976	0.1916	0.1930	1.4914
B 16	0.2649	0.2521	0.2629	0.2774	0.2762	1.2644
B 17	0.3350	0.3333	0.3453	0.3095	0.4307	1.2674
B 18	0.2694	0.2775	0.2674	0.2638	0.2752	1.4421
B 19	0.7099	0.6279	0.6534	0.5356	0.7094	1.6715
B 20	0.7190	0.6364	0.6690	0.6598	0.7183	1.7351
Jumlah	7.812	7.558	7.579	7.340	8.174	29.810
Nilai Rata-rata	0.391	0.378	0.379	0.319	0.409	1.491
Prosentase Terhadap Model 1	0.00%	-3.24%	-2.97%	-18.29%	4.64%	281.61%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	4	2	3	1	5	6

Tabel 4.21. Rasio kuat lentur pada balok dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan satu lantai.

- Nilai rasio Kuat geser pada elemen Balok dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Geser					
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
B 1	0.4496	0.3993	0.4813	0.3809	0.4496	0.6267
B2	0.4510	0.4821	0.4444	0.4431	0.4511	0.6328
B 3	0.1117	0.1101	0.1110	0.1099	0.1158	0.3377
B 4	0.1244	0.1255	0.1231	0.1194	0.1562	0.3637
B 5	0.1108	0.1126	0.1102	0.1102	0.1146	0.3827
B 6	0.1227	0.1117	0.1197	0.0785	0.1224	0.5609
B 7	0.1441	0.1638	0.1399	0.1935	0.1380	0.6096
B 8	0.2985	0.4078	0.2981	0.3431	0.2925	0.7411
B 9	0.1516	0.1453	0.1523	0.1637	0.1505	0.5437
B 10	0.3851	0.3744	0.3841	0.4390	0.3891	0.8814
B 11	0.0423	0.0422	0.0417	0.0427	0.0498	0.6729
B 12	0.5246	0.4998	0.5229	0.4782	0.6310	1.1644
B 13	0.3705	0.3803	0.3704	0.3618	0.3787	0.9866
B 14	0.1208	0.1122	0.1179	0.0768	0.1209	0.6002
B 15	0.1156	0.1299	0.1113	0.1573	0.1098	0.6946
B 16	0.1118	0.1094	0.1107	(0.1124)	0.1137	0.3354
B 17	0.1353	0.1390	0.1378	0.1341	0.1605	0.3487
B 18	0.1237	0.1264	0.1231	0.1225	0.1248	0.3818
B 19	0.4511	0.4002	0.4792	0.3818	0.4511	0.6811
B 20	0.4540	0.4328	0.4479	0.4467	0.4540	0.7013
Jumlah	4.799	4.805	4.827	4.471	4.974	12.247
Nilai Rata-rata	0.240	0.240	0.241	0.194	0.249	0.612
Prosentase Terhadap Model 1	0.000%	0.111%	0.576%	-18.995%	3.640%	155.189%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	3	4	1	5	6

Tabel 4.22. Rasio kuat geser pada balok dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan satu lantai.

- Dengan cara analisa yang sama seperti pada kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup maka berikut ini didapat urutan/ peringkat model struktur yang terbaik berdasar pada kombinasi pembebanan beban mati, beban hidup, dan beban gempa (kombinasi 3 sampai dengan 18) :

NO	Rasio Kekuatan Elemen Struktur	Peringkat/ urutan nilai terbaik berdasarkan nilai rata-rata rasio kekuatan					
		Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
1	Lentur Dan Aksial Pada Kolom	1	2	1	3	4	5
2	Geser Arah X Pada Kolom	2	4	3	5	1	6
3	Geser Arah Y Pada Kolom	2	4	1	3	5	6
4	Lentur Pada Balok	4	2	3	1	5	6
5	Geser Pada Balok	2	3	4	1	5	6
	Jumlah	11	15	12	13	20	29
	Nilai Peringkat Rata-rata	2.2	3	2.4	2.6	4	5.8
	Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	1	4	2	3	5	6

Tabel 4.23. Peringkat nilai rasio kekuatan struktur yang terbaik dari seluruh pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan beban gempa.

Dari hasil analisa pada bangunan satu lantai berdasarkan kombinasi beban mati dan beban hidup (Kombinasi 1 dan 2) didapat urutan model yang baik yaitu model 3,1,4,2, kemudian 5 dan 6, dan akibat kombinasi beban mati, hidup dan gempa (kombinasi 3 sampai 18) didapat urutan model yang baik yaitu model 1, 3, 4, 2, 5,dan 6.

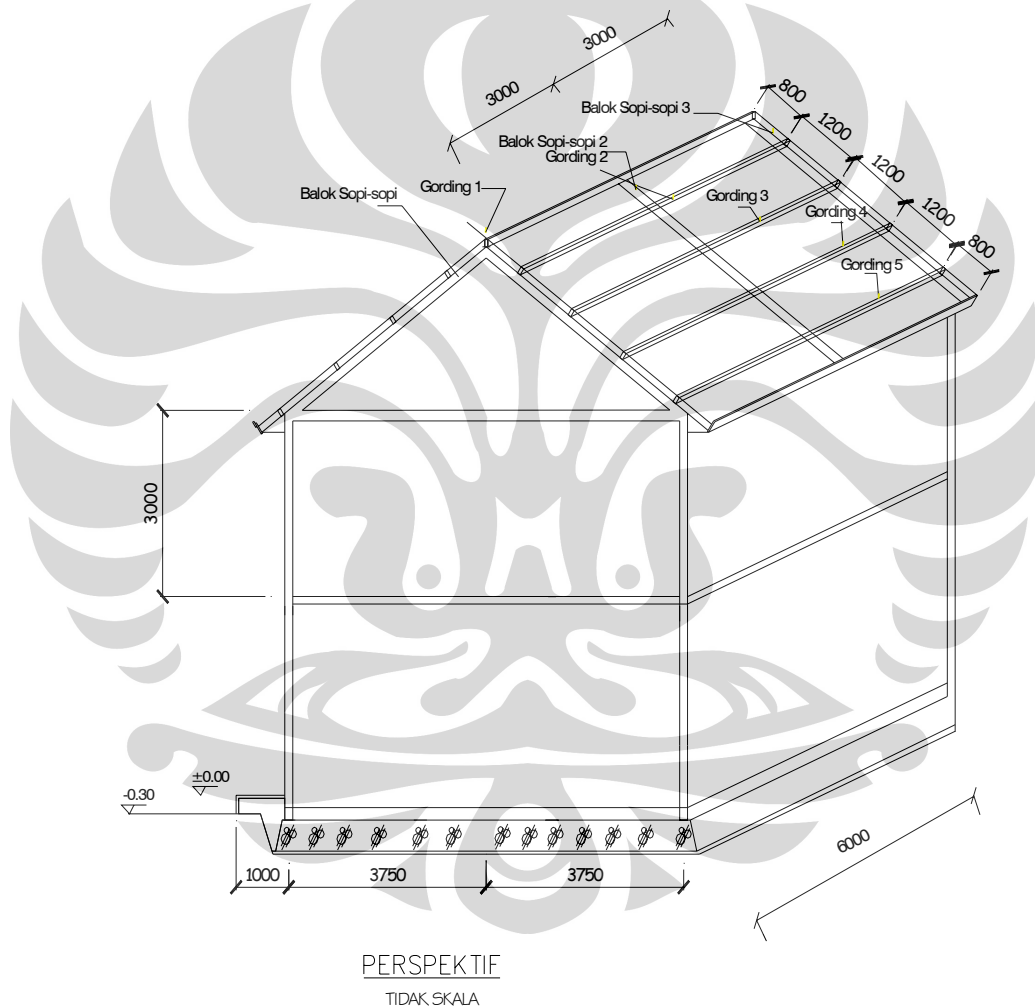
4.2. BANGUNAN DUA LANTAI

4.2.1. Data Untuk Pemodelan Struktur Pada Program SAP

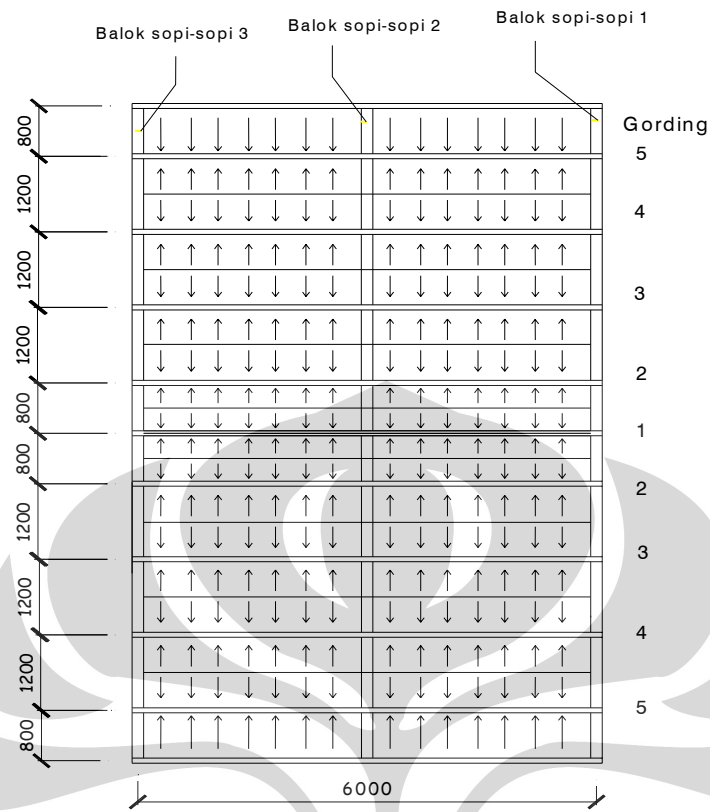
a. Distribusi Pembebanan

➤ Beban Atap

Beban rangka dan penutup atap sebesar 50 kg/m^2 didistribusikan secara merata sepanjang balok gording yang diletakkan pada tiga tumpuan balok sopi-sopi, seperti gambar dibawah ini :



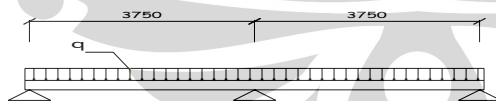
Gambar 4.9. Perspektif bangunan dua lantai



DISTRIBUSI BEBAN ATAP LUAS BIDANG MIRING
TIDAK SKALA

Gambar 4.10. Distribusi beban atap bangunan dua lantai

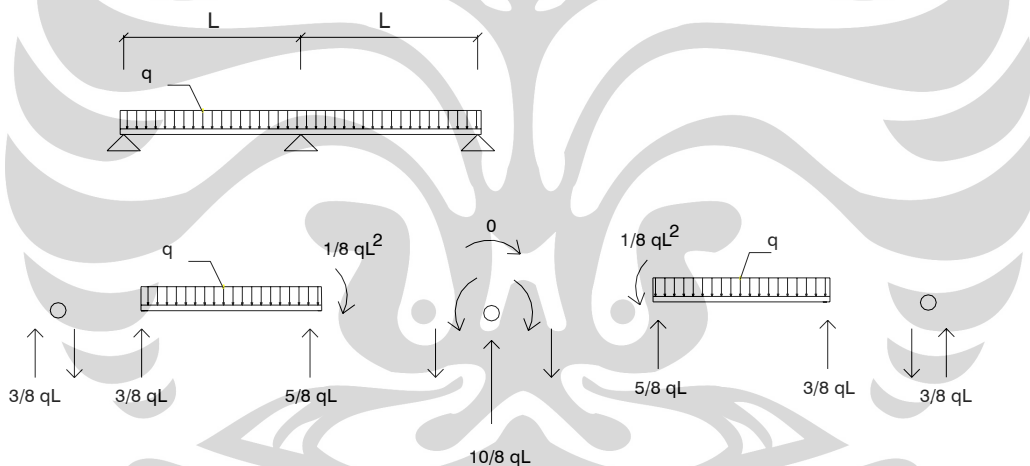
Besarnya Beban mati atap pada gording adalah sebagai berikut :



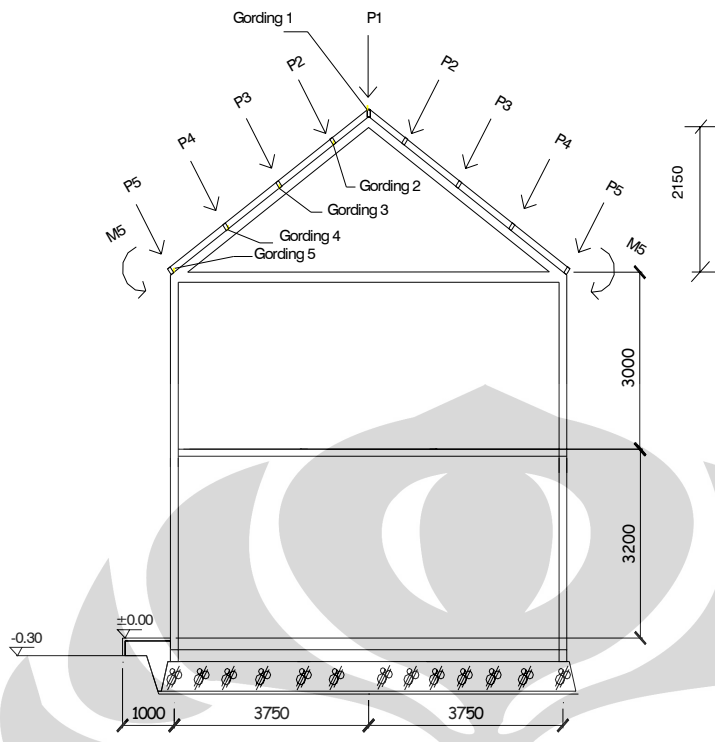
Gording	Beban Mati Atap (q_{DL}) Dalam Kg/m'
1	$(0,4 + 0,4) \times 50 = 40$
2	$(0,4 + 0,6) \times 50 = 50$
3	$(0,6 + 0,6) \times 50 = 60$
4	$(0,6 + 0,6) \times 50 = 60$
5	$(0,8 + 0,6) \times 50 = 70$

Tabel 4.24. Distribusi beban mati atap ke gording pada bangunan dua lantai (q_{DL})

Dari reaksi perletakan gording didapat beban terpusat pada balok sopi-sopi sesuai dengan perhitungan di bawah ini :



Dari reaksi perletakan gording didapat beban terpusat pada balok sopi-sopi sesuai dengan perhitungan free body di atas yang nilainya adalah sebagai berikut :



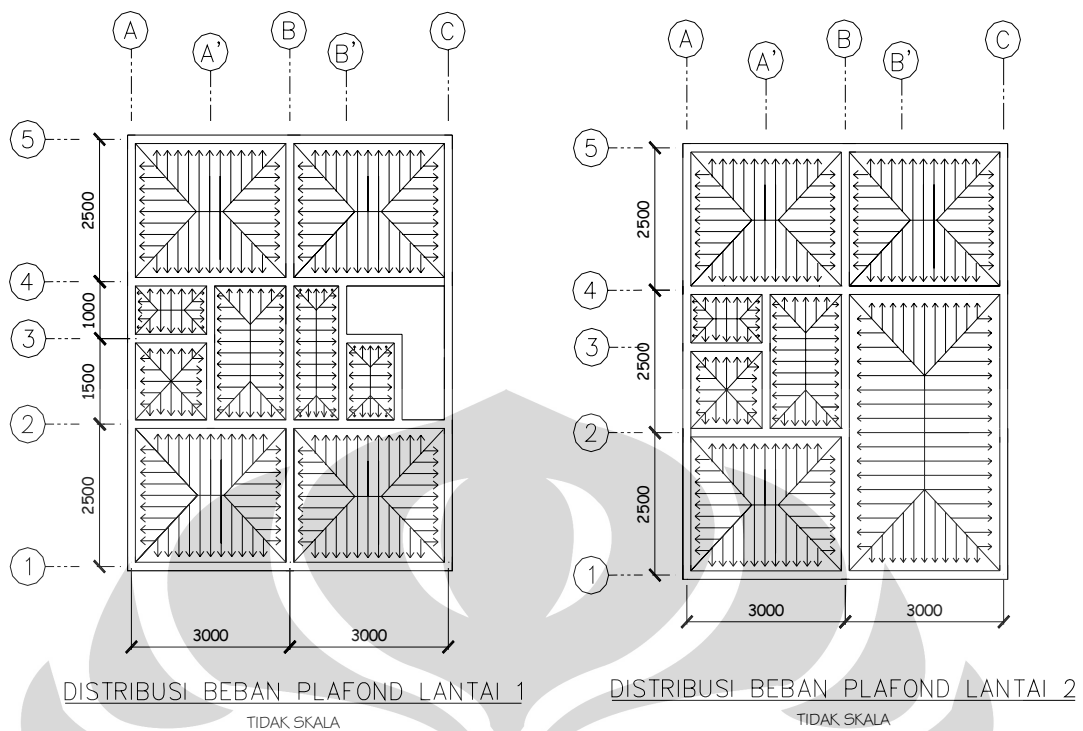
Tampak Samping
TIDAK SKALA

Gambar 4.11. Beban gording yang bekerja pada Ringbalok sopi-sopi pada bangunan dua lantai

Balok sopi-sopi	Beban gording 1 P1 (Kg)	Beban gording 2 P2 (Kg)	Beban gording 3 P3 (Kg)	Beban gording 4 P4 (Kg)	Beban gording 5	
					P5 (Kg)	Momen M5 (Kg-m)
1	39	56.3	67.5	67.5	78.8	24
2	129.9	187.5	225	225	262.5	48
3	39	56.3	67.5	67.5	78.8	24

Tabel 4.25. Beban gording pada ring balok sopi-sopi bangunan dua lantai

- Beban Pasangan batu bata didistribusikan langsung disepanjang balok yang memikulnya.
- Beban Plafond
Berat Plafond sebesar 18 kg/m² didistribusikan seperti gambar dibawah ini:



Gambar 4.12. Distribusi beban plafond pada bangunan dua lantai

b. Kombinasi Pembebanan

Sesuai Peraturan SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk bangunan Gedung mengenai Kombinasi Pembebanan berdasarkan tinjauan terhadap pengaruh gempa adalah sebagai berikut :

1. $U = 1,4 D_L$
2. $U = 1,2 D_L + 1,6 L_L$

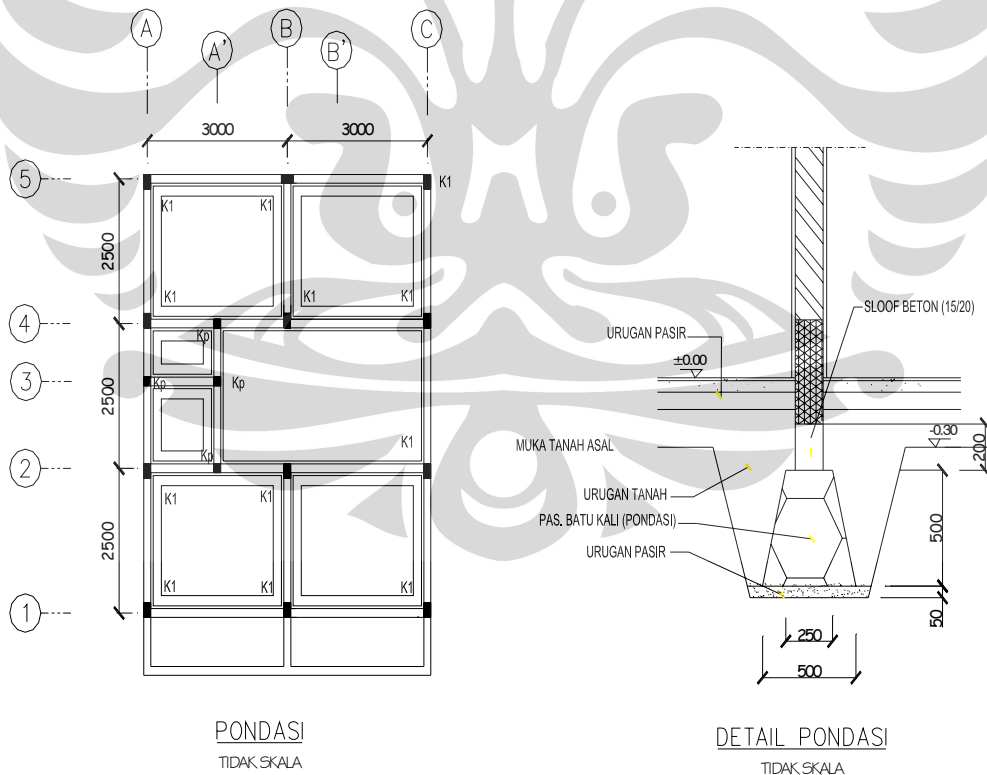
Untuk kombinasi beban gempa (E) dengan menganggap beban gempa bekerja pada arah utama 100% dan bekerja bersamaan dengan arah tegak lurus arah utama tadi dengan efektifitas hanya 30%. Beban gempa arah sumbu X dan sumbu Y dinotasikan sebagai EQX dan EQY.

3. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L + 1,0 EQX + 0,3 EQY$
4. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L + 1,0 EQX - 0,3 EQY$
5. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L - 1,0 EQX + 0,3 EQY$
6. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L - 1,0 EQX - 0,3 EQY$
7. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L + 0,3 EQX + 1,0 EQY$
8. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L + 0,3 EQX - 1,0 EQY$

9. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L - 0,3 EQX + 1,0 EQY$
10. $U = 1,2 D_L + 1,0 L_L - 0,3 EQX - 1,0 EQY$
11. $U = 0,9 D_L + 1,0 EQX + 0,3 EQY$
12. $U = 0,9 D_L + 1,0 EQX - 0,3 EQY$
13. $U = 0,9 D_L - 1,0 EQX + 0,3 EQY$
14. $U = 0,9 D_L - 1,0 EQX - 0,3 EQY$
15. $U = 0,9 D_L + 0,3 EQX + 1,0 EQY$
16. $U = 0,9 D_L + 0,3 EQX - 1,0 EQY$
17. $U = 0,9 D_L - 0,3 EQX + 1,0 EQY$
18. $U = 0,9 D_L - 0,3 EQX - 1,0 EQY$

c. **Pemodelan Pondasi**

Pondasi bangunan adalah pondasi batukali yang menerus, dalam analisa ini perletakan dimodelkan sebagai pegas yang terdiri dari pegas tanah dan pegas batu kali yang tersusun secara seri.



Gambar 4.13. Denah dan detail pondasi bangunan dua lantai

➤ Kekakuan pegas tanah

Diketahui Lebar dasar pondasi (2B) : 0,5 m

Panjang dasar pondasi jalur (2L) berdasarkan denah :

Sejajar sumbu X

- Untuk Axis as 1,2,4 dan 5 panjang dasar pondasi (2L) = 6 m
- Untuk Axis as 3 panjang dasar pondasi (2L) = 1,5 m

Sejajar sumbu Y

- Untuk Axis as A dan C panjang dasar pondasi (2L) = 7,5 m
- Untuk Axis as B panjang dasar pondasi (2L) = 2,5 m
- Untuk Axis A' panjang dasar pondasi (2L) = 2,5 m

Modulus geser tanah (G') untuk tanah lempung berlunak basah = 15 MPa

Poisson ratio (μ) = 0,5

Konstanta pegas statis translasi ragam vertikal K_z dan ragam horisontal paralel sumbu Y yaitu K_y atau paralel sumbu X yaitu K_x (sesuai tinjauan) adalah sebagai berikut :

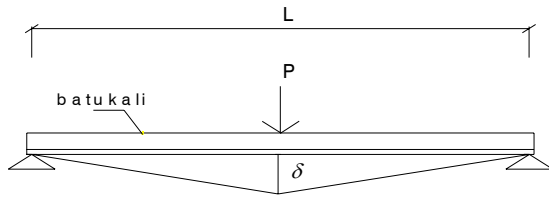
$$K_z = \frac{0,8G'(2L)}{1 - \mu}$$

$$K_y = \frac{2,24G'(2L)}{2 - \mu} \quad \text{atau} \quad K_x = \frac{2,24G'(2L)}{2 - \mu}$$

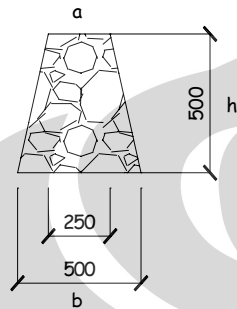
Sejajar sumbu	Axis as	Panjang pondasi (2L) (m)	ragam vertikal	ragam translasi	
			K_z (KN/m)	K_y (KN/m)	K_x (KN/m)
X	1,2,4 dan 5	6	144000	134400	
	3	1.5	36000	33600	
Y	A dan C	7.5	180000	-	168000
	B	2.5	60000		56000
	A'	2.5	60000	-	56000

Tabel 4.26. Kekakuan pegas tanah bangunan dua lantai

➤ Konstanta pegas Batu kali



Lendutan pada tengah bentang $\delta = \frac{PL^3}{48EI}$



DETAIL PONDASI BATU KALI
SKALA : Tidak Skala

$$I = \frac{a^2 + 4ab + b^2}{36(a+b)} h^3 = \frac{0,25^2 + 4(0,25)(0,5) + 0,5^2}{36(0,25 + 0,5)} 0,5^3 = 3,761 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Modulus Elastisitas batu kali (E) = 20×10^3 MPa

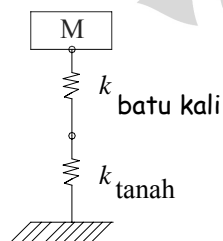
$$F = k \cdot \delta$$

$$k = \frac{F}{\delta} = \frac{P}{\left(\frac{PL^3}{48EI}\right)} = \frac{48EI}{L^3}$$

Kekakuan pondasi batu kali untuk panjang bentang 50 cm

$$K = 28.885 \text{ KN/m}$$

- Konstanta pegas gabungan tanah dan batu kali pada ragam vertikal



Pegas tersusun seri maka Kekakuannya :

$$\frac{1}{K_s} = \frac{1}{K_{\text{tanah}}} + \frac{1}{K_{\text{batu kali}}}$$

$$K_s = \frac{K_{\text{tanah}} \times K_{\text{batu kali}}}{K_{\text{tanah}} + K_{\text{batu kali}}}$$

Nilai kekakuan pegas setelah digabungkan adalah sesuai tabel berikut:

Sejajar sumbu	Axis as	Panjang pondasi (2L) (m)	ragam vertikal K_z (KN/m)	ragam translasi	
				Arah Y (K_y) (KN/m)	Arah X (K_x) (KN/m)
X	1,2,4 dan 5	6	24060	134400	
	3	1.5	16030	33600	
Y	A dan C	7.5	24900	-	168000
	B	2.5	19500		56000
	A'	2.5	19500	-	56000

Tabel 4.27. Kekakuan gabungan pegas tanah dan batu kali bangunan dua lantai.

Selanjutnya berdasarkan Spesifikasi struktur, pemodelan struktur dan pembebanan dengan bantuan program SAP dilakukan analisa akibat pengaruh beban gempa terhadap masing-masing pemodelan struktur.

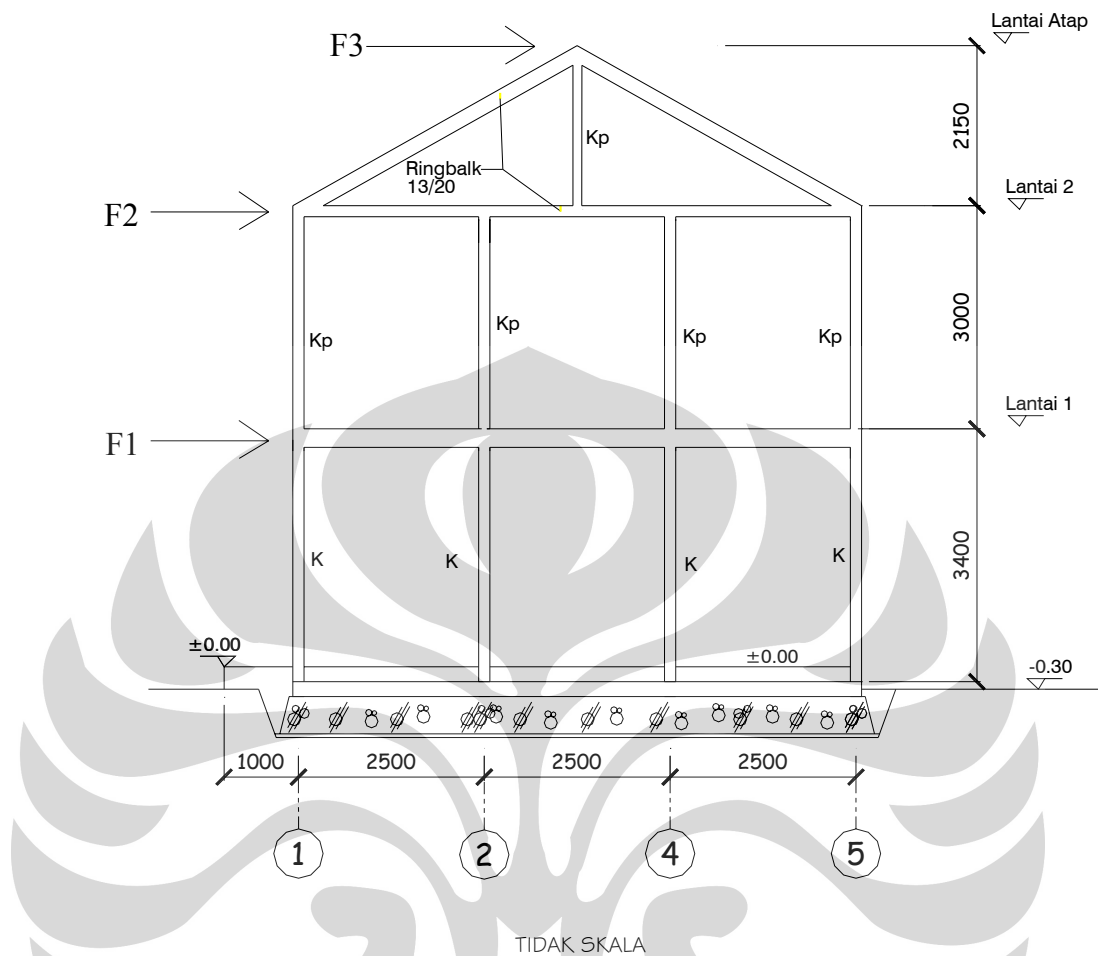
4.2.2. Analisa Terhadap Pengaruh Gempa

Pemodelan dinding bata dan atap bangunan dilakukan sama seperti pada bangunan satu lantai.

Parameter beban gempa :

- Jenis tanah = tanah lunak
- Wilayah gempa = wilayah 5
- Tinggi bangunan =

Karena Bentuk atap struktur rumah tinggal berbentuk prisma segitiga bukan merupakan plat/ bidang datar untuk mendistribusikan beban lateral sebagai pengecekan kondisi diafragma pada atap maka dianggap bangunan memiliki tiga lantai dimana puncak atap bangunan dianggap sebagai lantai 3 atau lantai atap.



Gambar 4.14. Gaya lateral yang bekerja pada lantai ke-i pada bangunan dua lantai

tinggi lantai 1 : 3,4 m

tinggi lantai 2 : 3 m

tinggi lantai 3 : 2,15 m

Total tinggi bangunan : 8,55 m

- Faktor keutamaan (I) = 1 (untuk bangunan penghunian)
- Faktor reduksi gempa (R) = 3,5

Waktu getar alami fundamental dari tiap – tiap pemodelan struktur (Model 1 sampai dengan 6) $T = 0,0731 H^{3/4} = 0,365$ detik.

Dengan nilai $T = 0,365$ detik maka didapat nilai faktor respon gempa $C = 0,9$.

Berat total bangunan dari hasil perhitungan SAP berupa penjumlahan dari gaya aksial pada tengah bentang tiap - tiap kolom.

Tentukan gaya geser dasar dari tiap – tiap pemodelan

$$V = \frac{C_i I}{R} W_i$$

Pemodelan	Berat Lantai 1 (W ₁) KN	Berat Lantai 2 (W ₂) KN	Berat Lantai Atap (W ₂) KN	Berat Total (W _i) KN	Gaya Geser Dasar (V) KN
Model 1	601,22	273,54	30,67	905,43	232,82
Model 2	601,22	273,54	30,67	905,43	232,82
Model 3	601,22	273,54	30,67	905,43	232,82

Tabel 4.28. Berat total bangunan dan gaya geser dasar pada bangunan dua lantai

Gaya lateral tiap lantai dari masing-masing pemodelan :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V$$

Pemodelan	Gaya Geser Dasar (V) KN	Gaya Lateral Lantai 1 (F ₁) KN	Gaya Lateral Lantai 2 (F ₂) KN	Gaya Lateral Lantai Atap (F ₂) KN
Model 1	232,82	162,39	65,19	5,24
Model 2	232,82	162,39	65,19	5,24
Model 3	232,82	162,39	65,19	5,24

Tabel 4.29. Gaya geser dasar dan gaya lateral pada bangunan dua lantai

Berat bangunan, gaya geser dasar dan gaya lateral yang tertera pada tabel 4.28 dan 4.29 sesuai dengan perhitungan yang terdapat pada lampiran A2.

Dengan mendistribusikan beban lateral yang bekerja pada ujung – ujung kolom sesuai dengan prosentase gaya aksial, terhadap masing-masing arah tinjauan yaitu arah sumbu – X dan sumbu – Y, maka didapat nilai perpindahan (displacement) yang terjadi dari tiap – tiap pemodelan struktur dan kategori diafragma dari struktur, sesuai dengan tabel berikut :

Pemodelan	Lantai	Lendutan					Kategori Diafragma
		δ_1 mm	δ_2 mm	δ_A mm	δ_M mm	$2 \delta_A$ mm	
Model 1	Lantai 1	3,41	3,34	3,37	6,58	6,74	Rigid/ Kaku
	Lantai 2	5,05	4,99	5,02	10,58	10,04	Fleksibel
Model 2	Lantai 1	3,42	3,32	3,37	6,52	6,75	Rigid/ Kaku
	Lantai 2	5,08	4,96	5,02	10,5	10,38	Fleksibel
Model 3	Lantai 1	57,6	58,14	57,88	59,72	115,76	Rigid/ Kaku
	Lantai 2	97,5	97,75	97,61	94,45	195,22	Rigid/ Kaku

Tabel 4.30. Kategori diafragma berdasarkan beban gempa dan perpindahan arah X pada bangunan dua lantai.

Pemodelan	Lantai	Lendutan					Kategori Diafragma
		δ_1 mm	δ_2 mm	δ_A mm	δ_M mm	$2 \delta_A$ mm	
Model 1	Lantai 1	2,34	2,2	2,27	3,65	4,54	Rigid/ Kaku
	Lantai 2	3,57	3,65	3,61	5,84	7,22	Rigid/ Kaku
Model 2	Lantai 1	2,34	2,17	2,26	3,62	4,51	Rigid/ Kaku
	Lantai 2	3,57	3,33	3,45	5,79	6,9	Rigid/ Kaku
Model 3	Lantai 1	95,77	106,33	100,10	104,50	202,10	Rigid/ Kaku
	Lantai 2	129,8	142,86	136,3	136,77	272,65	Rigid/ Kaku

Tabel 4.31. Kategori diafragma berdasarkan beban gempa dan perpindahan arah Y pada bangunan dua lantai.

Setelah dilakukan pengecekan didapat bahwa pada plat lantai 1 dari pemodelan 1,2, dan 3 mempunyai kategori diafragma yang kaku untuk beban gempa arah X dan arah Y. Pada lantai 2 untuk model 1 dan 2 mempunyai kategori diafragma yang fleksibel untuk beban gempa arah X dan diafragma kaku untuk beban gempa arah Y, sedangkan pada lantai 2 untuk model 3 mempunyai kategori diafragma

yang kaku untuk beban gempa arah X dan Y. Maka untuk model 1 dan 2 bangunan memiliki plat lantai 1 yang kaku dan atap yang fleksibel, sedangkan pada model 3 plat lantai 1 dan atap merupakan diafragma kaku. Seperti halnya pada bangunan satu lantai, analisa dilakukan dengan mendistribusikan beban sesuai kategori diafragma lantai. Pada model 3 bangunan hanya memiliki dua lantai karena bentuk atap yang dianggap sebagai bidang datar yang kaku.

4.2.3. Analisa Struktur Setiap Pemodelan

Nilai waktu getar alami fundamental dari struktur ditentukan sesuai dengan rumus empiris adalah :

$$T = 0,0731 H^{3/4}, \text{ dimana } h = \text{tinggi bangunan yaitu } 8,55 \text{ m}$$

$$T = 0,365 \text{ detik}$$

Berat total bangunan, gaya geser dasar dan gaya lateral lantai ke-i sesuai dengan tabel 4.28 dan 4.29.

Setelah didapat nilai gaya lateral sama seperti analisa pada bangunan 1 lantai, untuk menganalisa struktur harus diketahui titik tangkap bekerjanya beban lateral tersebut, lantai dan atap yang bersifat sebagai diafragma rigid/kaku maka beban yang bekerja yaitu pada pusat massa rencana, sedangkan pada lantai atau atap yang bersifat sebagai diafragma yang fleksibel maka gaya lateral yang bekerja disitribusikan ke ujung-ujung kolom. Penentuan pusat massa rencana adalah sebagai berikut (dengan perhitungannya terdapat pada lampiran C) :

- **Pusat massa lantai ke -i**

Pusat massa lantai tingkat struktur, sesuai dengan perhitungan menggunakan rumus / persamaan (2.7) :

$$PM_i = (X_{mi}, Y_{mi})$$

$$X_{mi} = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{\sum P_i}; Y_{mi} = \frac{\sum P_i \cdot Y_i}{\sum P_i}$$

Didapat nilai pusat massa seperti tabel dibawah ini :

Pemodelan	PEMODELAN	Pusat Massa Koordinat (m)	
		Arah X	Arah Y
Model 1	Lantai 1	2,84	3,78
Model 2	Lantai 1	2,84	3,78
Model 3	Lantai 1	2,84	3,78
	Lantai 2	2,87	3,79

Tabel 4.32. Pusat massa tiap pemodelan pada bangunan dua lantai

- **Pusat Rotasi**

Dengan menggunakan persamaan (2.8) :

Koordinat Pusat Rotasi = $P_{Ri} (X_{Ri}, Y_{Ri})$

$$X_{Ri} = \frac{\sum V_{yi} \cdot X_i}{\sum V_{yi}} ; Y_{Ri} = \frac{\sum V_{xi} \cdot Y_i}{\sum V_{xi}}$$

P_{Ri} = Pusat rotasi lantai ke i

Maka didapat pusat rotasi dari struktur sesuai dengan tabel berikut :

Pemodelan	PEMODELAN	Pusat Rotasi Koordinat (m)	
		Arah X	Arah Y
Model 1	Lantai 1	1,74	3,70
Model 2	Lantai 1	1,82	3,71
Model 3	Lantai 1	2,70	3,78
	Lantai 2	2,71	3,95

Tabel 4.33. Pusat rotasi tiap pemodelan pada bangunan dua lantai

- **Eksentrisitas Rencana**

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d diukur dari pusat rotasi lantai.

Eksentrisitas teoritis : e

$$e = |PM - PR|$$

$$e_{xi} = |PM_{xi} - PR_{xi}| ; e_{yi} = |PM_{yi} - PR_{yi}|$$

Eksentrisitas Teoritis

Pemodelan	PEMODELAN	Eksentrisitas Teoritis (m)	
		Arah X	Arah Y
Model 1	Lantai 1	1,10	0,08
Model 2	Lantai 1	1,02	0,07
Model 3	Lantai 1	0,14	-0,001
	Lantai 2	0,156	-0,16

Tabel 4.34. Eksentrisitas teoritis tiap model pada bangunan dua lantai

Eksentrisitas Rencana

Pemodelan	PEMODELAN	Eksentrisitas Rencana (m)	
		Arah X	Arah Y
Model 1	Lantai 1	1,95	0,495
Model 2	Lantai 1	1,83	0,48
Model 3	Lantai 1	0,51	0,376
	Lantai 2	0,534	-0,535

Tabel 4.35. Eksentrisitas rencana tiap model pada bangunan dua lantai

- **Pusat massa Rencana**

Pemodelan	PEMODELAN	Pusat Massa Rencana Koordinat (m)	
		Arah X	Arah Y
Model 1	Lantai 1	3,69	4,20
Model 2	Lantai 1	3,65	4,19
Model 3	Lantai 1	3,21	3,40
	Lantai 2	3,24	3,42

Tabel 4.36. Pusat massa rencana tiap model pada bangunan dua lantai

Setelah didapat pusat massa rencana maka struktur dianalisa dengan menempatkan beban lateral pada titik tangkapnya sesuai kondisi diafragma. Kontrol waktu getar

alami fundamental yang telah ditentukan diawal sebesar 0,365 dengan waktu getar alami terhadap masing-masing arah sumbu X (T_{1X}) dan sumbu Y (T_{1Y}) menggunakan rumus Rayleigh

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

Pada model 1 dan 2 dari hasil perhitungan SAP didapat pada lantai ke-1 nilai simpangan/displacement pusat massa rencana, dan simpangan/ displacement pada lantai ke-2, dan ke-3 berdasarkan nilai simpangan/ displacement rata-rata dari titik bekerjanya beban lateral pada ujung-ujung kolom. Pada model 3 nilai simpangan/displacement berdasarkan simpangan pada pusat massa rencana pada lantai 1 dan 2. Nilai simpangan (displacement) berupa δ_1 dan δ_2 berdasarkan pengaruh dari beban lateral EQX dan EQY. Nilai displacement/ simpangan lantai ke-i, waktu getar alami, dan simpangan waktu getar alami fundamental arah sumbu X (T_{1X}) dan arah Y (T_{1Y}) terdapat pada tabel berikut :

PEMODELAN	LANTAI	Displacement		Waktu getar Alami		Nilai simpangan terhadap T1 awal = 0,365 detik	
		Arah X δ_1 (mm)	Arah Y δ_2 (mm)	Arah X T_{1X} (detik)	Arah Y T_{1Y} (detik)	Arah X T_{1X} (%)	Arah Y T_{1Y} (%)
Model 1	Lantai 1	4,23	2,65	0,24	0,19	-34,25	-47,40
	Lantai 2	2,19	1,50				
	Lantai 3	4,76	0,70				
Model 2	Lantai 1	4,22	2,63	0,24	0,19	-34,25	-47,67
	Lantai 2	2,30	1,42				
	Lantai 3	4,85	0,70				
Model 3	Lantai 1	57,31	103,28	1,10	1,36	201,64	273,97
	Lantai 2	95,90	138,04				

Tabel 4.37. Kontrol nilai waktu getar alami terhadap nilai awal T_1 sebesar 0,365 detik pada bangunan dua lantai.

Dari tabel diatas didapat bahwa Nilai simpangan waktu getar alami yang ditetapkan diawal T_1 sebesar 0,365 detik dibandingkan nilainya terhadap T_{1X} dan

T_{1Y} dari tiap – tiap pemodelan ternyata melebihi 20 % maka waktu getar alami T_1 di coba menggunakan 0,21 detik.

Dengan T_1 sebesar 0,21 detik didapat nilai faktor respon gempa $C = 0,9$ maka Gaya geser dasar (V) dan gaya lateral (F) tiap lantai dari masing – masing pemodelan diberikan dalam tabel berikut, sesuai dengan rumus :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t$$

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V$$

Pemodelan	Berat Lantai 1 (W ₁) KN	Berat Lantai 2 (W ₂) KN	Berat Lantai Atap (W ₂) KN	Berat Total (W _t) KN	Gaya Geser Dasar (V) KN
Model 1	601,22	273,54	30,67	905,43	232,82
Model 2	601,22	273,54	30,67	905,43	232,82
Model 3	601,22	273,54	30,67	905,43	232,82

Tabel 4.38. Berat total dan gaya geser dasar setelah di kontrol nilai waktu getar alaminya dengan nilai $T = 0,21$ detik pada bangunan dua lantai.

Pemodelan	Gaya Geser Dasar (V) KN	Gaya Lateral Lantai 1 (F ₁) KN	Gaya Lateral Lantai 2 (F ₂) KN	Gaya Lateral Lantai Atap (F ₂) KN
Model 1	232,82	162,39	65,19	5,24
Model 2	232,82	162,39	65,19	5,24
Model 3	232,82	162,39	65,19	5,24

Tabel 4.39. Gaya lateral setelah di kontrol nilai waktu getar alaminya dengan nilai T_1 awal = 0,21 detik pada bangunan dua lantai.

Berdasarkan Gaya lateral diatas dari hasil analisa SAP dikontrol kembali waktu getar alaminya. Nilai displacement pada pusat massa rencana dan waktu getar alami T_{1X} dan T_{1Y} adalah sebagai berikut :

PEMODELAN	LANTAI	Displacement		Waktu getar Alami		Nilai simpangan terhadap T1 awal = 0,21 detik	
		Arah X (U1) mm	Arah Y (U2) mm	Arah X (T _{1X}) detik	Arah Y (T _{1Y}) detik	Arah X (T _{1X}) %	Arah Y (T _{1Y}) %
Model 1	Lantai 1	4,23	2,65	0,24	0,19	14,29	-8,57
	Lantai 2	2,19	1,50				
	Lantai 3	4,76	0,70				
Model 2	Lantai 1	4,22	2,63	0,24	0,19	14,29	-9,05
	Lantai 2	2,30	1,42				
	Lantai 3	4,85	0,70				
Model 3	Lantai 1	59,31	103,28	1,10	1,37	424,29	550,00
	Lantai 2	96,90	138,04				

Tabel 4.40. Kontrol nilai waktu getar alami dengan T_1 awal = 0,21 detik pada bangunan dua lantai

Pada model 1 dan 2 nilai simpangan waktu getar alami yang ditetapkan diawal T_1 sebesar 0,21 detik dibandingkan nilainya terhadap T_{1X} dan T_{1Y} ternyata simpangannya kurang dari 20 %, maka waktu getar alami T_1 sebesar 0,21 detik ini dapat digunakan sebagai dasar penentuan gaya geser dasar dan gaya lateral pada analisa struktur untuk mendapatkan respon akibat pembebanan.

4.2.4. Tinjauan Respon Struktur Terhadap Beban Yang Bekerja

Respon yang ditinjau pada seluruh elemen kolom dan elemen balok dari tiap pemodelan yaitu berupa lendutan dan rasio kekuatan struktur akibat beban yang bekerja. Rasio kekuatan struktur merupakan perbandingan gaya dalam ultimate dengan kapasitas penampang elemen, dimana kapasitas penampang yang digunakan nilainya sama dari setiap model dengan menggunakan kapasitas model 1 sebagai acuan.

4.2.4.1. Lendutan Pada Elemen Kolom Dan Balok

- Nilai lendutan dan syarat lendutan pada elemen kolom dan balok Berdasarkan hasil perhitungan SAP diperoleh besarnya lendutan maximum dan syarat lendutan pada elemen kolom dan balok terdapat pada

lampiran E. Berdasarkan nilai tersebut diketahui bahwa kondisi daya layan pada elemen kolom dan balok struktur dari berbagai pemodelan rumah tinggal dua lantai masih memenuhi kriteria daya layan.

4.2.4.2. Perbandingan Rasio Kekuatan Elemen Kolom dan Elemen Balok

- Dari hasil perhitungan dengan SAP diperoleh nilai gaya dalam maximum terfaktor pada elemen kolom dan Balok pada model 1 (acuan) akibat kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup maupun kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa terdapat pada lampiran F1 dan F2. Gaya dalam pada model 1 ini digunakan untuk menentukan kapasitas penampang elemen kolom dan balok untuk setiap model pada bangunan dua lantai. Pada model 2, dan 3, nilai gaya dalam maximum pada elemen kolom dan balok akibat kombinasi pembebanan beban mati dan hidup terdapat pada lampiran H1 dan akibat kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa terdapat pada lampiran H2.
- Jumlah tulangan pada elemen struktur pada model Acuan (model 1) berdasarkan hasil gaya dalam ultimate dari perhitungan SAP dan dihitung secara manual seperti yang terdapat pada lampiran G2 adalah sebagai berikut :

		Kolom Lantai 1	Kolom Lantai 2	Balok Lantai 1		Balok Lantai 2	
				Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Tulangan Lentur							
	Diameter tulangan	D 10 mm	D 6 mm				

	Jumlah	4 bh	4 bh				
	Tulangan Tarik						
	Diameter tulangan			D 8 mm	D 8 mm	D 8 mm	D 8 mm
	Jumlah			3 bh	3 bh	3 bh	3 bh
	Tulangan Tekan						
	Diameter tulangan			-	-	-	-
	Jumlah			-	-	-	-
Tulangan Geser	Diameter tulangan	D 6 mm	D 6 mm	D 6 mm		D 8 mm	
	Jarak Tulangan	175 mm	300 mm	250 mm		150 mm	

Tabel 4.41. Dimensi dan jumlah tulangan elemen kolom dan balok pada bangunan dua lantai.

Berdasarkan dimensi elemen dan tulangan pada model 1 sebagai acuan, nilai rasio antara gaya dalam ultimate dengan kekuatan kapasitas penampang pada elemen kolom dan balok dari tiap pemodelan akan dibandingkan nilainya untuk mengetahui bentuk struktur mana yang lebih baik

4.2.4.2.1. Perbandingan Rasio Kekuatan Elemen Kolom dan Balok Akibat Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup

Berikut ini adalah Nilai rasio kekuatan dari elemen Kolom dan Balok dari tiap-tiap pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup kombinasi 1 (1,4 DL) dan Kombinasi 2 (1,2 DL +1,6 LL) dimana nilai maximum terdapat pada kombinasi 1(nilai ini sesuai dengan nilai pada lampiran H1) :

- Nilai rasio kuat lentur dan normal pada elemen Kolom lantai satu dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Lentur Dan Normal		
	Model 1	Model 2	Model 3

K 1	0.455	0.452	0.512
K 2	0.460	0.454	0.695
K 3	0.409	0.529	0.677
K 4	0.474	0.472	0.576
K 5	0.364	0.363	0.496
K 6	0.461	0.462	0.611
K 7	0.471	0.561	0.487
K 8	0.379	0.378	0.519
K 9	0.284	0.300	0.383
K 10	0.409	0.408	0.436
K 11	0.420	0.419	0.446
K 12	0.581	0.582	0.765
K 13	0.566	0.536	0.624
K 14	0.464	0.463	0.523
K 15	0.424	0.464	0.716
K 16	0.555	0.551	0.653
Jumlah	7.176	7.395	9.118
Nilai Rata-rata	0.448	0.462	0.570
Prosentase Terhadap Model 1	0%	3.061%	27.07%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	1	2	3

Tabel 4.42. Rasio kuat lentur dan normal pada kolom lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio kuat geser arah X pada elemen Kolom lantai satu dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah X		
	Model 1	Model 2	Model 3

K 1	0.025	0.025	0.017
K 2	0.002	0.002	0.002
K 3	0.034	0.033	0.032
K 4	0.052	0.052	0.056
K 5	0.003	0.003	0.006
K 6	0.013	0.014	0.020
K 7	0.036	0.043	0.015
K 8	0.020	0.020	0.022
K 9	0.011	0.011	0.005
K 10	0.055	0.055	0.050
K 11	0.007	0.007	0.011
K 12	0.033	0.033	0.041
K 13	0.027	0.025	0.010
K 14	0.023	0.023	0.016
K 15	0.003	0.003	0.005
K 16	0.037	0.036	0.029
Jumlah	0.380	0.385	0.338
Nilai Rata-rata	0.024	0.024	0.021
Prosentase Terhadap Model 1	0%	1.237%	-11.20%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	3	1

Tabel 4.43. Rasio kuat geser arah X pada kolom lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio kuat geser arah Y pada elemen Kolom lantai satu dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah Y		
	Model 1	Model 2	Model 3

K 1	0.024	0.024	0.025
K 2	0.030	0.030	0.041
K 3	0.034	0.031	0.041
K 4	0.006	0.006	0.004
K 5	0.011	0.011	0.003
K 6	0.018	0.018	0.022
K 7	0.001	0.001	0.005
K 8	0.006	0.005	0.003
K 9	0.005	0.005	0.004
K 10	0.002	0.002	0.003
K 11	0.005	0.005	0.008
K 12	0.021	0.021	0.024
K 13	0.001	0.001	0.000
K 14	0.026	0.026	0.031
K 15	0.030	0.030	0.043
K 16	0.031	0.031	0.038
Jumlah	0.251	0.246	0.294
Nilai Rata-rata	0.016	0.015	0.018
Prosentase Terhadap Model 1	0%	-1.859%	17.38%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.44. Rasio kuat geser arah Y pada kolom lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio Kuat lentur pada elemen Balok lantai satu dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Lentur Balok		
	Model 1	Model 2	Model 3
B 1	0.9510	0.9510	0.9120
B 2	0.9640	0.9610	0.9370

B 3	0.6020	0.6020	0.6090
B 4	0.5650	0.5640	0.5760
B 5	0.6640	0.6650	0.7360
B 6	0.2580	0.2630	0.3780
B 7	0.4530	0.4480	0.4960
B 8	0.2400	0.2390	0.2140
B 9	0.1190	0.1130	0.1200
B 10	0.3730	0.3730	0.4210
B 11	0.1380	0.1370	0.1690
B 12	0.2760	0.2790	0.2740
B 13	0.5860	0.6050	0.8300
B 14	0.1650	0.1640	0.1770
B 15	0.0250	0.0230	0.0280
B 16	0.1700	0.1700	0.1510
B 17	0.1070	0.1060	0.2420
B 18	0.3690	0.3700	0.3070
B 19	0.6430	0.6410	0.6780
B 20	0.6100	0.6100	0.6630
B 21	0.5360	0.5350	0.5370
B 22	0.6340	0.6480	0.6860
B 23	0.9410	0.9410	0.9060
B 24	0.9650	0.9650	0.9340
Jumlah	11.354	11.373	11.981
Nilai Rata-rata	0.473	0.474	0.499
Prosentase Terhadap Model 1	0.00%	0.17%	5.52%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	1	2	3

Tabel 4.45. Rasio kuat lentur balok lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio Kuat geser pada elemen Balok lantai satu dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Geser		
	Model 1	Model 2	Model 3
B 1	0.7540	0.7540	0.7470

B 2	0.7580	0.7570	0.7540
B 3	0.6160	0.6160	0.6170
B 4	0.5980	0.5970	0.6000
B 5	0.6260	0.6280	0.6400
B 6	0.3850	0.3840	0.4350
B 7	0.3490	0.3440	0.3840
B 8	0.3860	0.3860	0.3790
B 9	0.0780	0.0760	0.0780
B 10	0.4320	0.4320	0.4580
B 11	0.0710	0.0700	0.0760
B 12	0.1960	0.1980	0.1950
B 13	0.5630	0.5930	0.7280
B 14	0.3560	0.3560	0.3580
B 15	0.0270	0.0260	0.0270
B 16	0.2980	0.2970	0.2920
B 17	0.0700	0.0700	0.1260
B 18	0.3990	0.3990	0.3670
B 19	0.6790	0.6800	0.7020
B 20	0.6170	0.6170	0.6280
B 21	0.5920	0.5920	0.5930
B 22	0.6220	0.6250	0.6330
B 23	0.7520	0.7520	0.7460
B 24	0.7580	0.7580	0.7520
Jumlah	10.982	11.007	11.315
Nilai Rata-rata	0.458	0.459	0.471
Prosentase Terhadap Model 1	0.00%	0.23%	3.03%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	1	2	3

Tabel 4.46. Rasio kuat geser balok lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio kuat lentur dan normal pada elemen Kolom lantai dua dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Lentur Dan Normal		
	Model 1	Model 2	Model 3

KP 1	0.33	0.32	0.38
KP 2	0.30	0.28	0.39
KP 3	0.62	0.40	0.70
KP 4	0.16	0.16	0.20
KP 5	0.04	0.04	0.10
KP 6	0.10	0.10	0.20
KP 7	0.26	0.22	0.33
KP 8	0.28	0.28	0.36
KP 9	0.07	0.07	0.08
KP 10	0.13	0.13	0.14
KP 11	0.23	0.24	0.26
KP 12	0.30	0.27	0.33
KP 13	0.42	0.42	0.47
KP 14	0.31	0.31	0.40
KP 15	0.43	0.41	0.51
Jumlah	3.985	3.650	4.834
Nilai Rata-rata	0.266	0.243	0.322
Prosentase Terhadap Model 1	0.00%	-8.41%	21.30%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.47. Rasio kuat lentur dan normal pada kolom lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio kuat geser arah X pada elemen Kolom lantai dua dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah X
-------	-------------------------

	Model 1	Model 2	Model 3
KP 1	0.04	0.04	0.05
KP 2	0.00	0.00	0.00
KP 3	0.04	0.04	0.04
KP 4	0.00	0.00	0.00
KP 5	0.00	0.00	0.01
KP 6	0.02	0.02	0.03
KP 7	0.02	0.02	0.03
KP 8	0.00	0.00	0.01
KP 9	0.01	0.01	0.01
KP 10	0.01	0.01	0.01
KP 11	0.04	0.04	0.05
KP 12	0.04	0.04	0.05
KP 13	0.04	0.04	0.04
KP 14	0.00	0.00	0.01
KP 15	0.04	0.04	0.05
Jumlah	0.299	0.297	0.389
Nilai Rata-rata	0.020	0.020	0.026
Prosentase Terhadap Model 1	0%	-1%	30%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.48. Rasio kuat geser arah X pada kolom lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio kuat geser arah Y pada elemen Kolom lantai dua dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah Y
-------	-------------------------

	Model 1	Model 2	Model 3
KP 1	0.06	0.06	0.06
KP 2	0.06	0.06	0.06
KP 3	0.10	0.06	0.10
KP 4	0.02	0.02	0.02
KP 5	0.00	0.00	0.00
KP 6	0.01	0.01	0.01
KP 7	0.05	0.01	0.05
KP 8	0.01	0.01	0.01
KP 9	0.00	0.00	0.01
KP 10	0.01	0.01	0.00
KP 11	0.02	0.02	0.02
KP 12	0.03	0.01	0.02
KP 13	0.08	0.08	0.08
KP 14	0.07	0.07	0.06
KP 15	0.06	0.06	0.06
Jumlah	0.577	0.463	0.534
Nilai Rata-rata	0.038	0.031	0.036
Prosentase Terhadap Model 1	0%	-20%	-7%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	3	1	2

Tabel 4.49. Rasio kuat geser arah Y pada kolom lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio Kuat lentur pada elemen Balok lantai dua dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Lentur Balok		
	Model 1	Model 2	Model 3

B 1	0.12	0.11	0.09
B 2	0.12	0.12	0.09
B 3	0.33	0.33	0.33
B 4	0.26	0.24	0.31
B 5	0.80	0.35	0.78
B 6	0.08	0.08	0.14
B 7	0.03	0.03	0.02
B 8	0.62	0.62	0.59
B 9	0.23	0.22	0.30
B 10	0.49	0.33	0.43
B 11	0.07	0.07	0.05
B 12	0.10	0.10	0.11
B 13	0.30	0.30	0.37
B 14	0.23	0.23	0.34
B 15	0.10	0.10	0.13
B 16	0.32	0.32	0.31
B 17	0.24	0.24	0.25
B 18	0.27	0.34	0.31
B 19	0.11	0.11	0.12
B 20	0.11	0.02	0.08
Jumlah	4.918	4.258	5.160
Nilai Rata-rata	0.246	0.213	0.258
Prosentase Terhadap Model 1	0%	-13.42%	4.91%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.50. Rasio kuat lentur balok lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio Kuat geser pada elemen Balok lantai dua dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Geser		
	Model 1	Model 2	Model 3

B 1	0.08	0.08	0.08
B 2	0.08	0.08	0.08
B 3	0.32	0.31	0.32
B 4	0.16	0.15	0.17
B 5	0.61	0.33	0.60
B 6	0.07	0.07	0.09
B 7	0.04	0.04	0.04
B 8	0.86	0.85	0.83
B 9	0.16	0.16	0.21
B 10	0.32	0.32	0.29
B 11	0.06	0.06	0.04
B 12	0.07	0.07	0.08
B 13	0.16	0.16	0.18
B 14	0.11	0.11	0.16
B 15	0.09	0.09	0.10
B 16	0.23	0.23	0.23
B 17	0.14	0.14	0.15
B 18	0.30	0.32	0.31
B 19	0.08	0.08	0.08
B 20	0.08	0.08	0.08
Jumlah	4.020	3.741	4.129
Nilai Rata-rata	0.201	0.187	0.206
Prosentase Terhadap Model 1	0%	-6.92%	2.71%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.51. Rasio kuat geser balok lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati dan hidup pada bangunan dua lantai.

Dari tiap pemodelan dilihat nilainya dan diurutkan berdasarkan yang terbaik, kemudian diambil nilai rata-ratanya sehingga didapat model mana yang merupakan bentuk struktur yang terbaik atau terburuk dari tiap pemodelan. Berikut ini didapat urutan/ peringkat model struktur yang terbaik berdasarkan dari no urutan 1 dan seterusnya pada kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup :

No	Rasio Kekuatan Elemen Struktur	Peringkat/ Urutan nilai terbaik berdasarkan nilai rata-rata rasio kekuatan		
		Model 1	Model 2	Model 3
1	Lentur Dan Aksial Pada Kolom Lantai 1	1	2	3
2	Geser Arah X Pada Kolom Lantai 1	2	3	1
3	Geser Arah Y Pada Kolom Lantai 1	2	1	3
4	Lentur Pada Balok Lantai 1	1	2	3
5	Geser Pada Balok Lantai 1	1	2	3
6	Lentur Dan Aksial Pada Kolom Lantai 2	2	1	3
7	Geser Arah X Pada Kolom Lantai 2	2	1	3
8	Geser Arah Y Pada Kolom Lantai 2	3	1	2
9	Lentur Pada Balok Lantai 2	2	1	3
10	Geser Pada Balok Lantai 2	2	1	3
	Jumlah	18	15	27
	Nilai Peringkat Rata-rata	1.8	1.5	2.7
	Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.52. Peringkat nilai rasio kekuatan struktur terbaik dari setiap pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup pada bangunan dua lantai.

4.2.4.2.2. Perbandingan Rasio Kekuatan Elemen Kolom dan Balok Akibat Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup Dan Gempa

Berikut ini adalah nilai rasio kekuatan dari elemen kolom dan balok dari tiap-tiap pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa yaitu pada kombinasi 3 sampai dengan 18. Nilai yang maximum antara kombinasi 3 sampai dengan 10. (nilai ini sesuai dengan nilai pada lampiran H2).

- Nilai rasio kuat lentur dan normal pada elemen Kolom lantai satu dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Lentur Dan Normal		
	Model 1	Model 2	Model 3
K 1	0.837	0.838	4.060
K 2	0.881	0.880	5.226
K 3	0.936	0.890	4.485
K 4	0.696	0.697	4.818
K 5	0.712	0.712	5.389
K 6	0.662	0.665	5.345
K 7	0.659	0.781	4.879
K 8	0.663	0.663	5.403
K 9	0.533	0.533	5.358
K 10	0.539	0.539	4.956
K 11	0.646	0.644	5.473
K 12	0.873	0.875	5.837
K 13	0.647	0.608	5.139
K 14	0.865	0.865	4.654
K 15	0.889	0.885	5.992
K 16	0.875	0.858	5.084
Jumlah	11.916	11.933	82.096
Nilai Rata-rata	0.745	0.746	5.131
Prosentase Terhadap Model 1	0%	0.149%	588.98%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	1	2	3

Tabel 4.53. Rasio kuat lentur dan normal pada kolom lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio kuat geser arah X pada elemen Kolom lantai satu dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah X		
	Model 1	Model 2	Model 3

K 1	0.067	0.068	0.888
K 2	0.077	0.077	1.239
K 3	0.098	0.097	0.956
K 4	0.071	0.071	1.088
K 5	0.039	0.039	0.654
K 6	0.094	0.095	1.353
K 7	0.082	0.082	1.006
K 8	0.033	0.032	0.558
K 9	0.043	0.043	0.618
K 10	0.089	0.089	1.197
K 11	0.054	0.054	0.709
K 12	0.126	0.126	1.487
K 13	0.044	0.044	1.059
K 14	0.073	0.073	1.137
K 15	0.078	0.077	1.566
K 16	0.089	0.088	1.203
Jumlah	1.158	1.157	16.717
Nilai Rata-rata	0.072	0.072	1.045
Prosentase Terhadap Model 1	0%	-0.136%	1343.22%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.54. Rasio kuat geser arah X pada kolom lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio kuat geser arah Y pada elemen Kolom lantai satu dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah Y		
	Model 1	Model 2	Model 3

K 1	0.048	0.048	0.826
K 2	0.038	0.037	0.962
K 3	0.062	0.057	1.017
K 4	0.021	0.021	0.966
K 5	0.025	0.025	1.023
K 6	0.035	0.035	1.006
K 7	0.019	0.020	1.159
K 8	0.026	0.026	1.081
K 9	0.024	0.024	1.123
K 10	0.021	0.021	0.975
K 11	0.022	0.022	1.030
K 12	0.038	0.038	1.005
K 13	0.019	0.019	1.140
K 14	0.051	0.051	0.856
K 15	0.039	0.038	0.964
K 16	0.061	0.060	1.044
Jumlah	0.549	0.542	16.178
Nilai Rata-rata	0.034	0.034	1.011
Prosentase Terhadap Model 1	0%	-1.228%	2846.43%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.55. Rasio kuat geser arah Y pada kolom lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio Kuat lentur pada elemen Balok lantai satu dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Lentur Balok		
	Model 1	Model 2	Model 3
B 1	0.8430	0.8410	1.5250
B 2	0.8590	0.8560	1.5180
B 3	0.5250	0.5250	1.2160

B 4	0.5670	0.5650	0.8310
B 5	0.6260	0.5900	1.4350
B 6	0.3810	0.3870	0.9350
B 7	0.4420	0.4410	1.3770
B 8	0.2670	0.2660	0.9530
B 9	0.1320	0.1260	0.2110
B 10	0.4220	0.4220	1.0170
B 11	0.2850	0.2810	0.6230
B 12	0.2630	0.2630	0.2780
B 13	0.6710	0.5700	1.8330
B 14	0.1540	0.1540	0.6500
B 15	0.0280	0.0270	0.0490
B 16	0.2260	0.2250	0.6900
B 17	0.2780	0.2730	0.9100
B 18	0.5020	0.5030	0.8560
B 19	0.6010	0.6020	1.7880
B 20	0.5950	0.5960	1.2470
B 21	0.5360	0.5360	0.8230
B 22	0.5610	0.5650	1.5140
B 23	0.8520	0.8510	1.8120
B 24	0.8540	0.8540	1.7800
Jumlah	11.470	11.319	25.871
Nilai Rata-rata	0.478	0.472	1.078
Prosentase Terhadap Model 1	0.00%	-1.32%	125.55%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.56. Rasio kuat lentur pada balok lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio Kuat geser pada elemen Balok lantai satu dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Geser		
	Model 1	Model 2	Model 3
B 1	0.6550	0.6550	0.8750
B 2	0.6580	0.6570	0.8870

B 3	0.5310	0.5310	0.7600
B 4	0.5290	0.5280	0.6160
B 5	0.5520	0.5460	0.8380
B 6	0.3840	0.3860	0.7260
B 7	0.3670	0.3650	0.6420
B 8	0.3610	0.3610	0.7590
B 9	0.0760	0.0740	0.0990
B 10	0.4080	0.4080	0.7510
B 11	0.1160	0.1140	0.2230
B 12	0.1970	0.1970	0.2450
B 13	0.5800	0.5260	1.2020
B 14	0.3120	0.3120	0.5800
B 15	0.0240	0.0250	0.0540
B 16	0.3080	0.3080	0.7170
B 17	0.1350	0.1330	0.4670
B 18	0.4390	0.4390	0.6240
B 19	0.6140	0.6160	0.9350
B 20	0.5460	0.5470	0.7790
B 21	0.5220	0.5220	0.6060
B 22	0.5390	0.5390	0.8870
B 23	0.6560	0.6560	0.9410
B 24	0.6580	0.6580	0.9470
Jumlah	10.167	10.103	16.160
Nilai Rata-rata	0.424	0.421	0.673
Prosentase Terhadap Model 1	0.00%	-0.63%	58.95%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.57. Rasio kuat geser pada balok lantai satu dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio kuat lentur dan normal pada elemen Kolom lantai dua dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

KOLOM	Rasio Kuat Lentur Dan Normal
-------	------------------------------

	Model 1	Model 2	Model 3
KP 1	0.31	0.31	2.23
KP 2	0.38	0.36	2.74
KP 3	0.67	0.42	2.77
KP 4	0.27	0.27	2.49
KP 5	0.21	0.21	2.69
KP 6	0.22	0.22	2.94
KP 7	0.43	0.44	2.71
KP 8	0.43	0.42	2.85
KP 9	0.17	0.17	2.59
KP 10	0.38	0.38	2.73
KP 11	0.40	0.40	3.13
KP 12	0.39	0.28	2.86
KP 13	0.43	0.43	2.40
KP 14	0.36	0.36	3.00
KP 15	0.42	0.40	2.75
Jumlah	5.485	5.080	40.875
Nilai Rata-rata	0.366	0.339	2.725
Prosentase Terhadap Model 1	0.00%	-7.39%	645.20%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.58. Rasio kuat lentur dan normal pada kolom lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio kuat geser arah X pada elemen Kolom lantai dua dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

'KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah X
--------	-------------------------

	Model 1	Model 2	Model 3
KP 1	0.03	0.02	0.42
KP 2	0.01	0.01	0.51
KP 3	0.04	0.04	0.42
KP 4	0.01	0.01	0.45
KP 5	0.02	0.02	0.57
KP 6	0.03	0.03	0.54
KP 7	0.05	0.07	0.32
KP 8	0.01	0.01	0.50
KP 9	0.03	0.03	0.51
KP 10	0.04	0.04	0.57
KP 11	0.05	0.05	0.64
KP 12	0.05	0.05	0.44
KP 13	0.03	0.03	0.50
KP 14	0.01	0.01	0.61
KP 15	0.04	0.04	0.49
Jumlah	0.430	0.441	7.493
Nilai Rata-rata	0.029	0.029	0.500
Prosentase Terhadap Model 1	0.00%	2.67%	1643.89%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	1	2	3

Tabel 4.59. Rasio kuat geser arah X pada kolom lantai dua dari kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio kuat geser arah Y pada elemen Kolom lantai dua dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

'KOLOM	Rasio Kuat Geser Arah Y
--------	-------------------------

	Model 1	Model 2	Model 3
KP 1	0.05	0.05	0.40
KP 2	0.06	0.06	0.50
KP 3	0.09	0.05	0.54
KP 4	0.02	0.02	0.46
KP 5	0.01	0.01	0.45
KP 6	0.03	0.03	0.53
KP 7	0.06	0.01	0.70
KP 8	0.02	0.02	0.47
KP 9	0.01	0.01	0.49
KP 10	0.02	0.02	0.44
KP 11	0.04	0.04	0.54
KP 12	0.03	0.01	0.61
KP 13	0.07	0.07	0.41
KP 14	0.06	0.06	0.50
KP 15	0.06	0.05	0.53
Jumlah	0.633	0.506	7.556
Nilai Rata-rata	0.042	0.034	0.504
Prosentase Terhadap Model 1	0%	-20%	1094%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.60. Rasio kuat geser arah Y pada kolom lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio Kuat lentur pada elemen Balok lantai dua dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Lentur Balok
-------	-------------------------

	Model 1	Model 2	Model 3
B 1	0.13	0.13	0.68
B 2	0.13	0.14	0.73
B 3	0.30	0.30	0.66
B 4	0.29	0.28	0.82
B 5	0.68	0.35	1.05
B 6	0.13	0.13	0.97
B 7	0.07	0.07	0.76
B 8	0.56	0.56	1.13
B 9	0.34	0.33	0.89
B 10	0.45	0.34	1.15
B 11	0.14	0.14	0.79
B 12	0.13	0.13	0.71
B 13	0.31	0.31	0.68
B 14	0.34	0.33	1.18
B 15	0.14	0.14	0.93
B 16	0.27	0.27	0.58
B 17	0.25	0.26	0.78
B 18	0.26	0.33	0.69
B 19	0.12	0.12	0.76
B 20	0.10	0.10	0.80
Jumlah	5.149	4.769	16.737
Nilai Rata-rata	0.257	0.238	0.837
Prosentase Terhadap Model 1	0%	-7.38%	225.05%
Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.61. Rasio kuat lentur pada balok lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.

- Nilai rasio Kuat geser pada elemen Balok lantai dua dari tiap-tiap pemodelan adalah sebagai berikut :

BALOK	Rasio Kuat Geser		
	Model 1	Model 2	Model 3
B 1	0.08	0.08	0.20
B 2	0.08	0.08	0.22
B 3	0.27	0.27	0.41
B 4	0.15	0.15	0.31
B 5	0.52	0.29	0.62
B 6	0.09	0.09	0.52
B 7	0.06	0.06	0.38
B 8	0.96	0.97	1.36
B 9	0.21	0.21	0.41
B 10	0.30	0.32	0.72
B 11	0.07	0.07	0.42
B 12	0.10	0.10	0.46
B 13	0.15	0.15	0.32
B 14	0.17	0.17	0.57
B 15	0.09	0.09	0.27
B 16	0.20	0.20	0.32
B 17	0.14	0.14	0.28
B 18	0.27	0.28	0.44
B 19	0.08	0.08	0.22
B 20	0.08	0.08	0.23
Jumlah	4.062	3.869	8.663
Nilai Rata-rata	0.203	0.193	0.433
Prosentase Terhadap Model 1	0%	-4.75%	113.29%
Peringkat model/ bentuk struktur yang lebih baik	2	1	3

Tabel 4.62. Rasio kuat geser pada balok lantai dua dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai. Berdasarkan nilai rasio kekuatan struktur didapat urutan/ peringkat model struktur yang terbaik berdasarkan dari no urut 1 dan seterusnya pada kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup :

No	Rasio Kekuatan Elemen Struktur	Peringkat/ Urutan nilai terbaik berdasarkan nilai rata-rata rasio kekuatan		
		Model 1	Model 2	Model 3
1	Lentur Dan Aksial Pada Kolom Lantai 1	1	2	3
2	Geser Arah X Pada Kolom Lantai 1	2	1	3
3	Geser Arah Y Pada Kolom Lantai 1	2	1	3
4	Lentur Pada Balok Lantai 1	2	1	3
5	Geser Pada Balok Lantai 1	2	1	3
6	Lentur Dan Aksial Pada Kolom Lantai 2	2	1	3
7	Geser Arah X Pada Kolom Lantai 2	1	2	3
8	Geser Arah Y Pada Kolom Lantai 2	2	1	3
9	Lentur Pada Balok Lantai 2	2	1	3
10	Geser Pada Balok Lantai 2	2	1	3
	Jumlah	18	12	30
	Nilai Peringkat Rata-rata	1,8	1,2	3
	Peringkat model/ bentuk struktur yang baik	2	1	3

Tabel 4.63. Peringkat nilai rasio kekuatan struktur dari seluruh pemodelan berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa pada bangunan dua lantai.

Dari hasil analisa didapat berdasarkan kombinasi beban mati, dan beban hidup (Kombinasi 1 dan 2) sesuai tabel 4.63 didapat urutan model yang baik yaitu model 2,1, dan 3 dan akibat kombinasi beban mati, hidup dan gempa (kombinasi 3 sampai 18) sesuai tabel 4.63 didapat urutan model yang baik yaitu model 2,1, dan 3. Sehingga dapat dikatakan bahwa model 2 adalah bentuk struktur yang paling baik pada bangunan dua lantai, kemudian model 1 dan 3.

4.3. PEMBAHASAN ANALISA

Dari hasil Analisa didapat :

- Berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup :
 - Untuk bangunan satu lantai urutan atau peringkat bentuk struktur dari yang terbaik yaitu model 3,1,4,2, dan model 5, 6 pada peringkat yang sama. Pada hasil ini terlihat bahwa pada bangunan model yang terburuk yaitu pada model 6 dan 5 karena pada model 6 tidak adanya dinding bata dan model 5 karena dinding tidak sampai ringbalok pada beberapa sisi dinding. Model 3 adalah bentuk struktur yang terbaik yaitu model yang pada kolom keduanya yaitu kolom K1' dan K 3' tidak bertemu pada satu titik simpul dengan adanya jarak sebesar 50 cm dan mempunyai denah ruangan yang sama dengan model 1. Model 3 lebih baik dari model 1 dimana model 1 merupakan bentuk struktur yang balok dan kolomnya bertemu pada satu titik simpul. Bila dilihat pada tabel 4.17 perbedaan yang sangat besar yaitu pada rasio kuat lentur balok hal ini terjadi karena akibat letak kolom K1' dan K 3' berjarak sebesar 50 cm terhadap titik simpul yang mengakibatkan momen lentur pada balok tereduksi sehingga nilai rasio kuat lentur pada model 3 lebih baik.
 - Untuk bangunan dua lantai urutan bentuk struktur yang paling baik yaitu pada model 2 dimana kolom Kp 7 tidak bertemu pada titik simpul (adanya jarak sebesar 1,25 m), kemudian model 1 dimana kolom dan balok bertemu pada satu titik simpul, dan model 3 dimana bentuk struktur sama dengan model 1 tetapi dengan tidak memodelkan dinding bata sebagai bracing. Pada Model 2 lebih baik dari model 1 karena akibat bergesernya kolom Kp 7 menyebabkan pendistribusian beban berubah yang menyebabkan nilai rata-rata rasio kekuatan dari elemen struktur pada model 2 lebih baik sesuai tabel 4. 52.

- Berdasarkan kombinasi pembebanan beban mati, beban hidup, dan beban gempa :

- Untuk bangunan satu lantai urutan atau peringkat bentuk struktur dari yang terbaik yaitu model 1,3,4,2,5 dan 6.

Pada hasil ini terlihat bahwa pada bangunan model yang terburuk yaitu pada model 6 dan 5 karena pada model 6 tidak adanya dinding bata dan model 5 karena dinding tidak sampai ringbalok pada beberapa sisi dinding. Model 1 adalah bentuk struktur yang terbaik diantara 6 pemodelan dimana kolom dan balok bertemu pada satu titik simpul

- Untuk bangunan dua lantai urutan atau peringkat bentuk struktur dari yang terbaik yaitu model 2,1, dan 3.

Pada bangunan dua lantai yaitu pada model 2 dimana balok dan kolom tidak bertemu pada salah satu titik simpul bentuk strukturnya lebih baik, salah satu pengaruhnya yaitu pada bangunan dua lantai pada axis as C pada bidang area segitiga pasangan dinding bata pada atap (sopi-sopi) dimana Kp 7 tidak bertemu pada satu titik simpul terlihat akibat beban pasangan bata tersebut yang berbentuk segi tiga bila dilihat letak titik tangkap distribusi beban segi tiganya tepat berada/ segaris dengan Kolom Kp 7 dan Kp 12 sehingga beban diteruskan ke kolom lalu kepondasi dan beban yang diterima balok Rb 5 nilainya lebih kecil karena panjang bentangnya lebih kecil, sedangkan pada model 1 bentang pada Rb 5 lebih besar dan beban pasangan bata yang diterima pada Rb 5 lebih besar dan akibat beban pasangan bata pada Rb 5 juga menambah beban lentur pada Kolom Kp 7 akibatnya nilai rasio kekuatan pada model 2 lebih baik dibandingkan model 1.

- Dari analisa bangunan satu lantai dan dua lantai didapat kesimpulan bahwa bentuk struktur rumah tinggal yang kolom dan baloknya bertemu pada satu titik simpul nilai rasio rata-rata kekuatannya tidak selalu lebih baik dibandingkan dengan bentuk struktur yang tidak bertemu pada satu titik simpul karena hal ini dipengaruhi pula oleh bentuk distribusi beban yang bekerja dan bentuk elemen struktur berupa jarak antara kolom yang menyebabkan bentang balok lebih memanjang atau memendek.

- Kombinasi pembebanan akibat pengaruh beban mati dan beban hidup, memberikan nilai rasio kuat lentur dan rasio kuat geser yang besar/ mendekati satu terhadap elemen balok dibandingkan dengan kombinasi pembebanan akibat pengaruh beban mati, beban hidup dan gempa. Hal ini dapat dilihat perbandingannya pada bangunan satu lantai model 1,2,3,4, dan 5 sesuai tabel 4.15. dan 4.21. Sedangkan Pada model 6 nilai rasio kuat lentur dan rasio kuat geser pada balok yang memberikan nilai rasio yang besar yaitu pada kombinasi pembebanan akibat pengaruh beban mati, beban hidup, dan beban gempa, hal ini akibat tidak adanya kontribusi dinding bata sebagai penahan gaya lateral. Sehingga dapat ditarik kesimpulan bila dinding bata mempunyai kontribusi menahan gaya lateral maka kombinasi pembebanan yang dominan yang memperlemah elemen balok yaitu akibat pengaruh kombinasi beban mati dan beban hidup.

Pada elemen kolom kombinasi pembebanan yang dominan memperlemah kekuatan kolom yaitu pada kombinasi akibat pengaruh beban mati, beban hidup, dan beban gempa.

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Dari hasil analisa pemodelan struktur akibat adanya balok dan kolom yang tidak bertemu pada salah satu titik simpul didapat kesimpulan bahwa :

- Pada bangunan satu lantai untuk kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup bentuk struktur yang terbaik yaitu pada model 3
- Pada bangunan satu lantai untuk kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa bentuk struktur yang terbaik yaitu pada model 1.
- Pada bangunan dua lantai untuk kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup maupun kombinasi akibat beban mati, hidup, dan gempa bentuk struktur yang terbaik yaitu pada model 2 dimana antara kolom Kp 7, kolom Kp 3', dan ringbalok Rb 10 tidak bertemu pada satu titik simpul.
- Bentuk struktur dimana balok dan kolomnya bertemu pada satu titik simpul tidak selalu mempunyai nilai rasio rata-rata kekuatan struktur yang lebih baik dibandingkan struktur yang balok dan kolomnya tidak bertemu pada satu titik simpul, karena rasio kekuatan rata-rata struktur juga dipengaruhi bentuk distribusi beban yang bekerja dan panjang bentang elemen balok struktur.
- Pada analisa ini bentuk struktur akibat adanya balok dan kolom yang tidak bertemu pada salah satu titik simpul, dinding bata yang dimodelkan tidak sampai ringbalok, dan dinding bata yang tidak dimodelkan, kondisi layan dari struktur masih memenuhi syarat.
- Dinding bata memberikan kontribusi yang besar dalam memberikan tahanan terhadap gaya lateral, dimana terlihat pada pemodelan struktur yang tidak memodelkan dinding bata elemen strukturnya mengalami kehancuran, dimana nilai rasionya melebihi 1.

- Kombinasi Pembebanan yang memperlemah kekuatan elemen balok yaitu akibat pengaruh beban mati dan beban hidup untuk struktur yang memodelkan dinding bata sebagai penahan gaya lateral, sedangkan untuk struktur yang tidak memodelkan dinding bata sebagai penahan gaya lateral pembebanan yang memperlemah elemen balok akibat kombinasi beban mati, hidup, dan gempa.
- Kombinasi Pembebanan yang memperlemah kekuatan kolom yaitu akibat kombinasi beban mati, beban hidup, dan beban gempa.

5.2. Saran

- Pemodelan dinding bata sebagai bracing diagonal yang hanya menahan gaya tekan pada kenyataannya tidak selalu berlaku elastis. Akibat periode beban gempa yang panjang dan menerima gaya lateral dari dua arah yang berlawanan, dinding bata tersebut dapat mengalami kehancuran, sehingga mempengaruhi nilai kekakuan struktur. Oleh karena itu perlu ditinjau lebih jauh bila selama gempa berlangsung dinding bata telah mengalami kehancuran.
- Nilai perbandingan rasio kekuatan struktur dari pemodelan struktur yang balok dan kolomnya tidak bertemu pada salah satu titik simpul dalam penulisan ini terdapat pengaruh dari kekakuan pasangan dinding bata yang nilainya berbeda-beda dari setiap model karena luas pasangan dindingnya berbeda. Sehingga untuk mendapatkan perbandingan rasio kekuatan yang hanya meninjau akibat pengaruh struktur yang balok dan kolomnya tidak bertemu pada salah satu titik simpul, maka perlu ditinjau dengan pemodelan - pemodelan struktur yang tidak memodelkan dinding bata sebagai penahan gaya lateral dalam analisa numerik ini.

DAFTAR PUSTAKA

1. T. Paulay, M.J.N Priestley " Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings"
2. Bowless, J. , " Foundation Analysis and Design " Int. Student Edition, 1988
3. Mario Paz "Dinamika Struktur"
4. Anil K. Chopra "Dynamic of structures"
5. Arijoeni Essy " A Thesis submitted for Degree of Doctor Phylosopi"
6. Ir. Teddy Boen "Bangunan Tahan Gempa (rumah tinggal) "
7. Departemen PU Ditjen Cipta Karya "Pedoman teknis Rumah dan bangunan tahan gempa"
8. SNI - 03 - 1726 - 2002
9. SKBI - 1.3.53.1987 Pedoman Pembebanan untuk rumah dan gedung
10. Engineering Structures Research Centre City University, London "Low-rise residential construction detailing to resist earthquakes"
(<http://www.staff.city.ac.uk/earthquakes/Repairstrengthening/index.php>)
11. Museum geologi Bandung "Lempeng Tektonik"
([http://id.wikipedia.org/wiki/Museum Geologi Bandung](http://id.wikipedia.org/wiki/Museum_Geologi_Bandung))
12. W.C. Vis, Gideon H Kusuma, "Dasar- dasar Perencanaan Beton Bertulang"
Cur.
13. Chu-Kia Wang " Analisa Struktur Lanjutan "

LAMPIRAN A1

**Perhitungan Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Gaya Lateral,
Dan Distribusi Gaya Lateral ke setiap ujung Kolom Pada
Bangunan Satu Lantai**



Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral, Pada Bangunan Satu Lantai

MODEL 1

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	86	1.8	-23.042
K2	89	1.8	-33.472
K3	92	1.8	-23.08
K4	99	1.8	-20.829
K5	102	1.8	-14.973
K6	105	1.8	-14.909
K7	106	1.8	-10.643
K8	109	1.8	-20.876
K9	116	1.8	-20.631
K10	119	1.8	-15.136
K11	122	1.8	-16.913
K12	123	1.8	-17.623
K13	130	1.8	-23.085
K14	133	1.8	-33.528
K15	136	1.8	-23.07
TOTAL			-311.81

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap = 311.81 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1'	162	0.87	-7.261
K2'	165	0.87	-8.107
K3'	168	0.87	-7.261
TOTAL			-22.63

Total Berat Bangunan Lantai Atap = 22.63 KN

Berat Total Bangunan (Lt 1+2) = 311.81 KN

Pembulatan = W_t = 311.81 KN

Berat Total Bangunan Lt 1 = 289.18 KN

Berat Total Bangunan Lt 2 = 22.63 KN

Wilayah Gempa = 5

Tinggi bangunan (Lantai 1 + 2) = H = 5.34 m

Tinggi Lantai 1 = 3.6 m

Tinggi Lantai 2 = 1.74 m

Waktu getar alami $T = 0.0731 H^{3/4} = 0.257$ detik

Faktor Respon Gempa $C = 0.9$

Faktor Keutamaan $I = 1$

Faktor reduksi Gempa $R = 3.5$

Berat bangunan $W_t = 311.81$ KN

Gaya Geser Dasar $V = \frac{C_1 I}{R} W_t = 80.18$ KN

Gaya Lateral Lantai ke -i $F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V =$

- Gaya Lateral Lantai ke -1 = $F_1 = 77.26$ KN

- Gaya Lateral Lantai ke -2 = $F_2 = 2.92$ KN

Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral, Pada Bangunan Satu Lantai

MODEL 2

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	85	1.8	-24.941
K2	87	1.8	-26.719
K3	88	1.8	-20.773
K4	89	1.8	-14.823
K5	92	1.8	-22.768
K6	93	1.8	-20.599
K7	94	1.8	-14.894
K8	96	1.8	-17.999
K9	97	1.8	-24.993
K10	99	1.8	-26.712
K11	163	1.8	-27.695
K12	164	1.8	-11.382
K13	165	1.8	-15.818
K14	166	1.8	-27.719
K15	167	1.8	-13.784
TOTAL			-311.62

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap = 311.62 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1'	177	0.87	-7.2605
K2'	181	0.798	-5.178
K3'	180	0.87	-7.2605
TOTAL			-19.70

Total Berat Bangunan Lantai Atap = 19.70 KN

Berat Total Bangunan (Lt 1+2) = 311.62 KN
 Pembulatan = W_t = **311.62 KN**

Berat Total Bangunan Lt 1 = 291.92 KN
 Berat Total Bangunan Lt 2 = 19.70 KN

Wilayah Gempa = 5
 Tinggi bangunan (Lantai 1 + 2) = H = 5.34 m
 Tinggi Lantai 1 = 3.6 m
 Tinggi Lantai 2 = 1.74 m

Waktu getar alami $T = 0,0731 H^{3/4} = 0.257$ detik
 Faktor Respon Gempa $C = 0.9$
 Faktor Keutamaan $I = 1$
 Faktor reduksi Gempa $R = 3.5$
 Berat bangunan $W_t = 311.62$ KN

Gaya Geser Dasar $V = \frac{C_i I}{R} W_t = 80.13$ KN

Gaya Lateral Lantai ke -i $F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V =$

- Gaya Lateral Lantai ke -1 = F1 = 77.60 KN
 - Gaya Lateral Lantai ke -2 = F2 = 2.53 KN

Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral, Pada Bangunan Satu Lantai

MODEL 3

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	86	1.8	-23.361
K2	89	1.8	-32.834
K3	92	1.8	-23.184
K4	99	1.8	-20.821
K5	102	1.8	-14.801
K6	105	1.8	-15.031
K7	106	1.8	-10.818
K8	109	1.8	-20.859
K9	116	1.8	-20.618
K10	119	1.8	-14.928
K11	122	1.8	-17.218
K12	123	1.8	-17.633
K13	130	1.8	-23.356
K14	133	1.8	-32.987
K15	136	1.8	-23.126
TOTAL			-311.58

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap = 311.58 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1'	87	0.725	-5.208
K2'	165	0.87	-8.107
K3'	88	0.725	-5.208
TOTAL			-18.52

Total Berat Bangunan Lantai Atap = 18.52 KN

Berat Total Bangunan (Lt 1+2) = 311.575 KN

Pembulatan = W_t = 311.58 KN

Berat Total Bangunan Lt 1 = 293.05 KN

Berat Total Bangunan Lt 2 = 18.52 KN

Wilayah Gempa = 5

Tinggi bangunan (Lantai 1 + 2) = H = 5.34 m

Tinggi Lantai 1 = 3.6 m

Tinggi Lantai 2 = 1.74 m

Waktu getar alami $T = 0,0731 H^{3/4} = 0.257$ detik

Faktor Respon Gempa $C = 0.9$

Faktor Keutamaan $I = 1$

Faktor reduksi Gempa $R = 3.5$

Berat bangunan $W_t = 311.58$ KN

Gaya Geser Dasar $V = \frac{C_i I}{R} W_t = 80.12$ KN

Gaya Lateral Lantai ke -i $F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V =$

- Gaya Lateral Lantai ke -1 = $F_1 = 77.74$ KN

- Gaya Lateral Lantai ke -2 = $F_2 = 2.38$ KN

Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral, Pada Bangunan Satu Lantai

MODEL 4

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	82	1.8	-22.618
K2	83	1.8	-32.084
K3	84	1.8	-22.384
K4	85	1.8	-22.737
K5	86	1.8	-13.525
K6	87	1.8	-11.22
K7	88	1.8	-11.474
K8	89	1.8	-20.784
K9	90	1.8	-22.554
K10	91	1.8	-13.459
K11	92	1.8	-14.2
K12	93	1.8	-17.739
K13	94	1.8	-22.57
K14	95	1.8	-32.123
K15	96	1.8	-22.347
TOTAL			-301.82

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap = 301.82 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1'	127	0.87	-7.257
K2'	130	0.87	-7.209
K3'	133	0.87	-7.257
TOTAL			-21.72

Total Berat Bangunan Lantai Atap = 21.72 KN

Berat Total Bangunan (Lt 1+2) = 301.818 KN

Pembulatan = Wt = 301.82 KN

Berat Total Bangunan Lt 1 = 280.10 KN

Berat Total Bangunan Lt 2 = 21.72 KN

Wilayah Gempa = 5

Tinggi bangunan (Lantai 1 + 2) = H = 5.34 m

Tinggi Lantai 1 = 3.6 m

Tinggi Lantai 2 = 1.74 m

Waktu getar alami T = 0,0731 H^{3/4} = 0.257 detik

Faktor Respon Gempa C = 0.9

Faktor Keutamaan I = 1

Faktor reduksi Gempa R = 3.5

Berat bangunan Wt = 301.82 KN

Gaya Geser Dasar $V = \frac{C_1 I}{R} W_t = 77.61 \text{ KN}$

Gaya Lateral Lantai ke -i $F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V =$

- Gaya Lateral Lantai ke -1 = F1 = 74.81 KN

- Gaya Lateral Lantai ke -2 = F2 = 2.80 KN

Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral, Pada Bangunan Satu Lantai

MODEL 5

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	86	1.8	-22.802
K2	89	1.8	-32.938
K3	92	1.8	-22.838
K4	99	1.8	-20.851
K5	102	1.8	-14.907
K6	105	1.8	-14.103
K7	106	1.8	-10.544
K8	109	1.8	-20.884
K9	116	1.8	-20.656
K10	119	1.8	-15.056
K11	122	1.8	-16.035
K12	123	1.8	-17.637
K13	130	1.8	-22.843
K14	133	1.8	-32.99
K15	136	1.8	-22.827
TOTAL			-307.91

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap = 307.91 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1'	162	0.87	-7.261
K2'	165	0.87	-8.107
K3'	168	0.87	-7.261
TOTAL			-22.63

Total Berat Bangunan Lantai Atap = 22.63 KN

Berat Total Bangunan (Lt 1+2) = 307.911 KN
 Pembulatan = Wt = **307.91 KN**
 Berat Total Bangunan Lt 1 = 285.28 KN
 Berat Total Bangunan Lt 2 = 22.63 KN

Wilayah Gempa = 5
 Tinggi bangunan (Lantai 1 + 2) = H = 5.34 m
 Tinggi Lantai 1 = 3.6 m
 Tinggi Lantai 2 = 1.74 m

Waktu getar alami T = $0,0731 H^{3/4}$ = 0.257 detik
 Faktor Respon Gempa C = 0.9
 Faktor Keutamaan I = 1
 Faktor reduksi Gempa R = 3.5
 Berat bangunan Wt = 307.91 KN

Gaya Geser Dasar $v = \frac{C_i I}{R} w_i$ = 79.18 KN

Gaya Lateral Lantai ke -i $F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V$ =

- Gaya Lateral Lantai ke -1 = F1 = 76.26 KN
 - Gaya Lateral Lantai ke -2 = F2 = 2.92 KN

**Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral, Pada
Bangunan Satu Lantai**

MODEL 6

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	86	1.8	-23.042
K2	89	1.8	-33.472
K3	92	1.8	-23.08
K4	99	1.8	-20.829
K5	102	1.8	-14.973
K6	105	1.8	-14.909
K7	106	1.8	-10.643
K8	109	1.8	-20.876
K9	116	1.8	-20.631
K10	119	1.8	-15.136
K11	122	1.8	-16.913
K12	123	1.8	-17.623
K13	130	1.8	-23.085
K14	133	1.8	-33.528
K15	136	1.8	-23.07
TOTAL			-311.81

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap = 311.81 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1'	162	0.87	-7.261
K2'	165	0.87	-8.107
K3'	168	0.87	-7.261
TOTAL			-22.63

Total Berat Bangunan Lantai Atap = 22.63 KN

Berat Total Bangunan (Lt 1+2) = 311.81 KN

Pembulatan = W_t = 311.81 KN

Berat Total Bangunan Lt 1 = 289.18 KN

Berat Total Bangunan Lt 2 = 22.63 KN

Wilayah Gempa = 5

Tinggi bangunan (Lantai 1 + 2) = H = 5.34 m

Tinggi Lantai 1 = 3.6 m

Tinggi Lantai 2 = 1.74 m

Waktu getar alami $T = 0,0731 H^{3/4} = 0.257$ detik

Faktor Respon Gempa $C = 0.9$

Faktor Keutamaan $I = 1$

Faktor reduksi Gempa $R = 3.5$

Berat bangunan $W_t = 311.81$ KN

Gaya Geser Dasar $V = \frac{C_i I}{R} W_t = 80.18$ KN

Gaya Lateral Lantai ke -i $F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V =$

- Gaya Lateral Lantai ke -1 = $F_1 = 77.26$ KN

- Gaya Lateral Lantai ke -2 = $F_2 = 2.92$ KN

Distribusi Beban Ke ujung Kolom Pada Bangunan Satu Lantai

Distribusi beban EQX dan EQY Kekolom adalah perkalian Gaya Lateral lantai ke-i dikalikan dengan perbandingan antara Gaya aksial kolom tinjauan lantai ke-i dengan jumlah keseluruhan gaya aksial pada kolom lantai ke -i

MODEL 1

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + Lantai 2) = 311.81 KN
 Pembulatan = Wt = 311.81 KN

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 289.18 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 2 = 22.63 KN
 Gaya Lateral Lantai ke -1 = F1 = 77.26 KN
 Gaya Lateral Lantai ke -2 = F2 = 2.92 KN

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	86	1.8	-23.042	5.71	5.71
K2	89	1.8	-33.472	8.29	8.29
K3	92	1.8	-23.08	5.72	5.72
K4	99	1.8	-20.829	5.16	5.16
K5	102	1.8	-14.973	3.71	3.71
K6	105	1.8	-14.909	3.69	3.69
K7	106	1.8	-10.643	2.64	2.64
K8	109	1.8	-20.876	5.17	5.17
K9	116	1.8	-20.631	5.11	5.11
K10	119	1.8	-15.136	3.75	3.75
K11	122	1.8	-16.913	4.19	4.19
K12	123	1.8	-17.623	4.37	4.37
K13	130	1.8	-23.085	5.72	5.72
K14	133	1.8	-33.528	8.31	8.31
K15	136	1.8	-23.07	5.72	5.72
TOTAL			-311.81	77.26	77.26

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap 311.81 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1'	162	0.87	-7.261	0.94	0.94
K2'	165	0.87	-8.107	1.05	1.05
K3'	168	0.87	-7.261	0.94	0.94
TOTAL			-22.63	2.93	2.93

Total Berat Bangunan Lantai Atap 22.63 KN

Distribusi Beban Ke ujung Kolom Pada Bangunan Satu Lantai

Distribusi beban EQX dan EQY Kekolom adalah perkalian Gaya Lateral lantai ke-i dikalikan dengan perbandingan antara Gaya aksial kolom tinjauan lantai ke-i dengan jumlah keseluruhan gaya aksial pada kolom lantai ke -i

MODEL 2

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + Lantai 2)	=	311.62 KN
Pembulatan	= Wt =	311.62 KN
Berat Total Bangunan Lantai 1	=	291.92 KN
Berat Total Bangunan Lantai 2	=	19.70 KN
Gaya Lateral Lantai ke -1	= F1 =	77.60 KN
Gaya Lateral Lantai ke -2	= F2 =	2.53 KN

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	86	1.8	-23.042	5.73	5.73
K2	89	1.8	-33.472	8.33	8.33
K3	92	1.8	-23.08	5.74	5.74
K4	99	1.8	-20.829	5.18	5.18
K5	102	1.8	-14.973	3.73	3.73
K6	105	1.8	-14.909	3.71	3.71
K7	106	1.8	-10.643	2.65	2.65
K8	109	1.8	-20.876	5.2	5.2
K9	116	1.8	-20.631	5.13	5.13
K10	119	1.8	-15.136	3.77	3.77
K11	122	1.8	-16.913	4.21	4.21
K12	123	1.8	-17.623	4.39	4.39
K13	130	1.8	-23.085	5.75	5.75
K14	133	1.8	-33.528	8.34	8.34
K15	136	1.8	-23.07	5.74	5.74
TOTAL			-311.81	77.60	77.6

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap **311.81 KN**

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1'	162	0.87	-7.261	0.81	0.81
K2'	165	0.87	-8.107	0.91	0.91
K3'	168	0.87	-7.261	0.81	0.81
TOTAL			-22.63	2.53	2.53

Total Berat Bangunan Lantai Atap **22.63 KN**

Distribusi Beban Ke ujung Kolom Pada Bangunan Satu Lantai

Distribusi beban EQX dan EQY Kekolom adalah perkalian Gaya Lateral lantai ke-i dikalikan dengan perbandingan antara Gaya aksial kolom tinjauan lantai ke-i dengan jumlah keseluruhan gaya aksial pada kolom lantai ke -i

MODEL 3

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + Lantai 2)	=	311.58 KN
Pembulatan	= Wt =	311.58 KN
Berat Total Bangunan Lantai 1	=	293.05 KN
Berat Total Bangunan Lantai 2	=	18.52 KN
Gaya Lateral Lantai ke -1	= F1 =	77.74 KN
Gaya Lateral Lantai ke -2	= F2 =	2.38 KN

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	86	1.8	-23.042	5.75	5.75
K2	89	1.8	-33.472	8.35	8.35
K3	92	1.8	-23.08	5.75	5.75
K4	99	1.8	-20.829	5.19	5.19
K5	102	1.8	-14.973	3.73	3.73
K6	105	1.8	-14.909	3.72	3.72
K7	106	1.8	-10.643	2.65	2.65
K8	109	1.8	-20.876	5.21	5.21
K9	116	1.8	-20.631	5.14	5.14
K10	119	1.8	-15.136	3.77	3.77
K11	122	1.8	-16.913	4.22	4.22
K12	123	1.8	-17.623	4.39	4.39
K13	130	1.8	-23.085	5.76	5.76
K14	133	1.8	-33.528	8.36	8.36
K15	136	1.8	-23.07	5.75	5.75
TOTAL			-311.81	77.74	77.74

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap **311.81 KN**

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1'	162	0.87	-7.261	0.76	0.76
K2'	165	0.87	-8.107	0.85	0.85
K3'	168	0.87	-7.261	0.76	0.76
TOTAL			-22.63	2.37	2.37

Total Berat Bangunan Lantai Atap **22.63 KN**

Distribusi Beban Ke ujung Kolom Pada Bangunan Satu Lantai

Distribusi beban EQX dan EQY Kekolom adalah perkalian Gaya Lateral lantai ke-i dikalikan dengan perbandingan antara Gaya aksial kolom tinjauan lantai ke-i dengan jumlah keseluruhan gaya aksial pada kolom lantai ke -i

MODEL 4

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + Lantai 2)	=	301.82 KN
Pembulatan	= Wt =	301.82 KN
Berat Total Bangunan Lantai 1	=	280.10 KN
Berat Total Bangunan Lantai 2	=	21.72 KN
Gaya Lateral Lantai ke -1	= F1 =	74.81 KN
Gaya Lateral Lantai ke -2	= F2 =	2.80 KN

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	86	1.8	-23.042	5.53	5.53
K2	89	1.8	-33.472	8.03	8.03
K3	92	1.8	-23.08	5.54	5.54
K4	99	1.8	-20.829	5	5
K5	102	1.8	-14.973	3.59	3.59
K6	105	1.8	-14.909	3.58	3.58
K7	106	1.8	-10.643	2.55	2.55
K8	109	1.8	-20.876	5.01	5.01
K9	116	1.8	-20.631	4.95	4.95
K10	119	1.8	-15.136	3.63	3.63
K11	122	1.8	-16.913	4.06	4.06
K12	123	1.8	-17.623	4.23	4.23
K13	130	1.8	-23.085	5.54	5.54
K14	133	1.8	-33.528	8.04	8.04
K15	136	1.8	-23.07	5.53	5.53
TOTAL			-311.81	74.81	74.81

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap **311.81 KN**

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1'	162	0.87	-7.261	0.9	0.9
K2'	165	0.87	-8.107	1.005	1.005
K3'	168	0.87	-7.261	0.9	0.9
TOTAL			-22.63	2.81	2.81

Total Berat Bangunan Lantai Atap **22.63 KN**

Distribusi Beban Ke ujung Kolom Pada Bangunan Satu Lantai

Distribusi beban EQX dan EQY Kekolom adalah perkalian Gaya Lateral lantai ke-i dikalikan dengan perbandingan antara Gaya aksial kolom tinjauan lantai ke-i dengan jumlah keseluruhan gaya aksial pada kolom lantai ke -i

MODEL 5

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + Lantai 2)	=	307.911 KN
Pembulatan	= Wt =	307.91 KN
Berat Total Bangunan Lantai 1	=	285.28 KN
Berat Total Bangunan Lantai 2	=	22.63 KN
Gaya Lateral Lantai ke -1	= F1 =	76.26 KN
Gaya Lateral Lantai ke -2	= F2 =	2.92 KN

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	86	1.8	-23.042	5.64	5.64
K2	89	1.8	-33.472	8.19	8.19
K3	92	1.8	-23.08	5.64	5.64
K4	99	1.8	-20.829	5.09	5.09
K5	102	1.8	-14.973	3.66	3.66
K6	105	1.8	-14.909	3.65	3.65
K7	106	1.8	-10.643	2.6	2.6
K8	109	1.8	-20.876	5.11	5.11
K9	116	1.8	-20.631	5.05	5.05
K10	119	1.8	-15.136	3.7	3.7
K11	122	1.8	-16.913	4.14	4.14
K12	123	1.8	-17.623	4.31	4.31
K13	130	1.8	-23.085	5.65	5.65
K14	133	1.8	-33.528	8.2	8.2
K15	136	1.8	-23.07	5.64	5.64
TOTAL			-311.81	76.27	76.27

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap **311.81 KN**

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1'	162	0.87	-7.261	0.94	0.94
K2'	165	0.87	-8.107	1.05	1.05
K3'	168	0.87	-7.261	0.94	0.94
TOTAL			-22.63	2.93	2.93

Total Berat Bangunan Lantai Atap **22.63 KN**

Distribusi Beban Ke ujung Kolom Pada Bangunan Satu Lantai

Distribusi beban EQX dan EQY Kekolom adalah perkalian Gaya Lateral lantai ke-i dikalikan dengan perbandingan antara Gaya aksial kolom tinjauan lantai ke-i dengan jumlah keseluruhan gaya aksial pada kolom lantai ke -i

MODEL 6

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + Lantai 2)	=	311.81 KN
Pembulatan	= Wt =	311.81 KN
Berat Total Bangunan Lantai 1	=	289.18 KN
Berat Total Bangunan Lantai 2	=	22.63 KN
Gaya Lateral Lantai ke -1	= F1 =	77.26 KN
Gaya Lateral Lantai ke -2	= F2 =	2.92 KN

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	86	1.8	-23.042	5.71	5.71
K2	89	1.8	-33.472	8.29	8.29
K3	92	1.8	-23.08	5.72	5.72
K4	99	1.8	-20.829	5.16	5.16
K5	102	1.8	-14.973	3.71	3.71
K6	105	1.8	-14.909	3.69	3.69
K7	106	1.8	-10.643	2.64	2.64
K8	109	1.8	-20.876	5.17	5.17
K9	116	1.8	-20.631	5.11	5.11
K10	119	1.8	-15.136	3.75	3.75
K11	122	1.8	-16.913	4.19	4.19
K12	123	1.8	-17.623	4.37	4.37
K13	130	1.8	-23.085	5.72	5.72
K14	133	1.8	-33.528	8.31	8.31
K15	136	1.8	-23.07	5.72	5.72
TOTAL			-311.81	77.26	77.26

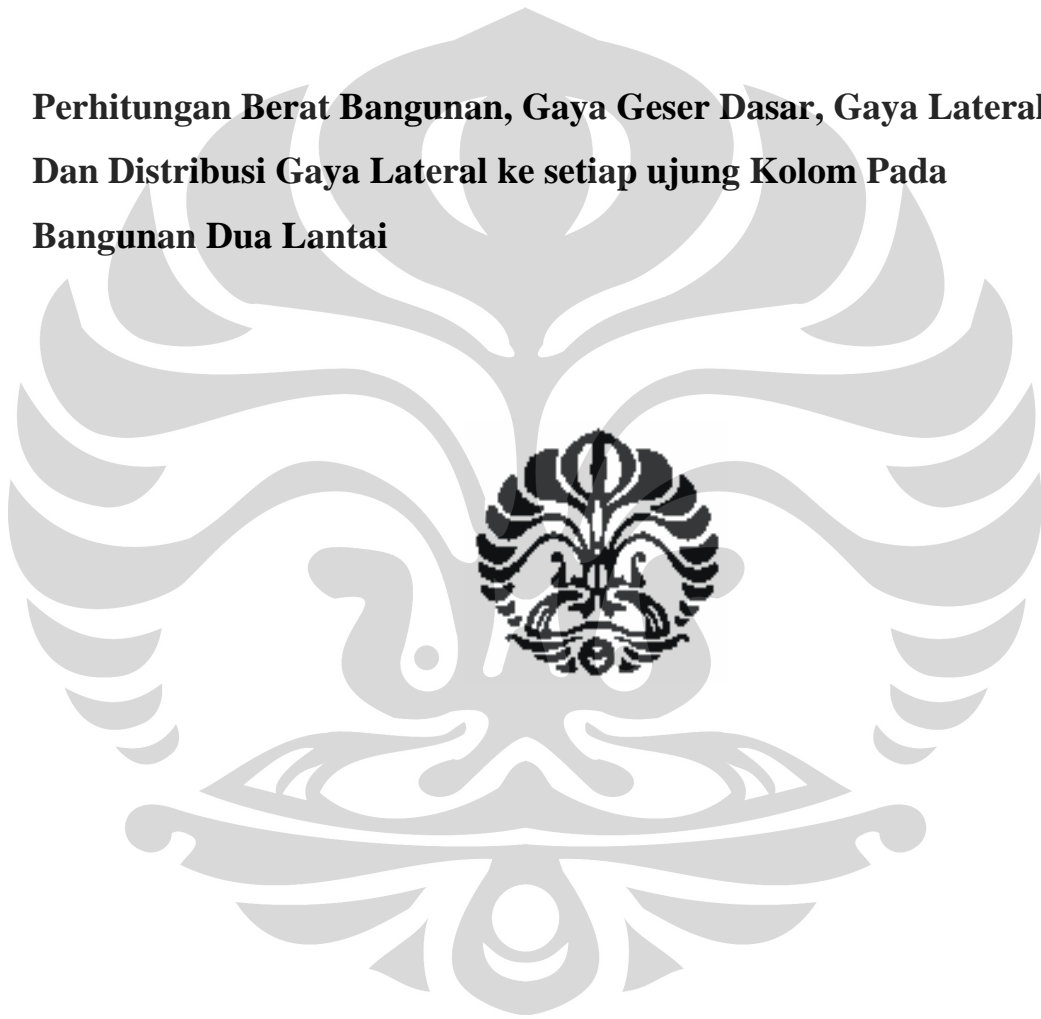
Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai Atap **311.81 KN**

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1'	162	0.87	-7.261	0.94	0.94
K2'	165	0.87	-8.107	1.05	1.05
K3'	168	0.87	-7.261	0.94	0.94
TOTAL			-22.63	2.93	2.93

Total Berat Bangunan Lantai Atap **22.63 KN**

LAMPIRAN A2

**Perhitungan Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Gaya Lateral,
Dan Distribusi Gaya Lateral ke setiap ujung Kolom Pada
Bangunan Dua Lantai**



Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral Pada Bangunan Dua Lantai

MODEL 1

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	97	1.7	-44.575
K2	98	1.7	-86.557
K3	99	1.7	-59.364
K4	100	1.7	-59.086
Kp 1	101	1.7	-45.362
K5	102	1.7	-68.471
K6	103	1.7	-47.729
Kp 2	104	1.7	-41.659
Kp 3	105	1.7	-32.878
K7	106	1.7	-36.921
Kp 4	107	1.7	-37.434
K8	108	1.7	-82.552
K9	109	1.7	-73.468
K10	110	1.7	-45.506
K11	111	1.7	-88.023
K12	112	1.7	-55.841
TOTAL			-905.43

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai 2 + Lantai 3 =

905.43 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	137	1.5	-13.899
K2	138	1.5	-29.437
K3	139	1.5	-21.323
K4	140	1.5	-19.839
K5	141	1.5	-13.203
K6	142	1.5	-15.253
K7	143	1.5	-20.02
K8	144	1.5	-35.049
K9	145	1.5	-7.802
K10	146	1.5	-14.023
K11	147	1.5	-21.147
K12	148	1.5	-26.164
K13	149	1.5	-16.146
K14	150	1.5	-29.488
K15	151	1.5	-21.411
TOTAL			-304.20

Total Berat Bangunan Lantai 2 + Lantai 3 =

304.20 KN

Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral Pada Bangunan Dua Lantai

KOLOM Pada Lantai 3	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1'	179	1.075	-10.224
K2'	180	1.075	-10.218
K3'	181	1.075	-10.224
TOTAL			-30.67

Total Berat Bangunan Lantai 3 (Atap) = 30.67 KN

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + 2 + 3) = 905.43 KN
 Pembulatan = **Wt = 905.43 KN**

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 601.22 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 2 = 273.54 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 3 = 30.67 KN

Wilayah Gempa = 5
 Tinggi bangunan (Lantai 1 + 2 + 3) = H = 8.55 m
 Tinggi Lantai 1 = 3.4 m
 Tinggi Lantai 2 = 3 m
 Tinggi Lantai 3 = 2.15 m

Waktu getar alami $T = 0,0731 H^{3/4} = 0.366$ detik
 Faktor Respon Gempa $C = 0.9$
 Faktor Keutamaan $I = 1$
 Faktor reduksi Gempa $R = 3.5$
 Berat bangunan $W_t = 905.43$ KN

Gaya Geser Dasar $V = \frac{C \cdot I}{R} W_t = 232.82$ KN

Gaya Lateral Lantai ke -i $F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V =$

- Gaya Lateral Lantai ke -1 = F1 = 162.39 KN
 - Gaya Lateral Lantai ke -2 = F2 = 65.19 KN
 - Gaya Lateral Lantai ke -3 = F3 = 5.24 KN

Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral Pada Bangunan Dua Lantai

MODEL 2

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	97	1.7	-44.681
K2	98	1.7	-86.134
K3	99	1.7	-51.386
K4	100	1.7	-59.149
Kp 1	101	1.7	-45.29
K5	102	1.7	-68.747
K6	103	1.7	-60.735
Kp 2	104	1.7	-41.687
Kp 3	105	1.7	-32.869
K7	106	1.7	-36.978
Kp 4	107	1.7	-37.361
K8	108	1.7	-82.535
K9	109	1.7	-72.308
K10	110	1.7	-45.544
K11	111	1.7	-87.858
K12	112	1.7	-52.162
TOTAL			-905.42

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai 2 + Lantai 3 =

905.42 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	137	1.5	-13.899
K2	138	1.5	-29.437
K3	139	1.5	-21.323
K4	140	1.5	-19.839
K5	141	1.5	-13.203
K6	142	1.5	-15.253
K7	143	1.5	-20.02
K8	144	1.5	-35.049
K9	145	1.5	-7.802
K10	146	1.5	-14.023
K11	147	1.5	-21.147
K12	148	1.5	-26.164
K13	149	1.5	-16.146
K14	150	1.5	-29.488
K15	151	1.5	-21.411
TOTAL			-304.20

Total Berat Bangunan Lantai 2 + Lantai 3 =

304.20 KN

Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral Pada Bangunan Dua Lantai

KOLOM Pada Lantai 3	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1'	179	1.075	-10.224
K2'	180	1.075	-10.218
K3'	181	1.075	-10.224
TOTAL			-30.67

Total Berat Bangunan Lantai 3 (Atap) = 30.67 KN

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + 2 + 3) = 905.42 KN
 Pembulatan = Wt = **905.42 KN**

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 601.22 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 2 = 273.54 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 3 = 30.67 KN

Wilayah Gempa = 5
 Tinggi bangunan (Lantai 1 + 2 + 3) = H = 8.55 m
 Tinggi Lantai 1 = 3.4 m
 Tinggi Lantai 2 = 3 m
 Tinggi Lantai 3 = 2.15 m

Waktu getar alami $T = 0,0731 H^{3/4} = 0.366$ detik
 Faktor Respon Gempa $C = 0.9$
 Faktor Keutamaan $I = 1$
 Faktor reduksi Gempa $R = 3.5$
 Berat bangunan $W_t = 905.42$ KN

Gaya Geser Dasar $V = \frac{C_1 I}{R} W_t = 232.82$ KN

Gaya Lateral Lantai ke -i $F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V =$

- Gaya Lateral Lantai ke -1 = F1 = 162.39 KN
 - Gaya Lateral Lantai ke -2 = F2 = 65.19 KN
 - Gaya Lateral Lantai ke -3 = F3 = 5.24 KN

Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral Pada Bangunan Dua Lantai

MODEL 3

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	97	1.7	-44.575
K2	98	1.7	-86.557
K3	99	1.7	-59.364
K4	100	1.7	-59.086
Kp 1	101	1.7	-45.362
K5	102	1.7	-68.471
K6	103	1.7	-47.729
Kp 2	104	1.7	-41.659
Kp 3	105	1.7	-32.878
K7	106	1.7	-36.921
Kp 4	107	1.7	-37.434
K8	108	1.7	-82.552
K9	109	1.7	-73.468
K10	110	1.7	-45.506
K11	111	1.7	-88.023
K12	112	1.7	-55.841
TOTAL			-905.43

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai 2 + Lantai 3 = **905.43 KN**

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1	137	1.5	-13.831
K2	138	1.5	-29.3
K3	139	1.5	-31.069
K4	140	1.5	-19.835
K5	141	1.5	-13.167
K6	142	1.5	-15.647
K7	143	1.5	-10.686
K8	144	1.5	-34.95
K9	145	1.5	-7.802
K10	146	1.5	-14.064
K11	147	1.5	-21.222
K12	148	1.5	-20.763
K13	149	1.5	-16.135
K14	150	1.5	-29.521
K15	151	1.5	-26.211
TOTAL			-304.20

Total Berat Bangunan Lantai 2 + Lantai 3 = **304.20 KN**

Berat Bangunan, Gaya Geser Dasar, Dan Gaya Lateral Pada Bangunan Dua Lantai

KOLOM Pada Lantai 3	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN
K1'	179	1.075	-10.224
K2'	180	1.075	-10.218
K3'	181	1.075	-10.224
TOTAL			-30.67

Total Berat Bangunan Lantai 3 (Atap) = 30.67 KN

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + 2 + 3) = 905.43 KN
 Pembulatan = Wt = **905.43 KN**

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 601.22 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 2 = 273.54 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 3 = 30.67 KN

Wilayah Gempa = 5
 Tinggi bangunan (Lantai 1 + 2 + 3) = H = 8.55 m
 Tinggi Lantai 1 = 3.4 m
 Tinggi Lantai 2 = 3 m
 Tinggi Lantai 3 = 2.15 m

Waktu getar alami $T = 0,0731 H^{3/4} = 0.366$ detik
 Faktor Respon Gempa $C = 0.9$
 Faktor Keutamaan $I = 1$
 Faktor reduksi Gempa $R = 3.5$
 Berat bangunan $W_t = 905.43$ KN

Gaya Geser Dasar $V = \frac{C_i I}{R} W_t = 232.82$ KN

Gaya Lateral Lantai ke -i $F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V =$

- Gaya Lateral Lantai ke -1 = F1 = 162.39 KN
 - Gaya Lateral Lantai ke -2 = F2 = 65.19 KN
 - Gaya Lateral Lantai ke -3 = F3 = 5.24 KN

Distribusi Gaya Lateral Ke Kolom Pada Bangunan Dua Lantai

Distribusi beban EQX dan EQY Kekolom adalah perkalian Gaya Lateral lantai ke-i dikalikan dengan perbandingan antara Gaya aksial kolom tinjauan lantai ke-i dengan jumlah keseluruhan gaya aksial pada kolom lantai ke -i

MODEL 1

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + 2 + 3)	=	Wt	=	905.43 KN
Pembulatan	=	Wt	=	905.43 KN
Berat Total Bangunan Lt 1	=			601.22 KN
Berat Total Bangunan Lt 2	=			273.54 KN
Berat Total Bangunan Lt Atap	=			30.67 KN
Gaya Lateral Lantai ke -1	=	F1	=	162.39 KN
Gaya Lateral Lantai ke -2	=	F 2	=	65.19 KN
Gaya Lateral Lantai Atap	=	F 3	=	5.24 KN

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	97	1.7	-44.575	7.99	7.99
K2	98	1.7	-86.557	15.52	15.52
K3	99	1.7	-59.364	10.65	10.65
K4	100	1.7	-59.086	10.6	10.6
Kp 1	101	1.7	-45.362	8.14	8.14
K5	102	1.7	-68.471	12.28	12.28
K6	103	1.7	-47.729	8.56	8.56
Kp 2	104	1.7	-41.659	7.47	7.47
Kp 3	105	1.7	-32.878	5.9	5.9
K7	106	1.7	-36.921	6.62	6.62
Kp 4	107	1.7	-37.434	6.71	6.71
K8	108	1.7	-82.552	14.81	14.81
K9	109	1.7	-73.468	13.18	13.18
K10	110	1.7	-45.506	8.16	8.16
K11	111	1.7	-88.023	15.79	15.79
K12	112	1.7	-55.841	10.02	10.02
TOTAL			-905.43	162.40	162.4

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai 2+ Lantai 3 = **905.43 KN**

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	137	1.5	-13.899	2.98	2.98
K2	138	1.5	-29.437	6.31	6.31
K3	139	1.5	-21.323	4.57	4.57
K4	140	1.5	-19.839	4.25	4.25
K5	141	1.5	-13.203	2.83	2.83
K6	142	1.5	-15.253	3.27	3.27
K7	143	1.5	-20.02	4.29	4.29
K8	144	1.5	-35.049	7.51	7.51
K9	145	1.5	-7.802	1.67	1.67
K10	146	1.5	-14.023	3.01	3.01
K11	147	1.5	-21.147	4.53	4.53
K12	148	1.5	-26.164	5.61	5.61
K13	149	1.5	-16.146	3.46	3.46
K14	150	1.5	-29.488	6.32	6.32
K15	151	1.5	-21.411	4.59	4.59
TOTAL			-304.20	65.2	65.2

Total Berat Bangunan Lantai 2 + Lantai 3 = 304.20 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
Kp 1'	179	1.075	-10.224	1.75	1.75
Kp 2'	180	1.075	-10.218	1.74	1.74
Kp 3'	181	1.075	-10.224	1.75	1.75
TOTAL			-30.67	5.24	5.24

Total Berat Bangunan Lantai Atap = 30.67 KN

MODEL 2

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + 2 + 3)				905.42 KN
Pembulatan		Wt		905.42 KN
Berat Total Bangunan Lt 1	=			601.22 KN
Berat Total Bangunan Lt 2	=			273.54 KN
Berat Total Bangunan Lt Atap	=			30.666 KN
Gaya Lateral Lantai ke -1	=	F1	=	162.39 KN
Gaya Lateral Lantai ke -2	=	F 2	=	65.19 KN
Gaya Lateral Lantai Atap	=	F 3	=	5.24 KN

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	97	1.7	-44.681	8.01	8.01
K2	98	1.7	-86.134	15.45	15.45
K3	99	1.7	-51.386	9.22	9.22
K4	100	1.7	-59.149	10.61	10.61
Kp 1	101	1.7	-45.29	8.12	8.12
K5	102	1.7	-68.747	12.33	12.33
K6	103	1.7	-60.735	10.89	10.89
Kp 2	104	1.7	-41.687	7.48	7.48
Kp 3	105	1.7	-32.869	5.9	5.9
K7	106	1.7	-36.978	6.63	6.63
Kp 4	107	1.7	-37.361	6.7	6.7
K8	108	1.7	-82.535	14.8	14.8
K9	109	1.7	-72.308	12.97	12.97
K10	110	1.7	-45.544	8.17	8.17
K11	111	1.7	-87.858	15.76	15.76
K12	112	1.7	-52.162	9.36	9.36
TOTAL			-905.42	162.40	162.4

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai 2+ Lantai 3 = 905.42 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	137	1.5	-13.899	2.98	2.98
K2	138	1.5	-29.437	6.31	6.31
K3	139	1.5	-21.323	4.57	4.57
K4	140	1.5	-19.839	4.25	4.25
K5	141	1.5	-13.203	2.83	2.83
K6	142	1.5	-15.253	3.27	3.27
K7	143	1.5	-20.02	4.29	4.29
K8	144	1.5	-35.049	7.51	7.51
K9	145	1.5	-7.802	1.67	1.67
K10	146	1.5	-14.023	3.01	3.01
K11	147	1.5	-21.147	4.53	4.53
K12	148	1.5	-26.164	5.61	5.61
K13	149	1.5	-16.146	3.46	3.46
K14	150	1.5	-29.488	6.32	6.32
K15	151	1.5	-21.411	4.59	4.59
TOTAL			-304.20	65.2	65.2

Total Berat Bangunan Lantai 2 + Lantai 3 = 304.20 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
Kp 1'	179	1.075	-10.224	1.75	1.75
Kp 2'	180	1.075	-10.218	1.75	1.75
Kp 3'	181	1.075	-10.224	1.75	1.75
TOTAL			-30.67	5.25	5.25

Total Berat Bangunan Lantai Atap = 30.67 KN

MODEL 3

Berat Total Bangunan (Lantai 1 + 2 + 3) = 905.43 KN
 Pembulatan = Wt = **905.43 KN**

Berat Total Bangunan Lt 1 = 601.22 KN
 Berat Total Bangunan Lt 2 = 273.54 KN
 Berat Total Bangunan Lt Atap = 30.666 KN

Gaya Lateral Lantai ke -1 = F1 = 162.39 KN
 Gaya Lateral Lantai ke -2 = F2 = 65.19 KN
 Gaya Lateral Lantai Atap = F3 = 5.24 KN

KOLOM Pada Lantai 1	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	97	1.7	-44.681	8.01	8.01
K2	98	1.7	-86.134	15.45	15.45
K3	99	1.7	-51.386	9.22	9.22
K4	100	1.7	-59.149	10.61	10.61
Kp 1	101	1.7	-45.29	8.12	8.12
K5	102	1.7	-68.747	12.33	12.33
K6	103	1.7	-60.735	10.89	10.89
Kp 2	104	1.7	-41.687	7.48	7.48
Kp 3	105	1.7	-32.869	5.9	5.9
K7	106	1.7	-36.978	6.63	6.63
Kp 4	107	1.7	-37.361	6.7	6.7
K8	108	1.7	-82.535	14.8	14.8
K9	109	1.7	-72.308	12.97	12.97
K10	110	1.7	-45.544	8.17	8.17
K11	111	1.7	-87.858	15.76	15.76
K12	112	1.7	-52.162	9.36	9.36
TOTAL			-905.42	162.40	162.4

Total Berat Bangunan Lantai 1 + Lantai 2+ Lantai 3 = **905.42 KN**

MODEL 3

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
K1	137	1.5	-13.899	2.98	2.98
K2	138	1.5	-29.437	6.31	6.31
K3	139	1.5	-21.323	4.57	4.57
K4	140	1.5	-19.839	4.25	4.25
K5	141	1.5	-13.203	2.83	2.83
K6	142	1.5	-15.253	3.27	3.27
K7	143	1.5	-20.02	4.29	4.29
K8	144	1.5	-35.049	7.51	7.51
K9	145	1.5	-7.802	1.67	1.67
K10	146	1.5	-14.023	3.01	3.01
K11	147	1.5	-21.147	4.53	4.53
K12	148	1.5	-26.164	5.61	5.61
K13	149	1.5	-16.146	3.46	3.46
K14	150	1.5	-29.488	6.32	6.32
K15	151	1.5	-21.411	4.59	4.59
TOTAL			-304.20	65.2	65.2

Total Berat Bangunan Lantai 2 + Lantai 3 =

304.20 KN

KOLOM Pada Lantai 2	Frame Text	Station m	GAYA AKSIAL P KN	Distribusi Beban ke kolom	
				EQX KN	EQY KN
Kp 1'	179	1.075	-10.224	1.75	1.75
Kp 2'	180	1.075	-10.218	1.75	1.75
Kp 3'	181	1.075	-10.224	1.75	1.75
TOTAL			-30.67	5.25	5.25

Total Berat Bangunan Lantai 3 =

30.67 KN

LAMPIRAN B

**Pengecekan Kondisi Diafragma Atap Atau Plat Lantai Pada
Bangunan Satu Lantai Dan Dua Lantai**



PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA ATAP PADA BANGUNAN SATU LANTAI

MODEL 1

Akibat Beban Gempa arah X

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
84	EQX	NonStatic	Max	1.431	-0.013
84	EQX	NonStatic	Min	1.431	-0.013
92	EQX	NonStatic	Max	3.634	-0.00519
92	EQX	NonStatic	Min	3.634	-0.00519
99	EQX	NonStatic	Max	1.472	0.018
99	EQX	NonStatic	Min	1.472	0.018

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	1.431 mm	
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	1.472 mm	
Lendutan Rata-rata	δA	=	1.4515 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta A$	=	2.903 mm	
Lendutan Tengah	δM	=	3.634 mm	
Kondisi Diafragma	δM	>	$2 \delta A$	→ Fleksibel

Akibat Beban Gempa arah Y

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
97	EQY	NonStatic	Max	-0.018	1.343
97	EQY	NonStatic	Min	-0.018	1.343
98	EQY	NonStatic	Max	-0.017	2.014
98	EQY	NonStatic	Min	-0.017	2.014
99	EQY	NonStatic	Max	-0.016	1.307
99	EQY	NonStatic	Min	-0.016	1.307

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	1.343 mm	
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	1.307 mm	
Lendutan Rata-rata	δA	=	1.325 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta A$	=	2.65 mm	
Lendutan Tengah	δM	=	2.014 mm	
Kondisi Diafragma	δM	<	$2 \delta A$	→ Rigid/ Kaku

PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA ATAP PADA BANGUNAN SATU LANTAI

MODEL 2

Akibat Beban Gempa arah X

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
94	EQX	NonStatic	Max	1.479	0.018
94	EQX	NonStatic	Min	1.479	0.018
123	EQX	NonStatic	Max	3.545	-0.00588
123	EQX	NonStatic	Min	3.545	-0.00588
97	EQX	NonStatic	Max	1.428	-0.013
97	EQX	NonStatic	Min	1.428	-0.013

Lendutan Ujung Kiri	($\delta 1$)	=	1.479 mm	
Lendutan Ujung Kanan	($\delta 2$)	=	1.428 mm	
Lendutan Rata-rata	δA	=	1.4535 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	2 δA	=	2.907 mm	
Lendutan Tengah	δM	=	3.545 mm	
Kondisi Diafragma	δM	>	2 δA	→ Fleksibel

Akibat Beban Gempa arah Y

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
93	EQY	NonStatic	Max	-0.0079	1.386
93	EQY	NonStatic	Min	-0.0079	1.386
101	EQY	NonStatic	Max	-0.0058	1.915
101	EQY	NonStatic	Min	-0.0058	1.915
94	EQY	NonStatic	Max	-0.0041	1.43
94	EQY	NonStatic	Min	-0.0041	1.43

Lendutan Ujung Kiri	($\delta 1$)	=	1.386 mm	
Lendutan Ujung Kanan	($\delta 2$)	=	1.43 mm	
Lendutan Rata-rata	δA	=	1.408 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	2 δA	=	2.816 mm	
Lendutan Tengah	δM	=	1.915 mm	
Kondisi Diafragma	δM	<	2 δA	→ Rigid/ Kaku

PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA ATAP PADA BANGUNAN SATU LANTAI

MODEL 3

Akibat Beban Gempa arah X

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
84	EQX	NonStatic	Max	1.398	-0.013
84	EQX	NonStatic	Min	1.398	-0.013
92	EQX	NonStatic	Max	3.654	-0.00497
92	EQX	NonStatic	Min	3.654	-0.00497
99	EQX	NonStatic	Max	1.434	0.018
99	EQX	NonStatic	Min	1.434	0.018

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	1.398 mm	
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	1.434 mm	
Lendutan Rata-rata	δ_A	=	1.416 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta_A$	=	2.832 mm	
Lendutan Tengah	δ_M	=	3.654 mm	
Kondisi Diafragma	δ_M	>	$2 \delta_A$	→ Fleksibel

Akibat Beban Gempa arah Y

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
97	EQY	NonStatic	Max	-0.022	1.333
97	EQY	NonStatic	Min	-0.022	1.333
98	EQY	NonStatic	Max	-0.02	1.969
98	EQY	NonStatic	Min	-0.02	1.969
99	EQY	NonStatic	Max	-0.018	1.279
99	EQY	NonStatic	Min	-0.018	1.279

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	1.333 mm	
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	1.279 mm	
Lendutan Rata-rata	δ_A	=	1.306 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta_A$	=	2.612 mm	
Lendutan Tengah	δ_M	=	1.969 mm	
Kondisi Diafragma	δ_M	<	$2 \delta_A$	→ Rigid/ Kaku

PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA ATAP PADA BANGUNAN SATU LANTAI

MODEL 4

Akibat Beban Gempa arah X

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
81	EQX	NonStatic	Max	1.583	-0.017
81	EQX	NonStatic	Min	1.583	-0.017
90	EQX	NonStatic	Max	4.216	-0.00832
90	EQX	NonStatic	Min	4.216	-0.00832
98	EQX	NonStatic	Max	1.628	0.017
98	EQX	NonStatic	Min	1.628	0.017

Lendutan Ujung Kiri	($\delta 1$)	=	1.583 mm	
Lendutan Ujung Kanan	($\delta 2$)	=	1.628 mm	
Lendutan Rata-rata	δA	=	1.6055 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta A$	=	3.211 mm	
Lendutan Tengah	δM	=	4.216 mm	
Kondisi Diafragma	δM	>	$2 \delta A$	→ Fleksibel

Akibat Beban Gempa arah Y

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
95	EQY	NonStatic	Max	-0.025	1.226
95	EQY	NonStatic	Min	-0.025	1.226
97	EQY	NonStatic	Max	-0.023	1.824
97	EQY	NonStatic	Min	-0.023	1.824
98	EQY	NonStatic	Max	-0.022	1.274
98	EQY	NonStatic	Min	-0.022	1.274

Lendutan Ujung Kiri	($\delta 1$)	=	1.226 mm	
Lendutan Ujung Kanan	($\delta 2$)	=	1.274 mm	
Lendutan Rata-rata	δA	=	1.25 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta A$	=	2.5 mm	
Lendutan Tengah	δM	=	1.824 mm	
Kondisi Diafragma	δM	<	$2 \delta A$	→ Rigid/ Kaku

PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA ATAP PADA BANGUNAN SATU LANTAI

MODEL 5

Akibat Beban Gempa arah X

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
84	EQX	NonStatic	Max	1.413	-0.013
84	EQX	NonStatic	Min	1.413	-0.013
92	EQX	NonStatic	Max	3.58	-0.00531
92	EQX	NonStatic	Min	3.58	-0.00531
99	EQX	NonStatic	Max	1.444	0.017
99	EQX	NonStatic	Min	1.444	0.017

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	1.413 mm	
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	1.444 mm	
Lendutan Rata-rata	δA	=	1.4285 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	2 δA	=	2.857 mm	
Lendutan Tengah	δM	=	3.58 mm	
Kondisi Diafragma	δM	>	2 δA	→ Fleksibel

Akibat Beban Gempa arah Y

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
97	EQY	NonStatic	Max	0.279	1.316
97	EQY	NonStatic	Min	0.279	1.316
98	EQY	NonStatic	Max	0.288	2.323
98	EQY	NonStatic	Min	0.288	2.323
99	EQY	NonStatic	Max	0.315	1.012
99	EQY	NonStatic	Min	0.315	1.012

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	1.316 mm	
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	1.012 mm	
Lendutan Rata-rata	δA	=	1.164 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	2 δA	=	2.328 mm	
Lendutan Tengah	δM	=	2.323 mm	
Kondisi Diafragma	δM	<	2 δA	→ Rigid/ Kaku

**PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA ATAP PADA BANGUNAN SATU
LANTAI**

MODEL 6

Akibat Beban Gempa arah X

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
84	EQX	NonStatic	Max	69.866	-0.414
84	EQX	NonStatic	Min	69.866	-0.414
92	EQX	NonStatic	Max	61.739	-0.422
92	EQX	NonStatic	Min	61.739	-0.422
99	EQX	NonStatic	Max	72.763	-0.425
99	EQX	NonStatic	Min	72.763	-0.425

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	69.866 mm	
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	72.763 mm	
Lendutan Rata-rata	δ_A	=	71.3145 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	2 δ_A	=	142.629 mm	
Lendutan Tengah	δ_M	=	61.739 mm	
Kondisi Diafragma	δ_M	<	2 δ_A	→ Rigid/ Kaku

Akibat Beban Gempa arah Y

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
97	EQY	NonStatic	Max	-0.401	66.258
97	EQY	NonStatic	Min	-0.401	66.258
98	EQY	NonStatic	Max	-0.411	67.432
98	EQY	NonStatic	Min	-0.411	67.432
99	EQY	NonStatic	Max	-0.42	66.628
99	EQY	NonStatic	Min	-0.42	66.628

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	66.258 mm	
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	66.628 mm	
Lendutan Rata-rata	δ_A	=	66.443 mm	
Dua kali lendutan rata-rata	2 δ_A	=	132.886 mm	
Lendutan Tengah	δ_M	=	67.432 mm	
Kondisi Diafragma	δ_M	<	2 δ_A	→ Rigid/ Kaku

PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA PADA LANTAI DAN ATAP BANGUNAN DUA LANTAI

MODEL 1

Akibat Beban Gempa arah X Pada Lantai 1

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
93	EQX	NonStatic	Max	3.406	0.114
93	EQX	NonStatic	Min	3.406	0.114
100	EQX	NonStatic	Max	6.575	0.143
100	EQX	NonStatic	Min	6.575	0.143
112	EQX	NonStatic	Max	3.336	0.151
112	EQX	NonStatic	Min	3.336	0.151

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	3.406 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	3.336 mm
Lendutan Rata-rata	δA	=	3.371 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta A$	=	6.742 mm
Lendutan Tengah	δM	=	6.575 mm
Kondisi Diafragma	δM	<	$2 \delta A$ → Rigid/Kaku

Akibat Beban Gempa arah Y Pada Lantai 1

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
110	EQY	NonStatic	Max	-0.026	2.341
110	EQY	NonStatic	Min	-0.026	2.341
111	EQY	NonStatic	Max	-0.014	3.648
111	EQY	NonStatic	Min	-0.014	3.648
112	EQY	NonStatic	Max	-0.0024	2.202
112	EQY	NonStatic	Min	-0.0024	2.202

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	2.341 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	2.202 mm
Lendutan Rata-rata	δA	=	2.272 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta A$	=	4.543 mm
Lendutan Tengah	δM	=	3.648 mm
Kondisi Diafragma	δM	<	$2 \delta A$ → Rigid/ Kaku

PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA PADA LANTAI DAN ATAP BANGUNAN DUA LANTAI

Akibat Beban Gempa arah X Pada Lantai 2

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
115	EQX	NonStatic	Max	5.053	0.26
115	EQX	NonStatic	Min	5.053	0.26
122	EQX	NonStatic	Max	10.576	0.264
122	EQX	NonStatic	Min	10.576	0.264
131	EQX	NonStatic	Max	4.986	0.265
131	EQX	NonStatic	Min	4.986	0.265

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	5.053 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	4.986 mm
Lendutan Rata-rata	δ_A	=	5.020 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta_A$	=	10.039 mm
Lendutan Tengah	δ_M	=	10.576 mm
Kondisi Diafragma	δ_M	>	$2 \delta_A$ → Fleksibel

Akibat Beban Gempa arah Y Pada Lantai 2

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
129	EQY	NonStatic	Max	-0.035	3.569
129	EQY	NonStatic	Min	-0.035	3.569
130	EQY	NonStatic	Max	-0.033	5.842
130	EQY	NonStatic	Min	-0.033	5.842
131	EQY	NonStatic	Max	-0.031	3.647
131	EQY	NonStatic	Min	-0.031	3.647

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	3.569 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	3.647 mm
Lendutan Rata-rata	δ_A	=	3.608 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta_A$	=	7.216 mm
Lendutan Tengah	δ_M	=	5.842 mm
Kondisi Diafragma	δ_M	<	$2 \delta_A$ → Rigid/ Kaku

PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA PADA LANTAI DAN ATAP BANGUNAN DUA LANTAI

MODEL 2

Akibat Beban Gempa arah X Pada Lantai 1

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
93	EQX	NonStatic	Max	3.423	0.133
93	EQX	NonStatic	Min	3.423	0.133
100	EQX	NonStatic	Max	6.519	0.146
100	EQX	NonStatic	Min	6.519	0.146
112	EQX	NonStatic	Max	3.323	0.149
112	EQX	NonStatic	Min	3.323	0.149

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	3.423 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	3.323 mm
Lendutan Rata-rata	δA	=	3.373 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta A$	=	6.746 mm
Lendutan Tengah	δM	=	6.519 mm
Kondisi Diafragma	δM	<	$2 \delta A$ → Rigid/ Kaku

Akibat Beban Gempa arah Y Pada Lantai 1

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
110	EQY	NonStatic	Max	-0.033	2.341
110	EQY	NonStatic	Min	-0.033	2.341
111	EQY	NonStatic	Max	-0.022	3.623
111	EQY	NonStatic	Min	-0.022	3.623
112	EQY	NonStatic	Max	-0.00997	2.171
112	EQY	NonStatic	Min	-0.00997	2.171

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	2.341 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	2.171 mm
Lendutan Rata-rata	δA	=	2.256 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta A$	=	4.512 mm
Lendutan Tengah	δM	=	3.623 mm
Kondisi Diafragma	δM	<	$2 \delta A$ → Rigid/ Kaku

PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA PADA LANTAI DAN ATAP BANGUNAN DUA LANTAI

Akibat Beban Gempa arah X Pada Lantai 2

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
115	EQX	NonStatic	Max	5.076	0.235
115	EQX	NonStatic	Min	5.076	0.235
122	EQX	NonStatic	Max	10.492	0.256
122	EQX	NonStatic	Min	10.492	0.256
131	EQX	NonStatic	Max	4.962	0.27
131	EQX	NonStatic	Min	4.962	0.27

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	5.076 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	4.962 mm
Lendutan Rata-rata	δ_A	=	5.019 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta_A$	=	10.038 mm
Lendutan Tengah	δ_M	=	10.492 mm
Kondisi Diafragma	δ_M	>	$2 \delta_A$ → Fleksibel

Akibat Beban Gempa arah Y Pada Lantai 2

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
129	EQY	NonStatic	Max	-0.05	3.569
129	EQY	NonStatic	Min	-0.05	3.569
130	EQY	NonStatic	Max	-0.049	5.79
130	EQY	NonStatic	Min	-0.049	5.79
131	EQY	NonStatic	Max	-0.046	3.333
131	EQY	NonStatic	Min	-0.046	3.333

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	3.569 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	3.333 mm
Lendutan Rata-rata	δ_A	=	3.451 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta_A$	=	6.902 mm
Lendutan Tengah	δ_M	=	5.79 mm
Kondisi Diafragma	δ_M	<	$2 \delta_A$ → Rigid/ Kaku

PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA PADA LANTAI DAN ATAP BANGUNAN DUA LANTAI

MODEL 3

Akibat Beban Gempa arah X Pada Lantai 1

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
93	EQX	NonStatic	Max	57.62	-0.465
93	EQX	NonStatic	Min	57.62	-0.465
100	EQX	NonStatic	Max	59.721	-0.461
100	EQX	NonStatic	Min	59.721	-0.461
112	EQX	NonStatic	Max	58.139	-0.456
112	EQX	NonStatic	Min	58.139	-0.456

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	57.62 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	58.14 mm
Lendutan Rata-rata	δA	=	57.88 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta A$	=	115.76 mm
Lendutan Tengah	δM	=	59.72 mm
Kondisi Diafragma	δM	<	$2 \delta A$ → Rigid/ Kaku

Akibat Beban Gempa arah Y Pada Lantai 1

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
110	EQY	NonStatic	Max	-3.081	95.774
110	EQY	NonStatic	Min	-3.081	95.774
111	EQY	NonStatic	Max	-3.076	104.504
111	EQY	NonStatic	Min	-3.076	104.504
112	EQY	NonStatic	Max	-3.069	106.327
112	EQY	NonStatic	Min	-3.069	106.327

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	95.77 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	106.33 mm
Lendutan Rata-rata	δA	=	101.05 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta A$	=	202.10 mm
Lendutan Tengah	δM	=	104.50 mm
Kondisi Diafragma	δM	<	$2 \delta A$ → Rigid/ Kaku

PENGECEKAN KONDISI DIAFRAGMA PADA LANTAI DAN ATAP BANGUNAN DUA LANTAI

Akibat Beban Gempa arah X Pada Lantai 2

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
115	EQX	NonStatic	Max	97.464	-0.421
115	EQX	NonStatic	Min	97.464	-0.421
122	EQX	NonStatic	Max	94.447	-0.451
122	EQX	NonStatic	Min	94.447	-0.451
131	EQX	NonStatic	Max	97.754	-0.48
131	EQX	NonStatic	Min	97.754	-0.48

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	97.46 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	97.75 mm
Lendutan Rata-rata	δ_A	=	97.61 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta_A$	=	195.22 mm
Lendutan Tengah	δ_M	=	94.45 mm
Kondisi Diafragma	δ_M	<	$2 \delta_A$ → Rigid/ Kaku

Akibat Beban Gempa arah Y Pada Lantai 2

TABLE: Joint Displacements					
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 mm	U2 mm
129	EQY	NonStatic	Max	-5.437	129.79
129	EQY	NonStatic	Min	-5.437	129.79
130	EQY	NonStatic	Max	-5.438	136.769
130	EQY	NonStatic	Min	-5.438	136.769
131	EQY	NonStatic	Max	-5.437	142.863
131	EQY	NonStatic	Min	-5.437	142.863

Lendutan Ujung Kiri	(δ_1)	=	129.79 mm
Lendutan Ujung Kanan	(δ_2)	=	142.86 mm
Lendutan Rata-rata	δ_A	=	136.33 mm
Dua kali lendutan rata-rata	$2 \delta_A$	=	272.65 mm
Lendutan Tengah	δ_M	=	136.77 mm
Kondisi Diafragma	δ_M	<	$2 \delta_A$ → Rigid/ Kaku

LAMPIRAN C

**Pusat Massa, Pusat Rotasi, Dan Pusat Massa Rencana untuk
Lantai Atau Atap Yang Bersifat Diafragma Kaku Pada Bangunan
Satu Lantai Dan Dua Lantai**



**PUSAT MASSA, PUSAT ROTASI, DAN PUSAT MASSA RENCANA PADA
BANGUNAN SATU LANTAI**

Pada Model 6 Sesuai dengan bentuk atap yang merupakan kondisi diafragma kaku maka harus diketahui
Pusat massa rencana sebagai titik tangkap bekerjanya beban lateral

Model 6 Pada Bangunan Satu Lantai

Pusat Massa

KOLOM Text	Jarak pada elemen Station m	Gaya Aksial P KN	KOORDINAT		P Xi KNm	P Yi KNm
			Xi m	Yi m		
K1	1.8	-23.042	0	0	0.000	0.000
K2	1.8	-33.472	3	0	-100.416	0.000
K3	1.8	-23.08	6	0	-138.480	0.000
K4	1.8	-20.829	0	3	0.000	-62.487
K5	1.8	-14.973	1.75	3	-26.203	-44.919
K6	1.8	-14.909	3	3	-44.727	-44.727
K7	1.8	-10.643	4	3	-42.572	-31.929
K8	1.8	-20.876	6	3	-125.256	-62.628
K9	1.8	-20.631	0	4.5	0.000	-92.840
K10	1.8	-15.136	1.75	4.5	-26.488	-68.112
K11	1.8	-16.913	3	4.5	-50.739	-76.109
K12	1.8	-17.623	6	4.5	-105.738	-79.304
K13	1.8	-23.085	0	7.5	0.000	-173.138
K14	1.8	-33.528	3	7.5	-100.584	-251.460
K15	1.8	-23.07	6	7.5	-138.420	-173.025
	TOTAL	-311.81			-899.62	-1160.68
		Pusat massa (m)	Xc =	X rata-rata=	2.885	3.722
			Yc =	Y rata-rata=		

Model 6 Pada Bangunan Satu Lantai

Pusat Rotasi

KOLOM	Beban Gempa (a)	Gaya Geser pada Tengah Bentang Kolom		Koordinat Kolom		$V_{xi} \times Y_i$ (f) = (b) x (e)	$V_{yi} \times X_i$ (f) = (c) x (d)
		V_x KN (b)	V_y KN (c)	X m (d)	Y m (e)		
K1	EQY		4.874	0	0		0.000
K2	EQY		4.98	3	0		14.940
K3	EQY		4.911	6	0		29.466
K4	EQY		5.89	0	3		0.000
K5	EQY		5.286	1.75	3		9.251
K6	EQY		5.311	3	3		15.933
K7	EQY		3.727	4	3		14.908
K8	EQY		5.759	6	3		34.554
K9	EQY		5.919	0	4.5		0.000
K10	EQY		5.368	1.75	4.5		9.394
K11	EQY		5.674	3	4.5		17.022
K12	EQY		6.028	6	4.5		36.168
K13	EQY		4.864	0	7.5		0.000
K14	EQY		4.935	3	7.5		14.805
K15	EQY		4.871	6	7.5		29.226
TOTAL			78.397				225.667
X Rata-rata						XcR	2.88

KOLOM	Beban Gempa (a)	Gaya Geser pada Tengah Bentang Kolom		Koordinat Kolom		$V_{xi} \times Y_i$ (f) = (b) x (e)	$V_{yi} \times X_i$ (f) = (c) x (d)
		V_x KN (b)	V_y KN (c)	X m (d)	Y m (e)		
K1	EQX	4.893		0	0	0	
K2	EQX	5.681		3	0	0	
K3	EQX	4.856		6	0	0	
K4	EQX	5.081		0	3	15.243	
K5	EQX	5.976		1.75	3	17.928	
K6	EQX	5.953		3	3	17.859	
K7	EQX	5.988		4	3	17.964	
K8	EQX	4.714		6	3	14.142	
K9	EQX	5.124		0	4.5	23.058	
K10	EQX	6.02		1.75	4.5	27.09	
K11	EQX	5.236		3	4.5	23.562	
K12	EQX	3.074		6	4.5	13.833	
K13	EQX	5.078		0	7.5	38.085	
K14	EQX	5.85		3	7.5	43.875	
K15	EQX	4.876		6	7.5	36.57	
TOTAL		78.400				289.209	
Y Rata-rata						YcR	3.69

Pusat Rotasi Pada Ordinat				XcR	2.88	
				YcR		3.69

Model 6 Pada Bangunan Satu Lantai

Menentukan nilai Pusat Massa Rencana

Pusat massa

	X	Y
PM 1	2.885	3.722

Pusat Rotasi

	X	Y
PR1	2.88	3.69

Eksentrisitas teoritis

$$e_{x1} = \left| \frac{PM - PR1}{PM - PR1} \right| = 0.005$$

$$e_{y1} = \left| \frac{PM - PR1}{PM - PR1} \right| = 0.032$$

Eksentrisitas Rencana

Eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

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

dipilih antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan

- untuk $e > 0,3 B$

$$e_d = 1,33 e + 0,1b \text{ atau } e_d = 1,17 e - 0,1b \dots\dots\dots \text{persamaan (2)}$$

dipilih antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan

Tinjau Gempa arah x (eksentrisitas arah sumbu y)

$$B = 7.5$$

$$0.3 B = 2.25 \dots\dots \text{menggunakan persamaan (1)}$$

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

a	edy1	$1,5 e + 0,05 b$	=	0.423	→ digunakan yang terbesar
b	edy1	$e - 0,05 b$	=	-0.343	

Tinjau Gempa arah Y (eksentrisitas arah sumbu x)

$$B = 6$$

$$0.3 B = 1.8 \dots\dots \text{menggunakan persamaan (1)}$$

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

a	edx1	$1,5 e + 0,05 b$	=	0.308	→ digunakan yang terbesar
b	edx1	$e - 0,05 b$	=	-0.295	

Pusat Massa Rencana

$$PM'i = PRi + edi$$

$$PM'xi = PRxi + edxi$$

$$PM'yi = PRyi + edyi$$

	x	y
Pm 1	3.19	4.11

PUSAT MASSA, PUSAT ROTASI, DAN PUSAT MASSA RENCANA PADA BANGUNAN DUA LANTAI

Pada Model 1 dan 2 yang bersifat sebagai diafragma kaku hanya pada plat lantai 1, sedangkan pada model 3 plat lantai 1 dan atap merupakan diafragma yang kaku, maka harus ditentukan Pusat massa rencana sebagai titik tangkap bekerjanya beban lateral

Model 1 Pada Bangunan Dua Lantai

Pusat Massa Pada Lantai 1

KOLOM Text	Jarak pada elemen Station m	Gaya Aksial P KN	KOORDINAT		P Xi KN-m	P Yi KN-m
			Xi m	Yi m		
K1	1.8	-44.575	0	0	0.00	0.00
K2	1.8	-86.557	3	0	-259.67	0.00
K3	1.8	-59.364	6	0	-356.18	0.00
K4	1.8	-59.086	0	2.5	0.00	-147.72
Kp 1	1.8	-45.362	1.5	2.5	-68.04	-113.41
K5	1.8	-68.471	3	2.5	-205.41	-171.18
K6	1.8	-47.729	6	2.5	-286.37	-119.32
Kp 2	1.8	-41.659	0	4	0.00	-166.64
Kp 3	1.8	-32.878	1.5	4	-49.32	-131.51
K7	1.8	-36.921	0	5	0.00	-184.61
Kp 4	1.8	-37.434	1.5	5	-56.15	-187.17
K8	1.8	-82.552	3	5	-247.66	-412.76
K9	1.8	-73.468	6	5	-440.81	-367.34
K10	1.8	-45.506	0	7.5	0.00	-341.30
K11	1.8	-88.023	3	7.5	-264.07	-660.17
K12	1.8	-55.841	6	7.5	-335.05	-418.81
	TOTAL	-905.426			-2569	-3421.918
		Pusat massa (m)	Xc = Yc =	X rata-rata= Y rata-rata=	2.837	3.779

Model 1 Pada Bangunan Dua Lantai

Pusat Rotasi Pada Lantai 1

KOLOM	Beban Gempa (a)	Gaya Geser pada Tengah Bentang Kolom		Koordinat Kolom		$V_{Xi} \times Y_i$ (f) = (b) x (e)	$V_{Yi} \times X_i$ (f) = (c) x (d)
		V_x KN (b)	V_y KN (c)	X m (d)	Y m (e)		
K1	EQY		-0.195	0	0		0
K2	EQY		-0.154	3	0		-0.4620
K3	EQY		-0.208	6	0		-1.2480
K4	EQY		0.282	0	2.5		0
Kp 1	EQY		0.156	1.5	2.5		0.2340
K5	EQY		0.281	3	2.5		0.843
K6	EQY		0.283	6	2.5		1.698
Kp 2	EQY		0.23	0	4		0
Kp 3	EQY		0.21	1.5	4		0.315
K7	EQY		0.332	0	5		0.0000
Kp 4	EQY		0.168	1.5	5		0.252
K8	EQY		0.295	3	5		0.885
K9	EQY		0.278	6	5		1.668
K10	EQY		-0.183	0	7.5		0.0000
K11	EQY		-0.165	3	7.5		-0.4950
K12	EQY		-0.207	6	7.5		-1.2420
TOTAL			1.403				2.448
X Rata-rata						XcR	1.74

KOLOM	Beban Gempa (a)	Gaya Geser pada Tengah Bentang Kolom		Koordinat Kolom		$V_{Xi} \times Y_i$ (f) = (b) x (e)	$V_{Yi} \times X_i$ (f) = (c) x (d)
		V_x KN (b)	V_y KN (c)	X m (d)	Y m (e)		
K1	EQX	0.241		0	0	0	
K2	EQX	1.176		3	0	0	
K3	EQX	0.291		6	0	0	
K4	EQX	0.375		0	2.5	0.9375	
Kp 1	EQX	0.388		1.5	2.5	0.97	
K5	EQX	1.333		3	2.5	3.3325	
K6	EQX	0.675		6	2.5	1.6875	
Kp 2	EQX	0.144		0	4	0.576	
Kp 3	EQX	0.349		1.5	4	1.396	
K7	EQX	0.594		0	5	2.97	
Kp 4	EQX	0.471		1.5	5	2.355	
K8	EQX	1.437		3	5	7.185	
K9	EQX	0.179		6	5	0.8950	
K10	EQX	0.4		0	7.5	3	
K11	EQX	1.127		3	7.5	8.4525	
K12	EQX	0.058		6	7.5	0.435	
TOTAL		9.238				34.192	
Y Rata-rata						YcR	3.70

Pusat Rotasi Pada Koordinat				XcR	1.74
				YcR	3.70

Model 1 Pada Bangunan Dua Lantai

Menentukan Pusat Massa Rencana Pada Lantai 1

Pusat massa

	X	Y
PM 1	2.837	3.779

Pusat Rotasi

	X	Y
PR1	1.74	3.70

Eksentrisitas teoritis

$$\begin{aligned} e_{x1} &= |PM - PR1| = 1.10 \\ e_{y1} &= |PM - PR1| = 0.08 \end{aligned}$$

Eksentrisitas Rencana

Eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

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

dipilih antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan

- untuk $e > 0,3 B$

$$e_d = 1,33 e + 0,1b \text{ atau } e_d = 1,17 e - 0,1b \dots\dots\dots \text{persamaan (2)}$$

dipilih antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan

Tinjau Gempa arah x (eksentrisitas arah sumbu y)

$$B = 7.5$$

$$0.3 B = 2.25 \dots\dots \text{menggunakan persamaan (1)}$$

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

a	edy1	$1,5 e + 0.05 b$	0.495	\rightarrow digunakan yang terbesar $= 0.495$
b	edy1	$e - 0,05 b$	-0.295	

Tinjau Gempa arah Y (eksentrisitas arah sumbu x)

$$B = 6$$

$$0.3 B = 1.8 \dots\dots \text{menggunakan persamaan (1)}$$

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

a	edx1	$1,5 e + 0.05 b$	1.950	\rightarrow digunakan yang terbesar $= 1.950$
b	edx1	$e - 0,05 b$	0.8	

Pusat Massa Rencana

$$PM'_i = PR_i + e d_i$$

$$PM'_{xi} = PR_{xi} + e d_{xi}$$

$$PM'_{yi} = PR_{yi} + e d_{yi}$$

	x	y
Pm 1	3.69	4.20

PUSAT MASSA, PUSAT ROTASI, DAN PUSAT MASSA RENCANA PADA BANGUNAN DUA LANTAI

Pada Model 1 dan 2 yang bersifat sebagai diafragma kaku hanya pada plat lantai 1, sedangkan pada model 3 plat lantai 1 dan atap merupakan diafragma yang kaku, maka harus ditentukan Pusat massa rencana sebagai titik tangkap bekerjanya beban lateral.

Model 2 Pada Bangunan Dua Lantai

Pusat Massa Pada Lantai 1

KOLOM Text	Jarak pada elemen Station m	Gaya Aksial P KN	KOORDINAT		P Xi KN-m	P Yi KN-m
			Xi m	Yi m		
K1	1.8	-44.681	0	0	0.00	0.00
K2	1.8	-86.134	3	0	-258.40	0.00
K3	1.8	-51.386	6	0	-308.32	0.00
K4	1.8	-59.149	0	2.5	0.00	-147.87
Kp 1	1.8	-45.29	1.5	2.5	-67.94	-113.23
K5	1.8	-68.747	3	2.5	-206.24	-171.87
K6	1.8	-60.735	6	2.5	-364.41	-151.84
Kp 2	1.8	-41.687	0	4	0.00	-166.75
Kp 3	1.8	-32.869	1.5	4	-49.30	-131.48
K7	1.8	-36.978	0	5	0.00	-184.89
Kp 4	1.8	-37.361	1.5	5	-56.04	-186.81
K8	1.8	-82.535	3	5	-247.61	-412.68
K9	1.8	-72.308	6	5	-433.85	-361.54
K10	1.8	-45.544	0	7.5	0.00	-341.58
K11	1.8	-87.858	3	7.5	-263.57	-658.94
K12	1.8	-52.162	6	7.5	-312.97	-391.22
	TOTAL	-905.424			-2568.65	-3420.67
		Pusat massa (m)	Xc = Yc =	X rata-rata = Y rata-rata =	2.837	3.778

Pusat Rotasi Pada Lantai 1

KOLOM	Beban Gempa (a)	Gaya Geser pada Tengah Bentang		Koordinat Kolom		$V_{xi} \times Y_i$ (f) = (b) x (e)	$V_{yi} \times X_i$ (f) = (c) x (d)
		V_x KN (b)	V_y KN (c)	X m (d)	Y m (e)		
K1	EQY		-0.195	0	0		0
K2	EQY		-0.151	3	0		-0.453
K3	EQY		-0.195	6	0		-1.17
K4	EQY		0.281	0	2.5		0
Kp 1	EQY		0.155	1.5	2.5		0.2325
K5	EQY		0.279	3	2.5		0.837
K6	EQY		0.283	6	2.5		1.698
Kp 2	EQY		0.229	0	4		0
Kp 3	EQY		0.209	1.5	4		0.3135
K7	EQY		0.33	0	5		0
Kp 4	EQY		0.168	1.5	5		0.252
K8	EQY		0.299	3	5		0.897
K9	EQY		0.273	6	5		1.638
K10	EQY		-0.182	0	7.5		0
K11	EQY		-0.162	3	7.5		-0.486
K12	EQY		-0.192	6	7.5		-1.152
TOTAL			1.429				2.607
X Rata-rata						XcR	1.82

KOLOM	Beban Gempa (a)	Gaya Geser pada Tengah Bentang		Koordinat Kolom		$V_{xi} \times Y_i$ (f) = (b) x (e)	$V_{yi} \times X_i$ (f) = (c) x (d)
		V_x KN (b)	V_y KN (c)	X m (d)	Y m (e)		
K1	EQX	0.24		0	0	0	
K2	EQX	1.181		3	0	0	
K3	EQX	0.31		6	0	0	
K4	EQX	0.374		0	2.5	0.935	
Kp 1	EQX	0.388		1.5	2.5	0.97	
K5	EQX	1.334		3	2.5	3.335	
K6	EQX	0.574		6	2.5	1.435	
Kp 2	EQX	0.144		0	4	0.576	
Kp 3	EQX	0.349		1.5	4	1.396	
K7	EQX	0.592		0	5	2.96	
Kp 4	EQX	0.471		1.5	5	2.355	
K8	EQX	1.436		3	5	7.18	
K9	EQX	0.201		6	5	1.005	
K10	EQX	0.399		0	7.5	2.9925	
K11	EQX	1.123		3	7.5	8.4225	
K12	EQX	0.061		6	7.5	0.4575	
TOTAL		9.177				34.0195	
Y Rata-rata						YcR	3.71

Pusat Rotasi Pada Ordinat				XcR	1.82	
				YcR		3.71

Menentukan Pusat Massa Rencana Pada Lantai 1

Pusat massa

	X	Y
PM 1	2.837	3.778

Pusat Rotasi

	X	Y
PR1	1.82	3.71

Eksentrisitas teoritis

$$e_{x1} = \left| \begin{array}{l} PM - PR1 \\ PM - PR1 \end{array} \right| = \begin{array}{l} 1.02 \\ 0.07 \end{array}$$

Eksentrisitas Rencana

Eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

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

dipilih antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan

- untuk $e > 0,3 B$

$$e_d = 1,33 e + 0,1b \text{ atau } e_d = 1,17 e - 0,1b \dots\dots\dots \text{persamaan (2)}$$

dipilih antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan

Tinjau Gempa arah x (eksentisitas arah sumbu y)

$$\begin{array}{l} B = 7.5 \\ 0.3 B = 2.25 \dots\dots \text{menggunakan persamaan (1)} \end{array}$$

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

a	edy1	$1,5 e + 0,05 b$	0.480	/ → digunakan yang terbesar
b	edy1	$e - 0,05 b$	-0.305	

Tinjau Gempa arah Y (eksentisitas arah sumbu x)

$$\begin{array}{l} B = 6 \\ 0.3 B = 1.8 \dots\dots \text{menggunakan persamaan (1)} \end{array}$$

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

a	edx1	$1,5 e + 0,05 b$	1.830	/ → digunakan yang terbesar
b	edx1	$e - 0,05 b$	0.72	

Pusat Massa Rencana

$$\begin{array}{l} PM'_i = PR_i + e_{di} \\ PM'_{xi} = PR_{xi} + e_{dxi} \\ PM'_{yi} = PR_{yi} + e_{dyi} \end{array}$$

	x	y
Pm 1	3.65	4.19

PUSAT MASSA, PUSAT ROTASI, DAN PUSAT MASSA RENCANA PADA BANGUNAN DUA LANTAI

Pada Model 1 dan 2 yang bersifat sebagai diafragma kaku hanya pada plat lantai 1, sedangkan pada model 3 plat lantai 1 dan atap merupakan diafragma yang kaku, maka harus ditentukan Pusat massa rencana sebagai titik tangkap bekerjanya beban lateral

Model 3 Pada Bangunan Dua Lantai

Pusat Massa Pada Lantai 1

KOLOM Text	Jarak pada elemen Station m	Gaya Aksial P KN	KOORDINAT		P Xi KNm	P Yi KNm
			Xi m	Yi m		
K1	1.8	-44.575	0	0	0.00	0.00
K2	1.8	-86.557	3	0	-259.67	0.00
K3	1.8	-59.364	6	0	-356.18	0.00
K4	1.8	-59.086	0	2.5	0.00	-147.72
Kp 1	1.8	-45.362	1.5	2.5	-68.04	-113.41
K5	1.8	-68.471	3	2.5	-205.41	-171.18
K6	1.8	-47.729	6	2.5	-286.37	-119.32
Kp 2	1.8	-41.659	0	4	0.00	-166.64
Kp 3	1.8	-32.878	1.5	4	-49.32	-131.51
K7	1.8	-36.921	0	5	0.00	-184.61
Kp 4	1.8	-37.434	1.5	5	-56.15	-187.17
K8	1.8	-82.552	3	5	-247.66	-412.76
K9	1.8	-73.468	6	5	-440.81	-367.34
K10	1.8	-45.506	0	7.5	0.00	-341.30
K11	1.8	-88.023	3	7.5	-264.07	-660.17
K12	1.8	-55.841	6	7.5	-335.05	-418.81
	TOTAL	-905.426			-2568.732	-3421.918
		Pusat massa (m)	Xc =	X rata-rata	2.837	3.779
			Yc =	Y rata-rata		

Pusat Massa Pada Lantai 2

KOLOM Text	Jarak pada elemen Station m	Gaya Aksial P KN	KOORDINAT		P Xi KNm	P Yi KNm
			Xi m	Yi m		
K1	1.8	-13.831	0	0	0.00	0.00
K2	1.8	-29.3	3	0	-87.90	0.00
K3	1.8	-31.069	6	0	-186.41	0.00
K4	1.8	-19.835	0	2.5	0.00	-49.59
K5	1.8	-13.167	1.5	2.5	-19.75	-32.92
K6	1.8	-15.647	3	2.5	-46.94	-39.12
K7	1.8	-10.686	6	3.75	-64.12	-40.07
K8	1.8	-34.95	0	4	0.00	-139.80
K9	1.8	-7.802	1.5	4	-11.70	-31.21
K10	1.8	-14.064	1.5	5	-21.10	-70.32
K11	1.8	-21.222	3	5	-63.67	-106.11
K12	1.8	-20.763	6	5	-124.58	-103.82
K13	1.8	-16.135	0	7.5	0.00	-121.01
K14	1.8	-29.521	3	7.5	-88.56	-221.41
K15	1.8	-26.211	6	7.5	-157.27	-196.58
	TOTAL	-304.203			-871.9935	-1151.9505
		Pusat massa (m)	Xc =	X rata-rata	2.866	3.787
			Yc =	Y rata-rata		

Model 3 Pada Bangunan Dua Lantai

Pusat Rotasi Lantai 1

KOLOM	Beban Gempa (a)	Gaya Geser pada Tengah Bentang Kolom		Koordinat Kolom		$V_{Xi} \times Y_i$ (f) = (b) x (e)	$V_{Yi} \times X_i$ (f) = (c) x (d)
		V_x KN (b)	V_y KN (c)	X m (d)	Y m (e)		
K1	EQY		14.00	0	0		0.00
K2	EQY		15.12	3	0		45.37
K3	EQY		15.05	6	0		90.29
K4	EQY		16.53	0	2.5		0.00
Kp 1	EQY		10.49	1.5	2.5		15.74
K5	EQY		16.09	3	2.5		48.27
K6	EQY		17.66	6	2.5		105.93
Kp 2	EQY		11.29	0	4		0.00
Kp 3	EQY		11.47	1.5	4		17.20
K7	EQY		16.74	0	5		0.00
Kp 4	EQY		10.45	1.5	5		15.67
K8	EQY		16.13	3	5		48.38
K9	EQY		17.40	6	5		104.38
K10	EQY		14.07	0	7.5		0.00
K11	EQY		15.15	3	7.5		45.44
K12	EQY		15.19	6	7.5		91.16
	TOTAL		232.82				627.82
	X Rata-rata					XcR	2.7

KOLOM	Beban Gempa (a)	Gaya Geser pada Tengah Bentang Kolom		Koordinat Kolom		$V_{Xi} \times Y_i$ (f) = (b) x (e)	$V_{Yi} \times X_i$ (f) = (c) x (d)
		V_x KN (b)	V_y KN (c)	X m (d)	Y m (e)		
K1	EQX	14.809		0	0	0.00	
K2	EQX	20.377		3	0	0.00	
K3	EQX	14.935		6	0	0.00	
K4	EQX	16.417		0	2.5	41.04	
Kp 1	EQX	6.697		1.5	2.5	16.74	
K5	EQX	21.227		3	2.5	53.07	
K6	EQX	15.725		6	2.5	39.31	
Kp 2	EQX	5.372		0	4	21.49	
Kp 3	EQX	6.145		1.5	4	24.58	
K7	EQX	16.894		0	5	84.47	
Kp 4	EQX	6.688		1.5	5	33.44	
K8	EQX	21.368		3	5	106.84	
K9	EQX	15.301		6	5	76.51	
K10	EQX	15.019		0	7.5	112.64	
K11	EQX	20.666		3	7.5	155.00	
K12	EQX	15.18		6	7.5	113.85	
	TOTAL	232.82				878.98	
	Y Rata-rata				YcR	3.78	

Pusat Rotasi Pada Ordinat				XcR	2.7
				YcR	3.78

Pusat Rotasi Lantai 2

KOLOM	Beban Gempa (a)	Gaya Geser pada Tengah Bentang Kolom		Koordinat Kolom		$V_{Xi} \times Y_i$ (f) = (b) x (e)	$V_{Yi} \times X_i$ (g) = (c) x (d)
		V_X KN (b)	V_Y KN (c)	X m (d)	Y m (e)		
1	EQY		3.839	0	0		0
2	EQY		4.424	3	0		13.272
3	EQY		4.046	6	0		24.276
4	EQY		5.874	0	2.5		0
5	EQY		4.867	1.5	2.5		7.3005
6	EQY		4.667	3	2.5		14.001
7	EQY		5.225	6	3.75		31.35
8	EQY		4.955	0	4		0
9	EQY		5.043	1.5	4		7.5645
10	EQY		4.488	1.5	5		6.732
11	EQY		5.235	3	5		15.705
12	EQY		5.279	6	5		31.674
13	EQY		3.805	0	7.5		0
14	EQY		4.438	3	7.5		13.314
15	EQY		4.244	6	7.5		25.464
	TOTAL		70.429				190.653
	X Rata-rata					XcR	2.71

KOLOM	Beban Gempa (a)	Gaya Geser pada Tengah Bentang Kolom		Koordinat Kolom		$V_{Xi} \times Y_i$ (f) = (b) x (e)	$V_{Yi} \times X_i$ (g) = (c) x (d)
		V_X KN (b)	V_Y KN (c)	X m (d)	Y m (e)		
1	EQX	3.987		0	0	0	
2	EQX	5.343		3	0	0	
3	EQX	3.97		6	0	0	
4	EQX	-2.978		0	2.5	-7.445	
5	EQX	4.492		1.5	2.5	11.23	
6	EQX	5.802		3	2.5	14.505	
7	EQX	5.425		6	3.75	20.34375	
8	EQX	4.888		0	4	19.552	
9	EQX	4.98		1.5	4	19.92	
10	EQX	5.531		1.5	5	27.655	
11	EQX	5.831		3	5	29.155	
12	EQX	3.741		6	5	18.705	
13	EQX	4.064		0	7.5	30.48	
14	EQX	5.388		3	7.5	40.41	
15	EQX	4.01		6	7.5	30.075	
	TOTAL	64.474				254.58575	
	Y Rata-rata					YcR	3.95

Pusat Rotasi Pada Ordinat				XcR	2.71	
				YcR		3.95

Model 3 Pada Bangunan Dua Lantai

Menentukan Pusat Massa Rencana Pada Lantai 1

Pusat massa

	X	Y
PM 1	2.837	3.779

Pusat Rotasi

	X	Y
PR1	2.7	3.78

Eksentrisitas teoritis

$$\begin{aligned} e_{x1} &= \frac{PM - PR1}{B} = 0.140 \\ e_{y1} &= \frac{PM - PR1}{B} = -0.001 \end{aligned}$$

Eksentrisitas Rencana

Eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \quad \text{atau} \quad e_d = e - 0,05 b \quad \dots\dots\dots \text{persamaan (1)}$$

dipilih antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan

- untuk $e > 0,3 B$

$$e_d = 1,33 e + 0,1b \quad \text{atau} \quad e_d = 1,17 e - 0,1b \quad \dots\dots\dots \text{persamaan (2)}$$

dipilih antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan

Tinjau Gempa arah x (eksentrisitas arah sumbu y)

$$B = 7.5$$

$$0.3 B = 2.25 \quad \dots\dots \text{menggunakan persamaan (1)}$$

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

a	edy1	$1,5 e + 0,05 b$	0.374	→ digunakan yang terbesar
b	edy1	$e - 0,05 b$	-0.376	

Tinjau Gempa arah Y (eksentrisitas arah sumbu x)

$$B = 6$$

$$0.3 B = 1.8 \quad \dots\dots \text{menggunakan persamaan (1)}$$

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

a	edx1	$1,5 e + 0,05 b$	0.510	→ digunakan yang terbesar
b	edx1	$e - 0,05 b$	-0.16	

Pusat Massa Rencana

$$PM'_i = PR_i + e_{di}$$

$$PM'_{xi} = PR_{xi} + e_{dxi}$$

$$PM'_{yi} = PR_{yi} + e_{dyi}$$

	x	y
Pm 1	3.210	3.404

Menentukan Pusat Massa Rencana Pada Lantai 2

Pusat massa

	X	Y
PM 1	2.866	3.787

Pusat Rotasi

	X	Y
PR1	2.71	3.95

Eksentrisitas teoritis

$$e_{x1} = \frac{PM - PR1}{PM - PR1} = 0.156$$

$$e_{y1} = \frac{PM - PR1}{PM - PR1} = -0.16$$

Eksentrisitas Rencana

Eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \text{ atau } e_d = e - 0,05 b \quad \dots\dots\dots \text{persamaan (1)}$$

dipilih antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan

- untuk $e > 0,3 B$

$$e_d = 1,33 e + 0,1b \text{ atau } e_d = 1,17 e - 0,1b \quad \dots\dots\dots \text{persamaan (2)}$$

dipilih antara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan

Tinjau Gempa arah x (eksentrisitas arah sumbu y)

$$B = 7.5$$

$$0.3 B = 2.25 \quad \dots\dots \text{menggunakan persamaan (1)}$$

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

a	edy1	$1,5 e + 0,05 b$	0.135	→ digunakan yang terbesar =
b	edy1	$e - 0,05 b$	-0.535	

Tinjau Gempa arah Y (eksentrisitas arah sumbu x)

$$B = 6$$

$$0.3 B = 1.8 \quad \dots\dots \text{menggunakan persamaan (1)}$$

- untuk $0 < e \leq 0,3 B$

a	edx1	$1,5 e + 0,05 b$	0.534	→ digunakan yang terbesar =
b	edx1	$e - 0,05 b$	-0.144	

Pusat Massa Rencana

$$PM'_i = PR_i + e d_i$$

$$PM'_x i = PR_x i + e d_x i$$

$$PM'_y i = PR_y i + e d_y i$$

	x	y
Pm 1	3.244	3.415

LAMPIRAN D

Pengecekan Waktu Getar Alami Pada Bangunan Satu Lantai Dan Dua Lantai



PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL = 0,256 Detik

MODEL 1

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma fleksibel maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan rata-rata dari lendutan ujung tiap-tiap kolom (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) lantai 1

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X	Arah Y
		akibat EQX U1	akibat EQY U2
1	K1	1.356	1.236
2	K2	1.332	1.909
3	K3	1.362	1.202
4	K4	2.379	1.215
5	K5	2.359	2.033
6	K6	2.361	1.916
7	K7	2.364	2.775
8	K8	2.396	1.177
9	K9	2.634	1.219
10	K10	2.620	2.034
11	K11	2.627	1.924
12	K12	5.246	1.177
13	K13	1.386	1.260
14	K14	1.364	1.953
15	K15	1.400	1.222
Jumlah		33.19	24.25
Lendutan rata2		2.21	1.62

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) lantai 2

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X	Arah Y
		akibat EQX U1	akibat EQY U2
1	K1'	0.247	1.807
2	K2'	0.838	1.767
3	K3'	0.239	1.734
Jumlah		1.324	5.308
Lendutan rata2		0.441	1.769

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1	=	289.181 KN
Berat Total Bangunan Lantai Atap	=	22.629 KN
Gaya Lateral Lantai ke-1	=	77.26 KN
Gaya Lateral Lantai Atap	=	2.92 KN

T _{1x}	=	0.183 detik
T _{1y}	=	0.160 detik
T awal	=	0.2568 detik

Simpangan T _{1x} terhadap T awal	=	-28.73%	→	Tidak ok !!
Simpangan T _{1y} terhadap T awal	=	-37.69%	→	Tidak ok !!

PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL = 0,256 Detik

MODEL 2

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma fleksibel maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan rata-rata dari lendutan ujung tiap-tiap kolom (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) lantai 1

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1	1.349	1.275
2	K2	2.189	1.251
3	K3	2.195	1.285
4	K4	2.740	1.255
5	K5	2.729	1.880
6	K6	1.389	1.300
7	K7	1.406	1.337
8	K8	5.252	1.286
9	K9	1.359	1.313
10	K10	2.166	1.878
11	K11	1.322	1.807
12	K12	2.164	1.817
13	K13	2.735	1.821
14	K14	1.363	1.842
15	K15	2.160	2.678
Jumlah		32.52	24.02
Lendutan rata2		2.17	1.60

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) lantai 2

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1'	0.251	1.621
2	K2'	0.242	1.548
3	K3'	0.754	1.441
Jumlah		1.247	4.610
Lendutan rata2		0.416	1.537

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1	=	291.92 KN
Berat Total Bangunan Lantai Atap	=	19.7 KN
Gaya Lateral Lantai ke-1	=	77.6 KN
Gaya Lateral Lantai Atap	=	2.53 KN

T _{1X}	=	0.181 detik
T _{1Y}	=	0.158 detik
T awal	=	0.2568 detik

Simpangan T _{1X} terhadap T awal	=	-29.51%	→	Tidak ok !!
Simpangan T _{1Y} terhadap T awal	=	-38.47%	→	Tidak ok !!

PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL = 0,256 Detik

MODEL 3

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma fleksibel maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan rata-rata dari lendutan ujung tiap-tiap kolom (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) lantai 1

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1	1.313	1.223
2	K2	1.295	1.866
3	K3	1.330	1.172
4	K4	2.394	1.202
5	K5	2.373	2.002
6	K6	2.376	1.874
7	K7	2.380	2.764
8	K8	2.410	1.149
9	K9	2.648	1.206
10	K10	2.633	2.003
11	K11	2.641	1.880
12	K12	5.271	1.149
13	K13	1.343	1.249
14	K14	1.324	1.908
15	K15	1.362	1.194
Jumlah		33.09	23.84
Lendutan rata2		2.21	1.59

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) lantai 2

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1'	0.841	1.342
2	K2'	0.198	1.161
3	K3'	0.192	1.124
Jumlah		1.231	3.627
Lendutan rata2		0.410	1.209

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1	=	293.052 KN
Berat Total Bangunan Lantai Atap	=	18.523 KN
Gaya Lateral Lantai ke-1	=	77.74 KN
Gaya Lateral Lantai Atap	=	2.37 KN

T _{1X}	=	0.183 detik
T _{1Y}	=	0.157 detik
T awal	=	0.2568 detik

Simpangan T _{1X} terhadap T awal	=	-28.73%	→	Tidak ok !!
Simpangan T _{1Y} terhadap T awal	=	-38.86%	→	Tidak ok !!

PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL = 0,256 Detik

MODEL 4

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma fleksibel maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan rata-rata dari lendutan ujung tiap-tiap kolom (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) lantai 1

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1	1.507	1.239
2	K2	1.486	1.727
3	K3	1.516	1.170
4	K4	2.808	1.219
5	K5	2.788	1.684
6	K6	2.789	1.730
7	K7	2.788	2.712
8	K8	2.816	1.146
9	K9	3.172	1.222
10	K10	3.163	1.685
11	K11	3.168	1.735
12	K12	5.855	1.147
13	K13	1.543	1.262
14	K14	1.523	1.765
15	K15	1.557	1.191
Jumlah		38.48	22.63
Lendutan rata2		2.57	1.51

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) lantai 2

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1'	0.314	1.704
2	K2'	0.984	1.667
3	K3'	0.298	1.637
Jumlah		1.596	5.008
Lendutan rata2		0.532	1.669

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu : $T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 280.1 KN
 Berat Total Bangunan Lantai Atap = 21.72 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-1 = 74.81 KN
 Gaya Lateral Lantai Atap = 2.8 KN

$T_{1X} = 0.197$ detik
 $T_{1Y} = 0.155$ detik
 $T_{awal} = 0.2568$ detik

Simpangan T_{1X} terhadap T_{awal} = -23.28% → Tidak ok !!
 Simpangan T_{1Y} terhadap T_{awal} = -39.64% → Tidak ok !!

PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL = 0,256 Detik

MODEL 5

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma fleksibel maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan rata-rata dari lendutan ujung tiap-tiap kolom (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) lantai 1

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1	1.339	1.207
2	K2	1.315	2.232
3	K3	1.345	0.964
4	K4	2.359	1.187
5	K5	2.338	2.195
6	K6	2.340	2.235
7	K7	2.343	2.885
8	K8	2.373	0.941
9	K9	2.623	1.189
10	K10	2.609	2.196
11	K11	2.616	2.233
12	K12	5.181	0.935
13	K13	1.362	1.231
14	K14	1.339	2.260
15	K15	1.373	0.950
Jumlah		32.85	24.84
Lendutan rata2		2.19	1.66

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) lantai 2

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1'	0.245	2.028
2	K2'	0.822	1.984
3	K3'	0.234	1.947
Jumlah		1.301	5.959
Lendutan rata2		0.434	1.986

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1	=	285.28 KN
Berat Total Bangunan Lantai Atap	=	22.63 KN
Gaya Lateral Lantai ke-1	=	76.256 KN
Gaya Lateral Lantai Atap	=	2.92 KN

T _{1X}	=	0.182 detik
T _{1Y}	=	0.163 detik
T awal	=	0.2568 detik

Simpangan T _{1X} terhadap T awal	=	-29.12%	→	Tidak ok !!
Simpangan T _{1Y} terhadap T awal	=	-36.52%	→	Tidak ok !!

PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL = 0,256 Detik

MODEL 6

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma Kaku maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan pada pusat massa rencana (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i.

Displacement pada Pusat massa rencana

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCas	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
115	EQX	NonStatic	Max	66.360	-0.887
115	EQX	NonStatic	Min	66.360	-0.887
115	EQY	NonStatic	Max	-0.887	66.997
115	EQY	NonStatic	Min	-0.887	66.997

Displacement	Akibat Beban Arah X	Akibat Beban Arah Y
	U1 (mm)	U2 (mm)
	66.360	66.997

Bentuk atap merupakan diafragma kaku maka dianggap pada elevasi ringbalok yang datar sebagai bidang massa tergumpal yang merupakan bidang bekerjanya beban lateral.

Struktur bangunan dianggap bangunan satu lantai.

Berat Total Bangunan = 311.81 KN

Gaya Lateral Lantai ke-1 = 80.18 KN

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

T_{1X} = 1.022 detik

T_{1Y} = 1.027 detik

T awal = 0.2568 detik

Simpangan T_{1X} terhadap T awal = 297.99% → Tidak ok !!

Simpangan T_{1Y} terhadap T awal = 299.94% → Tidak ok !!

PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL =0,191 Detik

MODEL 1

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma fleksibel maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan rata-rata dari lendutan ujung tiap-tiap kolom (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) Lantai 1

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1	1.661	1.404
2	K2	1.619	1.440
3	K3	1.628	1.382
4	K4	1.688	1.359
5	K5	1.671	1.453
6	K6	1.668	1.423
7	K7	1.671	1.460
8	K8	1.678	1.336
9	K9	1.697	1.358
10	K10	1.683	1.448
11	K11	1.682	1.429
12	K12	1.724	1.333
13	K13	1.676	1.373
14	K14	1.633	1.418
15	K15	1.641	1.351
Jumlah		25.02	20.97
Lendutan rata2		1.67	1.40

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) Lantai 2

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1'	0.275	1.886
2	K2'	0.159	1.877
3	K3'	0.264	1.887
Jumlah		0.698	5.650
Lendutan rata2		0.233	1.883

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu : $T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 289.181 KN
 Berat Total Bangunan Lantai Atap = 22.629 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-1 = 75.54 KN
 Gaya Lateral Lantai Atap = 2.86 KN

$T_{1X} =$ = 0.160 detik
 $T_{1Y} =$ = 0.153 detik
 T awal = 0.191 detik

Simpangan T_{1X} terhadap T awal = -16.23% → ok !!
 Simpangan T_{1Y} terhadap T awal = -19.90% → ok !!

PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL =0,191 Detik

MODEL 2

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma fleksibel maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan rata-rata dari lendutan ujung tiap-tiap kolom (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) Lantai 1

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1	1.319	1.248
2	K2	2.141	1.225
3	K3	2.147	1.256
4	K4	2.679	1.229
5	K5	2.668	1.849
6	K6	1.359	1.273
7	K7	1.375	1.307
8	K8	5.135	1.257
9	K9	1.328	1.284
10	K10	2.119	1.847
11	K11	1.293	1.769
12	K12	2.116	1.779
13	K13	2.675	1.783
14	K14	1.334	1.803
15	K15	2.113	2.620
Jumlah		31.80	23.53
Lendutan rata2		2.12	1.57

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) Lantai 2

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1'	0.245	1.583
2	K2'	0.236	1.511
3	K3'	0.737	1.406
Jumlah		1.218	4.500
Lendutan rata2		0.406	1.500

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu : $T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 291.92 KN
 Berat Total Bangunan Lantai Atap = 19.7 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-1 = 75.88 KN
 Gaya Lateral Lantai Atap = 2.47 KN

$T_{1X} = 0.181$ detik
 $T_{1Y} = 0.159$ detik
 T awal = 0.191 detik

Simpangan T_{1X} terhadap T awal = -5.24% → ok !!
 Simpangan T_{1Y} terhadap T awal = -16.75% → ok !!

PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL =0,191 Detik

MODEL 3

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma fleksibel maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan rata-rata dari lendutan ujung tiap-tiap kolom (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) Lantai 1

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1	1.284	1.196
2	K2	1.266	1.824
3	K3	1.300	1.147
4	K4	2.342	1.175
5	K5	2.322	1.958
6	K6	2.324	1.832
7	K7	2.327	2.702
8	K8	2.357	1.124
9	K9	2.590	1.179
10	K10	2.576	1.959
11	K11	2.583	1.838
12	K12	5.154	1.124
13	K13	1.313	1.221
14	K14	1.295	1.866
15	K15	1.332	1.168
Jumlah		32.36	23.31
Lendutan rata2		2.16	1.55

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) Lantai 2

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1'	0.822	1.308
2	K2'	0.193	1.132
3	K3'	0.188	1.095
Jumlah		1.203	3.535
Lendutan rata2		0.401	1.178

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 293.052 KN
 Berat Total Bangunan Lantai Atap = 18.523 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-1 = 76.017 KN
 Gaya Lateral Lantai Atap = 2.32 KN

$T_{1X} = 0.183$ detik
 $T_{1Y} = 0.157$ detik
 $T_{awal} = 0.191$ detik

Simpangan T_{1X} terhadap T_{awal} = -4.19% → ok !!
 Simpangan T_{1Y} terhadap T_{awal} = -17.80% → ok !!

PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL =0,191 Detik

MODEL 4

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma fleksibel maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan rata-rata dari lendutan ujung tiap-tiap kolom (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) Lantai 1

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1	1.472	1.212
2	K2	1.453	1.689
3	K3	1.482	1.144
4	K4	2.746	1.193
5	K5	2.728	1.647
6	K6	2.727	1.693
7	K7	2.727	2.654
8	K8	2.754	1.121
9	K9	3.102	1.195
10	K10	3.092	1.648
11	K11	3.098	1.698
12	K12	5.724	1.121
13	K13	1.510	1.234
14	K14	1.490	1.727
15	K15	1.524	1.165
Jumlah		37.63	22.14
Lendutan rata2		2.51	1.48

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) Lantai 2

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1'	0.307	1.667
2	K2'	0.961	1.632
3	K3'	0.292	1.602
Jumlah		1.560	4.901
Lendutan rata2		0.520	1.634

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 280.1 KN
 Berat Total Bangunan Lantai Atap = 21.72 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-1 = 73.15 KN
 Gaya Lateral Lantai Atap = 2.74 KN

$T_{1X} = 0.197$ detik
 $T_{1Y} = 0.155$ detik
 $T_{awal} = 0.191$ detik

Simpangan T_{1X} terhadap T_{awal} = 3.14% → ok !!
 Simpangan T_{1Y} terhadap T_{awal} = -18.85% → ok !!

PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL =0,191 Detik

MODEL 5

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma fleksibel maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan rata-rata dari lendutan ujung tiap-tiap kolom (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) Lantai 1

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1	1.309	1.211
2	K2	1.286	2.212
3	K3	1.314	1.169
4	K4	2.307	1.192
5	K5	2.286	2.163
6	K6	2.288	2.214
7	K7	2.291	2.906
8	K8	2.321	1.146
9	K9	2.565	1.196
10	K10	2.550	2.164
11	K11	2.558	2.213
12	K12	5.065	1.148
13	K13	1.339	1.237
14	K14	1.316	2.239
15	K15	1.351	1.192
Jumlah		32.15	25.60
Lendutan rata2		2.14	1.71

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom) Lantai 2

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX	Arah Y akibat EQY
		U1	U2
1	K1'	0.239	2.023
2	K2'	0.804	1.980
3	K3'	0.231	1.943
Jumlah		1.274	5.946
Lendutan rata2		0.425	1.982

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu : $T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 285.28 KN
 Berat Total Bangunan Lantai Atap = 22.63 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-1 = 74.56 KN
 Gaya Lateral Lantai Atap = 2.86 KN

$T_{1X} = 0.182$ detik
 $T_{1Y} = 0.167$ detik
 $T_{awal} = 0.191$ detik

Simpangan T_{1X} terhadap $T_{awal} = -4.71\% \longrightarrow$ Ok !!!!
 Simpangan T_{1Y} terhadap $T_{awal} = -12.57\% \longrightarrow$ Ok !!!!

PADA BANGUNAN SATU LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI T AWAL =0,191 Detik

MODEL 6

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma Kaku maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan pada pusat massa rencana (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i.

Displacement pada Pusat massa rencana bidang diafragma atap

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
115	EQX	NonStatic	Max	64.887	-0.868
115	EQX	NonStatic	Min	64.887	-0.868
115	EQY	NonStatic	Max	-0.868	65.510
115	EQY	NonStatic	Min	-0.868	65.510

Displacement	Akibat Beban Arah X U1 (mm)	Akibat Beban Arah Y U2 (mm)
	64.887	65.51

Bentuk atap merupakan diafragma kaku maka dianggap pada elevasi ringbalok yang datar sebagai bidang massa tergumpal yang merupakan bidang bekerjanya Struktur bangunan dianggap bangunan satu lantai.

Berat Total Bangunan = 311.81 KN

Gaya Lateral Lantai ke-1 = 78.4 KN

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

T_{1x} = 1.022 detik

T_{1y} = 1.027 detik

T awal = 0.191 detik

Simpangan T_{1x} terhadap T awal = 435.08% → Tidak ok !!

Simpangan T_{1y} terhadap T awal = 437.70% → Tidak ok !!

PADA BANGUNAN DUA LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI (T) AWAL =0,365 Detik

MODEL 1

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma Kaku maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan pada pusat massa rencana (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i.

LANTAI 1

Displacement pada Pusat massa rencana

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
119	EQX	NonStatic	Max	4.227	0.116
119	EQX	NonStatic	Min	4.227	0.116
119	EQY	NonStatic	Max	0.21	2.65
119	EQY	NonStatic	Min	0.21	2.65

Displacement	Akibat Beban Arah X U1 (mm)	Akibat Beban Arah Y U2 (mm)
	4.227	2.650

Bentuk atap merupakan diafragma kaku maka dianggap pada elevasi ringbalok yang datar sebagai bidang massa tergumpal yang merupakan bidang bekerjanya beban lateral. Struktur bangunan dianggap bangunan satu lantai.

LANTAI 2

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom)

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX U1	Arah Y akibat EQY U2
1	K1	1.635	1.198
2	K2	1.656	1.958
3	K3	1.692	1.503
4	K4	2.464	1.190
5	K5	2.465	1.318
6	K6	2.474	1.948
7	K7	4.679	1.504
8	K8	2.749	1.187
9	K9	2.746	1.316
10	K10	1.783	1.318
11	K11	1.796	1.948
12	K12	1.833	1.508
13	K13	1.593	1.188
14	K14	1.627	1.955
15	K15	1.656	1.510
Jumlah		32.85	22.55
Lendutan rata2		2.19	1.50

MODEL 1

LANTAI 3 (ATAP)

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom)

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX U1	Arah Y akibat EQY U2
1	K1 '	5.282	0.689
2	K2 '	3.436	0.734
3	K3 '	5.553	0.678
Jumlah		14.27	2.10
Lendutan rata2		4.76	0.70

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu : $T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 601.22 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 2 = 273.54 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 3 (Atap) = 30.666 KN

Gaya Lateral Lantai ke-1 = F1 = 162.39 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-2 = F2 = 65.19 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-3 = F3 = 5.24 KN

$T_{1X} = 0.240$ detik
 $T_{1Y} = 0.192$ detik
 $T_{awal} = 0.365$ detik

Simpangan T_{1X} terhadap $T_{awal} = -34.25\%$ → Tidak ok !!
 Simpangan T_{1Y} terhadap $T_{awal} = -47.40\%$ → Tidak ok !!

PADA BANGUNAN DUA LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI (T) AWAL =0,365 Detik

MODEL 2

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma Kaku maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan pada pusat massa rencana (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i.

LANTAI 1

Displacement pada Pusat massa rencana

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
153	EQX	NonStatic	Max	4.219	0.126
153	EQX	NonStatic	Min	4.219	0.126
153	EQY	NonStatic	Max	0.213	2.632
153	EQY	NonStatic	Min	0.213	2.632

Displacement	Akibat Beban Arah X U1 (mm)	Akibat Beban Arah Y U2 (mm)
	4.219	2.632

Bentuk atap merupakan diafragma kaku maka dianggap pada elevasi ringbalok yang datar sebagai bidang massa tergumpal yang merupakan bidang bekerjanya beban lateral. Struktur bangunan dianggap bangunan satu lantai.

LANTAI 2

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom)

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX U1	Arah Y akibat EQY U2
1	K1	1.635	1.195
2	K2	1.656	1.936
3	K3	1.693	1.236
4	K4	2.463	1.187
5	K5	2.464	1.309
6	K6	2.473	1.925
7	K7	6.611	1.212
8	K8	2.728	1.184
9	K9	2.725	1.306
10	K10	1.726	1.309
11	K11	1.738	1.925
12	K12	1.770	1.218
13	K13	1.586	1.185
14	K14	1.620	1.931
15	K15	1.649	1.239
Jumlah		34.54	21.30
Lendutan rata2		2.30	1.42

MODEL 2

LANTAI 3 (ATAP)

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom)

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX U1	Arah Y akibat EQY U2
1	K1 '	5.352	0.687
2	K2 '	3.558	0.726
3	K3 '	5.626	0.674
Jumlah		14.54	2.09
Lendutan rata2		4.85	0.70

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu : $T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 601.22 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 2 = 273.54 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 3 (Atap) = 30.666 KN

Gaya Lateral Lantai ke-1 = F1 = 162.39 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-2 = F2 = 65.19 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-3 = F3 = 5.24 KN

$T_{1X} = 0.240$ detik
 $T_{1Y} = 0.191$ detik
 $T_{awal} = 0.365$ detik

Simpangan T_{1X} terhadap $T_{awal} = -34.25\%$ → Tidak ok !!
 Simpangan T_{1Y} terhadap $T_{awal} = -47.67\%$ → Tidak ok !!

**PADA BANGUNAN DUA LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI (T) AWAL =0,365 Detik**

MODEL 3

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma Kaku maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan pada pusat massa rencana (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i.

LANTAI 1

Displacement pada Pusat massa rencana

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
119	EQX	NonStatic	Max	59.307125	-1.140908
119	EQX	NonStatic	Min	59.307125	-1.140908
119	EQY	NonStatic	Max	-1.208237	103.28171
119	EQY	NonStatic	Min	-1.208237	103.28171

Displacement	Akibat Beban Arah X U1 (mm)	Akibat Beban Arah Y U2 (mm)
	59.307	103.282

Bentuk atap merupakan diafragma kaku maka dianggap pada elevasi ringbalok yang datar sebagai bidang massa tergumpal yang merupakan bidang bekerjanya beban lateral. Struktur bangunan dianggap bangunan satu lantai.

LANTAI 2

Displacement pada Pusat massa rencana

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
119	EQX	NonStatic	Max	95.902411	-1.717288
119	EQX	NonStatic	Min	95.902411	-1.717288
119	EQY	NonStatic	Max	-1.562048	138.037169
119	EQY	NonStatic	Min	-1.562048	138.037169

Displacement	Akibat Beban Arah X U1 (mm)	Akibat Beban Arah Y U2 (mm)
	95.902	138.037

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu : $T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1	=	601.22 KN
Berat Total Bangunan Lantai 2	=	273.54 KN
Berat Total Bangunan Lantai Atap	=	30.666 KN

MODEL 3

Gaya Lateral Lantai ke-1	=	F1	=	162.39 KN
Gaya Lateral Lantai ke-2	=	F2	=	65.19 KN
Gaya Lateral Lantai Atap	=	F3	=	5.24 KN

Bentuk atap merupakan diafragma yang rigid/ kaku, maka pada ujung atap tidak dimodelkan sebagai lantai ke -3 (bangunan hanya ada 2 lantai)

Berat Total Bangunan Lantai 1	=	601.22 KN
Berat Total Bangunan Lantai 2	=	304.206 KN

Gaya Lateral Lantai ke-1	=	F1	=	162.39 KN
Gaya Lateral Lantai ke-2	=	F2	=	70.43 KN

T_{1X}	=	1.101 detik
T_{1Y}	=	1.365 detik
T awal	=	0.365 detik

Simpangan T_{1X} terhadap T awal	=	201.64%	→	Tidak ok !!
Simpangan T_{1Y} terhadap T awal	=	273.97%	→	Tidak ok !!

PADA BANGUNAN DUA LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI (T) AWAL =0,21 Detik

MODEL 1

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma Kaku maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan pada pusat massa rencana (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i.

LANTAI 1

Displacement pada Pusat massa rencana

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
119	EQX	NonStatic	Max	4.227	0.116
119	EQX	NonStatic	Min	4.227	0.116
119	EQY	NonStatic	Max	0.21	2.65
119	EQY	NonStatic	Min	0.21	2.65

Displacement	Akibat Beban Arah X	Akibat Beban Arah Y
	U1 (mm)	U2 (mm)
	4.227	2.650

Bentuk atap merupakan diafragma kaku maka dianggap pada elevasi ringbalok yang datar sebagai bidang massa tergumpal yang merupakan bidang bekerjanya beban lateral. Struktur bangunan dianggap bangunan satu lantai.

LANTAI 2

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom)

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX U1	Arah Y akibat EQY U2
1	K1	1.635	1.198
2	K2	1.656	1.958
3	K3	1.692	1.503
4	K4	2.464	1.190
5	K5	2.465	1.318
6	K6	2.474	1.948
7	K7	4.679	1.504
8	K8	2.749	1.187
9	K9	2.746	1.316
10	K10	1.783	1.318
11	K11	1.796	1.948
12	K12	1.833	1.508
13	K13	1.593	1.188
14	K14	1.627	1.955
15	K15	1.656	1.510
Jumlah		32.85	22.55
Lendutan rata2		2.19	1.50

MODEL 1

LANTAI 3 (ATAP)

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom)

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX U1	Arah Y akibat EQY U2
1	K1'	5.282	0.689
2	K2'	3.436	0.734
3	K3'	5.553	0.678
Jumlah		14.27	2.10
Lendutan rata2		4.76	0.70

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu : $T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 601.22 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 2 = 273.54 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 3 (Atap) = 30.666 KN

Gaya Lateral Lantai ke-1 = F1 = 162.39 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-2 = F2 = 65.19 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-3 = F3 = 5.24 KN

T_{1X} = 0.240 detik
 T_{1Y} = 0.192 detik
 T_{awal} = 0.21 detik

Simpangan T_{1X} terhadap T_{awal} = 14.29% → ok !!
 Simpangan T_{1Y} terhadap T_{awal} = -8.57% → ok !!

**PADA BANGUNAN DUA LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI (T) AWAL =0,21 Detik**

MODEL 2

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma Kaku maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan pada pusat massa rencana (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i.

LANTAI 1

Displacement pada Pusat massa rencana

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
153	EQX	NonStatic	Max	4.219	0.126
153	EQX	NonStatic	Min	4.219	0.126
153	EQY	NonStatic	Max	0.213	2.632
153	EQY	NonStatic	Min	0.213	2.632

Displacement	Akibat Beban Arah X	Akibat Beban Arah Y
	U1 (mm)	U2 (mm)
	4.219	2.632

Bentuk atap merupakan diafragma kaku maka dianggap pada elevasi ringbalok yang datar sebagai bidang massa tergumpal yang merupakan bidang bekerjanya beban lateral. Struktur bangunan dianggap bangunan satu lantai.

LANTAI 2

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom)

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX U1	Arah Y akibat EQY U2
1	K1	1.635	1.195
2	K2	1.656	1.936
3	K3	1.693	1.236
4	K4	2.463	1.187
5	K5	2.464	1.309
6	K6	2.473	1.925
7	K7	6.611	1.212
8	K8	2.728	1.184
9	K9	2.725	1.306
10	K10	1.726	1.309
11	K11	1.738	1.925
12	K12	1.770	1.218
13	K13	1.586	1.185
14	K14	1.620	1.931
15	K15	1.649	1.239
Jumlah		34.54	21.30
Lendutan rata2		2.30	1.42

MODEL 2

LANTAI 3 (ATAP)

Displacement pada titik tangkap beban lateral (pada ujung kolom)

No	KOLOM	LENDUTAN (mm)	
		Arah X akibat EQX U1	Arah Y akibat EQY U2
1	K1'	5.352	0.687
2	K2'	3.558	0.726
3	K3'	5.626	0.674
Jumlah		14.54	2.09
Lendutan rata2		4.85	0.70

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu : $T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 601.22 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 2 = 273.54 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 3 (Atap) = 30.666 KN

Gaya Lateral Lantai ke-1 = F1 = 162.39 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-2 = F2 = 65.19 KN
 Gaya Lateral Lantai ke-3 = F3 = 5.24 KN

$T_{1X} = 0.240$ detik
 $T_{1Y} = 0.191$ detik
 $T_{awal} = 0.21$ detik

Simpangan T_{1X} terhadap $T_{awal} = 14.29\% \rightarrow$ ok !!
 Simpangan T_{1Y} terhadap $T_{awal} = -9.05\% \rightarrow$ ok !!

**PADA BANGUNAN DUA LANTAI
KONTROL WAKTU GETAR ALAMI (T) AWAL =0,21 Detik**

MODEL 3

Karena bentuk atap merupakan kondisi diafragma Kaku maka nilai lendutan lantai ke-i yang digunakan untuk menentukan waktu getar alami yaitu menggunakan lendutan pada pusat massa rencana (letak bekerjanya beban lateral) lantai ke-i.

LANTAI 1

Displacement pada Pusat massa rencana

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
119	EQX	NonStatic	Max	59.307125	-1.140908
119	EQX	NonStatic	Min	59.307125	-1.140908
119	EQY	NonStatic	Max	-1.208237	103.28171
119	EQY	NonStatic	Min	-1.208237	103.28171

Displacement	Akibat Beban Arah X	Akibat Beban Arah Y
	U1 (mm)	U2 (mm)
	59.307	103.282

Bentuk atap merupakan diafragma kaku maka dianggap pada elevasi ringbalok yang datar sebagai bidang massa tergumpal yang merupakan bidang bekerjanya beban Struktur bangunan dianggap bangunan satu lantai.

LANTAI 2

Displacement pada Pusat massa rencana

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
119	EQX	NonStatic	Max	95.902411	-1.717288
119	EQX	NonStatic	Min	95.902411	-1.717288
119	EQY	NonStatic	Max	-1.562048	138.03717
119	EQY	NonStatic	Min	-1.562048	138.03717

Displacement	Akibat Beban Arah X	Akibat Beban Arah Y
	U1 (mm)	U2 (mm)
	95.902	138.037

Nilai waktu getar alami berdasarkan rumus Rayleigh yaitu : $T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$

Nilai waktu getar alami dikontrol terhadap arah sumbu X dan sumbu Y.

Berat Total Bangunan Lantai 1 = 601.22 KN
 Berat Total Bangunan Lantai 2 = 273.54 KN
 Berat Total Bangunan Lantai Atap = 30.666 KN

MODEL 3

Gaya Lateral Lantai ke-1	=	F1	=	162.39 KN
Gaya Lateral Lantai ke-2	=	F2	=	65.19 KN
Gaya Lateral Lantai Atap	=	F3	=	5.24 KN

Bentuk atap merupakan diafragma yang rigid/ kaku, maka pada ujung atap tidak dimodelkan sebagai lantai ke -3 (bangunan hanya ada 2 lantai)

Berat Total Bangunan Lantai 1	=	601.22 KN
Berat Total Bangunan Lantai 2	=	304.206 KN

Gaya Lateral Lantai ke-1	=	F1	=	162.39 KN
Gaya Lateral Lantai ke-2	=	F2	=	70.43 KN

T_{1x}	=	1.101 detik
T_{1y}	=	1.365 detik
T awal	=	0.21 detik

Simpangan T_{1x} terhadap T awal =	424.29%	→ Tidak ok !!
Simpangan T_{1y} terhadap T awal =	550.00%	→ Tidak ok !!

LAMPIRAN E

**Lendutan Elemen Kolom Dan Balok Pada Bangunan Satu Lantai
Dan Dua Lantai.**



LENDUTAN LATERAL PADA KOLOM BANGUNAN SATU LANTAI

Lendutan Izin = $\frac{0,03}{R}$ Kali tinggi tingkat lantai ke-i atau 30 mm digunakan yang minimal

Tinggi bangunan = 3,6 m

Lendutan Izin = $\frac{0,03}{3,5} \times 3600 = 30,85 \text{ mm}$ atau 30 mm, maka dipilih lendutan izin = 30 mm

Lendutan Lateral Arah X Dan Y Pada Kolom Bangunan Satu Lantai

MODEL	KOLOM	Lendutan	Lendutan	Lendutan	Rasio	Rasio	Syarat	Syarat
		Arah X δ_X mm	Arah Y δ_Y mm	Izin $\bar{\delta}$ mm	Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}}$	Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}}$	Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}} < 1$	Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}} < 1$
1	K 1	0.0135	0.0077	30	0.00045	0.00026	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.0018	0.0319	30	0.00006	0.00106	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.0104	0.0128	30	0.00035	0.00043	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 4	0.0986	0.0016	30	0.00329	0.00005	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 5	0.0985	0.0268	30	0.00328	0.00089	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 6	0.1003	0.0254	30	0.00334	0.00085	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.1020	0.0275	30	0.00340	0.00092	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.1043	0.0029	30	0.00348	0.00010	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.1023	0.0097	30	0.00341	0.00032	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.1026	0.0265	30	0.00342	0.00088	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.1019	0.0122	30	0.00340	0.00041	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.1764	0.0065	30	0.00588	0.00022	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 13	0.0186	0.0177	30	0.00062	0.00059	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 14	0.0071	0.0065	30	0.00024	0.00022	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 15	0.0053	0.0172	30	0.00018	0.00057	memenuhi syarat	memenuhi syarat

Lendutan Lateral Arah X Dan Y Pada Kolom Bangunan Satu Lantai

MODEL	KOLOM	Lendutan	Lendutan	Lendutan	Rasio	Rasio	Syarat	Syarat
		Arah X δ_X mm	Arah Y δ_Y mm	Izin $\bar{\delta}$ mm	Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}}$	Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}}$	Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}} < 1$	Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}} < 1$
2	K 1	0.0484	0.0053	30	0.00161	0.00018	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.0216	0.0361	30	0.00072	0.00120	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.0134	0.0181	30	0.00045	0.00060	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 4	0.0306	0.0024	30	0.00102	0.00008	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 5	0.0313	0.0192	30	0.00104	0.00064	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 6	0.0333	0.0278	30	0.00111	0.00093	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.0351	0.0247	30	0.00117	0.00082	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.0402	0.0058	30	0.00134	0.00019	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.0092	0.0078	30	0.00031	0.00026	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.0100	0.0196	30	0.00033	0.00065	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.0098	0.0073	30	0.00033	0.00024	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.2052	0.0064	30	0.00684	0.00021	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 13	0.0565	0.0137	30	0.00188	0.00046	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 14	0.0288	0.0009	30	0.00096	0.00003	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 15	0.0072	0.0196	30	0.00024	0.00065	memenuhi syarat	memenuhi syarat
3	K 1	0.0307	0.0094	30	0.00102	0.00031	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.0009	0.0269	30	0.00003	0.00090	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.0235	0.0139	30	0.00078	0.00046	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 4	0.0896	0.0010	30	0.00299	0.00003	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 5	0.0906	0.0258	30	0.00302	0.00086	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 6	0.0914	0.0213	30	0.00305	0.00071	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.0932	0.0264	30	0.00311	0.00088	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.0965	0.0026	30	0.00322	0.00009	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.0872	0.0101	30	0.00291	0.00034	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.0875	0.0255	30	0.00292	0.00085	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.0868	0.0119	30	0.00289	0.00040	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.1574	0.0078	30	0.00525	0.00026	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 13	0.0357	0.0198	30	0.00119	0.00066	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 14	0.0060	0.0074	30	0.00020	0.00025	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 15	0.0184	0.0193	30	0.00061	0.00064	memenuhi syarat	memenuhi syarat

Lendutan Lateral Arah X Dan Y Pada Kolom Bangunan Satu Lantai

MODEL	KOLOM	Lendutan Arah X δ_X mm	Lendutan Arah Y δ_Y mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}}$	Rasio Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}} < 1$	Syarat Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}} < 1$
4	K 1	0.0413	0.0059	30	0.00138	0.00020	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.0368	0.0163	30	0.00123	0.00054	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.0313	0.0065	30	0.00104	0.00022	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 4	0.1682	0.0002	30	0.00561	0.00001	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 5	0.1682	0.0078	30	0.00561	0.00026	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 6	0.1682	0.0136	30	0.00561	0.00045	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.1713	0.0193	30	0.00571	0.00064	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.1734	0.0008	30	0.00578	0.00003	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.1313	0.0030	30	0.00438	0.00010	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.1307	0.0075	30	0.00436	0.00025	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.1303	0.0173	30	0.00434	0.00058	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.0534	0.0030	30	0.00178	0.00010	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 13	0.0452	0.0075	30	0.00151	0.00025	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 14	0.0406	0.0144	30	0.00135	0.00048	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 15	0.0342	0.0081	30	0.00114	0.00027	memenuhi syarat	memenuhi syarat
5	K 1	0.0152	0.0071	30	0.00051	0.00024	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.0023	0.0154	30	0.00008	0.00051	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.0101	0.0129	30	0.00034	0.00043	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 4	0.0836	0.0028	30	0.00279	0.00009	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 5	0.0836	0.0257	30	0.00279	0.00086	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 6	0.0854	0.0128	30	0.00285	0.00043	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.0872	0.0263	30	0.00291	0.00088	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.0896	0.0021	30	0.00299	0.00007	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.0780	0.0112	30	0.00260	0.00037	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.0781	0.0255	30	0.00260	0.00085	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.0784	0.0107	30	0.00261	0.00036	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.1194	0.0077	30	0.00398	0.00026	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 13	0.0202	0.0198	30	0.00067	0.00066	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 14	0.0077	0.0080	30	0.00026	0.00027	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 15	0.0050	0.0182	30	0.00017	0.00061	memenuhi syarat	memenuhi syarat

Lendutan Lateral Arah X Dan Y Pada Kolom Bangunan Satu Lantai

MODEL	KOLOM	Lendutan Arah X δ_X mm	Lendutan Arah Y δ_Y mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}}$	Rasio Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}} < 1$	Syarat Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}} < 1$
6	K 1	0.0721	0.0220	30	0.00240	0.00073	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.0725	0.0341	30	0.00242	0.00114	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.0728	0.0460	30	0.00243	0.00153	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 4	0.0844	0.0221	30	0.00281	0.00074	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 5	0.0845	0.0291	30	0.00282	0.00097	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 6	0.0846	0.0342	30	0.00282	0.00114	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.0846	0.0383	30	0.00282	0.00128	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.0847	0.0460	30	0.00282	0.00153	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.0903	0.0220	30	0.00301	0.00073	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.0903	0.0291	30	0.00301	0.00097	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.0903	0.0337	30	0.00301	0.00112	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.0911	0.0459	30	0.00304	0.00153	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 13	0.1021	0.0221	30	0.00340	0.00074	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 14	0.1025	0.0339	30	0.00342	0.00113	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 15	0.1028	0.0461	30	0.00343	0.00154	memenuhi syarat	memenuhi syarat

LENDUTAN PADA BALOK BANGUNAN SATU LANTAI

Lendutan izin pada balok = $\frac{\lambda}{480}$, dimana λ = panjang bentang dalam mm

Lendutan Pada Balok

Pemodelan	Balok	Panjang Bentang m	Jarak Pada Elemen Station m	Lendutan Vertikal δ mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}} < 1$
1	B 1	3	1.5	0.468	6.250	0.0749	memenuhi syarat
	B 2	3	1.5	0.468	6.250	0.0749	memenuhi syarat
	B 3	3	1	0.0833	6.250	0.0133	memenuhi syarat
	B 4	3	1	0.0961	6.250	0.0154	memenuhi syarat
	B 5	3	1	0.083	6.250	0.0133	memenuhi syarat
	B 6	1.75	0.875	0.06254	3.646	0.0172	memenuhi syarat
	B 7	1.25	0.833	0.004	2.604	0.0015	memenuhi syarat
	B 8	1	0.5	0.0078	2.083	0.0037	memenuhi syarat
	B 9	2	1	0.0855	4.167	0.0205	memenuhi syarat
	B 10	1.5	0.75	0.3585	3.125	0.1147	memenuhi syarat
	B 11	1.5	0.5	0.02833	3.125	0.0091	memenuhi syarat
	B 12	1.5	0.75	0.3154	3.125	0.1009	memenuhi syarat
	B 13	1.5	0.75	0.3571	3.125	0.1143	memenuhi syarat
	B 14	1.75	0.875	0.0635	3.646	0.0174	memenuhi syarat
	B 15	1.25	0.416	0.00823	2.604	0.0032	memenuhi syarat
	B 16	3	2	0.0849	6.250	0.0136	memenuhi syarat
	B 17	3	2	0.10349	6.250	0.0166	memenuhi syarat
	B 18	3	2	0.0889	6.250	0.0142	memenuhi syarat
	B 19	3	1.5	0.4658	6.250	0.0745	memenuhi syarat
	B 20	3	1.5	0.4766	6.250	0.0763	memenuhi syarat

LENDUTAN PADA BALOK BANGUNAN SATU LANTAI

Lendutan izin pada balok = $\frac{\lambda}{480}$, dimana λ = panjang bentang dalam mm

Lendutan Pada Balok

Pemodelan	Balok	Panjang Bentang m	Jarak Pada Elemen Station m	Lendutan Vertikal δ mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}} < 1$
2	B 1	2.5	1	0.2323	5.208	0.0446	memenuhi syarat
	B 2	3.5	2	0.7578	7.292	0.1039	memenuhi syarat
	B 3	3	1	0.0804	6.250	0.0129	memenuhi syarat
	B 4	3	1.5	0.1248	6.250	0.0200	memenuhi syarat
	B 5	3	1	0.0692	6.250	0.0111	memenuhi syarat
	B 6	1.75	0.875	0.0536	3.646	0.0147	memenuhi syarat
	B 7	0.75	0.375	0.00234	1.563	0.0015	memenuhi syarat
	B 8	1.5	1	0.0169	3.125	0.0054	memenuhi syarat
	B 9	2	1	0.10228	4.167	0.0245	memenuhi syarat
	B 10	1.5	0.75	0.38525	3.125	0.1233	memenuhi syarat
	B 11	1.5	0.5	0.024	3.125	0.0077	memenuhi syarat
	B 12	1.5	0.75	0.2085	3.125	0.0667	memenuhi syarat
	B 13	1.5	0.75	0.438	3.125	0.1402	memenuhi syarat
	B 14	1.75	0.875	0.053	3.646	0.0145	memenuhi syarat
	B 15	0.75	0.375	0.00459	1.563	0.0029	memenuhi syarat
	B 16	3	2	0.0824	6.250	0.0132	memenuhi syarat
	B 17	3	1.5	0.1396	6.250	0.0223	memenuhi syarat
	B 18	3	2	0.07735	6.250	0.0124	memenuhi syarat
	B 19	2.5	1	0.2318	5.208	0.0445	memenuhi syarat
	B 20	3.5	2	0.7684	7.292	0.1054	memenuhi syarat

LENDUTAN PADA BALOK BANGUNAN SATU LANTAI

Lendutan izin pada balok = $\frac{\lambda}{480}$, dimana λ = panjang bentang dalam mm

Lendutan Pada Balok

Pemodelan	Balok	Panjang Bentang m	Jarak Pada Elemen Station m	Lendutan Vertikal δ mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}} < 1$
3	B 1	3	1.5	0.3933	6.250	0.0629	memenuhi syarat
	B 2	3	1.5	0.5223	6.250	0.0836	memenuhi syarat
	B 3	3	1	0.0798	6.250	0.0128	memenuhi syarat
	B 4	3	1	0.10307	6.250	0.0165	memenuhi syarat
	B 5	3	1	0.0856	6.250	0.0137	memenuhi syarat
	B 6	1.75	0.875	0.0599	3.646	0.0164	memenuhi syarat
	B 7	1.25	0.416	0.003632	2.604	0.0014	memenuhi syarat
	B 8	1	0.5	0.00727	2.083	0.0035	memenuhi syarat
	B 9	2	1	0.087195	4.167	0.0209	memenuhi syarat
	B 10	1.5	0.75	0.35717	3.125	0.1143	memenuhi syarat
	B 11	1.5	0.5	0.02833	3.125	0.0091	memenuhi syarat
	B 12	1.5	0.75	0.3175	3.125	0.1016	memenuhi syarat
	B 13	1.5	0.75	0.35433	3.125	0.1134	memenuhi syarat
	B 14	1.75	0.875	0.061068	3.646	0.0168	memenuhi syarat
	B 15	1.25	0.416	0.00905	2.604	0.0035	memenuhi syarat
	B 16	3	2	0.0813	6.250	0.0130	memenuhi syarat
	B 17	3	2	0.1108	6.250	0.0177	memenuhi syarat
	B 18	3	2	0.0916	6.250	0.0147	memenuhi syarat
	B 19	2.5	1.5	0.38876	5.208	0.0746	memenuhi syarat
	B 20	3	1.5	0.5322	6.250	0.0852	memenuhi syarat

LENDUTAN PADA BALOK BANGUNAN SATU LANTAI

Lendutan izin pada balok = $\frac{\lambda}{480}$, dimana λ = panjang bentang dalam mm

Lendutan Pada Balok

Pemodelan	Balok	Panjang Bentang m	Jarak Pada Elemen Station m	Lendutan Vertikal δ mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}} < 1$
4	B 1	2.5	1	0.1125	5.208	0.0216	memenuhi syarat
	B 2	3	1.5	0.528	6.250	0.0845	memenuhi syarat
	B 3	3	1	0.086	6.250	0.0138	memenuhi syarat
	B 4	3	1	0.098	6.250	0.0157	memenuhi syarat
	B 5	3	1	0.092	6.250	0.0147	memenuhi syarat
	B 6	1.75	0.875	0.0131	3.646	0.0036	memenuhi syarat
	B 7	0.75	0.375	0.004515	1.563	0.0029	memenuhi syarat
	B 8	1	0.5	0.007963	2.083	0.0038	memenuhi syarat
	B 9	2	1.5	0.0839	4.167	0.0201	memenuhi syarat
	B 10	1.5	0.75	0.41	3.125	0.1312	memenuhi syarat
	B 11	1	0.5	0.0328	2.083	0.0157	memenuhi syarat
	B 12	1.5	0.75	0.336	3.125	0.1075	memenuhi syarat
	B 13	1.5	0.75	0.326	3.125	0.1043	memenuhi syarat
	B 14	1.75	0.875	0.0121	3.646	0.0033	memenuhi syarat
	B 15	0.75	0.375	0.00123	1.563	0.0008	memenuhi syarat
	B 16	3	2	0.084	6.250	0.0134	memenuhi syarat
	B 17	3	2	0.1023	6.250	0.0164	memenuhi syarat
	B 18	3	2	0.099	6.250	0.0158	memenuhi syarat
	B 19	2.5	1	0.11	5.208	0.0211	memenuhi syarat
	B 20	3	1.5	0.538	6.250	0.0861	memenuhi syarat
	B 1'	0.5	0.5	0	1.042	-	memenuhi syarat
	B 6'	0.5	0.5	0	1.042	-	memenuhi syarat
	B 19'	0.5	0.5	0	1.042	-	memenuhi syarat

LENDUTAN PADA BALOK BANGUNAN SATU LANTAI

Lendutan izin pada balok = $\frac{\lambda}{480}$, dimana λ = panjang bentang dalam mm

Lendutan Pada Balok

Pemodelan	Balok	Panjang Bentang m	Jarak Pada Elemen Station m	Lendutan Vertikal δ mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}} < 1$
5	B 1	3	1.5	0.4695	6.250	0.0751	memenuhi syarat
	B 2	3	1.5	0.4689	6.250	0.0750	memenuhi syarat
	B 3	3	1	0.094	6.250	0.0150	memenuhi syarat
	B 4	3	1	0.1095	6.250	0.0175	memenuhi syarat
	B 5	3	1	0.094	6.250	0.0150	memenuhi syarat
	B 6	1.75	0.875	0.063	3.646	0.0173	memenuhi syarat
	B 7	1.25	0.833	0.00486	2.604	0.0019	memenuhi syarat
	B 8	1	0.5	0.00772	2.083	0.0037	memenuhi syarat
	B 9	2	1	0.0841	4.167	0.0202	memenuhi syarat
	B 10	1.5	0.75	0.32285	3.125	0.1033	memenuhi syarat
	B 11	1.5	0.5	0.0268	3.125	0.0086	memenuhi syarat
	B 12	1.5	0.75	0.3454	3.125	0.1105	memenuhi syarat
	B 13	1.5	0.75	0.321	3.125	0.1027	memenuhi syarat
	B 14	1.75	0.875	0.064	3.646	0.0176	memenuhi syarat
	B 15	1.25	0.416	0.0082	2.604	0.0031	memenuhi syarat
	B 16	3	2	0.0957	6.250	0.0153	memenuhi syarat
	B 17	3	2	0.11523	6.250	0.0184	memenuhi syarat
	B 18	3	2	0.0988	6.250	0.0158	memenuhi syarat
	B 19	3	1.5	0.46715	6.250	0.0747	memenuhi syarat
	B 20	3	1.5	0.4777	6.250	0.0764	memenuhi syarat

LENDUTAN PADA BALOK BANGUNAN SATU LANTAI

Lendutan izin pada balok = $\frac{\lambda}{480}$, dimana λ = panjang bentang dalam mm

Lendutan Pada Balok

Pemodelan	Balok	Panjang Bentang m	Jarak Pada Elemen Station m	Lendutan Vertikal δ mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}} < 1$
6	B 1	3	1.5	0.4711	6.250	0.0754	memenuhi syarat
	B 2	3	1.5	0.469	6.250	0.0750	memenuhi syarat
	B 3	3	1	0.08349	6.250	0.0134	memenuhi syarat
	B 4	3	1	0.0974	6.250	0.0156	memenuhi syarat
	B 5	3	1	0.08709	6.250	0.0139	memenuhi syarat
	B 6	1.75	0.875	0.0693	3.646	0.0190	memenuhi syarat
	B 7	1.25	0.833	0.00397	2.604	0.0015	memenuhi syarat
	B 8	1	0.5	0.01093	2.083	0.0052	memenuhi syarat
	B 9	2	1	0.0859	4.167	0.0206	memenuhi syarat
	B 10	1.5	0.75	0.3525	3.125	0.1128	memenuhi syarat
	B 11	1.5	0.5	0.0281	3.125	0.0090	memenuhi syarat
	B 12	1.5	0.75	0.31188	3.125	0.0998	memenuhi syarat
	B 13	1.5	0.75	0.35224	3.125	0.1127	memenuhi syarat
	B 14	1.75	0.875	0.06897	3.646	0.0189	memenuhi syarat
	B 15	1.25	0.416	0.005	2.604	0.0019	memenuhi syarat
	B 16	3	2	0.0869	6.250	0.0139	memenuhi syarat
	B 17	3	2	0.10589	6.250	0.0169	memenuhi syarat
	B 18	3	2	0.08673	6.250	0.0139	memenuhi syarat
	B 19	3	1.5	0.468	6.250	0.0749	memenuhi syarat
	B 20	3	1.5	0.47817	6.250	0.0765	memenuhi syarat

LENDUTAN LATERAL PADA KOLOM BANGUNAN DUA LANTAI

Lendutan Izin = $\frac{0,03}{R}$ Kali tinggi tingkat lantai ke-i atau 30 mm digunakan yang minimal

Tinggi lantai 1 = 3,4 m , maka lendutan izin pada kolom lantai 1 adalah sebagai berikut

Lendutan Izin = $\frac{0,03}{3,5} \times 3400 = 29,14 \text{ mm}$ atau 30 mm, maka dipilih lendutan izin = 29,14 mm

Lendutan Lateral Arah X Dan Y Pada Kolom Lantai 1

MODEL	KOLOM	Lendutan Arah X δ_X mm	Lendutan Arah Y δ_Y mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}}$	Rasio Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}} < 1$	Syarat Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}} < 1$
1	K 1	0.1840	0.0424	29.14	0.00631	0.00145	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.1537	0.0259	29.14	0.00527	0.00089	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.1590	0.0147	29.14	0.00546	0.00050	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K4	0.1695	0.0434	29.14	0.00582	0.00149	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 1	0.1710	0.0433	29.14	0.00587	0.00149	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K5	0.1680	0.0450	29.14	0.00577	0.00154	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K6	0.1651	0.0108	29.14	0.00567	0.00037	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 2	0.1491	0.0384	29.14	0.00512	0.00132	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 3	0.1447	0.0484	29.14	0.00496	0.00166	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.1456	0.0330	29.14	0.00500	0.00113	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 4	0.1455	0.0496	29.14	0.00499	0.00170	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.1451	0.0258	29.14	0.00498	0.00088	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.1310	0.0070	29.14	0.00450	0.00024	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.1590	0.0350	29.14	0.00546	0.00120	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.1490	0.0375	29.14	0.00511	0.00129	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.1320	0.0179	29.14	0.00453	0.00061	memenuhi syarat	memenuhi syarat

Lendutan Lateral Arah X Dan Y Pada Kolom Lantai 1

MODEL	KOLOM	Lendutan Arah X δ_X mm	Lendutan Arah Y δ_Y mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}}$	Rasio Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}} < 1$	Syarat Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}} < 1$
2	K 1	0.1660	0.0351	29.14	0.00570	0.00120	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.1537	0.0259	29.14	0.00527	0.00089	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.1410	0.0010	29.14	0.00484	0.00003	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K4	0.1520	0.0363	29.14	0.00522	0.00125	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 1	0.1540	0.0355	29.14	0.00528	0.00122	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K5	0.1508	0.0370	29.14	0.00518	0.00127	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K6	0.1477	0.0019	29.14	0.00507	0.00007	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 2	0.1313	0.0313	29.14	0.00451	0.00107	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 3	0.1269	0.0406	29.14	0.00435	0.00139	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.1261	0.0260	29.14	0.00433	0.00089	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 4	0.1258	0.0418	29.14	0.00432	0.00143	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.1251	0.0179	29.14	0.00429	0.00061	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.1120	0.0036	29.14	0.00384	0.00012	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.1410	0.0280	29.14	0.00484	0.00096	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.1310	0.0296	29.14	0.00450	0.00102	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.1137	0.0115	29.14	0.00390	0.00039	memenuhi syarat	memenuhi syarat

Lendutan Lateral Arah X Dan Y Pada Kolom Lantai 1

MODEL	KOLOM	Lendutan Arah X δ_X mm	Lendutan Arah Y δ_Y mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}}$	Rasio Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}} < 1$	Syarat Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}} < 1$
3	K 1	0.1107	0.1321	29.14	0.00380	0.00453	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.1114	0.1503	29.14	0.00382	0.00516	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.1122	0.1684	29.14	0.00385	0.00578	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K4	0.1245	0.1314	29.14	0.00427	0.00451	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 1	0.1254	0.1401	29.14	0.00430	0.00481	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K5	0.1261	0.1491	29.14	0.00433	0.00512	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K6	0.1264	0.1672	29.14	0.00434	0.00574	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 2	0.1345	0.1310	29.14	0.00462	0.00449	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 3	0.1347	0.1401	29.14	0.00462	0.00481	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.1405	0.1307	29.14	0.00482	0.00448	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	Kp 4	0.1415	0.1402	29.14	0.00486	0.00481	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.1424	0.1489	29.14	0.00489	0.00511	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.1420	0.1663	29.14	0.00487	0.00571	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.1555	0.1298	29.14	0.00534	0.00446	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.1561	0.1477	29.14	0.00536	0.00507	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.1569	0.1654	29.14	0.00538	0.00568	memenuhi syarat	memenuhi syarat

LENDUTAN LATERAL PADA KOLOM BANGUNAN DUA LANTAI

Lendutan Izin = $\frac{0,03}{R}$ Kali tinggi tingkat lantai ke-i atau 30 mm digunakan yang minimal

Tinggi lantai 2 = 3 m , maka lendutan izin pada kolom lantai 2 adalah sebagai berikut

Lendutan Izin = $\frac{0,03}{3,5} \times 3000 = 25,71 \text{ mm}$ atau 30 mm, maka dipilih lendutan izin = 29,14 mm

Lendutan Lateral Arah X Dan Y Pada Kolom Lantai 2

MODEL	KOLOM	Lendutan Arah X δ_X mm	Lendutan Arah Y δ_Y mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}}$	Rasio Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}} < 1$	Syarat Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}} < 1$
1	K 1	0.1710	0.0120	25.71	0.00665	0.00047	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.1700	0.1120	25.71	0.00661	0.00436	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.1680	0.0150	25.71	0.00653	0.00058	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 4	0.2390	0.0110	25.71	0.00930	0.00043	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 5	0.2440	0.1310	25.71	0.00949	0.00510	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 6	0.2500	0.0740	25.71	0.00972	0.00288	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.2210	0.0360	25.71	0.00860	0.00140	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.0200	0.0040	25.71	0.00078	0.00016	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.0170	0.1300	25.71	0.00066	0.00506	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.2440	0.1290	25.71	0.00949	0.00502	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.2470	0.0350	25.71	0.00961	0.00136	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.2450	0.0500	25.71	0.00953	0.00194	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 13	0.1820	0.0010	25.71	0.00708	0.00004	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 14	0.1800	0.0020	25.71	0.00700	0.00008	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 15	0.1790	0.0830	25.71	0.00696	0.00323	memenuhi syarat	memenuhi syarat

Lendutan Lateral Arah X Dan Y Pada Kolom Lantai 2

MODEL	KOLOM	Lendutan Arah X δ_X mm	Lendutan Arah Y δ_Y mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}}$	Rasio Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}} < 1$	Syarat Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}} < 1$
2	K 1	0.1410	0.0100	25.71	0.00548	0.00039	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.1400	0.1050	25.71	0.00545	0.00408	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.1390	0.0450	25.71	0.00541	0.00175	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 4	0.2260	0.0090	25.71	0.00879	0.00035	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 5	0.2320	0.1270	25.71	0.00902	0.00494	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 6	0.2380	0.0670	25.71	0.00926	0.00261	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.1150	-	25.71	0.00447	-	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.0360	0.0020	25.71	0.00140	0.00008	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.0330	0.1260	25.71	0.00128	0.00490	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.2200	0.1250	25.71	0.00856	0.00486	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.2230	0.0270	25.71	0.00867	0.00105	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.2220	0.0440	25.71	0.00863	0.00171	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 13	0.1680	0.0030	25.71	0.00653	0.00012	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 14	0.1670	0.0100	25.71	0.00650	0.00039	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 15	0.1650	0.0860	25.71	0.00642	0.00335	memenuhi syarat	memenuhi syarat

Lendutan Lateral Arah X Dan Y Pada Kolom Lantai 2

MODEL	KOLOM	Lendutan Arah X δ_X mm	Lendutan Arah Y δ_Y mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}}$	Rasio Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan Arah X $\frac{\delta_X}{\bar{\delta}} < 1$	Syarat Lendutan Arah Y $\frac{\delta_Y}{\bar{\delta}} < 1$
3	K 1	0.1900	0.2180	25.71	0.00739	0.00848	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 2	0.1900	0.0620	25.71	0.00739	0.00241	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 3	0.1900	0.0940	25.71	0.00739	0.00366	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 4	0.0590	0.2180	25.71	0.00229	0.00848	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 5	0.0590	0.1400	25.71	0.00229	0.00545	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 6	0.0590	0.0620	25.71	0.00229	0.00241	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 7	0.0060	0.0940	25.71	0.00023	0.00366	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 8	0.0190	0.2180	25.71	0.00074	0.00848	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 9	0.0190	0.1400	25.71	0.00074	0.00545	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 10	0.0710	0.1400	25.71	0.00276	0.00545	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 11	0.0710	0.0620	25.71	0.00276	0.00241	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 12	0.0710	0.0940	25.71	0.00276	0.00366	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 13	0.2010	0.2180	25.71	0.00782	0.00848	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 14	0.2010	0.0620	25.71	0.00782	0.00241	memenuhi syarat	memenuhi syarat
	K 15	0.2010	0.0940	25.71	0.00782	0.00366	memenuhi syarat	memenuhi syarat

LENDUTAN PADA BALOK BANGUNAN DUA LANTAI

Lendutan izin pada balok = $\frac{\lambda}{480}$, dimana λ = panjang bentang dalam mm

LANTAI 1

Pemodelan	Balok	Panjang Bentang m	Station m	Lendutan Vertikal δ mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}} < 1$
1	B 1	3	1.5	0.482848	6.250	0.0773	memenuhi syarat
	B 2	3	1.5	0.4845	6.250	0.0775	memenuhi syarat
	B 3	2.5	1.5	0.2384	5.208	0.0458	memenuhi syarat
	B 4	2.5	1	0.21106	5.208	0.0405	memenuhi syarat
	B 5	2.5	1	0.1937	5.208	0.0372	memenuhi syarat
	B 6	3	1.5	0.13307	6.250	0.0213	memenuhi syarat
	B 7	3	2	0.7429	6.250	0.1189	memenuhi syarat
	B 8	1.5	0.5	0.025	3.125	0.0080	memenuhi syarat
	B 9	1.5	1	0.0135	3.125	0.0043	memenuhi syarat
	B 10	2.5	0.5	0.01618	5.208	0.0031	memenuhi syarat
	B 11	2.5	1	0.0516	5.208	0.0099	memenuhi syarat
	B 12	2.5	1.5	0.316	5.208	0.0607	memenuhi syarat
	B 13	2.5	1.25	0.469	5.208	0.0900	memenuhi syarat
	B 14	1.5	1	0.03139	3.125	0.0100	memenuhi syarat
	B 15	1	0.5	0.00392	2.083	0.0019	memenuhi syarat
	B 16	1	0.5	0.0004	2.083	0.0002	memenuhi syarat
	B 17	1.5	1	0.0162	3.125	0.0052	memenuhi syarat
	B 18	1.5	1	0.02948	3.125	0.0094	memenuhi syarat
	B 19	3	1	1.21	6.25	0.1936	memenuhi syarat
	B 20	2.5	1	0.2342	5.208	0.0450	memenuhi syarat
	B 21	2.5	1.5	0.2245	5.208	0.0431	memenuhi syarat
	B 22	2.5	1.5	0.2197	5.208	0.0422	memenuhi syarat
	B 23	3	1.5	0.4879	6.25	0.0781	memenuhi syarat
	B 24	3	1.5	0.4807	6.250	0.0769	memenuhi syarat

LENDUTAN PADA BALOK BANGUNAN DUA LANTAI

Lendutan izin pada balok = $\frac{\lambda}{480}$, dimana λ = panjang bentang dalam mm

LANTAI 1

Pemodelan	Balok	Panjang Bentang m	Station m	Lendutan Vertikal δ mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}} < 1$
2	B 1	3	1.5	0.4828	6.250	0.0772	memenuhi syarat
	B 2	3	1.5	0.483	6.250	0.0773	memenuhi syarat
	B 3	2.5	1.5	0.2385	5.208	0.0458	memenuhi syarat
	B 4	2.5	1	0.2116	5.208	0.0406	memenuhi syarat
	B 5	2.5	1	0.2042	5.208	0.0392	memenuhi syarat
	B 6	3	1.5	0.1346	6.250	0.0215	memenuhi syarat
	B 7	3	2	0.728	6.250	0.1165	memenuhi syarat
	B 8	1.5	0.5	0.0252	3.125	0.0081	memenuhi syarat
	B 9	1.5	1	0.0127	3.125	0.0041	memenuhi syarat
	B 10	2.5	0.5	0.0158	5.208	0.0030	memenuhi syarat
	B 11	2.5	1	0.0515	5.208	0.0099	memenuhi syarat
	B 12	2.5	1.5	0.319	5.208	0.0612	memenuhi syarat
	B 13	2.5	1.25	0.489	5.208	0.0939	memenuhi syarat
	B 14	1.5	1	0.0314	3.125	0.0100	memenuhi syarat
	B 15	1	0.5	0.003596	2.083	0.0017	memenuhi syarat
	B 16	1	0.5	0.0004	2.083	0.0002	memenuhi syarat
	B 17	1.5	1	0.016	3.125	0.0051	memenuhi syarat
	B 18	1.5	1	0.0297	3.125	0.0095	memenuhi syarat
	B 19	3	1	1.221	6.250	0.1954	memenuhi syarat
	B 20	2.5	1	0.2341	5.208	0.0449	memenuhi syarat
	B 21	2.5	1.5	0.2241	5.208	0.0430	memenuhi syarat
	B 22	2.5	1.5	0.217	5.208	0.0417	memenuhi syarat
	B 23	3	1.5	0.488	6.250	0.0781	memenuhi syarat
	B 24	3	1.5	0.48046	6.250	0.0769	memenuhi syarat

LENDUTAN PADA BALOK BANGUNAN DUA LANTAI

Lendutan izin pada balok = $\frac{\lambda}{480}$, dimana λ = panjang bentang dalam mm

LANTAI 1

Pemodelan	Balok	Panjang Bentang m	Station m	Lendutan Vertikal δ mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}} < 1$
3	B1	3	1.5	0.506	6.250	0.0810	memenuhi syarat
	B2	3	1.5	0.5073	6.250	0.0812	memenuhi syarat
	B3	2.5	1.5	0.2324	5.208	0.0446	memenuhi syarat
	B 4	2.5	1	0.2052	5.208	0.0394	memenuhi syarat
	B 5	2.5	1	0.1635	5.208	0.0314	memenuhi syarat
	B 6	3	1.5	0.384	6.250	0.0614	memenuhi syarat
	B 7	3	2	0.868	6.250	0.1389	memenuhi syarat
	B 8	1.5	0.5	0.0298	3.125	0.0095	memenuhi syarat
	B 9	1.5	1	0.01405	3.125	0.0045	memenuhi syarat
	B 10	2.5	1	0.1079	5.208	0.0207	memenuhi syarat
	B 11	2.5	1	0.0714	5.208	0.0137	memenuhi syarat
	B 12	2.5	1.5	0.3044	5.208	0.0584	memenuhi syarat
	B 13	2.5	1.25	0.769	5.208	0.1476	memenuhi syarat
	B 14	1.5	1	0.0284	3.125	0.0091	memenuhi syarat
	B 15	1	0.5	0.00453	2.083	0.0022	memenuhi syarat
	B 16	1	0.5	0.00196	2.083	0.0009	memenuhi syarat
	B 17	1.5	1	0.03602	3.125	0.0115	memenuhi syarat
	B 18	1.5	0.5	0.0245	3.125	0.0078	memenuhi syarat
	B 19	3	1	1.396	6.250	0.2234	memenuhi syarat
	B20	2.5	1	0.2116	5.208	0.0406	memenuhi syarat
	B 21	2.5	1	0.228	5.208	0.0438	memenuhi syarat
	B 22	2.5	1.5	0.1981	5.208	0.0380	memenuhi syarat
	B 23	3	1.5	0.5159	6.250	0.0825	memenuhi syarat
	B 24	3	1.5	0.504	6.250	0.0806	memenuhi syarat

LENDUTAN PADA BALOK BANGUNAN DUA LANTAI

Lendutan izin pada balok = $\frac{\lambda}{480}$, dimana λ = panjang bentang dalam mm

LANTAI 2

Pemodelan	Balok	Panjang Bentang m	Station m	Lendutan Vertikal δ mm	Lendutan Izin $\bar{\delta}$ mm	Rasio Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}}$	Syarat Lendutan $\frac{\delta}{\bar{\delta}} < 1$
3	B1	3	1.5	0.1202	6.250	0.0192	memenuhi syarat
	B2	3	1.5	0.141	6.250	0.0226	memenuhi syarat
	B3	2.5	1	0.291	5.208	0.0559	memenuhi syarat
	B 4	2.5	1	0.2602	5.208	0.0500	memenuhi syarat
	B 5	3.75	1.875	1.7014	7.813	0.2178	memenuhi syarat
	B 6	3	1.5	0.4161	6.250	0.0666	memenuhi syarat
	B 7	1.5	1	0.00367	3.125	0.0012	memenuhi syarat
	B 8	2.5	1.5	0.835	5.208	0.1603	memenuhi syarat
	B 9	2.5	1.25	0.4802	5.208	0.0922	memenuhi syarat
	B 10	1.25	0.4167	0.1141	2.604	0.0438	memenuhi syarat
	B 11	1.5	1	0.0099	3.125	0.0032	memenuhi syarat
	B 12	1	0.5	0.011	2.083	0.0053	memenuhi syarat
	B 13	1.5	0.5	0.0749	3.125	0.0240	memenuhi syarat
	B 14	1.5	0.5	0.077	3.125	0.0246	memenuhi syarat
	B 15	3	1.5	0.2552	6.250	0.0408	memenuhi syarat
	B 16	2.5	1	0.5259	5.208	0.1010	memenuhi syarat
	B 17	2.5	1.5	0.2594	5.208	0.0498	memenuhi syarat
	B 18	2.5	1	0.3212	5.208	0.0617	memenuhi syarat
	B 19	3	1.5	0.0867	6.250	0.0139	memenuhi syarat
	B20	3	1.5	0.1644	6.250	0.0263	memenuhi syarat

LAMPIRAN F1

**Gaya Dalam Maximum Elemen Kolom Dan Balok Pada Model 1
(acuan) Bangunan Satu Lantai Dan Dua Lantai
Akibat Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup**



**Gaya Dalam Maximum Elemen Kolom Akibat Kombinasi
Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Satu
Lantai**

Model	Kolom	Gaya Aksial P_u/ϕ (KN)	L max V_u-x/ϕ (KN)	L max V_u-y/ϕ (KN)	Momen M_u-x/ϕ (KN-m)	Momen M_u-y/ϕ (KN-m)
1	K 1	-9.659	-0.202	0.014	0.605	0.122
	K 2	-13.86	0.004	0.02	-0.0079	0.122
	K 3	-9.478	0.207	0.018	-0.6172	0.1288
	K 4	-8.639	-0.056	-0.086	0.2276	0.2092
	K 5	-2.414	0.006	-0.027	-0.0405	0.0918
	K 6	-8.259	0.035	-0.105	-0.0692	0.2051
	K 7	-6.556	0.014	-0.067	0.0543	0.1414
	K 8	-6.613	0.087	-0.088	-0.2988	0.2101
	K 9	-7.951	-0.065	0.084	0.2385	0.0987
	K 10	-2.236	0.014	0.024	-0.051	0.0031
	K 11	-8.564	-0.02	0.112	-0.0449	-0.2046
	K 12	-9.011	0.162	0.085	-0.5064	-0.2035
	K 13	-9.91	-0.2	-0.015	0.6021	-0.1276
	K 14	-14.002	-0.00070	-0.019	0.0019	-0.1241
	K 15	-9.516	0.214	-0.016	-0.6396	-0.1276

**Gaya Dalam Maximum Elemen Balok Akibat Kombinasi
Pembebanan Beban mati dan Beban Hidup
Pada Bangunan Satu Lantai**

Model	Balok	Gaya Lintang	Momen Lentur
		V_u/ϕ (KN)	M_u/ϕ (KN-m)
1	B 1	8.804	-4.3692
	B 2	-8.816	-4.3867
	B 3	2.077	-1.5713
	B 4	2.271	-1.6021
	B 5	2.092	-1.5953
	B 6	1.973	0.8326
	B 7	-1.529	-0.6599
	B 8	2.171	-1.0477
	B 9	-2.412	-1.053
	B 10	-6.528	2.7553
	B 11	0.797	0.3383
	B 12	6.298	2.5027
	B 13	6.586	2.7415
	B 14	1.949	0.8193
	B 15	-1.293	-0.6063
	B 16	-2.075	-1.5631
	B 17	-2.346	-1.666
	B 18	2.346	1.666
	B 19	8.81	-4.3841
	B 20	-8.837	-4.3985

**Gaya Dalam Maximum Elemen Kolom Akibat Kombinasi Pembebanan
Beban Mati dan Beban Hidup Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

Model	Kolom Lantai 1	Gaya Aksial Pu/φ (KN)	L max Vu-x/φ (KN)	L max Vu-y/φ (KN)	Momen Mu-x/φ (KN-m)	Momen Mu-y/φ (KN-m)
1	K 1	-39.4	0.4	0.403	1.7823	1.132
	K 2	-61.839	0.039	0.509	0.0779	1.2769
	K 3	-50.082	-0.536	0.57	-0.2364	1.4319
	K4	-48.473	0.825	0.103	1.94	-0.2369
	Kp 1	-32.504	-0.026	0.109	-0.0568	0.2871
	K5	-59.73	-0.206	-0.3	0.5778	-0.7913
	K 6	-49.527	-0.578	0.0085	-1.969	-0.0385
	Kp 2	-28.594	0.204	-0.057	0.5006	-0.1654
	Kp 3	-23.883	-0.111	-0.051	-0.3173	0.0387
	K7	-38.313	0.869	0.036	1.9308	0.2108
	Kp 4	-40.47	-0.073	0.049	0.1253	0.0936
	K 8	-67.45	-0.52	0.362	1.3246	0.9761
	K 9	-64.098	-0.42	-0.024	-1.9929	0.0824
	K 10	-41.209	0.365	-0.433	1.7344	-1.1662
	K 11	-63.643	0.046	-0.51	0.0849	0.4236
	K 12	-46.75	-0.581	-0.53	-2.2563	-1.4188

LANTAI 2

MODEL	Kolom Lantai 2	Gaya Aksial Pu/φ (KN)	L max Vu-x/φ (KN)	L max Vu-y/φ (KN)	Momen Mu-x/φ (KN-m)	Momen Mu-y/φ (KN-m)
1	K P 1	-5.003	-0.41	-0.582	-0.7134	1.0065
	KP 2	-9.636	-0.032	-0.666	0.0555	1.2468
	KP 3	-18.893	0.373	-1.072	0.6611	2.0438
	KP 4	-10.307	-0.03	0.206	-0.0625	-0.3201
	KP 5	-2.435	-0.032	-0.023	-0.0444	-0.0649
	KP 6	-2.388	-0.156	0.129	-0.2745	0.2236
	KP 7	3.135	-0.203	0.489	0.4143	1.0295
	KP 8	-23.205	0.018	-0.122	-0.0901	0.2883
	KP 9	-3.149	0.11	0.035	0.1747	0.0622
	KP 10	-7.784	0.09	-0.055	-0.2393	0.1333
	KP 11	9.035	-0.393	-0.172	-0.6318	-0.2837
	KP 12	-10.956	0.427	-0.264	0.7414	0.4884
	KP 13	-6.522	-0.364	0.826	-0.6748	-1.5162
	KP 14	-10.609	-0.042	0.677	0.0824	-1.2389
	KP 15	-14.57	0.401	0.624	0.6881	-1.088

**Gaya Dalam Maximum Elemen Balok Akibat Kombinasi Pembebanan
Beban mati dan Beban Hidup Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

Model	Balok	Gaya Lintang	Momen Lentur
		Vu/φ (KN)	Mu/φ (KN-m)
1	B 1	18.743	9.8293
	B 2	18.837	9.9629
	B 3	15.3	6.2189
	B 4	14.85	5.8362
	B 5	15.553	6.8663
	B 6	9.566	2.6649
	B 7	8.677	4.6863
	B 8	9.586	2.4767
	B 9	1.933	1.2283
	B 10	10.742	3.8571
	B 11	1.757	1.4259
	B 12	4.877	2.8532
	B 13	13.988	6.0539
	B 14	8.845	1.7017
	B 15	0.664	0.259
	B 16	7.393	1.7581
	B 17	1.748	1.1084
	B 18	9.91	3.8132
	B 19	16.879	6.6472
	B 20	15.336	6.3057
	B 21	14.714	5.542
	B 22	15.462	6.5517
	B 23	18.697	9.7283
	B 24	18.833	9.9752

LANTAI 2

Model	Balok	Gaya Lintang	Momen Lentur
		Vu/φ (KN)	Mu/φ (KN-m)
1	B 1	1.713	0.9342
	B 2	1.733	0.9349
	B 3	6.6	2.648
	B 4	3.36	2.0843
	B 5	12.68	6.4663
	B 6	1.42	0.6454
	B 7	0.863	0.2408
	B 8	17.896	5.0301
	B 9	3.336	1.8571
	B 10	6.795	3.9478
	B 11	1.183	0.5529
	B 12	1.512	0.8444
	B 13	3.299	2.4456
	B 14	2.341	1.8887
	B 15	1.934	0.8381
	B 16	4.787	2.6002
	B 17	2.955	1.9036
	B 18	6.367	2.1817
	B 19	1.623	0.8688
	B 20	1.716	0.872

LAMPIRAN F2

**Gaya Dalam Maximum Elemen Kolom Dan Balok Pada Model 1
(acuan) Bangunan Satu Lantai Dan Dua Lantai
Akibat Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa**



**Gaya Dalam Maximum Elemen Kolom Akibat Kombinasi
Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada
Bangunan Satu Lantai**

Model	Kolom	Gaya Aksial P_u/ϕ (KN)	L max V_u-x/ϕ (KN)	L max V_u-y/ϕ (KN)	Momen M_u-x/ϕ (KN-m)	Momen M_u-y/ϕ (KN-m)
1	K 1	-23.832	-0.235	0.097	0.5886	0.323
	K 2	-32.681	0.106	0.031	0.2043	0.1221
	K 3	-19.636	0.257	0.085	-0.6318	0.3115
	K 4	-27.694	-0.137	-0.185	0.3905	0.3809
	K 5	-20.359	0.176	-0.151	-0.3234	0.2442
	K 6	-17.701	0.321	-0.275	-0.5875	0.5637
	K 7	-18.675	0.336	-0.231	-0.6052	0.4586
	K 8	-18.21	0.137	-0.183	-0.3734	0.3804
	K 9	-27.9	-0.157	0.164	0.4227	-0.3331
	K 10	-18.835	0.204	0.154	0.3733	-0.3252
	K 11	-22.131	-0.154	0.299	0.2815	-0.6109
	K 12	-18.561	0.395	0.169	-0.9211	-0.3421
	K 13	-20.887	-0.246	-0.111	0.6112	-0.3534
	K 14	-25.983	-0.098	-0.042	-0.1907	-0.1593
	K 15	-11.484	0.257	-0.113	-0.6396	-0.333

**Gaya Dalam Maximum Elemen Balok Akibat Kombinasi
Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada
Bangunan Satu Lantai**

Model	Balok	Gaya Lintang	Momen Lentur
		V_u/ϕ (KN)	M_u/ϕ (KN-m)
1	B 1	7.578	-3.779
	B 2	-7.601	-3.814
	B 3	1.883	-1.4695
	B 4	2.096	-1.6316
	B 5	1.867	-1.3813
	B 6	2.068	-1.0308
	B 7	-2.428	-1.1355
	B 8	5.031	-2.3126
	B 9	-2.555	-1.7075
	B 10	-6.491	2.7511
	B 11	-0.713	0.345
	B 12	8.842	3.6063
	B 13	-6.245	2.6786
	B 14	2.036	-0.9919
	B 15	-1.949	-1.0965
	B 16	-1.885	-1.4286
	B 17	-2.28	-1.8067
	B 18	-2.084	-1.4526
	B 19	7.603	-3.828
	B 20	-7.652	-3.877

**Gaya Dalam Maximum Elemen Kolom Akibat Kombinasi Pembebanan
Beban Mati, Beban Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

Model	Kolom Lantai 1	Gaya Aksial Pu/φ (KN)	L max Vu-x/φ (KN)	L max Vu-y/φ (KN)	Momen Mu-x/φ (KN-m)	Momen Mu-y/φ (KN-m)
1	K 1	-73.048	1.069	0.807	3.2653	2.0501
	K 2	-98.996	1.225	0.643	2.1566	1.6271
	K 3	-72.965	-1.559	1.048	-4.1763	2.4909
	K4	-78.676	1.13	0.346	2.1366	0.591
	Kp 1	-53.58	-0.404	0.254	-0.7475	0.5083
	K 5	-58.617	-1.495	-0.595	2.7572	-1.2726
	K 6	-63.451	-1.3	-0.321	-2.8062	-0.6075
	Kp 2	-49.865	0.335	-0.268	0.64	-0.5316
	Kp 3	-32.028	-0.446	-0.252	-0.9237	-0.4943
	K 7	-46.702	1.417	0.352	2.505	0.7714
	Kp 4	-45.256	-0.553	0.224	0.9453	-0.3932
	K 8	-75.92	-1.991	0.643	3.9201	1.4161
	K 9	-68.34	-0.695	-0.322	-2.318	0.5878
	K 10	-77.192	1.153	-0.861	3.2925	-2.0608
	K 11	-99.907	1.233	-0.653	2.1672	-1.6539
	K 12	-63.477	1.413	-1.03	4.1076	-2.5484

LANTAI 2

Model	Kolom Lantai 2	Gaya Aksial Pu/φ (KN)	L max Vu-x/φ (KN)	L max Vu-y/φ (KN)	Momen Mu-x/φ (KN-m)	Momen Mu-y/φ (KN-m)
1	K P 1	-7.527	-0.357	-0.526	-0.6028	0.9012
	KP 2	-18.459	-0.058	-0.639	0.093	1.1789
	KP 3	-27.081	0.387	-0.967	0.7079	1.8268
	KP 4	-19.349	-0.114	0.206	-0.193	-0.327
	KP 5	-13.183	0.209	-0.107	-0.3153	-0.1911
	KP 6	-5.844	-0.26	0.345	-0.4809	0.5484
	KP 7	9.638	-0.481	0.597	0.9356	1.1325
	KP 8	-34.94	0.058	-0.21	-0.1836	0.3939
	KP 9	-7.915	0.295	0.105	-0.4515	0.1609
	KP 10	-23.97	0.375	-0.186	-0.6391	0.3242
	KP 11	17.039	-0.535	-0.393	-0.8712	-0.626
	KP 12	-17.832	0.504	-0.297	0.8548	0.5384
	KP 13	-12.283	-0.327	0.748	-0.6291	-1.3384
	KP 14	-16.454	-0.072	0.624	0.1375	-1.1368
	KP 15	-16.785	0.393	0.568	0.6611	-0.9774

**Gaya Dalam Maximum Elemen Balok Akibat Kombinasi Pembebanan
Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

Model	Balok	Gaya Lintang	Momen Lentur
		Vu/φ (KN)	Mu/φ (KN-m)
1	B 1	16.279	8.7128
	B 2	16.351	8.8772
	B 3	13.195	5.4233
	B 4	13.136	5.861
	B 5	13.716	6.468
	B 6	9.535	3.9349
	B 7	9.112	4.5644
	B 8	8.963	2.7557
	B 9	1.877	1.3618
	B 10	10.147	4.362
	B 11	2.874	2.9448
	B 12	4.897	2.7209
	B 13	14.415	6.9343
	B 14	7.749	1.5907
	B 15	0.6	0.286
	B 16	7.665	2.3326
	B 17	3.354	2.8721
	B 18	10.905	5.1851
	B 19	15.252	6.2104
	B 20	13.577	6.1516
	B 21	12.978	5.5421
	B 22	13.388	5.7956
	B 23	16.302	8.803
	B 24	16.357	8.8248

LANTAI 2

Model	Balok	Gaya Lintang	Momen Lentur
		Vu/φ (KN)	Mu/φ (KN-m)
1	B 1	1.661	1.0361
	B 2	1.68	1.057
	B 3	5.751	2.4305
	B 4	3.241	2.3542
	B 5	10.874	5.53
	B 6	1.913	1.0469
	B 7	1.164	0.5883
	B 8	20.154	4.5162
	B 9	4.345	2.7712
	B 10	6.223	3.6203
	B 11	1.48	1.1101
	B 12	2.175	1.0419
	B 13	3.086	2.535
	B 14	3.576	2.7122
	B 15	1.867	1.105
	B 16	4.22	2.2203
	B 17	2.845	2.0437
	B 18	5.579	2.1056
	B 19	1.587	0.9901
	B 20	1.574	0.8357

LAMPIRAN G1

**Penentuan Tulangan Dan Kapasitas Penampang Elemen Kolom
Dan Balok Pada Model 1 (Model Acuan) Pada Bangunan Satu
Lantai**



PENENTUAN TULANGAN DAN KAPASITAS PENAMPANG ELEMEN KOLOM PADA BANGUNAN SATU LANTAI

KEKUATAN TEKAN NOMINAL DAN MOMEN LENTUR NOMINAL PADA KOLOM

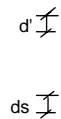
Mutu Beton	f_c	=	18.675 Mpa
Mutu Baja	f_y	=	400 Mpa
Modulus Elastisitas Beton	E_s	=	200,000 Mpa

Dicoba menggunakan tulangan 4 D6

A_s	=	2	D 6	=	56.549 mm ²
A_s'	=	2	D 6	=	56.549 mm ²

Dimensi Kolom :

b	=	130 mm
h	=	130 mm
d'	=	20 mm
d_s	=	20 mm
d	=	110 mm



$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000}$$

$$\epsilon_s = 0.002$$

$$\epsilon_s = \frac{c-d'}{c} \cdot \epsilon_{cu}$$

$$C = 60.00 \text{ mm}$$

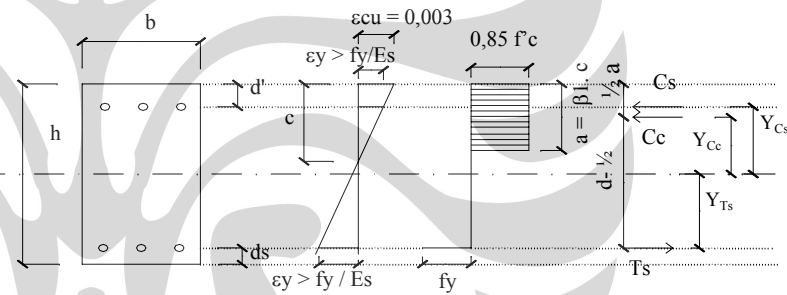
$$a = \beta_1 \cdot C \rightarrow \text{untuk } f_c \leq 30 \text{ Mpa nilai } \beta_1 = 0,85$$

$$a = 51.00 \text{ mm}$$

C_c	=	$0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b$	=	105.24 KN
C_s	=	$A_s' \cdot \epsilon_s \cdot E_s$	=	22.62 KN
T_s	=	$A_s \cdot f_y$	=	22.62 KN
P_n	=	$C_c + C_s - T_s$	=	105.24 KN

Dari hasil output SAP didapat nilai Gaya Aksial Ultimate maximum =

$$P_u / \phi = 32.68 \text{ KN} \quad (\text{dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa})$$



Syarat kuat tekan aksial :

$$\begin{aligned}
 \frac{P_u}{\phi} &\leq P_n \\
 32.68 &\leq 105.24 \quad \longrightarrow \text{memenuhi syarat} \\
 Y_{Cc} &= \frac{1}{2} h - \frac{1}{2} a = 39.50 \text{ mm} \\
 Y_{Cs} &= \frac{1}{2} h - d' = 45.00 \text{ mm} \\
 Y_{Ts} &= \frac{1}{2} h - d_s = 45.00 \text{ mm} \\
 M_n &= C_c \cdot Y_{Cc} + C_s \cdot Y_{Cs} + T_s \cdot Y_{Ts} \\
 &= C_c \cdot \left(\frac{1}{2} h - \frac{1}{2} a \right) + C_s \cdot \left(\frac{1}{2} h - d' \right) + T_s \cdot \left(\frac{1}{2} h - d_s \right) \\
 M_n &= 6.19 \text{ KN-m}
 \end{aligned}$$

Dari hasil output SAP didapat nilai Momen Ultimate yang maximum pada elemen kolom =

$$\begin{aligned}
 \frac{M_u-x}{\phi} &= 0.92 \text{ KN-m} \quad (\text{dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa}) \\
 \frac{M_u-y}{\phi} &= 0.61 \text{ KN-m} \quad (\text{dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa})
 \end{aligned}$$

ditinjau pada momen yang besar antara Mu-x dan Mu-y

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat kekuatan lentur} &= \frac{M_u}{\phi} \leq M_n \\
 0.92 &\leq 6.19 \quad \longrightarrow \text{memenuhi syarat}
 \end{aligned}$$

Kontrol rasio tulangan :

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{bd} = \frac{113,1}{130 \times 110} = 0.00791 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \frac{0,85 f'_c}{f_y} \gamma \frac{600}{600 + f_y} = 0.01518 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0.0035
 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat : } \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \longrightarrow \text{memenuhi syarat}$$

Maka dengan menggunakan tulangan 4 D6 didapat nilai momen Nominal (Mn) dan Kekuatan Tekan nominal (Pn), dimana nilai ini digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model lainnya :

$$\begin{aligned}
 P_n &= 105.24 \text{ KN} \\
 M_n &= 6.19 \text{ KN-m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Rasio Kekuatan komponen struktur yang mengalami beban lentur dan aksial tekan} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1$$

KEKUATAN GESER NOMINAL PADA KOLOM

Mutu beton = 22,5 Mpa
 $F'_c = 0,83 \times 22,5 = 18,675 \text{ N/mm}^2 = 18675 \text{ KN/m}^2$
 Dimensi Kolom 130 mm x 130 mm
 $b = 130 \text{ mm}$
 $d = 130 \text{ mm}$
 $V_u / \phi = 0,395 \text{ KN} = 395 \text{ N}$ (dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup, dan gempa)

$$v_u / \phi = \frac{V_u}{\phi b d} = 0,02337 \text{ Mpa}$$

$$v_c \text{ untuk mutu beton } F'_c = 18,675 \text{ Mpa} = 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} = 0,7202 \text{ Mpa}$$

Periksa Apakah $v_u > f v_c$ jika ya maka perlu tulangan geser, jika tidak beton masih mampu menahan geser
 $v_u < \phi v_c$ tidak perlu tulangan geser (digunakan Tulangan geser minimum)

$$v_u / \phi = 0,0234 < v_c = 0,7202$$

Maka tidak perlu tulangan geser, digunakan tulangan geser minimum :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,35 b_s}{f_{s_y}} = \frac{0,35 \times 130 \times 300}{240} = 56,875 \text{ mm}^2/300\text{mm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 56,875 \text{ mm}^2 / 0,30 \text{ meter} = 189,00 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

digunakan tulangan = D6 300 = 189,00 mm²/m'
 Maka untuk tulangan geser pada kolom menggunakan **D6 -300**

Rasio Kuat geser

Tulangan geser yang digunakan :

D6 -300

$$A_{Sv} = 1/4 \pi D^2 = 28,27 \text{ mm}^2$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b_v \times d = 10,30 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{A_{Sv} \times f_y \times d}{s} = 4,15 \text{ KN} \text{ dengan } s = \text{jarak tulangan}$$

$$V_n = V_c + V_s = 14,45 \text{ KN}$$

Karena Beton masih mampu menahan geser, maka nilai V_n yang digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model lain yaitu nilai kekuatan geser pada beton (V_c)

$$V_n = V_c = 10,30 \text{ KN}$$

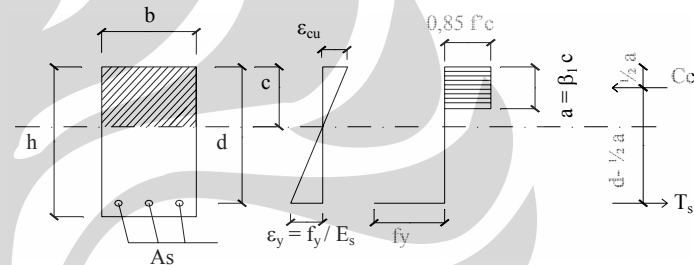
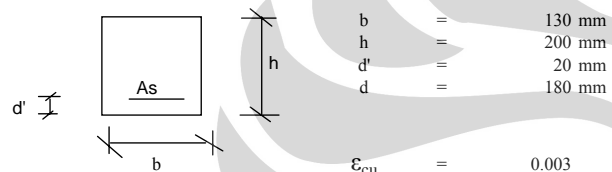
Syarat kekuatan geser $V_u \leq \phi V_n$

$$\text{Rasio Kuat Geser} = \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1$$

KEKUATAN MOMEN LENTUR NOMINAL PADA BALOK UKURAN 130 mm x 200 mm

Mutu Beton	f'_c	=	18,675 Mpa
Mutu Baja	f_y	=	400 Mpa
Modulus Elastisitas Beton	E_s	=	200,000 Mpa

Dimensi Balok :



$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$\frac{c}{d} = \frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}}$$

$$c = 108 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 91,80 \text{ mm}$$

untuk $f'_c \leq 30 \text{ Mpa}$ nilai $\beta_1 = 0,85$

Syarat Kuat Rencana :

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right) = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

Momen Ultimate maximum berdasarkan hasil output SAP = $\frac{M_u}{\phi} = 4.399 \text{ KN-m}$ (dari hasil kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 4.399 \text{ KN-m}$$

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right) = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

Didapat $A_s = 82,00 \text{ mm}^2$
Maka Digunakan tulangan 2 D 8 = 100,531 mm²

Kontrol rasio tulangan :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{100,5}{130 \times 180} = 0,00430$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \frac{0,85f'_c}{f_y} \gamma \frac{600}{600 + f_y} = 0,01518$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ → memenuhi syarat

Maka dengan menggunakan tulangan 2 D8 didapat nilai momen Nominal (M_n), dimana nilai ini digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model struktur lainnya:

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right) = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

$$M_n = 5,39 \text{ KN-m}$$

Rasio Kekuatan komponen struktur yang mengalami beban lentur : $\frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1$

KEKUATAN GESER NOMINAL PADA BALOK

Mutu beton = 22,5 Mpa
 $f'_c = 0.83 \times 22.5 = 18.675 \text{ N/mm}^2 = 18675 \text{ KN/m}^2$
 Mutu baja $F_y = 240 \text{ Mpa}$
 Dimensi Balok 130 mm x 200 mm
 $b = 130 \text{ mm}$
 $d = 180 \text{ mm}$
 $V_u / \phi = 8.837 \text{ KN} : 8837 \text{ N}$ (dari hasil kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup)

$$v_u / \phi = \frac{V_u}{\phi b d} = 0.3776 \text{ Mpa}$$

$$v_c \text{ untuk mutu beton } f'_c = 18,675 \text{ Mpa} = 0.6 \times \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} = 0.7202 \text{ Mpa}$$

Periksa Apakah $v_u > \phi v_c$ jika ya maka perlu tulangan geser, jika tidak beton masih mampu menahan geser

$$v_u / \phi = 0.3776 < v_c = 0.7202$$

Maka tidak perlu tulangan geser, digunakan tulangan geser minimum :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.35 b_s}{f_s} = \frac{0.35 \times 130 \times 300}{240} = 56.875 \text{ mm}^2/300\text{mm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 56.875 \text{ mm}^2 / 0.30 \text{ meter} = 189.583 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

$$\text{digunakan tulangan} = D6 \text{ } 300 = 189.00 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Maka untuk tulangan geser pada Balok menggunakan **D6 -300**

Ratio Kuat geser

Tulangan geser yang digunakan :

D6 -300

$$A_{sv} = 1/4 \pi D^2 = 28.274 \text{ mm}^2$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b_v \times d = 16.854 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{s} = 4.072 \text{ KN} \text{ dengan } S = \text{jarak tulangan}$$

$$V_n = V_c + V_s = 20.925 \text{ KN}$$

Karena Beton masih mampu menahan geser, maka nilai V_n yang digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model lain yaitu nilai kekuatan geser pada beton (V_c)

$$V_n = V_c = 16.854 \text{ KN}$$

Syarat kekuatan geser $V_u \leq \phi V_n$

$$\text{Rasio Kuat Geser} = \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1$$

LAMPIRAN G2

**Penentuan Tulangan Dan Kapasitas Penampang Elemen Kolom
Dan Balok Pada Model 1 (Model Acuan) Pada Bangunan Dua
Lantai**



PENENTUAN TULANGAN DAN KAPASITAS PENAMPANG ELEMEN KOLOM PADA BANGUNAN DUA LANTAI

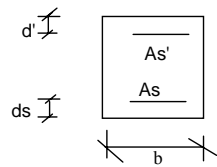
KEKUATAN TEKAN NOMINAL DAN MOMEN LENTUR NOMINAL ARAH SUMBU X PADA KOLOM LANTAI 1

Mutu Beton	f'_c	=	18.675 Mpa
Mutu Baja	f_y	=	400 Mpa
Modulus Elastisitas Beton	E_s	=	200,000 Mpa

Dicoba menggunakan tulangan 4 D10

A_s	=	2 D 10	=	157.08 mm ²
A_s'	=	2 D 10	=	157.08 mm ²

Dimensi Kolom :



b	=	200 mm
h	=	130 mm
d'	=	20 mm
d_s	=	20 mm
d	=	110 mm

ϵ_{cu}	=	0.003
$\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000}$	=	0.002
E_s	=	0.002

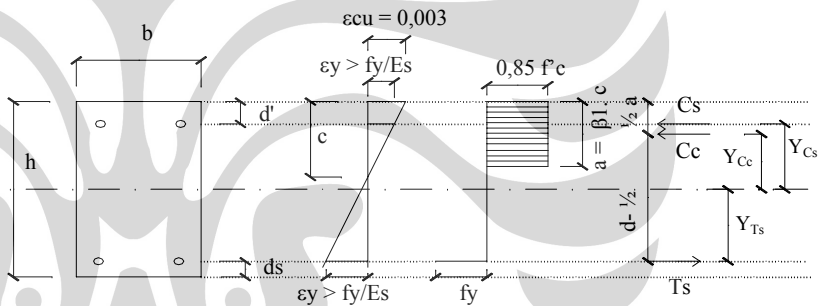
$$\epsilon_s = \frac{c-d'}{c} \cdot \epsilon_{cu}$$

c	=	60.00 mm
a	=	$\beta_1 \cdot c$ → untuk $f'_c \leq 30$ Mpa nilai $\beta_1 = 0,85$
	=	51.00 mm

C_c	=	$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$	=	161.91 KN
C_s	=	$A_s' \cdot \epsilon_s \cdot E_s$	=	62.83 KN
T_s	=	$A_s \cdot f_y$	=	62.83 KN
P_n	=	$C_c + C_s - T_s$	=	161.91 KN

Dari hasil output SAP didapat nilai Gaya Aksial Ultimate maximum =

P_u / ϕ	=	99.907 KN	(dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa)
--------------	---	-----------	---



Syarat kekuatan tekan aksial :

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{\phi} &\leq P_n \\ 99.91 &\leq 161.91 \longrightarrow \text{memenuhi syarat} \\ Y_{Cc} &= \frac{1}{2} h - \frac{1}{2} a = 39.50 \text{ mm} \\ Y_{cs} &= \frac{1}{2} h - d' = 45.00 \text{ mm} \\ Y_{Ts} &= \frac{1}{2} h - d_s = 45.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= C_c Y_{Cc} + C_s Y_{Cs} + T_s Y_{Ts} \\ &= C_c \left(\frac{1}{2} h - \frac{1}{2} a \right) + C_s \left(\frac{1}{2} h - d' \right) + T_s \left(\frac{1}{2} h - d_s \right) \\ Mn &= 12.05 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Syarat kekuatan lentur $M_u \leq \phi M_n$

Dari hasil output SAP didapat nilai Momen Ultimate yang maximum pada elemen kolom =
 $M_u / \phi = 4.18 \text{ KN-m}$ (dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa)

Syarat kekuatan lentur =

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{\phi} &\leq M_n \\ 4.18 &\leq 12.05 \longrightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

Kontrol rasio tulangan :

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{bd} = \frac{113.1}{200 \times 110} = 0.01428 \\ \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ \rho_{\max} &= 0.75 \cdot \frac{0.85 f'_c}{f_y} \gamma \frac{600}{600 + f_y} = 0.0152 \\ \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035 \end{aligned}$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \longrightarrow \text{Memenuhi syarat}$

Maka dengan menggunakan tulangan 4 D6 didapat nilai momen Nominal (M_n) dan Kuat Tekan nominal (P_n), dimana nilai ini digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model struktur lainnya :

$$\begin{aligned} P_n &= 161.91 \text{ KN} \\ M_n &= 12.05 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Rasio Kekuatan komponen struktur yang mengalami beban lentur dan aksial tekan = $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1$

KEKUATAN GESER NOMINAL KOLOM LANTAI 1 ARAH LENTUR SUMBU X

Mutu beton = 22,5 Mpa
 $F'c = 0.83 \times 22.5 = 18.675 \text{ N/mm}^2 = 18675 \text{ KN/m}^2$
 Mutu Tulangan Geser = 240 Mpa
 Dimensi Kolom = 130 mm x 200 mm
 $b = 200 \text{ mm}$
 $d = 110 \text{ mm}$
 $Vu / \phi = 1.991 \text{ KN} = 1991 \text{ N}$ (dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa)

$$vu / \phi = \frac{Vu}{\phi b d} = 0.09050 \text{ Mpa}$$

$$vc \text{ untuk mutu beton } F'c = 18,675 \text{ Mpa} = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} = 0.720243 \text{ Mpa}$$

Periksa Apakah $vu > \phi vc$ jika ya maka perlu tulangan geser, jika tidak beton masih mampu menahan geser
 $vu < \phi vc$ tidak perlu tulangan geser (digunakan Tulangan geser minimum)

$$vu / \phi < vc \quad \rightarrow \quad 0.0905 < 0.7202$$

Maka tidak perlu tulangan geser, digunakan tulangan geser minimum :

$$As_{min} = \frac{As_{min} = 0,35bs}{fy} = \frac{0,35 \times 200 \times 300}{240} = 87,5 \text{ mm}^2 / 300\text{mm}$$

$As_{min} = 87,5 \text{ mm}^2 / 0,3 \text{ meter} = 291 \text{ mm}^2/\text{m}'$
 digunakan tulangan = D6 175 = 324 mm²/m'
 Maka untuk tulangan geser pada kolom menggunakan **D6 175**

Rasio Kuat geser

Tulangan geser yang digunakan : **D6 175**

$$Asv = 1/4\pi D^2 = 28.27 \text{ mm}^2$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times bw \times d = 15.85 \text{ KN}$$

$$Vs = \frac{Asv \times fy \times d}{s} = 4.27 \text{ KN} \quad \text{dengan } s = \text{jarak tulangan geser}$$

$$Vn = Vc + Vs = 20.11 \text{ KN}$$

Karena Beton masih mampu menahan geser, maka nilai Vn yang digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model lain yaitu nilai kekuatan geser pada beton (Vc)

$$Vn = Vc = 15.845 \text{ KN}$$

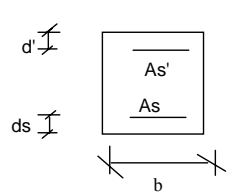
Syarat kekuatan geser $Vu / \phi \leq Vn$

$$\text{Rasio Kuat Geser} = \frac{Vu}{\phi Vn} \leq 1$$

KEKUATAN TEKAN NOMINAL DAN MOMEN LENTUR NOMINAL ARAH SUMBU Y PADA KOLOM LANTAI 1

Mutu Beton	f'_c	=	18.675 Mpa
Mutu Baja	f_y	=	400 Mpa
Modulus Elastisitas Beton	E_s	=	200,000 Mpa
Dicoba menggunakan tulangan 4 D10			
A_s	=	2 D 10	= 157.08 mm ²
A_s'	=	2 D 10	= 157.08 mm ²

Dimensi Kolom :



b	=	130 mm
h	=	200 mm
d'	=	20 mm
ds	=	20 mm
d	=	180 mm
ϵ_{cu}	=	0.003

$$\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000}$$

$$\epsilon_s = 0.002$$

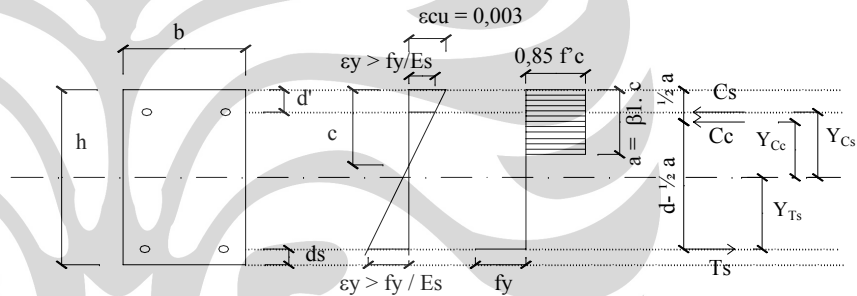
$$\epsilon_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_{cu}$$

C	=	60.00 mm
a	=	$\beta_1 \cdot C$ → untuk $f'_c \leq 30$ Mpa nilai $\beta_1 = 0,85$
	=	51.00 mm

C_c	=	$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$	=	105.24 KN
C_s	=	$A_s' \cdot \epsilon_s \cdot E_s$	=	62.83 KN
T_s	=	$A_s \cdot f_y$	=	62.83 KN
P_n	=	$C_c + C_s - T_s$	=	105.24 KN

Dari hasil ouput SAP didapat nilai Gaya Aksial Ultimate maximum =

$P_u / \phi = 99.91$ KN (dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa)



Syarat kekuatan tekan aksial :

$$\frac{P_u / \phi}{99.91} \leq P_n \quad 105.24 \quad \longrightarrow \text{Memenuhi syarat}$$

$$\begin{aligned} Y_{Cc} &= 1/2 h - 1/2 a = 74.50 \text{ mm} \\ Y_{Cs} &= 1/2 h - d' = 80.00 \text{ mm} \\ Y_{Ts} &= 1/2 h - d_s = 80.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot Y_{Cc} + C_s \cdot Y_{Cs} + T_s \cdot Y_{Ts} \\ &= C_c \cdot \left(\frac{1}{2} h - \frac{1}{2} a \right) + C_s \cdot \left(\frac{1}{2} h - d' \right) + T_s \cdot \left(\frac{1}{2} h - d_s \right) \end{aligned}$$

$$M_n = 17.89 \text{ KN-m}$$

Syarat kekuatan lentur $M_u \leq \phi M_n$

Dari hasil output SAP didapat nilai Momen Ultimate yang maximum pada elemen kolom =

$$M_u / \phi = 2.55 \text{ KN-m} \quad (\text{dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa})$$

Syarat kekuatan lentur = $\frac{M_u / \phi}{2.55} \leq M_n \quad 17.89 \quad \longrightarrow \text{Memenuhi syarat}$

Kontrol rasio tulangan :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{113,1}{130 \times 180} = 0.01343$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \frac{0,85 f'c}{f_y} \gamma \frac{600}{600 + f_y} = 0.0152 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0.0035$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \longrightarrow \text{Memenuhi syarat}$

Maka dengan menggunakan tulangan 4 D6 didapat nilai momen Nominal (Mn) dan Kekuatan Tekan nominal (Pn), dimana nilai ini digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model struktur lainnya :

$$P_n = 105.24 \text{ KN}$$

$$M_n = 17.89 \text{ KN-m}$$

Rasio Kekuatan komponen struktur yang mengalami beban lentur dan aksial tekan = $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1$

KEKUATAN GESER NOMINAL KOLOM LANTAI 1 ARAH LENTUR SUMBU Y

Mutu beton = 22,5 Mpa
 $F'c = 0,83 \times 22,5 = 18,675 \text{ N/mm}^2 = 18675 \text{ KN/m}^2$
 Mutu Tulangan Geser = 240 Mpa
 Dimensi Kolon = 130 mm x 200 mm
 $b = 130 \text{ mm}$
 $d = 180 \text{ mm}$
 $Vu / \phi = 1,048 \text{ KN} = 1048 \text{ N}$ (dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa)

$$vu / \phi = \frac{Vu}{\phi b d} = 0,04479 \text{ Mpa}$$

$$vc \text{ untuk mutu beton } F'c = 18,675 \text{ Mpa} = 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{f'c} = 0,7202 \text{ Mpa}$$

Periksa Apakah $vu > \phi vc$ jika ya maka perlu tulangan geser, jika tidak beton masih mampu menahan geser
 $vu < \phi vc$ tidak perlu tulangan geser (digunakan Tulangan geser minimum)

$$vu / \phi < vc \quad \rightarrow \quad 0,04479 < 0,72024$$

Maka tidak perlu tulangan geser, digunakan tulangan geser minimum :

$$As_{min} = \frac{As_{min} = 0,35bs}{fs_y} = \frac{0,35 \times 130 \times 300}{240} = 56,875 \text{ mm}^2 / 300\text{mm}$$

$As_{min} = 56,875 \text{ mm}^2 / 0,3 \text{ meter} = 189 \text{ mm}^2/\text{m}'$
 dipakai tulangan = D6 300 = 189 mm²/m'
 Maka untuk tulangan geser pada kolom menggunakan **D6 300**

Rasio Kuat geser

Tulangan geser yang digunakan : **D6 300**

$$ASv = 1/4\pi D^2 = 28,27 \text{ mm}^2$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 16,85 \text{ KN}$$

$$Vs = \frac{As_v \times f_y \times d}{s} = 4,07 \text{ KN} \quad \text{dengan } s = \text{jarak tulangan geser}$$

$$Vn = Vc + Vs = 20,925191 \text{ KN}$$

Karena Beton masih mampu menahan geser, maka nilai Vn yang digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model lain yaitu nilai kekuatan geser pada beton (Vc)

$$Vn = Vc = 16,854 \text{ KN}$$

Syarat kekuatan geser $Vu / \phi \leq Vn$

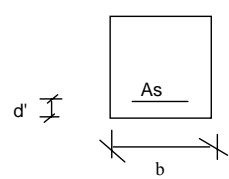
$$\text{Rasio Kuat Geser} = \frac{Vu}{\phi Vn} \leq 1$$

KEKUATAN MOMEN LENTUR NOMINAL PADA BALOK LANTAI 1

BALOK LANTAI 1 ukuran 150 mm x 250 mm

Mutu Beton	f'_c	=	18.675 Mpa
Mutu Baja	f_y	=	400 Mpa
Modulus Elastisitas Beton	E_s	=	200,000 Mpa

Dimensi Kolom :



b	=	150 mm
h	=	250 mm
d'	=	20 mm
d	=	230 mm

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\frac{c}{d} = \frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}}$$

C	=	138 mm
a	=	$\beta_1 \cdot C$
	=	117.30 mm

untuk $f'_c \leq 30$ Mpa nilai $\beta_1 = 0,85$

Syarat Kuat Rencana :

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right) = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

Momen Ultimate maximum berdasarkan hasil output SAP =

$$\frac{M_u}{\phi} = 9.975 \text{ KN-m} \quad (\text{dari hasil kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup})$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 9.975 \text{ KN-m}$$

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right) = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

Didapat $A_s = 145.54 \text{ mm}^2$

Maka Digunakan tulangan 3 D 8 = 150.79645 mm²

Kontrol rasio tulangan :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{150,8}{130 \times 180} = 0,00437$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 f'_c}{f_y} \gamma \frac{600}{600 + f_y} = 0,01518$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ \longrightarrow Memenuhi syarat

Maka dengan menggunakan tulangan 3 D8 didapat nilai momen Nominal (M_n), dimana nilai ini digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model struktur lainnya:

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right) = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

$M_n = 10,34 \text{ KN-m}$

Rasio Kekuatan komponen struktur yang mengalami beban lentur : $\frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1$

KEKUATAN GESER NOMINAL PADA BALOK LANTAI 1

Mutu beton = 22,5 Mpa
 $F'c = 0.83 \times 22.5 = 18.675 \text{ N/mm}^2 = 18675 \text{ KN/m}^2$
 Mutu Tulangan Geser = 240 Mpa
 Dimensi Balok = 150 mm x 250 mm
 $b = 150 \text{ mm}$
 $d = 230 \text{ mm}$
 $Vu/\phi = 18.837 \text{ KN} = 18837 \text{ N}$ (dari hasil kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup)

$$vu/\phi = \frac{Vu}{\phi b d} = 0.5460 \text{ Mpa}$$

$$vc \text{ untuk mutu beton } F'c = 18,675 \text{ Mpa} = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} = 0.7202 \text{ Mpa}$$

Periksa Apakah $vu/\phi > vc$ jika ya maka perlu tulangan geser, jika tidak beton masih mampu menahan geser
 $vu/\phi < vc$ \rightarrow $0.546 < 0.7202$

Maka digunakan tulangan geser minimum .

$$As_{min} = \frac{As_{min}}{fs_y} = \frac{0,35bs}{240} = \frac{0,35 \times 150 \times 300}{240} = 65.625 \text{ mm}^2 / 300\text{mm}$$

$As_{min} = 65,625 \text{ mm}^2 / 0,3 \text{ meter} = 218 \text{ mm}^2/\text{m}'$
 dipakai tulangan = D6 250 = 227 mm²/m'
 Maka untuk tulangan geser pada kolom menggunakan **D6 250**

Rasio Kuat geser

Tulangan geser yang digunakan : **D6 250**

$ASv = 1/4\pi D^2 = 28.274334 \text{ mm}^2$
 $Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 24.848384 \text{ KN}$ dengan $s = \text{jarak tulangan geser}$
 $Vs = \frac{As_v \times f_y \times d}{s} = 6.2429729 \text{ KN}$
 $Vn = Vc + Vs = 31.091357 \text{ KN}$

Karena Beton masih mampu menahan geser, maka nilai Vn yang digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model lain yaitu nilai kekuatan geser pada beton (Vc)

$Vn = Vc = 24.848 \text{ KN}$

Syarat kekuatan geser $Vu/\phi \leq Vn$

Rasio Kuat Geser $= \frac{Vu}{\phi Vn} \leq 1$

KEKUATAN TEKAN NOMINAL DAN MOMEN LENTUR NOMINAL PADA KOLOM LANTAI 2 DAN KOLOM PRAKTIS (Kp) LANTAI 1

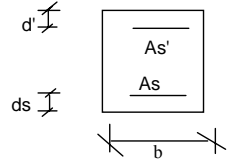
Mutu Beton	f'_c	=	18.675 Mpa
Mutu Baja	f_y	=	400 Mpa
Modulus Elastisitas Beton	E_s	=	200,000 Mpa

Dicoba menggunakan tulangan 2 D6

A_s	=	2	D 6	=	56.549 mm ²
A_s'	=	2	D 6	=	56.549 mm ²

Dimensi Kolom :

b	=	130 mm
h	=	130 mm
d'	=	20 mm
d_s	=	20 mm
d	=	110 mm
ϵ_{cu}	=	0.003



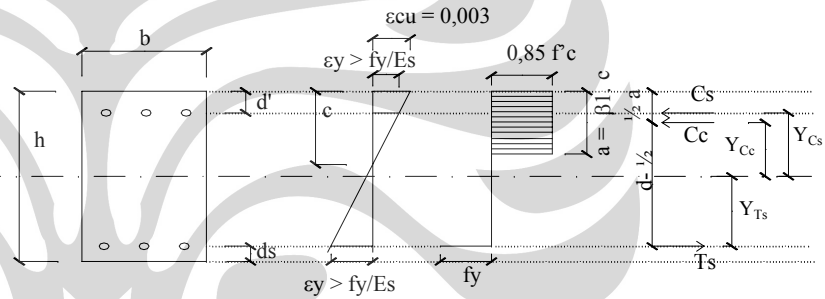
$$\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000}$$

$$\epsilon_s = 0.002$$

$$\epsilon_s = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_{cu}$$

c	=	60.00 mm
a	=	$\beta_1 \cdot c$ → untuk $f'_c \leq 30$ Mpa nilai $\beta_1 = 0.85$
	=	51.00 mm

C_c	=	$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$	=	105.24 KN
C_s	=	$A_s' \cdot \epsilon_s \cdot E_s$	=	22.62 KN
T_s	=	$A_s \cdot f_y$	=	22.62 KN
Pn	=	$C_c + C_s - T_s$	=	105.24 KN



Dari hasil output SAP didapat nilai Gaya Aksial Ultimate maximum =

Pu / ϕ	=	34.94 KN	(dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa)
-------------------------------	---	----------	---

Syarat kekuatan tekan aksial :

$$\frac{P_u}{\phi} \leq P_n$$

$$34.94 \leq 105.24 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

$$Y_{Cc} = \frac{1}{2} h - \frac{1}{2} a = 39.50 \text{ mm}$$

$$Y_{Cs} = \frac{1}{2} h - d' = 45.00 \text{ mm}$$

$$Y_{Ts} = \frac{1}{2} h - d_s = 45.00 \text{ mm}$$

$$M_n = C_c \cdot Y_{Cc} + C_s \cdot Y_{Cs} + T_s \cdot Y_{Ts}$$

$$= C_c \cdot \left(\frac{1}{2} h - \frac{1}{2} a \right) + C_s \cdot \left(\frac{1}{2} h - d' \right) + T_s \cdot \left(\frac{1}{2} h - d_s \right)$$

$$M_n = 6.19 \text{ KN-m}$$

Syarat kekuatan lentur : $M_u \leq \phi M_n$

Dari hasil output SAP didapat nilai Momen Ultimate yang maximum pada elemen kolom =

$$M_u-x/\phi = 0.94 \text{ KN-m} \quad (\text{dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa})$$

$$M_u-y/\phi = 1.83 \text{ KN-m} \quad (\text{dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa})$$

Syarat kekuatan lentur =

$$\frac{M_u}{\phi} \leq M_n$$

$$1.83 \leq 6.19 \rightarrow \text{OK}$$

Kontrol rasio tulangan :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{201.06}{130 \times 110} = 0.00791$$

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

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \frac{0.85 f'_c}{f_y} \gamma \frac{600}{600 + f_y} = 0.0152$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

Syarat : $\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow \text{memenuhi syarat}$

Maka dengan menggunakan tulangan 4 D6 didapat nilai momen Nominal (Mn) dan Kekuatan Tekan nominal (Pn) dimana nilai ini digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model struktur lainnya

$$P_n = 105.24 \text{ KN}$$

$$M_n = 6.19 \text{ KN-m}$$

Rasio Kekuatan komponen struktur yang mengalami beban lentur dan aksial tekan = $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1$

TULANGAN GESER PADA KOLOM LANTAI 2 DAN KOLOM PRAKTIS (Kp) LANTAI 1

Mutu beton = 22,5 Mpa
 $F'c = 0.83 \times 22.5 = 18.675 \text{ N/mm}^2 = 18675 \text{ KN/m}^2$
 Mutu Tulangan Geser = 240 Mpa
 Dimensi Kolom : 130 mm x 130 mm
 $b = 130 \text{ mm}$
 $d = 110 \text{ mm}$
 $Vu / \phi = 0.967 \text{ KN} = 967 \text{ N}$ (dari hasil kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan gempa)

$$vu / \phi = \frac{Vu}{\phi bcd} = 0.06762 \text{ Mpa}$$

$$vc \text{ untuk mutu beton } F'c = 18,675 \text{ Mpa} = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} = 0.7202 \text{ Mpa}$$

Periksa Apakah $vu > \phi vc$ jika ya maka perlu tulangan geser, jika tidak beton masih mampu menahan geser
 $vu < \phi vc$ tidak perlu tulangan geser (digunakan Tulangan geser minimum)

$$vu / \phi < vc \quad \rightarrow \quad 0.0676 < 0.7202$$

Maka tidak perlu tulangan geser, digunakan tulangan geser minimum :

$$As_{min} = \frac{As_{min} = \frac{0.35bs}{f_s} = \frac{0.35 \times 130 \times 300}{240} = 56.875 \text{ mm}^2 / 300\text{mm}$$

$$As_{min} = 56,875 \text{ mm}^2 / 0,3 \text{ meter} = 189 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

dipakai tulangan = D6 300 = 189 mm²/m'

Maka untuk tulangan geser pada kolom menggunakan : **D6 - 300**

Ratio Kuat geser

Tulangan geser yang digunakan : **D6 -300**

$$Asv = 1/4\pi D^2 = 28.27 \text{ mm}^2$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 10.30 \text{ KN}$$

$$Vs = \frac{Asv \times f_y \times d}{s} = 2.488 \text{ KN}$$

dengan s = jarak tulangan geser

$$Vn = Vc + Vs = 12.788 \text{ KN}$$

Karena Beton masih mampu menahan geser, maka nilai Vn yang digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model lain yaitu nilai kekuatan geser pada beton (Vc) :

$$Vn = Vc = 10.299 \text{ KN}$$

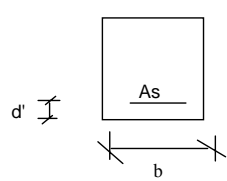
Syarat kekuatan geser $Vu / \phi \leq Vn$

$$\text{Rasio Kuat Geser} = \frac{Vu}{\phi Vn} \leq 1$$

KEKUATAN MOMEN LENTUR NOMINAL BALOK UKURAN 130 mm x 200 mm PADA LANTAI 2

Mutu Beton	f'_c	=	18.675 Mpa
Mutu Baja	f_y	=	400 Mpa
Modulus Elastisitas Beton	E_s	=	200,000 Mpa

Dimensi Kolom :

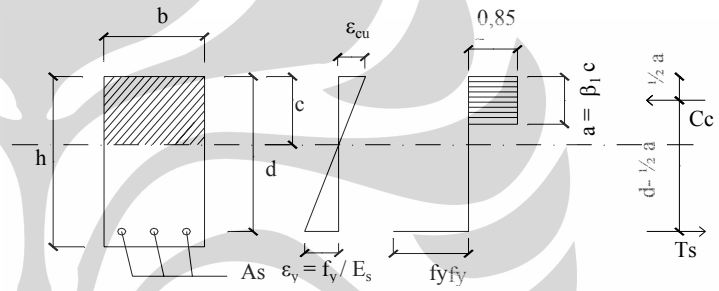


b	=	130 mm
h	=	200 mm
d'	=	20 mm
d	=	180 mm

$\epsilon_{cu} = 0.003$

$$\frac{c}{d} = \frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}$$

C	=	108 mm
a	=	$\beta_1 C$ → untuk $f'_c \leq 30$ Mpa nilai $\beta_1 = 0.85$
	=	91.80 mm



Syarat Kuat Rencana :

$M_u \leq \phi M_n$

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right) = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

Momen Ultimate maximum berdasarkan hasil output SAP = $\frac{M_u}{\phi} = 6.466$ KN-m (dari hasil kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 6.466 \text{ KN-m}$$

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right) = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

Didapat $A_s = 120.55$ mm²
Maka Digunakan tulangan 3 D 8 = 150.79645 mm²

Kontrol rasio tulangan :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{150,8}{130 \times 180} = 0,00644$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 f'_c}{f_y} \gamma \frac{600}{600 + f_y} = 0,01518$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ → memenuhi syarat

Maka dengan menggunakan tulangan 3 D8 didapat nilai momen Nominal (M_n), dimana nilai ini digunakan sebagai acuan perbandingan terhadap model struktur lainnya:

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right) = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

$$M_n = 8,09 \text{ KN-m}$$

Rasio Kekuatan komponen struktur yang mengalami beban lentur : $\frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1$

KEKUATAN GESER NOMINAL PADA BALOK LANTAI 2

Mutu beton = 22,5 Mpa
 $F'_c = 0.83 \times 22.5 = 18.675 \text{ N/mm}^2 = 18675 \text{ KN/m}^2$
 Mutu Tulangan Geser = 240 Mpa
 Dimensi Balok = 130 mm x 200 mm
 $b = 130 \text{ mm}$
 $d = 180 \text{ mm}$
 $V_u / \phi = 17.896 \text{ KN} = 17896 \text{ N}$ (dari hasil kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup)

$$v_u / \phi = \frac{V_u}{\phi b d} = 0.76479 \text{ Mpa}$$

$$v_c \text{ untuk mutu beton } F'_c = 18,675 \text{ Mpa} = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} = 0.72024 \text{ Mpa}$$

Periksa Apakah $v_u > \phi v_c$ jika ya maka perlu tulangan geser, jika tidak beton masih mampu menahan geser.

$$v_u / \phi > v_c \quad \rightarrow \quad 0.76479 > 0.72024$$

Maka perlu tulangan geser.

Dicoba menggunakan tulangan geser minimum

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,35 b s}{f_s y} = \frac{0,35 \times 130 \times 300}{240} = 56.875 \text{ mm}^2 / 300 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 56,875 \text{ mm}^2 / 0,3 \text{ meter} = 189 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

dipakai tulangan = D6 300 = 189 mm²/m'

Maka untuk tulangan geser pada kolom menggunakan **D6 300**

Rasio Kuat geser

Tulangan geser yang digunakan : **D6 300**

$$A_{sv} = 1/4 \pi D^2 = 28.274 \text{ mm}^2$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 16.854 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{s} = 4.072 \text{ KN} \quad \text{dengan } s = \text{jarak tulangan geser}$$

$$V_n = V_c + V_s = 20.925 \text{ KN}$$

Karena Beton tidak mampu menahan geser, maka nilai V_n yang digunakan yaitu nilai kekuatan geser pada beton (V_c) ditambah dengan nilai kekuatan geser pada tulangan (V_s).

$$V_n = V_c + V_s = 20.925 \text{ KN}$$

Syarat kekuatan geser $V_u / \phi \leq V_n$
 $17.896 \leq 20.925 \rightarrow$ memenuhi syarat

$$\text{Rasio Kuat Geser} = \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1$$

LAMPIRAN H1

**Rasio Kekuatan Struktur Bangunan Satu Lantai Dan Dua Lantai
Akibat Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup**



**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
1	K 1	9.659	105.24	0.0918	0.605	6.19	0.0977	0.122	6.19	0.0197	0.202	10.299	0.0196	0.014	10.299	0.0014
	K 2	13.86	105.24	0.1317	0.008	6.19	0.0013	0.122	6.19	0.0197	0.004	10.299	0.0004	0.020	10.299	0.0019
	K 3	9.478	105.24	0.0901	0.617	6.19	0.0997	0.129	6.19	0.0208	0.207	10.299	0.0201	0.018	10.299	0.0017
	K 4	8.639	105.24	0.0821	0.228	6.19	0.0368	0.209	6.19	0.0338	0.056	10.299	0.0054	0.086	10.299	0.0083
	K 5	2.414	105.24	0.0229	0.041	6.19	0.0065	0.092	6.19	0.0148	0.006	10.299	0.0006	0.027	10.299	0.0026
	K 6	8.259	105.24	0.0785	0.069	6.19	0.0112	0.205	6.19	0.0331	0.035	10.299	0.0034	0.105	10.299	0.0102
	K 7	6.556	105.24	0.0623	0.054	6.19	0.0088	0.141	6.19	0.0228	0.014	10.299	0.0014	0.067	10.299	0.0065
	K 8	6.613	105.24	0.0628	0.299	6.19	0.0482	0.210	6.19	0.0339	0.087	10.299	0.0084	0.088	10.299	0.0085
	K 9	7.951	105.24	0.0755	0.239	6.19	0.0385	0.099	6.19	0.0159	0.065	10.299	0.0063	0.084	10.299	0.0082
	K 10	2.236	105.24	0.0212	0.051	6.19	0.0082	0.003	6.19	0.0005	0.014	10.299	0.0014	0.024	10.299	0.0023
	K 11	8.564	105.24	0.0814	0.045	6.19	0.0073	0.205	6.19	0.0330	0.020	10.299	0.0019	0.112	10.299	0.0109
	K 12	9.011	105.24	0.0856	0.506	6.19	0.0818	0.204	6.19	0.0329	0.162	10.299	0.0157	0.085	10.299	0.0083
	K 13	9.91	105.24	0.0942	0.602	6.19	0.0972	0.128	6.19	0.0206	0.200	10.299	0.0194	0.015	10.299	0.0015
	K 14	14.002	105.24	0.1330	0.002	6.19	0.0003	0.124	6.19	0.0200	0.001	10.299	0.0001	0.019	10.299	0.0018
	K 15	9.516	105.24	0.0904	0.640	6.19	0.1033	0.128	6.19	0.021	0.214	10.299	0.0208	0.016	10.299	0.0016

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
2	K 1	12.157	105.24	0.1155	0.462	6.19	0.0746	0.176	6.19	0.0284	0.131	10.299	0.0127	0.029	10.299	0.0028
	K 2	10.082	105.24	0.0958	0.091	6.19	0.0147	0.168	6.19	0.0271	0.038	10.299	0.0037	0.033	10.299	0.0032
	K 3	12.17	105.24	0.1156	0.740	6.19	0.1195	0.158	6.19	0.0254	0.249	10.299	0.0242	0.025	10.299	0.0024
	K4	10.594	105.24	0.1007	0.140	6.19	0.0226	0.180	6.19	0.0290	0.006	10.299	0.0006	0.074	10.299	0.0072
	K 5	4.629	105.24	0.0440	0.069	6.19	0.0111	0.083	6.19	0.0134	0.031	10.299	0.0030	0.020	10.299	0.0019
	K 6	8.203	105.24	0.0779	0.091	6.19	0.0147	0.231	6.19	0.0373	0.041	10.299	0.0040	0.117	10.299	0.0114
	K 7	7.262	105.24	0.0690	0.116	6.19	0.0187	0.155	6.19	0.0250	0.039	10.299	0.0038	0.075	10.299	0.0073
	K 8	7.474	105.24	0.0710	0.473	6.19	0.0763	0.209	6.19	0.0338	0.152	10.299	0.0148	0.088	10.299	0.0085
	K 9	9.836	105.24	0.0935	0.154	6.19	0.0248	0.173	6.19	0.0280	0.016	10.299	0.0016	0.072	10.299	0.0070
	K 10	4.525	105.24	0.0430	0.070	6.19	0.0113	0.076	6.19	0.0123	0.032	10.299	0.0031	0.018	10.299	0.0017
	K 11	9.694	105.24	0.0921	0.054	6.19	0.0087	0.222	6.19	0.0359	0.024	10.299	0.0023	0.120	10.299	0.0117
	K 12	9.346	105.24	0.0888	0.666	6.19	0.1075	0.203	6.19	0.0328	0.221	10.299	0.0215	0.085	10.299	0.0083
	K 13	12.501	105.24	0.1188	0.458	6.19	0.0739	0.183	6.19	0.0296	0.128	10.299	0.0124	0.031	10.299	0.0030
	K 14	10.195	105.24	0.0969	0.099	6.19	0.0160	0.175	6.19	0.0283	0.042	10.299	0.0041	0.034	10.299	0.0033
	K 15	12.056	105.24	0.1146	0.760	6.19	0.1227	0.156	6.19	0.0251	0.255	10.299	0.0248	0.024	10.299	0.0023

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
3	K 1	10.239	105.24	0.0973	0.444	6.19	0.0717	0.129	6.19	0.0209	0.136	10.299	0.0132	0.019	10.299	0.0018
	K 2	12.514	105.24	0.1189	0.166	6.19	0.0267	0.106	6.19	0.0171	0.067	10.299	0.0065	0.009	10.299	0.0009
	K 3	9.91	105.24	0.0942	0.670	6.19	0.1081	0.126	6.19	0.0204	0.228	10.299	0.0221	0.016	10.299	0.0016
	K 4	8.618	105.24	0.0819	0.210	6.19	0.0339	0.209	6.19	0.0338	0.049	10.299	0.0048	0.086	10.299	0.0083
	K 5	2.349	105.24	0.0223	0.040	6.19	0.0065	0.092	6.19	0.0148	0.008	10.299	0.0007	0.027	10.299	0.0026
	K 6	8.266	105.24	0.0785	0.060	6.19	0.0096	0.204	6.19	0.0329	0.031	10.299	0.0030	0.104	10.299	0.0101
	K 7	6.645	105.24	0.0631	0.052	6.19	0.0084	0.140	6.19	0.0226	0.012	10.299	0.0012	0.066	10.299	0.0064
	K 8	6.563	105.24	0.0624	0.306	6.19	0.0493	0.207	6.19	0.0335	0.089	10.299	0.0086	0.087	10.299	0.0084
	K 9	7.933	105.24	0.0754	0.221	6.19	0.0357	0.204	6.19	0.0329	0.058	10.299	0.0056	0.084	10.299	0.0082
	K 10	2.152	105.24	0.0204	0.051	6.19	0.0083	0.084	6.19	0.0135	0.014	10.299	0.0014	0.024	10.299	0.0023
	K 11	8.629	105.24	0.0820	0.049	6.19	0.0079	0.203	6.19	0.0327	0.025	10.299	0.0024	0.111	10.299	0.0108
	K 12	8.993	105.24	0.0854	0.519	6.19	0.0839	0.201	6.19	0.0324	0.167	10.299	0.0162	0.084	10.299	0.0082
	K 13	10.439	105.24	0.0992	0.441	6.19	0.0712	0.135	6.19	0.0218	0.134	10.299	0.0130	0.021	10.299	0.0020
	K 14	12.746	105.24	0.1211	0.179	6.19	0.0289	0.108	6.19	0.0174	0.073	10.299	0.0071	0.008	10.299	0.0008
	K 15	9.897	105.24	0.0940	0.694	6.19	0.1120	0.125	6.19	0.0202	0.236	10.299	0.0229	0.014	10.299	0.0014

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
4	K 1	10.689	105.24	0.1016	0.246	6.19	0.0398	0.159	6.19	0.0257	0.095	10.299	0.0092	0.021	10.299	0.0020
	K 2	15.13	105.24	0.1438	0.174	6.19	0.0281	0.154	6.19	0.0249	0.070	10.299	0.0068	0.029	10.299	0.0028
	K 3	9.596	105.24	0.0912	0.665	6.19	0.1074	0.142	6.19	0.0229	0.221	10.299	0.0215	0.018	10.299	0.0017
	K 4	11.94	105.24	0.1135	0.246	6.19	0.0398	0.248	6.19	0.0401	0.098	10.299	0.0095	0.102	10.299	0.0099
	K 5	2.95	105.24	0.0280	0.121	6.19	0.0195	0.098	6.19	0.0158	0.046	10.299	0.0045	0.023	10.299	0.0022
	K 6	6.985	105.24	0.0664	0.219	6.19	0.0354	0.250	6.19	0.0404	0.107	10.299	0.0104	0.131	10.299	0.0127
	K 7	7.244	105.24	0.0688	0.070	6.19	0.0113	0.156	6.19	0.0252	0.025	10.299	0.0024	0.077	10.299	0.0075
	K 8	7.855	105.24	0.0746	0.029	6.19	0.0047	0.184	6.19	0.0297	0.072	10.299	0.0070	0.078	10.299	0.0076
	K 9	11.087	105.24	0.1053	0.223	6.19	0.0360	0.241	6.19	0.0389	0.088	10.299	0.0085	0.099	10.299	0.0096
	K 10	2.813	105.24	0.0267	0.105	6.19	0.0170	0.093	6.19	0.0150	0.039	10.299	0.0038	0.022	10.299	0.0021
	K 11	8.256	105.24	0.0784	0.135	6.19	0.0218	0.251	6.19	0.0405	0.055	10.299	0.0053	0.138	10.299	0.0134
	K 12	10.991	105.24	0.1044	0.549	6.19	0.0887	0.086	6.19	0.0139	0.171	10.299	0.0166	0.070	10.299	0.0068
	K 13	10.844	105.24	0.1030	0.250	6.19	0.0403	0.169	6.19	0.0272	0.097	10.299	0.0094	0.026	10.299	0.0025
	K 14	15.245	105.24	0.1449	0.186	6.19	0.0300	0.161	6.19	0.0260	0.075	10.299	0.0073	0.032	10.299	0.0031
	K 15	9.498	105.24	0.0902	0.691	6.19	0.1115	0.143	6.19	0.0232	0.229	10.299	0.0222	0.017	10.299	0.0017

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
5	K 1	9.888	105.24	0.0940	0.604	6.19	0.0976	0.126	6.19	0.0204	0.200	10.299	0.0194	0.014	10.299	0.0014
	K 2	14.544	105.24	0.1382	0.007	6.19	0.0011	0.186	6.19	0.0300	0.004	10.299	0.0004	1.076	10.299	0.1045
	K 3	9.588	105.24	0.0911	0.616	6.19	0.0995	0.132	6.19	0.0213	0.206	10.299	0.0200	0.017	10.299	0.0017
	K4	8.6	105.24	0.0817	0.227	6.19	0.0367	0.199	6.19	0.0321	0.056	10.299	0.0054	0.082	10.299	0.0080
	K 5	2.262	105.24	0.0215	0.044	6.19	0.0072	0.085	6.19	0.0137	0.010	10.299	0.0009	0.025	10.299	0.0024
	K 6	8.666	105.24	0.0823	0.064	6.19	0.0104	0.342	6.19	0.0553	0.033	10.299	0.0032	0.726	10.299	0.0705
	K 7	6.55	105.24	0.0622	0.046	6.19	0.0073	0.128	6.19	0.0206	0.009	10.299	0.0008	0.060	10.299	0.0058
	K 8	6.451	105.24	0.0613	0.300	6.19	0.0484	0.199	6.19	0.0321	0.087	10.299	0.0084	0.083	10.299	0.0081
	K 9	7.917	105.24	0.0752	0.238	6.19	0.0385	0.194	6.19	0.0313	0.065	10.299	0.0063	0.080	10.299	0.0078
	K 10	2.064	105.24	0.0196	0.053	6.19	0.0086	0.077	6.19	0.0124	0.015	10.299	0.0015	0.021	10.299	0.0020
	K 11	9.176	105.24	0.0872	0.034	6.19	0.0056	0.402	6.19	0.0649	0.016	10.299	0.0016	0.984	10.299	0.0955
	K 12	8.919	105.24	0.0847	0.506	6.19	0.0817	0.193	6.19	0.0312	0.162	10.299	0.0157	0.081	10.299	0.0079
	K 13	10.126	105.24	0.0962	0.601	6.19	0.0971	0.132	6.19	0.0213	0.198	10.299	0.0192	0.016	10.299	0.0016
	K 14	14.761	105.24	0.1403	0.003	6.19	0.0004	0.124	6.19	0.0201	0.001	10.299	0.0001	0.761	10.299	0.0739
	K 15	9.649	105.24	0.0917	0.638	6.19	0.1030	0.065	6.19	0.0104	0.213	10.299	0.0207	0.015	10.299	0.0015

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
6	K 1	14.742	105.24	0.1401	0.621	6.19	0.1003	0.171	6.19	0.0276	0.205	10.299	0.0199	0.036	10.299	0.0035
	K 2	20.419	105.24	0.1940	0.012	6.19	0.0020	0.183	6.19	0.0295	0.006	10.299	0.0006	0.047	10.299	0.0046
	K 3	14.727	105.24	0.1399	0.591	6.19	0.0954	0.173	6.19	0.0280	0.187	10.299	0.0182	0.036	10.299	0.0035
	K 4	11.025	105.24	0.1048	0.308	6.19	0.0497	0.198	6.19	0.0320	0.101	10.299	0.0098	0.080	10.299	0.0078
	K 5	5.82	105.24	0.0553	0.033	6.19	0.0053	0.075	6.19	0.0120	0.003	10.299	0.0003	0.014	10.299	0.0014
	K 6	9.979	105.24	0.0948	0.080	6.19	0.0129	0.179	6.19	0.0288	0.039	10.299	0.0038	0.086	10.299	0.0083
	K 7	6.542	105.24	0.0622	0.049	6.19	0.0079	0.125	6.19	0.0201	0.011	10.299	0.0011	0.055	10.299	0.0053
	K 8	10.735	105.24	0.1020	0.273	6.19	0.0440	0.181	6.19	0.0292	0.075	10.299	0.0073	0.074	10.299	0.0072
	K 9	10.899	105.24	0.1036	0.310	6.19	0.0501	0.192	6.19	0.0310	0.105	10.299	0.0102	0.079	10.299	0.0077
	K 10	5.735	105.24	0.0545	0.036	6.19	0.0057	0.070	6.19	0.0114	0.004	10.299	0.0004	0.014	10.299	0.0014
	K 11	11.158	105.24	0.1060	0.020	6.19	0.0032	0.185	6.19	0.0298	0.007	10.299	0.0006	0.099	10.299	0.0096
	K 12	11.087	105.24	0.1053	0.490	6.19	0.0791	0.216	6.19	0.0348	0.153	10.299	0.0149	0.091	10.299	0.0088
	K 13	14.783	105.24	0.1405	0.625	6.19	0.1009	0.160	6.19	0.0259	0.207	10.299	0.0201	0.029	10.299	0.0028
	K 14	20.494	105.24	0.1947	0.026	6.19	0.0041	0.165	6.19	0.0266	0.014	10.299	0.0014	0.035	10.299	0.0034
	K 15	14.712	105.24	0.1398	0.609	6.19	0.0983	0.157	6.19	0.0254	0.192	10.299	0.0186	0.028	10.299	0.0027

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati dan Beban Hidup
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		Vu / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Mu / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R
1	B 1	8.804	16.853687	0.5224	4.3692	5.39	0.8102
	B 2	8.816	16.853687	0.5231	4.3867	5.39	0.8135
	B 3	2.077	16.853687	0.1232	1.5713	5.39	0.2914
	B 4	2.271	16.853687	0.1347	1.6021	5.39	0.2971
	B 5	2.092	16.853687	0.1241	1.5953	5.39	0.2958
	B 6	1.973	16.853687	0.1171	0.8326	5.39	0.1544
	B 7	1.529	16.853687	0.0907	0.6599	5.39	0.1224
	B 8	2.171	16.853687	0.1288	1.0477	5.39	0.1943
	B 9	2.412	16.853687	0.1431	1.053	5.39	0.1953
	B 10	6.528	16.853687	0.3873	2.7553	5.39	0.5110
	B 11	0.797	16.853687	0.0473	0.3383	5.39	0.0627
	B 12	6.298	16.853687	0.3737	2.5027	5.39	0.4641
	B 13	6.586	16.853687	0.3908	2.7415	5.39	0.5084
	B 14	1.949	16.853687	0.1156	0.8193	5.39	0.1519
	B 15	1.293	16.853687	0.0767	0.6063	5.39	0.1124
	B 16	2.075	16.853687	0.1231	1.5631	5.39	0.2899
	B 17	2.346	16.853687	0.1392	1.666	5.39	0.3089
	B 18	2.346	16.853687	0.1392	1.666	5.39	0.3089
	B 19	8.81	16.853687	0.5227	4.3841	5.39	0.8130
	B 20	8.837	16.853687	0.5243	4.3985	5.39	0.8157

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati dan Beban Hidup
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		Vu / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Mu / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R
2	B 1	7.738	16.853687	0.4591	3.7368	5.39	0.6930
	B 2	8.398	16.853687	0.4983	3.9159	5.39	0.7262
	B 3	2.065	16.853687	0.1225	1.5243	5.39	0.2827
	B 4	2.325	16.853687	0.1380	1.6811	5.39	0.3117
	B 5	2.116	16.853687	0.1256	1.6226	5.39	0.3009
	B 6	1.814	16.853687	0.1076	0.6768	5.39	0.1255
	B 7	1.514	16.853687	0.0898	0.557	5.39	0.1033
	B 8	3.285	16.853687	0.1949	1.4367	5.39	0.2664
	B 9	2.459	16.853687	0.1459	1.4111	5.39	0.2617
	B 10	6.034	16.853687	0.3580	2.4979	5.39	0.4632
	B 11	0.802	16.853687	0.0476	0.3438	5.39	0.0638
	B 12	6.774	16.853687	0.4019	2.696	5.39	0.5000
	B 13	6.653	16.853687	0.3948	2.7598	5.39	0.5118
	B 14	1.79	16.853687	0.1062	0.6702	5.39	0.1243
	B 15	1.17	16.853687	0.0694	0.5245	5.39	0.0973
	B 16	2.06	16.853687	0.1222	1.5093	5.39	0.2799
	B 17	2.579	16.853687	0.1530	1.6964	5.39	0.3146
	B 18	2.405	16.853687	0.1427	1.7113	5.39	0.3173
	B 19	7.746	16.853687	0.4596	3.7528	5.39	0.6959
	B 20	8.42	16.853687	0.4996	3.8898	5.39	0.7213

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati dan Beban Hidup
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		Vu / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Mu / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R
3	B 1	8.45	16.853687	0.5014	3.7592	5.39	0.6971
	B 2	8.685	16.853687	0.5153	4.0562	5.39	0.7522
	B 3	2.065	16.853687	0.1225	1.5597	5.39	0.2892
	B 4	2.295	16.853687	0.1362	1.6218	5.39	0.3008
	B 5	2.098	16.853687	0.1245	1.5994	5.39	0.2966
	B 6	1.917	16.853687	0.1137	0.7655	5.39	0.1420
	B 7	1.464	16.853687	0.0869	0.6314	5.39	0.1171
	B 8	2.212	16.853687	0.1312	1.0547	5.39	0.1956
	B 9	2.429	16.853687	0.1441	1.0622	5.39	0.1970
	B 10	6.499	16.853687	0.3856	2.7446	5.39	0.5090
	B 11	0.797	16.853687	0.0473	0.338	5.39	0.0627
	B 12	6.345	16.853687	0.3765	2.5181	5.39	0.4670
	B 13	6.567	16.853687	0.3896	2.7272	5.39	0.5057
	B 14	1.892	16.853687	0.1123	0.7513	5.39	0.1393
	B 15	1.207	16.853687	0.0716	0.572	5.39	0.1061
	B 16	2.536	16.853687	0.1505	1.6649	5.39	0.3087
	B 17	2.536	16.853687	0.1505	1.6649	5.39	0.3087
	B 18	2.352	16.853687	0.1396	1.6689	5.39	0.3095
	B 19	8.45	16.853687	0.5014	3.784	5.39	0.7017
	B 20	8.704	16.853687	0.5164	4.061	5.39	0.7531

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati dan Beban Hidup
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		Vu / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Mu / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R
4	B1	7.325	16.853687	0.4346	3.1815	5.39	0.5900
	B 1'	6.746	16.853687	0.4003	1.9248	5.39	0.3569
	B 2	8.664	16.853687	0.5141	4.0154	5.39	0.7446
	B 3	2.057	16.853687	0.1221	1.6271	5.39	0.3017
	B 4	2.222	16.853687	0.1318	1.6181	5.39	0.3001
	B 5	2.059	16.853687	0.1222	1.5177	5.39	0.2814
	B 6	1.03	16.853687	0.0611	0.292	5.39	0.0541
	B 6'	1.273	16.853687	0.0755	0.6737	5.39	0.1249
	B 7	1.378	16.853687	0.0818	0.4472	5.39	0.0829
	B 8	2.603	16.853687	0.1544	1.259	5.39	0.2335
	B 9	2.597	16.853687	0.1541	1.2399	5.39	0.2299
	B 10	7.076	16.853687	0.4198	3.0532	5.39	0.5662
	B 11	0.788	16.853687	0.0468	0.392	5.39	0.0727
	B 12	6.872	16.853687	0.4077	2.7907	5.39	0.5175
	B 13	6.012	16.853687	0.3567	2.4526	5.39	0.4548
	B 14	1.023	16.853687	0.0607	0.3001	5.39	0.0557
	B 15	0.784	16.853687	0.0465	0.2571	5.39	0.0477
	B 16	2.111	16.853687	0.1253	1.6304	5.39	0.3023
	B 17	2.522	16.853687	0.1496	1.682	5.39	0.3119
	B 18	2.301	16.853687	0.1365	1.5635	5.39	0.2899
	B 19	7.334	16.853687	0.4352	3.2018	5.39	0.5938
	B 19'	6.754	16.853687	0.4007	1.9268	5.39	0.3573
	B 20	8.691	16.853687	0.5157	4.0303	5.39	0.7474

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati dan Beban Hidup
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		Vu / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Mu / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R
5	B 1	8.802	16.853687	0.5223	4.3657	5.39	0.8096
	B 2	8.814	16.853687	0.5230	4.3831	5.39	0.8128
	B 3	2.078	16.853687	0.1233	1.5618	5.39	0.2896
	B 4	2.316	16.853687	0.1374	1.6299	5.39	0.3023
	B 5	2.092	16.853687	0.1241	1.5847	5.39	0.2939
	B 6	1.972	16.853687	0.1170	0.8346	5.39	0.1548
	B 7	1.5	16.853687	0.0890	0.6515	5.39	0.1208
	B 8	2.105	16.853687	0.1249	1.0202	5.39	0.1892
	B 9	2.401	16.853687	0.1425	1.035	5.39	0.1919
	B 10	6.4	16.853687	0.3797	2.6826	5.39	0.4975
	B 11	0.8	16.853687	0.0475	0.3209	5.39	0.0595
	B 12	6.587	16.853687	0.3908	2.5427	5.39	0.4715
	B 13	6.456	16.853687	0.3831	2.6677	5.39	0.4947
	B 14	1.949	16.853687	0.1156	0.8214	5.39	0.1523
	B 15	1.282	16.853687	0.0761	0.6027	5.39	0.1118
	B 16	2.073	16.853687	0.1230	1.5512	5.39	0.2877
	B 17	2.532	16.853687	0.1502	1.6414	5.39	0.3044
	B 18	2.343	16.853687	0.1390	1.6516	5.39	0.3063
	B 19	8.809	16.853687	0.5227	4.3807	5.39	0.8124
	B 20	8.836	16.853687	0.5243	4.3959	5.39	0.8152

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati dan Beban Hidup
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		Vu / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Mu / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R
6	B 1	8.793	16.853687	0.5217	4.3458	5.39	0.8059
	B 2	8.818	16.853687	0.5232	4.3882	5.39	0.8138
	B 3	2.114	16.853687	0.1254	1.6315	5.39	0.3026
	B 4	2.324	16.853687	0.1379	1.6865	5.39	0.3128
	B 5	2.099	16.853687	0.1245	1.597	5.39	0.2962
	B 6	1.955	16.853687	0.1160	0.7566	5.39	0.1403
	B 7	1.402	16.853687	0.0832	0.4428	5.39	0.0821
	B 8	2.038	16.853687	0.1209	1.0497	5.39	0.1947
	B 9	2.46	16.853687	0.1460	1.0988	5.39	0.2038
	B 10	6.558	16.853687	0.3891	2.7355	5.39	0.5073
	B 11	0.806	16.853687	0.0478	0.3383	5.39	0.0627
	B 12	6.349	16.853687	0.3767	2.5041	5.39	0.4644
	B 13	6.665	16.853687	0.3955	2.7241	5.39	0.5052
	B 14	1.789	16.853687	0.1061	0.7592	5.39	0.1408
	B 15	1.215	16.853687	0.0721	0.4461	5.39	0.0827
	B 16	2.089	16.853687	0.1239	1.5817	5.39	0.2933
	B 17	2.535	16.853687	0.1504	1.6792	5.39	0.3114
	B 18	2.378	16.853687	0.1411	1.7247	5.39	0.3198
	B 19	8.797	16.853687	0.5220	4.3576	5.39	0.8081
	B 20	8.844	16.853687	0.5248	4.41	5.39	0.8170

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	KOLOM LANTAI 1	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
1	K1	39.400	161.91	0.2433	1.782	12.05	0.1479	1.132	17.89	0.0633	0.400	15.845	0.0252	0.403	16.854	0.0239
	K 2	61.839	161.91	0.3819	0.078	12.05	0.0065	1.277	17.89	0.0714	0.039	15.845	0.0025	0.509	16.854	0.0302
	K3	50.082	161.91	0.3093	0.236	12.05	0.0196	1.432	17.89	0.0800	0.536	15.845	0.0338	0.570	16.854	0.0338
	K4	48.473	161.91	0.2994	1.940	12.05	0.1610	0.237	17.89	0.0132	0.825	15.845	0.0521	0.103	16.854	0.0061
	Kp 1	32.504	105.24	0.3088	0.057	6.19	0.0092	0.287	6.19	0.0464	0.026	10.299	0.0025	0.109	10.299	0.0106
	K5	59.730	161.91	0.3689	0.578	12.05	0.0480	0.791	17.89	0.0442	0.206	15.845	0.0130	0.300	16.854	0.0178
	K6	49.527	161.91	0.3059	1.969	12.05	0.1634	0.039	17.89	0.0022	0.578	15.845	0.0365	0.008	16.854	0.0005
	Kp 2	28.594	105.24	0.2717	0.501	6.19	0.0808	0.165	6.19	0.0267	0.204	10.299	0.0198	0.057	10.299	0.0055
	Kp 3	23.883	105.24	0.2269	0.317	6.19	0.0512	0.039	6.19	0.0062	0.111	10.299	0.0108	0.051	10.299	0.0050
	K 7	38.313	161.91	0.2366	1.931	12.05	0.1602	0.211	17.89	0.0118	0.869	15.845	0.0548	0.036	16.854	0.0021
	K p 4	40.470	105.24	0.3845	0.125	6.19	0.0202	0.094	6.19	0.0151	0.073	10.299	0.0071	0.049	10.299	0.0048
	K 8	67.450	161.91	0.4166	1.325	12.05	0.1099	0.976	17.89	0.0545	0.520	15.845	0.0328	0.362	16.854	0.0215
	K 9	64.098	161.91	0.3959	1.993	12.05	0.1654	0.082	17.89	0.0046	0.420	15.845	0.0265	0.024	16.854	0.0014
	K 10	41.209	161.91	0.2545	1.734	12.05	0.1439	1.166	17.89	0.0652	0.365	15.845	0.0230	0.433	16.854	0.0257
	K 11	63.643	161.91	0.3931	0.085	12.05	0.0070	0.424	17.89	0.0237	0.046	15.845	0.0029	0.510	16.854	0.0303
	K 12	46.750	161.91	0.2887	2.256	12.05	0.1872	1.419	17.89	0.0793	0.581	15.845	0.0367	0.530	16.854	0.0314

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	KOLOM LANTAI 1	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
2	K1	39.296	161.91	0.2427	1.767	12.05	0.1467	1.126	17.89	0.0629	0.395	15.845	0.0249	0.400	16.854	0.0237
	K 2	61.149	161.91	0.3777	0.073	12.05	0.0061	1.258	17.89	0.0703	0.038	15.845	0.0024	0.500	16.854	0.0297
	K3	44.940	161.91	0.2776	2.108	12.05	0.1750	1.369	17.89	0.0765	0.526	15.845	0.0332	0.521	16.854	0.0309
	K4	48.370	161.91	0.2987	1.932	12.05	0.1603	0.238	17.89	0.0133	0.822	15.845	0.0519	0.104	16.854	0.0062
	Kp 1	32.369	105.24	0.3076	0.058	6.19	0.0093	0.287	6.19	0.0464	0.026	10.299	0.0025	0.109	10.299	0.0106
	K5	59.545	161.91	0.3678	0.607	12.05	0.0504	0.782	17.89	0.0437	0.219	15.845	0.0138	0.296	16.854	0.0176
	K6	61.547	161.91	0.3801	2.160	12.05	0.1793	0.035	17.89	0.0019	0.687	15.845	0.0434	0.016	16.854	0.0009
	Kp 2	28.560	105.24	0.2714	0.499	6.19	0.0805	0.164	6.19	0.0265	0.202	10.299	0.0196	0.056	10.299	0.0054
	Kp 3	23.853	105.24	0.2266	0.318	6.19	0.0514	0.135	6.19	0.0218	0.111	10.299	0.0108	0.050	10.299	0.0049
	K 7	38.322	161.91	0.2367	1.925	12.05	0.1598	0.213	17.89	0.0119	0.866	15.845	0.0547	0.037	16.854	0.0022
	K p 4	40.293	105.24	0.3829	0.126	6.19	0.0204	0.095	6.19	0.0153	0.074	10.299	0.0072	0.050	10.299	0.0049
	K 8	67.430	161.91	0.4165	1.337	12.05	0.1110	0.971	17.89	0.0543	0.527	15.845	0.0333	0.360	16.854	0.0214
	K 9	59.883	161.91	0.3698	1.969	12.05	0.1634	0.045	17.89	0.0025	0.398	15.845	0.0251	0.009	16.854	0.0005
	K 10	41.164	161.91	0.2542	1.734	12.05	0.1439	1.166	17.89	0.0652	0.364	15.845	0.0230	0.432	16.854	0.0256
	K 11	63.389	161.91	0.3915	0.001	12.05	0.0001	1.304	17.89	0.0729	0.046	15.845	0.0029	0.507	16.854	0.0301
	K 12	46.449	161.91	0.2869	2.232	12.05	0.1852	1.408	17.89	0.0787	0.573	15.845	0.0362	0.530	16.854	0.0314

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	KOLOM LANTAI 1	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
3	K1	49.710	161.91	0.3070	1.684	12.05	0.1398	1.159	17.89	0.0648	0.270	15.845	0.0170	0.415	16.854	0.0246
	K 2	96.744	161.91	0.5975	0.062	12.05	0.0052	1.659	17.89	0.0927	0.028	15.845	0.0018	0.699	16.854	0.0415
	K3	64.316	161.91	0.3972	2.272	12.05	0.1886	1.624	17.89	0.0907	0.502	15.845	0.0317	0.690	16.854	0.0409
	K4	65.254	161.91	0.4030	1.970	12.05	0.1635	0.166	17.89	0.0093	0.884	15.845	0.0558	0.063	16.854	0.0037
	Kp 1	48.415	105.24	0.4600	0.107	6.19	0.0173	0.116	6.19	0.0187	0.058	10.299	0.0056	0.027	10.299	0.0026
	K5	78.661	161.91	0.4858	0.849	12.05	0.0705	0.973	17.89	0.0544	0.324	15.845	0.0204	0.377	16.854	0.0224
	K6	58.425	161.91	0.3608	1.427	12.05	0.1184	0.145	17.89	0.0081	0.236	15.845	0.0149	0.082	16.854	0.0049
	Kp 2	44.092	105.24	0.4190	0.503	6.19	0.0813	0.117	6.19	0.0189	0.223	10.299	0.0217	0.027	10.299	0.0026
	Kp 3	34.901	105.24	0.3316	0.199	6.19	0.0321	0.122	6.19	0.0197	0.050	10.299	0.0049	0.043	10.299	0.0042
	K 7	45.624	161.91	0.2818	1.715	12.05	0.1423	0.206	17.89	0.0115	0.796	15.845	0.0502	0.047	16.854	0.0028
	K p 4	40.479	105.24	0.3846	0.234	6.19	0.0377	0.145	6.19	0.0234	0.116	10.299	0.0113	0.081	10.299	0.0079
	K 8	91.805	161.91	0.5670	1.655	12.05	0.1374	1.090	17.89	0.0609	0.656	15.845	0.0414	0.400	16.854	0.0237
	K 9	78.640	161.91	0.4857	1.647	12.05	0.1367	0.029	17.89	0.0016	0.163	15.845	0.0103	0.008	16.854	0.0005
	K 10	50.215	161.91	0.3101	1.682	12.05	0.1396	1.308	17.89	0.0731	0.260	15.845	0.0164	0.528	16.854	0.0313
	K 11	98.228	161.91	0.6067	0.151	12.05	0.0125	1.731	17.89	0.0967	0.087	15.845	0.0055	0.718	16.854	0.0426
	K 12	61.897	161.91	0.3823	2.184	12.05	0.1812	1.596	17.89	0.0892	0.454	15.845	0.0287	0.640	16.854	0.0380

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	KOLOM LANTAI 2	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
1	KP 1	5.003	105.24	0.0475	0.713	6.19	0.1152	1.007	6.19	0.1625	0.410	10.299	0.0398	0.582	10.299	0.0565
	KP 2	9.636	105.24	0.0916	0.056	6.19	0.0090	1.247	6.19	0.2013	0.032	10.299	0.0031	0.666	10.299	0.0647
	KP 3	18.893	105.24	0.1795	0.661	6.19	0.1067	2.044	6.19	0.3300	0.373	10.299	0.0362	1.072	10.299	0.1041
	KP 4	10.307	105.24	0.0979	0.063	6.19	0.0101	0.320	6.19	0.0517	0.030	10.299	0.0029	0.206	10.299	0.0200
	KP 5	2.435	105.24	0.0231	0.044	6.19	0.0072	0.065	6.19	0.0105	0.032	10.299	0.0031	0.023	10.299	0.0022
	KP 6	2.388	105.24	0.0227	0.275	6.19	0.0443	0.224	6.19	0.0361	0.156	10.299	0.0151	0.129	10.299	0.0125
	KP 7	3.135	105.24	0.0298	0.414	6.19	0.0669	1.030	6.19	0.1662	0.203	10.299	0.0197	0.489	10.299	0.0475
	KP 8	23.205	105.24	0.2205	0.090	6.19	0.0145	0.288	6.19	0.0466	0.018	10.299	0.0017	0.122	10.299	0.0118
	KP 9	3.149	105.24	0.0299	0.175	6.19	0.0282	0.062	6.19	0.0100	0.110	10.299	0.0107	0.035	10.299	0.0034
	KP 10	7.784	105.24	0.0740	0.239	6.19	0.0386	0.133	6.19	0.0215	0.090	10.299	0.0087	0.055	10.299	0.0053
	KP 11	9.035	105.24	0.0858	0.632	6.19	0.1020	0.284	6.19	0.0458	0.393	10.299	0.0382	0.172	10.299	0.0167
	KP 12	10.956	105.24	0.1041	0.741	6.19	0.1197	0.488	6.19	0.0789	0.427	10.299	0.0415	0.264	10.299	0.0256
	KP 13	6.522	105.24	0.0620	0.675	6.19	0.1090	1.516	6.19	0.2448	0.364	10.299	0.0353	0.826	10.299	0.0802
	KP 14	10.609	105.24	0.1008	0.082	6.19	0.0133	1.239	6.19	0.2000	0.042	10.299	0.0041	0.677	10.299	0.0657
	KP 15	14.570	105.24	0.1384	0.688	6.19	0.1111	1.088	6.19	0.1757	0.401	10.299	0.0389	0.624	10.299	0.0606

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	KOLOM LANTAI 2	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
2	KP 1	5.132	105.24	0.0488	0.709	6.19	0.1145	0.996	6.19	0.1609	0.408	10.299	0.0396	0.577	10.299	0.0560
	KP 2	9.765	105.24	0.0928	0.040	6.19	0.0064	1.143	6.19	0.1845	0.023	10.299	0.0022	0.615	10.299	0.0597
	KP 3	13.703	105.24	0.1302	0.664	6.19	0.1072	1.004	6.19	0.1622	0.377	10.299	0.0366	0.571	10.299	0.0554
	KP 4	10.200	105.24	0.0969	0.060	6.19	0.0097	0.317	6.19	0.0512	0.029	10.299	0.0028	0.204	10.299	0.0198
	KP 5	2.542	105.24	0.0242	0.049	6.19	0.0078	0.067	6.19	0.0108	0.030	10.299	0.0029	0.025	10.299	0.0024
	KP 6	2.066	105.24	0.0196	0.279	6.19	0.0451	0.216	6.19	0.0348	0.157	10.299	0.0152	0.122	10.299	0.0118
	KP 7	13.515	105.24	0.1284	0.365	6.19	0.0589	0.173	6.19	0.0279	0.175	10.299	0.0170	0.088	10.299	0.0085
	KP 8	23.123	105.24	0.2197	0.094	6.19	0.0152	0.289	6.19	0.0467	0.020	10.299	0.0019	0.123	10.299	0.0119
	KP 9	3.122	105.24	0.0297	0.176	6.19	0.0284	0.062	6.19	0.0100	0.111	10.299	0.0108	0.035	10.299	0.0034
	KP 10	7.769	105.24	0.0738	0.242	6.19	0.0390	0.131	6.19	0.0212	0.092	10.299	0.0089	0.054	10.299	0.0052
	KP 11	9.284	105.24	0.0882	0.631	6.19	0.1019	0.278	6.19	0.0449	0.393	10.299	0.0382	0.165	10.299	0.0160
	KP 12	12.485	105.24	0.1186	0.765	6.19	0.1234	0.187	6.19	0.0302	0.441	10.299	0.0428	0.106	10.299	0.0103
	KP 13	6.509	105.24	0.0618	0.672	6.19	0.1085	1.516	6.19	0.2447	0.362	10.299	0.0351	0.826	10.299	0.0802
	KP 14	10.588	105.24	0.1006	0.079	6.19	0.0127	1.230	6.19	0.1985	0.040	10.299	0.0039	0.672	10.299	0.0652
	KP 15	14.129	105.24	0.1343	0.692	6.19	0.1117	1.013	6.19	0.1636	0.404	10.299	0.0392	0.583	10.299	0.0566

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	KOLOM LANTAI 2	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
3	KP 1	8.811	105.24	0.0837	0.852	6.19	0.1375	0.988	6.19	0.1596	0.493	10.299	0.0479	0.567	10.299	0.0551
	KP 2	20.556	105.24	0.1953	0.088	6.19	0.0142	1.134	6.19	0.1830	0.050	10.299	0.0049	0.586	10.299	0.0569
	KP 3	25.511	105.24	0.2424	0.793	6.19	0.1280	2.016	6.19	0.3254	0.453	10.299	0.0440	1.019	10.299	0.0989
	KP 4	14.400	105.24	0.1368	0.073	6.19	0.0117	0.301	6.19	0.0485	0.036	10.299	0.0035	0.192	10.299	0.0186
	KP 5	6.025	105.24	0.0572	0.157	6.19	0.0254	0.103	6.19	0.0166	0.099	10.299	0.0096	0.046	10.299	0.0045
	KP 6	9.445	105.24	0.0897	0.434	6.19	0.0700	0.237	6.19	0.0383	0.272	10.299	0.0264	0.115	10.299	0.0112
	KP 7	6.235	105.24	0.0592	0.529	6.19	0.0855	1.118	6.19	0.1805	0.260	10.299	0.0252	0.518	10.299	0.0503
	KP 8	29.849	105.24	0.2836	0.214	6.19	0.0345	0.233	6.19	0.0376	0.101	10.299	0.0098	0.075	10.299	0.0073
	KP 9	2.596	105.24	0.0247	0.235	6.19	0.0379	0.107	6.19	0.0173	0.145	10.299	0.0141	0.064	10.299	0.0062
	KP 10	10.521	105.24	0.1000	0.183	6.19	0.0296	0.059	6.19	0.0095	0.054	10.299	0.0052	0.005	10.299	0.0005
	KP 11	8.484	105.24	0.0806	0.819	6.19	0.1323	0.319	6.19	0.0514	0.520	10.299	0.0505	0.172	10.299	0.0167
	KP 12	13.499	105.24	0.1283	0.912	6.19	0.1473	0.346	6.19	0.0559	0.531	10.299	0.0516	0.171	10.299	0.0166
	KP 13	10.452	105.24	0.0993	0.818	6.19	0.1321	1.455	6.19	0.2350	0.447	10.299	0.0434	0.774	10.299	0.0752
	KP 14	20.728	105.24	0.1970	0.107	6.19	0.0173	1.167	6.19	0.1884	0.054	10.299	0.0052	0.628	10.299	0.0610
	KP 15	21.915	105.24	0.2082	0.828	6.19	0.1337	1.016	6.19	0.1641	0.488	10.299	0.0474	0.570	10.299	0.0553

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
1	B 1	18.743	24.848	0.7540	9.8293	10.34	0.9510
	B 2	18.837	24.848	0.7580	9.9629	10.34	0.9640
	B 3	15.3	24.848	0.6160	6.2189	10.34	0.6020
	B 4	14.85	24.848	0.5980	5.8362	10.34	0.5650
	B 5	15.553	24.848	0.6260	6.8663	10.34	0.6640
	B 6	9.566	24.848	0.3850	2.6649	10.34	0.2580
	B 7	8.677	24.848	0.3490	4.6863	10.34	0.4530
	B 8	9.586	24.848	0.3860	2.4767	10.34	0.2400
	B 9	1.933	24.848	0.0780	1.2283	10.34	0.1190
	B 10	10.742	24.848	0.4320	3.8571	10.34	0.3730
	B 11	1.757	24.848	0.0710	1.4259	10.34	0.1380
	B 12	4.877	24.848	0.1960	2.8532	10.34	0.2760
	B 13	13.988	24.848	0.5630	6.0539	10.34	0.5860
	B 14	8.845	24.848	0.3560	1.7017	10.34	0.1650
	B 15	0.664	24.848	0.0270	0.259	10.34	0.0250
	B 16	7.393	24.848	0.2980	1.7581	10.34	0.1700
	B 17	1.748	24.848	0.0700	1.1084	10.34	0.1070
	B 18	9.91	24.848	0.3990	3.8132	10.34	0.3690
	B 19	16.879	24.848	0.6790	6.6472	10.34	0.6430
	B 20	15.336	24.848	0.6170	6.3057	10.34	0.6100
	B 21	14.714	24.848	0.5920	5.542	10.34	0.5360
	B 22	15.462	24.848	0.6220	6.5517	10.34	0.6340
	B 23	18.697	24.848	0.7520	9.7283	10.34	0.9410
	B 24	18.833	24.848	0.7580	9.9752	10.34	0.9650

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
2	B 1	18.739	24.848	0.7540	9.8249	10.34	0.9510
	B 2	18.812	24.848	0.7570	9.9321	10.34	0.9610
	B 3	15.301	24.848	0.6160	6.2201	10.34	0.6020
	B 4	14.846	24.848	0.5970	5.8253	10.34	0.5640
	B 5	15.598	24.848	0.6280	6.8777	10.34	0.6650
	B 6	9.542	24.848	0.3840	2.7199	10.34	0.2630
	B 7	8.542	24.848	0.3440	4.6307	10.34	0.4480
	B 8	9.582	24.848	0.3860	2.4727	10.34	0.2390
	B 9	1.891	24.848	0.0760	1.1701	10.34	0.1130
	B 10	10.741	24.848	0.4320	3.8547	10.34	0.3730
	B 11	1.751	24.848	0.0700	1.4205	10.34	0.1370
	B 12	4.915	24.848	0.1980	2.8788	10.34	0.2790
	B 13	14.747	24.848	0.5930	6.258	10.34	0.6050
	B 14	8.842	24.848	0.3560	1.6992	10.34	0.1640
	B 15	0.635	24.848	0.0260	0.242	10.34	0.0230
	B 16	7.386	24.848	0.2970	1.7536	10.34	0.1700
	B 17	1.738	24.848	0.0700	1.0991	10.34	0.1060
	B 18	9.92	24.848	0.3990	3.8275	10.34	0.3700
	B 19	16.896	24.848	0.6800	6.6289	10.34	0.6410
	B 20	15.338	24.848	0.6170	6.3089	10.34	0.6100
	B 21	14.705	24.848	0.5920	5.5303	10.34	0.5350
	B 22	15.53	24.848	0.6250	6.6927	10.34	0.6480
	B 23	18.696	24.848	0.7520	9.7268	10.34	0.9410
	B 24	18.831	24.848	0.7580	9.9723	10.34	0.9650

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
3	B1	18.553	24.848	0.7470	9.4314	10.34	0.9120
	B2	18.73	24.848	0.7540	9.6806	10.34	0.9370
	B3	15.323	24.848	0.6170	6.2974	10.34	0.6090
	B 4	14.899	24.848	0.6000	5.9497	10.34	0.5760
	B 5	15.903	24.848	0.6400	7.611	10.34	0.7360
	B 6	10.818	24.848	0.4350	3.9078	10.34	0.3780
	B 7	9.531	24.848	0.3840	5.1305	10.34	0.4960
	B 8	9.418	24.848	0.3790	2.2141	10.34	0.2140
	B 9	1.943	24.848	0.0780	1.2401	10.34	0.1200
	B 10	11.382	24.848	0.4580	4.3551	10.34	0.4210
	B 11	1.882	24.848	0.0760	1.7479	10.34	0.1690
	B 12	4.845	24.848	0.1950	2.8334	10.34	0.2740
	B 13	18.096	24.848	0.7280	8.5815	10.34	0.8300
	B 14	8.906	24.848	0.3580	1.8268	10.34	0.1770
	B 15	0.659	24.848	0.0270	0.2882	10.34	0.0280
	B 16	7.244	24.848	0.2920	1.5634	10.34	0.1510
	B 17	3.127	24.848	0.1260	2.502	10.34	0.2420
	B 18	9.114	24.848	0.3670	3.1702	10.34	0.3070
	B 19	17.451	24.848	0.7020	7.0122	10.34	0.6780
	B20	15.603	24.848	0.6280	6.8524	10.34	0.6630
	B 21	14.744	24.848	0.5930	5.554	10.34	0.5370
	B 22	15.723	24.848	0.6330	7.0856	10.34	0.6860
	B 23	18.541	24.848	0.7460	9.3598	10.34	0.9060
	B 24	18.696	24.848	0.7520	9.6552	10.34	0.9340

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		Vu / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Mu / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R
1	B 1	1.713	20.925	0.081864	0.9342	8.09	0.1155
	B 2	1.733	20.925	0.08282	0.9349	8.09	0.1156
	B 3	6.6	20.925	0.315412	2.648	8.09	0.3274
	B 4	3.36	20.925	0.160573	2.0843	8.09	0.2577
	B 5	12.68	20.925	0.605974	6.4663	8.09	0.7994
	B 6	1.42	20.925	0.067861	0.6454	8.09	0.0798
	B 7	0.863	20.925	0.041243	0.2408	8.09	0.0298
	B 8	17.896	20.925	0.855245	5.0301	8.09	0.6218
	B 9	3.336	20.925	0.159427	1.8571	8.09	0.2296
	B 10	6.795	20.925	0.324731	3.9478	8.09	0.4880
	B 11	1.183	20.925	0.056535	0.5529	8.09	0.0684
	B 12	1.512	20.925	0.072258	0.8444	8.09	0.1044
	B 13	3.299	20.925	0.157658	2.4456	8.09	0.3023
	B 14	2.341	20.925	0.111876	1.8887	8.09	0.2335
	B 15	1.934	20.925	0.092425	0.8381	8.09	0.1036
	B 16	4.787	20.925	0.228769	2.6002	8.09	0.3214
	B 17	2.955	20.925	0.141219	1.9036	8.09	0.2353
	B 18	6.367	20.925	0.304277	2.1817	8.09	0.2697
	B 19	1.623	20.925	0.077563	0.8688	8.09	0.1074
	B 20	1.716	20.925	0.082007	0.872	8.09	0.1078

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
2	B 1	1.704	20.925	0.081434	0.9153	8.09	0.1132
	B 2	1.729	20.925	0.082628	0.9314	8.09	0.1151
	B 3	6.586	20.925	0.314743	2.6385	8.09	0.3262
	B 4	3.225	20.925	0.154122	1.9569	8.09	0.2419
	B 5	6.906	20.925	0.330036	2.8255	8.09	0.3493
	B 6	1.423	20.925	0.068005	0.6429	8.09	0.0795
	B 7	0.871	20.925	0.041625	0.2448	8.09	0.0303
	B 8	17.874	20.925	0.854194	5.0302	8.09	0.6219
	B 9	3.251	20.925	0.155364	1.7865	8.09	0.2209
	B 10	6.706	20.925	0.320478	2.6528	8.09	0.3280
	B 11	1.188	20.925	0.056774	0.5597	8.09	0.0692
	B 12	1.497	20.925	0.071541	0.8342	8.09	0.1031
	B 13	3.298	20.925	0.157611	2.4456	8.09	0.3023
	B 14	2.337	20.925	0.111685	1.8847	8.09	0.2330
	B 15	1.926	20.925	0.092043	0.8234	8.09	0.1018
	B 16	4.787	20.925	0.228769	2.5999	8.09	0.3214
	B 17	2.967	20.925	0.141792	1.9043	8.09	0.2354
	B 18	6.673	20.925	0.318901	2.7726	8.09	0.3428
	B 19	1.623	20.925	0.077563	0.8675	8.09	0.1072
	B 20	1.718	20.925	0.082103	0.1298	8.09	0.0160

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati Dan Beban Hidup
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
3	B1	1.593	20.925	0.076129	0.7412	8.09	0.0916
	B 2	1.603	20.925	0.076607	0.6996	8.09	0.0865
	B 3	6.621	20.925	0.316416	2.6849	8.09	0.3319
	B 4	3.641	20.925	0.174002	2.4936	8.09	0.3083
	B 5	12.612	20.925	0.602724	6.2731	8.09	0.7755
	B 6	1.941	20.925	0.09276	1.1369	8.09	0.1405
	B 7	0.856	20.925	0.040908	0.1965	8.09	0.0243
	B 8	17.438	20.925	0.833357	4.8061	8.09	0.5942
	B 9	4.314	20.925	0.206165	2.4244	8.09	0.2997
	B 10	6.056	20.925	0.289415	3.5095	8.09	0.4339
	B 11	0.923	20.925	0.04411	0.4169	8.09	0.0515
	B 12	1.65	20.925	0.078853	0.8892	8.09	0.1099
	B 13	3.76	20.925	0.179689	2.9849	8.09	0.3690
	B 14	3.406	20.925	0.162772	2.7374	8.09	0.3384
	B 15	2.158	20.925	0.10313	1.0736	8.09	0.1327
	B 16	4.877	20.925	0.23307	2.5436	8.09	0.3145
	B 17	3.109	20.925	0.148578	2.0309	8.09	0.2511
	B 18	6.567	20.925	0.313835	2.5111	8.09	0.3104
	B 19	1.684	20.925	0.080478	0.9515	8.09	0.1176
	B 20	1.587	20.925	0.075842	0.6321	8.09	0.0781

LAMPIRAN H2

**Rasio Kekuatan Struktur Bangunan Satu Lantai Dan Dua Lantai
Akibat Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa**



**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
1	K 1	23.832	105.24	0.2264	0.5886	6.19	0.0950	0.323	6.19	0.0522	0.235	10.299	0.0228	0.097	10.299	0.0094
	K 2	32.681	105.24	0.3105	0.2043	6.19	0.0330	0.1221	6.19	0.0197	0.106	10.299	0.0103	0.031	10.299	0.0030
	K 3	19.636	105.24	0.1866	0.6318	6.19	0.1020	0.3115	6.19	0.0503	0.257	10.299	0.0250	0.085	10.299	0.0083
	K 4	27.694	105.24	0.2631	0.3905	6.19	0.0631	0.3809	6.19	0.0615	0.137	10.299	0.0133	0.185	10.299	0.0180
	K 5	20.359	105.24	0.1934	0.3234	6.19	0.0522	0.2442	6.19	0.0394	0.176	10.299	0.0171	0.151	10.299	0.0147
	K 6	17.701	105.24	0.1682	0.5875	6.19	0.0949	0.5637	6.19	0.0910	0.321	10.299	0.0312	0.275	10.299	0.0267
	K 7	18.675	105.24	0.1774	0.6052	6.19	0.0977	0.4586	6.19	0.0741	0.336	10.299	0.0326	0.231	10.299	0.0224
	K 8	18.21	105.24	0.1730	0.3734	6.19	0.0603	0.3804	6.19	0.0614	0.137	10.299	0.0133	0.183	10.299	0.0178
	K 9	27.9	105.24	0.2651	0.4227	6.19	0.0683	0.3331	6.19	0.0538	0.157	10.299	0.0152	0.164	10.299	0.0159
	K 10	18.835	105.24	0.1790	0.3733	6.19	0.0603	0.3252	6.19	0.0525	0.204	10.299	0.0198	0.154	10.299	0.0150
	K 11	22.131	105.24	0.2103	0.2815	6.19	0.0455	0.6109	6.19	0.0986	0.154	10.299	0.0150	0.299	10.299	0.0290
	K 12	18.561	105.24	0.1764	0.9211	6.19	0.1487	0.3421	6.19	0.0552	0.395	10.299	0.0384	0.169	10.299	0.0164
	K 13	20.887	105.24	0.1985	0.6112	6.19	0.0987	0.3534	6.19	0.0571	0.246	10.299	0.0239	0.111	10.299	0.0108
	K 14	25.983	105.24	0.2469	0.1907	6.19	0.0308	0.1593	6.19	0.0257	0.098	10.299	0.0095	0.042	10.299	0.0041
	K 15	11.484	105.24	0.1091	0.6396	6.19	0.1033	0.333	6.19	0.0538	0.257	10.299	0.0250	0.113	10.299	0.0110

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
2	K 1	25.788	105.24	0.2450	0.4625	6.19	0.0747	0.3426	6.19	0.0553	0.174	10.299	0.0169	0.1	10.299	0.0097
	K 2	27.072	105.24	0.2572	0.2269	6.19	0.0366	0.1951	6.19	0.0315	0.126	10.299	0.0122	0.052	10.299	0.0050
	K 3	22.822	105.24	0.2169	0.7502	6.19	0.1211	0.3494	6.19	0.0564	0.3	10.299	0.0291	0.099	10.299	0.0096
	K 4	28.116	105.24	0.2672	0.2952	6.19	0.0477	0.3801	6.19	0.0614	0.085	10.299	0.0083	0.187	10.299	0.0182
	K 5	20.268	105.24	0.1926	0.3486	6.19	0.0563	0.2991	6.19	0.0483	0.19	10.299	0.0184	0.137	10.299	0.0133
	K 6	17.409	105.24	0.1654	0.6218	6.19	0.1004	0.5262	6.19	0.0850	0.339	10.299	0.0329	0.258	10.299	0.0250
	K 7	20.442	105.24	0.1942	0.6304	6.19	0.1018	0.4673	6.19	0.0755	0.347	10.299	0.0337	0.236	10.299	0.0229
	K 8	19.724	105.24	0.1874	0.5001	6.19	0.0808	0.4088	6.19	0.0660	0.174	10.299	0.0169	0.198	10.299	0.0192
	K 9	29.824	105.24	0.2834	0.3647	6.19	0.0589	0.3243	6.19	0.0524	0.125	10.299	0.0121	0.163	10.299	0.0158
	K 10	18.983	105.24	0.1804	0.4144	6.19	0.0669	0.3062	6.19	0.0494	0.222	10.299	0.0216	0.142	10.299	0.0138
	K 11	20.861	105.24	0.1982	0.337	6.19	0.0544	0.5514	6.19	0.0890	0.186	10.299	0.0181	0.277	10.299	0.0269
	K 12	19.714	105.24	0.1873	1.0658	6.19	0.1721	0.3733	6.19	0.0603	0.444	10.299	0.0431	0.185	10.299	0.0180
	K 13	22.809	105.24	0.2167	0.4848	6.19	0.0783	0.4146	6.19	0.0669	0.187	10.299	0.0182	0.136	10.299	0.0132
	K 14	22.499	105.24	0.2138	0.2268	6.19	0.0366	0.2088	6.19	0.0337	0.125	10.299	0.0121	0.058	10.299	0.0056
	K 15	13.754	105.24	0.1307	0.7507	6.19	0.1212	0.3779	6.19	0.0610	0.298	10.299	0.0289	0.133	10.299	0.0129

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
3	K 1	24.282	105.24	0.2307	0.4585	6.19	0.0740	0.3217	6.19	0.0519	0.182	10.299	0.0177	0.098	10.299	0.0095
	K 2	31.811	105.24	0.3023	0.3126	6.19	0.0505	0.0958	6.19	0.0155	0.16	10.299	0.0155	0.012	10.299	0.0012
	K 3	19.983	105.24	0.1899	0.6715	6.19	0.1084	0.3098	6.19	0.0500	0.272	10.299	0.0264	0.082	10.299	0.0080
	K 4	27.801	105.24	0.2642	0.3773	6.19	0.0609	0.3785	6.19	0.0611	0.132	10.299	0.0128	0.184	10.299	0.0179
	K 5	20.393	105.24	0.1938	0.3262	6.19	0.0527	0.3147	6.19	0.0508	0.177	10.299	0.0172	0.149	10.299	0.0145
	K 6	17.583	105.24	0.1671	0.5823	6.19	0.0940	0.5462	6.19	0.0882	0.319	10.299	0.0310	0.267	10.299	0.0259
	K 7	18.86	105.24	0.1792	0.6001	6.19	0.0969	0.4523	6.19	0.0730	0.333	10.299	0.0323	0.229	10.299	0.0222
	K 8	18.088	105.24	0.1719	0.3796	6.19	0.0613	0.3734	6.19	0.0603	0.139	10.299	0.0135	0.179	10.299	0.0174
	K 9	28.041	105.24	0.2664	0.41	6.19	0.0662	0.3301	6.19	0.0533	0.152	10.299	0.0148	0.163	10.299	0.0158
	K 10	18.844	105.24	0.1791	0.3737	6.19	0.0603	0.3211	6.19	0.0519	0.204	10.299	0.0198	0.152	10.299	0.0148
	K 11	22.134	105.24	0.2103	0.2933	6.19	0.0474	0.5939	6.19	0.0959	0.159	10.299	0.0154	0.29	10.299	0.0282
	K 12	18.53	105.24	0.1761	0.9327	6.19	0.1506	0.3349	6.19	0.0541	0.399	10.299	0.0387	0.166	10.299	0.0161
	K 13	21.518	105.24	0.2045	0.4792	6.19	0.0774	0.3525	6.19	0.0569	0.193	10.299	0.0187	0.111	10.299	0.0108
	K 14	24.83	105.24	0.2359	0.3024	6.19	0.0488	0.1301	6.19	0.0210	0.154	10.299	0.0150	0.02	10.299	0.0019
	K 15	12.089	105.24	0.1149	0.6877	6.19	0.1110	0.3319	6.19	0.0536	0.275	10.299	0.0267	0.111	10.299	0.0108

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
4	K 1	24.766	105.24	0.2353	0.4025	6.19	0.0650	0.3413	6.19	0.0551	0.155	10.299	0.0150	0.097	10.299	0.0094
	K 2	33.237	105.24	0.3158	0.3542	6.19	0.0572	0.159	6.19	0.0257	0.183	10.299	0.0178	0.042	10.299	0.0041
	K 3	18.958	105.24	0.1801	0.6591	6.19	0.1064	0.3447	6.19	0.0557	0.262	10.299	0.0254	0.097	10.299	0.0094
	K 4	31.777	105.24	0.3019	0.3744	6.19	0.0605	0.4508	6.19	0.0728	0.183	10.299	0.0178	0.215	10.299	0.0209
	K 5	18.281	105.24	0.1737	0.4656	6.19	0.0752	0.293	6.19	0.0473	0.236	10.299	0.0229	0.128	10.299	0.0124
	K 6	15.028	105.24	0.1428	0.8944	6.19	0.1444	0.5176	6.19	0.0836	0.479	10.299	0.0465	0.263	10.299	0.0255
	K 7	21.654	105.24	0.2058	0.7175	6.19	0.1159	0.4451	6.19	0.0719	0.393	10.299	0.0382	0.232	10.299	0.0225
	K 8	19.642	105.24	0.1866	0.3912	6.19	0.0632	0.3738	6.19	0.0604	0.14	10.299	0.0136	0.18	10.299	0.0175
	K 9	32.311	105.24	0.3070	0.3918	6.19	0.0633	0.3969	6.19	0.0641	0.197	10.299	0.0191	0.191	10.299	0.0185
	K 10	17.548	105.24	0.1667	0.4895	6.19	0.0790	0.3077	6.19	0.0497	0.25	10.299	0.0243	0.139	10.299	0.0135
	K 11	19.435	105.24	0.1847	0.5826	6.19	0.0941	0.5516	6.19	0.0891	0.299	10.299	0.0290	0.283	10.299	0.0275
	K 12	20.135	105.24	0.1913	0.9766	6.19	0.1577	0.3362	6.19	0.0543	0.413	10.299	0.0401	0.167	10.299	0.0162
	K 13	21.821	105.24	0.2073	0.4125	6.19	0.0666	0.3926	6.19	0.0634	0.155	10.299	0.0150	0.122	10.299	0.0118
	K 14	28.617	105.24	0.2719	0.3517	6.19	0.0568	0.1768	6.19	0.0285	0.181	10.299	0.0176	0.051	10.299	0.0050
	K 15	11.279	105.24	0.1072	0.6778	6.19	0.1094	0.3679	6.19	0.0594	0.266	10.299	0.0258	0.126	10.299	0.0122

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
5	K 1	23.782	105.24	0.2260	0.5894	6.19	0.0952	0.3304	6.19	0.0534	0.233	10.299	0.0226	0.104	10.299	0.0101
	K 2	31.985	105.24	0.3039	0.201	6.19	0.0325	2.8433	6.19	0.4591	0.104	10.299	0.0101	13.077	10.299	1.2697
	K 3	19.282	105.24	0.1832	0.0522	6.19	0.0084	0.6316	6.19	0.1020	0.254	10.299	0.0247	0.091	10.299	0.0088
	K 4	27.669	105.24	0.2629	0.3917	6.19	0.0633	0.4108	6.19	0.0663	0.138	10.299	0.0134	0.197	10.299	0.0191
	K 5	20.14	105.24	0.1914	0.3138	6.19	0.0507	0.3703	6.19	0.0598	0.172	10.299	0.0167	0.173	10.299	0.0168
	K 6	17.316	105.24	0.1645	0.5813	6.19	0.0939	1.2149	6.19	0.1962	0.317	10.299	0.0308	3.341	10.299	0.3244
	K 7	18.584	105.24	0.1766	0.5888	6.19	0.0951	0.5253	6.19	0.0848	0.327	10.299	0.0317	0.262	10.299	0.0254
	K 8	18.173	105.24	0.1727	0.3693	6.19	0.0596	0.4067	6.19	0.0657	0.135	10.299	0.0131	0.193	10.299	0.0187
	K 9	27.844	105.24	0.2646	0.4212	6.19	0.0680	0.3017	6.19	0.0487	0.157	10.299	0.0152	0.152	10.299	0.0148
	K 10	18.141	105.24	0.1724	0.3672	6.19	0.0593	0.2375	6.19	0.0384	0.199	10.299	0.0193	0.124	10.299	0.0120
	K 11	20.671	105.24	0.1964	0.2631	6.19	0.0425	4.284	6.19	0.6918	0.142	10.299	0.0138	16.125	10.299	1.5656
	K 12	18.6	105.24	0.1767	0.9118	6.19	0.1472	0.3242	6.19	0.0524	0.391	10.299	0.0380	0.162	10.299	0.0157
	K 13	21.021	105.24	0.1997	0.6097	6.19	0.0985	0.3629	6.19	0.0586	0.245	10.299	0.0238	0.115	10.299	0.0112
	K 14	26.35	105.24	0.2504	0.1865	6.19	0.0301	0.1863	6.19	0.0301	0.096	10.299	0.0093	0.75	10.299	0.0728
	K 15	11.564	105.24	0.1099	0.6379	6.19	0.1030	0.3312	6.19	0.0535	0.255	10.299	0.0248	0.111	10.299	0.0108

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	KOLOM	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
6	K 1	18.208	105.24	0.1730	8.4173	6.19	1.3592	8.6922	6.19	1.4036	4.589	10.299	0.4456	4.662	10.299	0.4526
	K 2	25.383	105.24	0.2412	9.4126	6.19	1.5199	9.3634	6.19	1.5120	5.186	10.299	0.5035	5.05	10.299	0.4903
	K 3	18.089	105.24	0.1719	8.3955	6.19	1.3557	10.1803	6.19	1.6439	4.604	10.299	0.4470	5.474	10.299	0.5315
	K 4	18.811	105.24	0.1787	9.202	6.19	1.4859	10.3141	6.19	1.6655	5.094	10.299	0.4946	5.721	10.299	0.5555
	K 5	13.11	105.24	0.1246	10.5876	6.19	1.7096	9.4123	6.19	1.5199	5.866	10.299	0.5695	5.212	10.299	0.5060
	K 6	21.809	105.24	0.2072	10.6043	6.19	1.7123	9.8918	6.19	1.5973	5.864	10.299	0.5693	5.406	10.299	0.5249
	K 7	9.308	105.24	0.0884	10.6584	6.19	1.7211	7.1547	6.19	1.1553	5.911	10.299	0.5739	3.931	10.299	0.3817
	K 8	19.502	105.24	0.1853	8.4991	6.19	1.3724	11.6987	6.19	1.8891	4.699	10.299	0.4562	6.468	10.299	0.6280
	K 9	18.594	105.24	0.1767	9.7317	6.19	1.5714	10.3724	6.19	1.6749	5.388	10.299	0.5231	5.76	10.299	0.5593
	K 10	13.146	105.24	0.1249	11.2122	6.19	1.8105	9.5825	6.19	1.5473	6.213	10.299	0.6032	5.312	10.299	0.5158
	K 11	22.006	105.24	0.2091	9.7466	6.19	1.5738	10.6766	6.19	1.7240	5.402	10.299	0.5245	5.787	10.299	0.5619
	K 12	16.501	105.24	0.1568	6.1129	6.19	0.9871	12.121	6.19	1.9573	3.308	10.299	0.3212	6.733	10.299	0.6537
	K 13	18.896	105.24	0.1795	10.8957	6.19	1.7594	8.8658	6.19	1.4316	5.987	10.299	0.5813	4.723	10.299	0.4586
	K 14	25.152	105.24	0.2390	12.179	6.19	1.9666	9.2896	6.19	1.5000	6.714	10.299	0.6519	4.982	10.299	0.4837
	K 15	18.187	105.24	0.1728	10.5865	6.19	1.7095	10.35	6.19	1.6713	5.834	10.299	0.5664	5.521	10.299	0.5360

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, hidup Dan Gempa
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
1	B 1	7.578	16.85	0.4496	3.779	5.39	0.7008
	B 2	7.601	16.85	0.4510	3.814	5.39	0.7073
	B 3	1.883	16.85	0.1117	1.4695	5.39	0.2725
	B 4	2.096	16.85	0.1244	1.6316	5.39	0.3026
	B 5	1.867	16.85	0.1108	1.3813	5.39	0.2562
	B 6	2.068	16.85	0.1227	1.0308	5.39	0.1912
	B 7	2.428	16.85	0.1441	1.1355	5.39	0.2106
	B 8	5.031	16.85	0.2985	2.3126	5.39	0.4289
	B 9	2.555	16.85	0.1516	1.7075	5.39	0.3166
	B 10	6.491	16.85	0.3851	2.7511	5.39	0.5102
	B 11	0.713	16.85	0.0423	0.345	5.39	0.0640
	B 12	8.842	16.85	0.5246	3.6063	5.39	0.6688
	B 13	6.245	16.85	0.3705	2.6786	5.39	0.4967
	B 14	2.036	16.85	0.1208	0.9919	5.39	0.1839
	B 15	1.949	16.85	0.1156	1.0965	5.39	0.2033
	B 16	1.885	16.85	0.1118	1.4286	5.39	0.2649
	B 17	2.28	16.85	0.1353	1.8067	5.39	0.3350
	B 18	2.084	16.85	0.1237	1.4526	5.39	0.2694
	B 19	7.603	16.85	0.4511	3.828	5.39	0.7099
	B 20	7.652	16.85	0.4540	3.877	5.39	0.7190

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, hidup Dan Gempa
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
2	B 1	6.729	16.85	0.3993	3.3779	5.39	0.6264
	B 2	8.126	16.85	0.4821	3.5383	5.39	0.6562
	B 3	1.856	16.85	0.1101	1.446	5.39	0.2682
	B 4	2.115	16.85	0.1255	1.6867	5.39	0.3128
	B 5	1.898	16.85	0.1126	1.4305	5.39	0.2653
	B 6	1.883	16.85	0.1117	0.9389	5.39	0.1741
	B 7	2.76	16.85	0.1638	1.2603	5.39	0.2337
	B 8	6.873	16.85	0.4078	2.4974	5.39	0.4631
	B 9	2.448	16.85	0.1453	1.8804	5.39	0.3487
	B 10	6.31	16.85	0.3744	2.62	5.39	0.4859
	B 11	0.711	16.85	0.0422	0.3475	5.39	0.0644
	B 12	8.423	16.85	0.4998	3.4054	5.39	0.6315
	B 13	6.409	16.85	0.3803	2.7971	5.39	0.5187
	B 14	1.891	16.85	0.1122	0.9415	5.39	0.1746
	B 15	2.189	16.85	0.1299	1.1175	5.39	0.2072
	B 16	1.844	16.85	0.1094	1.3596	5.39	0.2521
	B 17	2.342	16.85	0.1390	1.7974	5.39	0.3333
	B 18	2.13	16.85	0.1264	1.4966	5.39	0.2775
	B 19	6.745	16.85	0.4002	3.3862	5.39	0.6279
	B 20	7.295	16.85	0.4328	3.432	5.39	0.6364

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, hidup Dan Gempa
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
3	B 1	8.111	16.85	0.4813	3.4814	5.39	0.6456
	B 2	7.489	16.85	0.4444	3.58	5.39	0.6639
	B 3	1.87	16.85	0.1110	1.4581	5.39	0.2704
	B 4	2.075	16.85	0.1231	1.6515	5.39	0.3063
	B 5	1.858	16.85	0.1102	1.3854	5.39	0.2569
	B 6	2.018	16.85	0.1197	1.0011	5.39	0.1856
	B 7	2.358	16.85	0.1399	1.1047	5.39	0.2049
	B 8	5.024	16.85	0.2981	2.3083	5.39	0.4281
	B 9	2.567	16.85	0.1523	1.7082	5.39	0.3168
	B 10	6.474	16.85	0.3841	2.7443	5.39	0.5089
	B 11	0.703	16.85	0.0417	0.3437	5.39	0.0637
	B 12	8.813	16.85	0.5229	3.554	5.39	0.6591
	B 13	6.243	16.85	0.3704	2.67	5.39	0.4951
	B 14	1.987	16.85	0.1179	0.9634	5.39	0.1787
	B 15	1.876	16.85	0.1113	1.0653	5.39	0.1976
	B 16	1.866	16.85	0.1107	1.4176	5.39	0.2629
	B 17	2.322	16.85	0.1378	1.8618	5.39	0.3453
	B 18	2.074	16.85	0.1231	1.4418	5.39	0.2674
	B 19	8.077	16.85	0.4792	3.5234	5.39	0.6534
	B 20	7.548	16.85	0.4479	3.6075	5.39	0.6690

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, hidup Dan Gempa
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
4	B1	6.419	16.85	0.3809	2.8496	5.39	0.5284
	B 1'	6.351	16.85	0.3768	1.8268	5.39	0.3388
	B 2	7.468	16.85	0.4431	3.4809	5.39	0.6455
	B 3	1.853	16.85	0.1099	1.5374	5.39	0.2851
	B 4	2.013	16.85	0.1194	1.4976	5.39	0.2777
	B 5	1.857	16.85	0.1102	1.3578	5.39	0.2518
	B 6	1.323	16.85	0.0785	0.6575	5.39	0.1219
	B 6'	1.15	16.85	0.0682	0.5821	5.39	0.1079
	B 7	3.261	16.85	0.1935	1.3695	5.39	0.2540
	B 8	5.783	16.85	0.3431	2.6793	5.39	0.4969
	B 9	2.759	16.85	0.1637	1.9618	5.39	0.3638
	B 10	7.399	16.85	0.4390	3.2172	5.39	0.5966
	B 11	0.719	16.85	0.0427	0.3887	5.39	0.0721
	B 12	8.06	16.85	0.4782	3.2617	5.39	0.6049
	B 13	6.097	16.85	0.3618	2.6246	5.39	0.4867
	B 14	1.295	16.85	0.0768	0.631	5.39	0.1170
	B 15	2.651	16.85	0.1573	1.0332	5.39	0.1916
	B 16	-1.895	16.85	(0.1124)	1.4958	5.39	0.2774
	B 17	2.26	16.85	0.1341	1.6688	5.39	0.3095
	B 18	2.065	16.85	0.1225	1.4223	5.39	0.2638
	B 19	6.435	16.85	0.3818	2.8881	5.39	0.5356
	B 19'	6.103	16.85	0.3621	1.7464	5.39	0.3239
	B 20	7.529	16.85	0.4467	3.5581	5.39	0.6598

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, hidup Dan Gempa
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
5	B 1	7.578	16.85	0.4496	3.7789	5.39	0.7008
	B 2	7.602	16.85	0.4511	3.8141	5.39	0.7073
	B 3	1.952	16.85	0.1158	1.486	5.39	0.2756
	B 4	2.633	16.85	0.1562	1.8148	5.39	0.3365
	B 5	1.931	16.85	0.1146	1.4085	5.39	0.2612
	B 6	2.063	16.85	0.1224	1.0278	5.39	0.1906
	B 7	2.326	16.85	0.1380	1.0913	5.39	0.2024
	B 8	4.929	16.85	0.2925	2.2651	5.39	0.4200
	B 9	2.537	16.85	0.1505	1.6763	5.39	0.3109
	B 10	6.558	16.85	0.3891	2.8027	5.39	0.5197
	B 11	0.839	16.85	0.0498	0.5074	5.39	0.0941
	B 12	10.634	16.85	0.6310	4.6716	5.39	0.8663
	B 13	6.383	16.85	0.3787	2.7212	5.39	0.5046
	B 14	2.037	16.85	0.1209	0.9774	5.39	0.1813
	B 15	1.851	16.85	0.1098	1.041	5.39	0.1930
	B 16	1.917	16.85	0.1137	1.4896	5.39	0.2762
	B 17	2.705	16.85	0.1605	2.3228	5.39	0.4307
	B 18	2.103	16.85	0.1248	1.4839	5.39	0.2752
	B 19	7.602	16.85	0.4511	3.8254	5.39	0.7094
	B 20	7.651	16.85	0.4540	3.8734	5.39	0.7183

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, hidup Dan Gempa
Pada Bangunan Satu Lantai**

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
6	B 1	10.562	16.85	0.6267	7.7438	5.39	1.4360
	B 2	10.665	16.85	0.6328	7.8652	5.39	1.4585
	B 3	5.692	16.85	0.3377	6.7465	5.39	1.2511
	B 4	6.13	16.85	0.3637	7.0736	5.39	1.3118
	B 5	6.45	16.85	0.3827	7.8552	5.39	1.4567
	B 6	9.454	16.85	0.5609	8.7371	5.39	1.6202
	B 7	10.274	16.85	0.6096	6.1145	5.39	1.1339
	B 8	12.49	16.85	0.7411	6.033	5.39	1.1188
	B 9	9.163	16.85	0.5437	9.3365	5.39	1.7314
	B 10	14.854	16.85	0.8814	7.6889	5.39	1.4259
	B 11	11.341	16.85	0.6729	8.2115	5.39	1.5228
	B 12	19.625	16.85	1.1644	10.9797	5.39	2.0361
	B 13	16.628	16.85	0.9866	9.1945	5.39	1.7051
	B 14	10.116	16.85	0.6002	9.3289	5.39	1.7300
	B 15	11.707	16.85	0.6946	8.0424	5.39	1.4914
	B 16	5.653	16.85	0.3354	6.8183	5.39	1.2644
	B 17	5.877	16.85	0.3487	6.8342	5.39	1.2674
	B 18	6.435	16.85	0.3818	7.7765	5.39	1.4421
	B 19	11.479	16.85	0.6811	9.0135	5.39	1.6715
	B 20	11.82	16.85	0.7013	9.36	5.39	1.7351

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	KOLOM LANTAI 1	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
1	K1	73.048	161.91	0.4512	3.2653	12.05	0.2710	2.0501	17.89	0.1146	1.069	15.845	0.0675	0.807	16.854	0.0479
	K 2	98.996	161.91	0.6114	2.1566	12.05	0.1790	1.6271	17.89	0.0909	1.225	15.845	0.0773	0.643	16.854	0.0382
	K3	72.965	161.91	0.4506	4.1763	12.05	0.3466	2.4909	17.89	0.1392	1.559	15.845	0.0984	1.048	16.854	0.0622
	K4	78.676	161.91	0.4859	2.1366	12.05	0.1773	0.591	17.89	0.0330	1.13	15.845	0.0713	0.346	16.854	0.0205
	Kp 1	53.58	105.24	0.5091	0.7475	6.19	0.1207	0.5083	6.19	0.0821	0.404	10.299	0.0392	0.254	10.299	0.0247
	K5	58.617	161.91	0.3620	2.7572	12.05	0.2288	1.2726	17.89	0.0711	1.495	15.845	0.0944	0.595	16.854	0.0353
	K6	63.451	161.91	0.3919	2.8062	12.05	0.2329	0.6075	17.89	0.0339	1.3	15.845	0.0820	0.321	16.854	0.0190
	Kp 2	49.865	105.24	0.4738	0.64	6.19	0.1033	0.5316	6.19	0.0858	0.335	10.299	0.0325	0.268	10.299	0.0260
	Kp 3	32.028	105.24	0.3043	0.9237	6.19	0.1492	0.4943	6.19	0.0798	0.446	10.299	0.0433	0.252	10.299	0.0245
	K 7	46.702	161.91	0.2884	2.505	12.05	0.2079	0.7714	17.89	0.0431	1.417	15.845	0.0894	0.352	16.854	0.0209
	K p 4	45.256	105.24	0.4300	0.9453	6.19	0.1526	0.3932	6.19	0.0635	0.553	10.299	0.0537	0.224	10.299	0.0217
	K 8	75.92	161.91	0.4689	3.9201	12.05	0.3253	1.4161	17.89	0.0791	1.991	15.845	0.1257	0.643	16.854	0.0382
	K 9	68.34	161.91	0.4221	2.318	12.05	0.1924	0.5878	17.89	0.0328	0.695	15.845	0.0439	0.322	16.854	0.0191
	K 10	77.192	161.91	0.4768	3.2925	12.05	0.2732	2.0608	17.89	0.1152	1.153	15.845	0.0728	0.861	16.854	0.0511
	K 11	99.907	161.91	0.6170	2.1672	12.05	0.1799	1.6539	17.89	0.0924	1.233	15.845	0.0778	0.653	16.854	0.0387
	K 12	63.477	161.91	0.3920	4.1076	12.05	0.3409	2.5484	17.89	0.1424	1.413	15.845	0.0892	1.03	16.854	0.0611

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	KOLOM LANTAI 1	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
2	K1	73.262	161.91	0.4525	3.2649	12.05	0.2709	2.0537	17.89	0.1148	1.07	15.845	0.0675	0.808	16.854	0.0479
	K 2	99.066	161.91	0.6119	2.153	12.05	0.1787	1.6068	17.89	0.0898	1.227	15.845	0.0774	0.632	16.854	0.0375
	K3	67.26	161.91	0.4154	4.1096	12.05	0.3410	2.3816	17.89	0.1331	1.543	15.845	0.0974	0.964	16.854	0.0572
	K4	78.748	161.91	0.4864	2.1377	12.05	0.1774	0.5933	17.89	0.0332	1.129	15.845	0.0713	0.348	16.854	0.0206
	Kp 1	53.521	105.24	0.5085	0.749	6.19	0.1209	0.5086	6.19	0.0821	0.405	10.299	0.0393	0.255	10.299	0.0248
	K5	58.702	161.91	0.3626	2.795	12.05	0.2320	1.2636	17.89	0.0706	1.512	15.845	0.0954	0.59	16.854	0.0350
	K6	80.891	161.91	0.4996	2.9758	12.05	0.2470	0.6162	17.89	0.0344	1.298	15.845	0.0819	0.332	16.854	0.0197
	Kp 2	49.863	105.24	0.4738	0.6393	6.19	0.1032	0.5308	6.19	0.0857	0.334	10.299	0.0324	0.267	10.299	0.0259
	Kp 3	31.986	105.24	0.3039	0.9245	6.19	0.1493	0.4922	6.19	0.0795	0.446	10.299	0.0433	0.251	10.299	0.0244
	K 7	46.706	161.91	0.2885	2.5012	12.05	0.2076	0.7746	17.89	0.0433	1.412	15.845	0.0891	0.354	16.854	0.0210
	K p 4	45.03	105.24	0.4279	0.9457	6.19	0.1527	0.394	6.19	0.0636	0.553	10.299	0.0537	0.224	10.299	0.0217
	K 8	76.11	161.91	0.4701	3.9284	12.05	0.3260	1.4193	17.89	0.0793	1.996	15.845	0.1260	0.644	16.854	0.0382
	K 9	61.98	161.91	0.3828	2.313	12.05	0.1920	0.591	17.89	0.0330	0.697	15.845	0.0440	0.32	16.854	0.0190
	K 10	77.168	161.91	0.4766	3.2964	12.05	0.2736	2.0613	17.89	0.1152	1.154	15.845	0.0728	0.861	16.854	0.0511
	K 11	99.621	161.91	0.6153	2.1485	12.05	0.1783	1.6444	17.89	0.0919	1.223	15.845	0.0772	0.648	16.854	0.0384
	K 12	61.625	161.91	0.3806	4.0594	12.05	0.3369	2.5086	17.89	0.1402	1.394	15.845	0.0880	1.008	16.854	0.0598

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	KOLOM LANTAI 1	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-x / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
3	K1	78.059	161.91	0.4821	26.565	12.05	2.2046	24.5738	17.89	1.3733	14.076	15.845	0.8884	13.924	16.854	0.8262
	K 2	119.934	161.91	0.7407	34.7789	12.05	2.8862	28.6101	17.89	1.5989	19.631	15.845	1.2389	16.219	16.854	0.9623
	K3	87.408	161.91	0.5398	27.3451	12.05	2.2693	29.9957	17.89	1.6763	15.153	15.845	0.9563	17.137	16.854	1.0168
	K4	101.53	161.91	0.6271	31.484	12.05	2.6128	28.2362	17.89	1.5780	17.233	15.845	1.0876	16.275	16.854	0.9656
	Kp 1	58.699	105.24	0.5577	11.4819	6.19	1.8540	18.4354	6.19	2.9768	6.737	10.299	0.6541	10.537	10.299	1.0231
	K5	93.987	161.91	0.5805	37.2939	12.05	3.0949	29.8687	17.89	1.6692	21.439	15.845	1.3530	16.949	16.854	1.0056
	K6	81.099	161.91	0.5009	29.9307	12.05	2.4839	33.8949	17.89	1.8942	15.936	15.845	1.0057	19.538	16.854	1.1593
	Kp 2	73.863	105.24	0.7018	10.1162	6.19	1.6335	18.9972	6.19	3.0675	5.744	10.299	0.5577	11.136	10.299	1.0813
	Kp 3	44.609	105.24	0.4239	10.8811	6.19	1.7570	19.6735	6.19	3.1767	6.364	10.299	0.6179	11.568	10.299	1.1232
	K 7	76.525	161.91	0.4726	34.8508	12.05	2.8922	28.4659	17.89	1.5908	18.962	15.845	1.1967	16.437	16.854	0.9753
	K p 4	50.62	105.24	0.4810	12.4503	6.19	2.0104	18.4623	6.19	2.9812	7.297	10.299	0.7085	10.606	10.299	1.0298
	K 8	102.439	161.91	0.6327	42.6471	12.05	3.5392	29.7874	17.89	1.6647	23.565	15.845	1.4872	16.94	16.854	1.0051
	K 9	105.292	161.91	0.6503	31.7296	12.05	2.6332	33.2017	17.89	1.8555	16.779	15.845	1.0589	19.217	16.854	1.1402
	K 10	73.303	161.91	0.4527	33.6694	12.05	2.7941	25.1856	17.89	1.4075	18.018	15.845	1.1371	14.432	16.854	0.8563
	K 11	120.455	161.91	0.7440	43.9756	12.05	3.6494	28.606	17.89	1.5986	24.81	15.845	1.5658	16.244	16.854	0.9638
	K 12	82.18	161.91	0.5076	34.579	12.05	2.8696	30.5481	17.89	1.7072	19.066	15.845	1.2033	17.602	16.854	1.0444

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	KOLOM LANTAI 2	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
1	KP 1	7.527	105.24	0.0715	0.6028	6.19	0.0973	0.9012	6.19	0.1455	0.357	10.299	0.0347	0.526	10.299	0.0511
	KP 2	18.459	105.24	0.1754	0.093	6.19	0.0150	1.1789	6.19	0.1904	0.058	10.299	0.0056	0.639	10.299	0.0620
	KP 3	27.081	105.24	0.2573	0.7079	6.19	0.1143	1.8268	6.19	0.2950	0.387	10.299	0.0376	0.967	10.299	0.0939
	KP 4	19.349	105.24	0.1839	0.193	6.19	0.0312	0.327	6.19	0.0528	0.114	10.299	0.0111	0.206	10.299	0.0200
	KP 5	13.183	105.24	0.1253	0.3153	6.19	0.0509	0.1911	6.19	0.0309	0.209	10.299	0.0203	0.107	10.299	0.0104
	KP 6	5.844	105.24	0.0555	0.4809	6.19	0.0777	0.5484	6.19	0.0886	0.26	10.299	0.0252	0.345	10.299	0.0335
	KP 7	9.638	105.24	0.0916	0.9356	6.19	0.1511	1.1325	6.19	0.1829	0.481	10.299	0.0467	0.597	10.299	0.0580
	KP 8	34.94	105.24	0.3320	0.1836	6.19	0.0296	0.3939	6.19	0.0636	0.058	10.299	0.0056	0.21	10.299	0.0204
	KP 9	7.915	105.24	0.0752	0.4515	6.19	0.0729	0.1609	6.19	0.0260	0.295	10.299	0.0286	0.105	10.299	0.0102
	KP 10	23.97	105.24	0.2278	0.6391	6.19	0.1032	0.3242	6.19	0.0523	0.375	10.299	0.0364	0.186	10.299	0.0181
	KP 11	17.039	105.24	0.1619	0.8712	6.19	0.1407	0.626	6.19	0.1011	0.535	10.299	0.0519	0.393	10.299	0.0382
	KP 12	17.832	105.24	0.1694	0.8548	6.19	0.1380	0.5384	6.19	0.0869	0.504	10.299	0.0489	0.297	10.299	0.0288
	KP 13	12.283	105.24	0.1167	0.6291	6.19	0.1016	1.3384	6.19	0.2161	0.327	10.299	0.0318	0.748	10.299	0.0726
	KP 14	16.454	105.24	0.1563	0.1375	6.19	0.0222	1.1368	6.19	0.1836	0.072	10.299	0.0070	0.624	10.299	0.0606
	KP 15	16.785	105.24	0.1595	0.6611	6.19	0.1067	0.9774	6.19	0.1578	0.393	10.299	0.0382	0.568	10.299	0.0552

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	KOLOM LANTAI 2	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
2	KP 1	7.599	105.24	0.0722	0.6074	6.19	0.0981	0.8907	6.19	0.1438	0.236	10.299	0.0229	0.52	10.299	0.0505
	KP 2	18.198	105.24	0.1729	0.0886	6.19	0.0143	1.0849	6.19	0.1752	0.057	10.299	0.0055	0.593	10.299	0.0576
	KP 3	17.235	105.24	0.1638	0.6905	6.19	0.1115	0.8881	6.19	0.1434	0.37	10.299	0.0359	0.508	10.299	0.0493
	KP 4	19.356	105.24	0.1839	0.1911	6.19	0.0309	0.3254	6.19	0.0525	0.112	10.299	0.0109	0.205	10.299	0.0199
	KP 5	13.218	105.24	0.1256	0.3163	6.19	0.0511	0.1891	6.19	0.0305	0.21	10.299	0.0204	0.106	10.299	0.0103
	KP 6	5.597	105.24	0.0532	0.4878	6.19	0.0788	0.5353	6.19	0.0864	0.263	10.299	0.0255	0.334	10.299	0.0324
	KP 7	19.621	105.24	0.1864	1.4184	6.19	0.2290	0.1573	6.19	0.0254	0.736	10.299	0.0715	0.084	10.299	0.0082
	KP 8	34.893	105.24	0.3315	0.1755	6.19	0.0283	0.3958	6.19	0.0639	0.053	10.299	0.0051	0.211	10.299	0.0205
	KP 9	7.811	105.24	0.0742	0.4491	6.19	0.0725	0.1608	6.19	0.0260	0.293	10.299	0.0284	0.105	10.299	0.0102
	KP 10	23.696	105.24	0.2252	0.6293	6.19	0.1016	0.3221	6.19	0.0520	0.368	10.299	0.0357	0.185	10.299	0.0180
	KP 11	17.037	105.24	0.1619	0.8684	6.19	0.1402	0.612	6.19	0.0988	0.534	10.299	0.0518	0.38	10.299	0.0369
	KP 12	11.874	105.24	0.1128	0.8734	6.19	0.1410	0.1734	6.19	0.0280	0.52	10.299	0.0505	0.096	10.299	0.0093
	KP 13	12.238	105.24	0.1163	0.6294	6.19	0.1016	1.3378	6.19	0.2160	0.327	10.299	0.0318	0.748	10.299	0.0726
	KP 14	16.335	105.24	0.1552	0.1362	6.19	0.0220	1.1336	6.19	0.1830	0.071	10.299	0.0069	0.622	10.299	0.0604
	KP 15	15.622	105.24	0.1484	0.658	6.19	0.1062	0.8927	6.19	0.1441	0.393	10.299	0.0382	0.517	10.299	0.0502

**Rasio Kekuatan Elemen Kolom (Rasio Kuat Tekan, Rasio Kuat Lentur, Dan Rasio Kuat Geser)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup, Dan Gempa Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	KOLOM LANTAI 2	Gaya Aksial			Momen Arah X			Momen Arah Y			Gaya Lintang Arah X			Gaya Lintang Arah Y		
		Pu / ϕ (KN)	Pn (KN)	R	Mu-x / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Mu-y / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Vu-y / ϕ (KN)	Vn (KN)	R
3	KP 1	14.117	105.24	0.1341	6.6295	6.19	1.0705	6.3784	6.19	1.0299	4.349	10.299	0.4223	4.17	10.299	0.4049
	KP 2	22.61	105.24	0.2148	7.9651	6.19	1.2861	7.6708	6.19	1.2386	5.251	10.299	0.5099	5.11	10.299	0.4962
	KP 3	28.963	105.24	0.2752	6.665	6.19	1.0762	8.7777	6.19	1.4174	4.338	10.299	0.4212	5.593	10.299	0.5431
	KP 4	21.167	105.24	0.2011	7.0462	6.19	1.1378	7.1013	6.19	1.1467	4.627	10.299	0.4493	4.7	10.299	0.4564
	KP 5	9.729	105.24	0.0924	8.9402	6.19	1.4436	7.1457	6.19	1.1538	5.879	10.299	0.5708	4.645	10.299	0.4510
	KP 6	16.138	105.24	0.1533	8.7715	6.19	1.4164	8.4554	6.19	1.3653	5.609	10.299	0.5446	5.486	10.299	0.5327
	KP 7	12.58	105.24	0.1195	5.2242	6.19	0.8436	10.832	6.19	1.7491	3.282	10.299	0.3187	7.217	10.299	0.7007
	KP 8	45.141	105.24	0.4289	7.7862	6.19	1.2573	7.2034	6.19	1.1632	5.107	10.299	0.4959	4.793	10.299	0.4654
	KP 9	6.932	105.24	0.0659	8.0427	6.19	1.2987	7.6023	6.19	1.2276	5.236	10.299	0.5084	5.046	10.299	0.4900
	KP 10	14.978	105.24	0.1423	9.1583	6.19	1.4788	6.8548	6.19	1.1069	5.883	10.299	0.5712	4.542	10.299	0.4410
	KP 11	11.589	105.24	0.1101	10.1565	6.19	1.6400	8.5674	6.19	1.3834	6.641	10.299	0.6448	5.567	10.299	0.5405
	KP 12	18.963	105.24	0.1802	7.0759	6.19	1.1426	9.5388	6.19	1.5403	4.526	10.299	0.4395	6.251	10.299	0.6070
	KP 13	10.546	105.24	0.1002	7.7245	6.19	1.2473	6.5205	6.19	1.0529	5.126	10.299	0.4977	4.175	10.299	0.4054
	KP 14	22.616	105.24	0.2149	9.5229	6.19	1.5377	7.7018	6.19	1.2436	6.306	10.299	0.6123	5.113	10.299	0.4965
	KP 15	20.23	105.24	0.1922	7.5804	6.19	1.2240	8.2431	6.19	1.3310	5.007	10.299	0.4862	5.415	10.299	0.5258

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan
Gempa
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
1	B 1	16.279	24.848	0.6550	8.7128	10.34	0.8430
	B 2	16.351	24.848	0.6580	8.8772	10.34	0.8590
	B 3	13.195	24.848	0.5310	5.4233	10.34	0.5250
	B 4	13.136	24.848	0.5290	5.861	10.34	0.5670
	B 5	13.716	24.848	0.5520	6.468	10.34	0.6260
	B 6	9.535	24.848	0.3840	3.9349	10.34	0.3810
	B 7	9.112	24.848	0.3670	4.5644	10.34	0.4420
	B 8	8.963	24.848	0.3610	2.7557	10.34	0.2670
	B 9	1.877	24.848	0.0760	1.3618	10.34	0.1320
	B 10	10.147	24.848	0.4080	4.362	10.34	0.4220
	B 11	2.874	24.848	0.1160	2.9448	10.34	0.2850
	B 12	4.897	24.848	0.1970	2.7209	10.34	0.2630
	B 13	14.415	24.848	0.5800	6.9343	10.34	0.6710
	B 14	7.749	24.848	0.3120	1.5907	10.34	0.1540
	B 15	0.6	24.848	0.0240	0.286	10.34	0.0280
	B 16	7.665	24.848	0.3080	2.3326	10.34	0.2260
	B 17	3.354	24.848	0.1350	2.8721	10.34	0.2780
	B 18	10.905	24.848	0.4390	5.1851	10.34	0.5020
	B 19	15.252	24.848	0.6140	6.2104	10.34	0.6010
	B 20	13.577	24.848	0.5460	6.1516	10.34	0.5950
	B 21	12.978	24.848	0.5220	5.5421	10.34	0.5360
	B 22	13.388	24.848	0.5390	5.7956	10.34	0.5610
	B 23	16.302	24.848	0.6560	8.803	10.34	0.8520
	B 24	16.357	24.848	0.6580	8.8248	10.34	0.8540

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan
Gempa
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		V_u / ϕ (KN)	V_n (KN)	R	M_u / ϕ (KN-m)	M_n (KN-m)	R
2	B 1	16.27	24.848	0.6550	8.6945	10.34	0.8410
	B 2	16.325	24.848	0.6570	8.8459	10.34	0.8560
	B 3	13.201	24.848	0.5310	5.4243	10.34	0.5250
	B 4	13.129	24.848	0.5280	5.8409	10.34	0.5650
	B 5	13.578	24.848	0.5460	6.1027	10.34	0.5900
	B 6	9.582	24.848	0.3860	4.0025	10.34	0.3870
	B 7	9.072	24.848	0.3650	4.5595	10.34	0.4410
	B 8	8.959	24.848	0.3610	2.7531	10.34	0.2660
	B 9	1.832	24.848	0.0740	1.3	10.34	0.1260
	B 10	10.147	24.848	0.4080	4.3619	10.34	0.4220
	B 11	2.838	24.848	0.1140	2.9059	10.34	0.2810
	B 12	4.899	24.848	0.1970	2.7188	10.34	0.2630
	B 13	13.067	24.848	0.5260	5.8868	10.34	0.5700
	B 14	7.746	24.848	0.3120	1.5879	10.34	0.1540
	B 15	0.621	24.848	0.0250	0.2756	10.34	0.0270
	B 16	7.655	24.848	0.3080	2.3296	10.34	0.2250
	B 17	3.309	24.848	0.1330	2.8251	10.34	0.2730
	B 18	10.909	24.848	0.4390	5.1997	10.34	0.5030
	B 19	15.302	24.848	0.6160	6.2213	10.34	0.6020
	B 20	13.582	24.848	0.5470	6.1587	10.34	0.5960
	B 21	12.975	24.848	0.5220	5.5361	10.34	0.5360
	B 22	13.386	24.848	0.5390	5.8375	10.34	0.5650
	B 23	16.299	24.848	0.6560	8.795	10.34	0.8510
	B 24	16.357	24.848	0.6580	8.824	10.34	0.8540

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
dengan kombinasi pembebanan beban mati, hidup dan
Gempa
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 1

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		Vu / φ (KN)	Vn (KN)	R	Mu / φ (KN-m)	Mn (KN-m)	R
3	B1	21.743	24.848	0.8750	15.7574	10.34	1.5250
	B2	22.036	24.848	0.8870	15.6945	10.34	1.5180
	B3	18.884	24.848	0.7600	12.5687	10.34	1.2160
	B 4	15.307	24.848	0.6160	8.5859	10.34	0.8310
	B 5	20.834	24.848	0.8380	14.8338	10.34	1.4350
	B 6	18.05	24.848	0.7260	9.663	10.34	0.9350
	B 7	15.94	24.848	0.6420	14.2301	10.34	1.3770
	B 8	18.862	24.848	0.7590	9.8505	10.34	0.9530
	B 9	2.462	24.848	0.0990	2.1813	10.34	0.2110
	B 10	18.649	24.848	0.7510	10.5117	10.34	1.0170
	B 11	5.53	24.848	0.2230	6.4357	10.34	0.6230
	B 12	6.08	24.848	0.2450	2.8708	10.34	0.2780
	B 13	29.855	24.848	1.2020	18.949	10.34	1.8330
	B 14	14.404	24.848	0.5800	6.7226	10.34	0.6500
	B 15	1.335	24.848	0.0540	0.5037	10.34	0.0490
	B 16	17.807	24.848	0.7170	7.1321	10.34	0.6900
	B 17	11.605	24.848	0.4670	9.4057	10.34	0.9100
	B 18	15.516	24.848	0.6240	8.8512	10.34	0.8560
	B 19	23.237	24.848	0.9350	18.4768	10.34	1.7880
	B20	19.354	24.848	0.7790	12.8912	10.34	1.2470
	B 21	15.057	24.848	0.6060	8.5096	10.34	0.8230
	B 22	22.051	24.848	0.8870	15.6525	10.34	1.5140
	B 23	23.386	24.848	0.9410	18.7323	10.34	1.8120
	B 24	23.535	24.848	0.9470	18.3962	10.34	1.7800

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup Dan Gempa
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		Vu / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Mu / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R
1	B 1	1.661	20.925	0.0794	1.0361	8.09	0.1281
	B 2	1.68	20.925	0.0803	1.057	8.09	0.1307
	B 3	5.751	20.925	0.2748	2.4305	8.09	0.3005
	B 4	3.241	20.925	0.1549	2.3542	8.09	0.2910
	B 5	10.874	20.925	0.5197	5.53	8.09	0.6836
	B 6	1.913	20.925	0.0914	1.0469	8.09	0.1294
	B 7	1.164	20.925	0.0556	0.5883	8.09	0.0727
	B 8	20.154	20.925	0.9632	4.5162	8.09	0.5583
	B 9	4.345	20.925	0.2076	2.7712	8.09	0.3426
	B 10	6.223	20.925	0.2974	3.6203	8.09	0.4476
	B 11	1.48	20.925	0.0707	1.1101	8.09	0.1372
	B 12	2.175	20.925	0.1039	1.0419	8.09	0.1288
	B 13	3.086	20.925	0.1475	2.535	8.09	0.3134
	B 14	3.576	20.925	0.1709	2.7122	8.09	0.3353
	B 15	1.867	20.925	0.0892	1.105	8.09	0.1366
	B 16	4.22	20.925	0.2017	2.2203	8.09	0.2745
	B 17	2.845	20.925	0.1360	2.0437	8.09	0.2527
	B 18	5.579	20.925	0.2666	2.1056	8.09	0.2603
	B 19	1.587	20.925	0.0758	0.9901	8.09	0.1224
	B 20	1.574	20.925	0.0752	0.8357	8.09	0.1033

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup Dan Gempa
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		Vu / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Mu / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R
2	B 1	1.66	20.925	0.0793	1.0243	8.09	0.1266
	B 2	1.721	20.925	0.0822	1.1002	8.09	0.1360
	B 3	5.741	20.925	0.2744	2.4248	8.09	0.2998
	B 4	3.132	20.925	0.1497	2.2784	8.09	0.2817
	B 5	6.158	20.925	0.2943	2.8025	8.09	0.3465
	B 6	1.922	20.925	0.0919	1.0438	8.09	0.1290
	B 7	1.173	20.925	0.0561	0.5915	8.09	0.0731
	B 8	20.205	20.925	0.9656	4.5188	8.09	0.5586
	B 9	4.29	20.925	0.2050	2.706	8.09	0.3345
	B 10	6.669	20.925	0.3187	2.7689	8.09	0.3423
	B 11	1.489	20.925	0.0712	1.1242	8.09	0.1390
	B 12	2.151	20.925	0.1028	1.027	8.09	0.1270
	B 13	3.071	20.925	0.1468	2.5348	8.09	0.3134
	B 14	3.563	20.925	0.1703	2.7041	8.09	0.3343
	B 15	1.868	20.925	0.0893	1.1241	8.09	0.1390
	B 16	4.221	20.925	0.2017	2.2185	8.09	0.2743
	B 17	2.855	20.925	0.1364	2.0662	8.09	0.2554
	B 18	5.902	20.925	0.2821	2.6959	8.09	0.3333
	B 19	1.586	20.925	0.0758	0.9884	8.09	0.1222
	B 20	1.58	20.925	0.0755	0.835	8.09	0.1032

**Rasio Kekuatan Elemen Balok (Rasio Kuat Geser Dan Rasio Kuat Lentur)
Dengan Kombinasi Pembebanan Beban Mati, Hidup Dan Gempa
Pada Bangunan Dua Lantai**

LANTAI 2

MODEL	BALOK	Gaya Lintang			Momen Lentur		
		Vu / ϕ (KN)	Vn (KN)	R	Mu / ϕ (KN-m)	Mn (KN-m)	R
3	B1	4.253	20.925	0.2032	5.4802	8.09	0.6775
	B 2	4.535	20.925	0.2167	5.9223	8.09	0.7321
	B 3	8.52	20.925	0.4072	5.3024	8.09	0.6555
	B 4	6.4	20.925	0.3059	6.6177	8.09	0.8181
	B 5	12.939	20.925	0.6184	8.4764	8.09	1.0479
	B 6	10.84	20.925	0.5180	7.8704	8.09	0.9730
	B 7	8.032	20.925	0.3838	6.175	8.09	0.7634
	B 8	28.435	20.925	1.3589	9.1119	8.09	1.1265
	B 9	8.618	20.925	0.4119	7.1684	8.09	0.8862
	B 10	15.077	20.925	0.7205	9.3396	8.09	1.1546
	B 11	8.715	20.925	0.4165	6.4265	8.09	0.7945
	B 12	9.65	20.925	0.4612	5.7705	8.09	0.7134
	B 13	6.623	20.925	0.3165	5.4772	8.09	0.6771
	B 14	11.891	20.925	0.5683	9.5463	8.09	1.1802
	B 15	5.578	20.925	0.2666	7.5069	8.09	0.9280
	B 16	6.607	20.925	0.3157	4.6737	8.09	0.5778
	B 17	5.931	20.925	0.2834	6.3321	8.09	0.7828
	B 18	9.114	20.925	0.4356	5.5831	8.09	0.6902
	B 19	4.655	20.925	0.2225	6.1731	8.09	0.7631
	B 20	4.87	20.925	0.2327	6.4313	8.09	0.7951