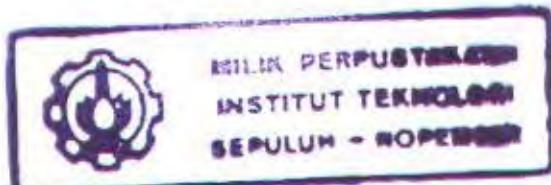


22359 / H/05



TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DAN PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG KANTOR WILAYAH XII DJP JAWA BAGIAN TIMUR II / KPP BATU DENGAN STRUKTUR KOMPOSIT

OLEH :

M. LUQMAN ASHARI

3102 109 615

R.S.S
690.523
Ash
M-1
2005



PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	5-4-2005
Terima Dari	H
No. Agenda	22/575

PROGRAM SARJANA (S1) EKSTENSI LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2005

TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI DAN PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG KANTOR WILAYAH XII
DJP JAWA BAGIAN TIMUR II / KPP BATU
DENGAN STRUKTUR KOMPOSIT**

SURABAYA, JANUARI 2005

MENGETAHUI / MENYETUJUI

DOSEN PEMBIMBING



DR. Ir. TRIWULAN, DEA

NIP : 130.520.315

PROGRAM SARJANA (S1)

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2005

**MODIFIKASI DAN PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG KANTOR WILAYAH XII
DJP JAWA BAGIAN TIMUR II / KPP BATU
DENGAN STRUKTUR KOMPOSIT**

Disusun Oleh :
M. Luqman Ashari
NRP. 3102 109 615

ABSTRAK

Dalam Tugas Akhir ini dibahas mengenai desain struktur bangunan Gedung Kantor Wilayah XII DJP Jawa Bagian Timur II / KPP Batu yang berlokasi di Jalan S.Parman 100 Malang. Adapun data awal gedung terdiri dari 4 lantai dengan struktur atap dari baja, balok, kolom terbuat dari beton, dengan memodifikasi perencanaan menjadi struktur komposit baja-beton diharapkan ada suatu hasil perencanaan yang lebih baik. Spesifikasi bangunan di desain ulang menjadi 8 lantai dengan struktur atap baja. Tugas Akhir ini penulis hanya akan membahas perencanaan struktur gedungnya saja.

Dalam Tugas Akhir ini memakai asumsi analisa open frame, di mana rangka utamanya adalah balok dan kolom. Perhitungan struktur komposit adalah pada rangka utama (balok dan kolom). Perhitungan gording, ikatan angin, penggantung gording dan analisa struktur tangga menggunakan mekanika teknik biasa yang beban-bebannya ditransformasikan ke balok utama, di mana struktur tangga tersebut berada. Untuk analisa struktur utamanya dan kuda-kuda atap menggunakan bantuan program komputer SAP 2000.

Perencanaan struktur baja komposit nantinya akan diharapkan mampu menekan lamanya waktu pelaksanaan pekerjaan struktur, tanpa mengurangi mutu bangunan, juga diharapkan bangunan tersebut akan lebih baik dari segi mutu, biaya, dan waktu pelaksanaannya.

Kata Kunci : Komposit, Balok, Kolom, Gedung

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur kami panjatkan kehadirat Allah SWT, yang telah banyak memberikan rahmat dan hidayah-Nya serta kekuatan dan keteguhan iman, sehingga kami dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini dengan judul " Modifikasi dan Perencanaan Struktur Gedung Kantor Wilayah XII DJP Jawa Bagian Timur II / KPP Batu Dengan Struktur Komposit " yang terletak di Jalan S. Parman 100, Malang.

Dengan sendirinya penyusunan Laporan Tugas Akhir ini akan tidak lepas dari kesalahan-kesalahan maupun kekurangan-kekurangannya, mengingat keterbatasan pengetahuan maupun pengalaman kami sebagai mahasiswa. Untuk itu kami menantikan saran dan usul ke arah perbaikan dengan tangan terbuka dan senang hati. Sebagai penutup kami ucapkan terima kasih kepada mereka yang telah banyak memberikan bantuan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, yang terhormat :

1. Orang tua dan keluarga yang telah banyak memberikan dukungan moril maupun materiil untuk dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS., PhD., selaku Dekan FTSP ITS.
3. Bapak Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, M.Sc., PhD., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil ITS.
4. Ibu Dr. Ir. Triwulan, DEA., selaku Dosen Pembimbing yang telah banyak membantu dan membimbing kami dalam penyusunan Laporan Tugas Akhir ni.
5. Bapak Budi Suswanto ST, MT, selaku Dosen Wali.
6. Petugas Perpustakaan yang telah melayani kebutuhan kami akan buku-buku yang menunjang penyusunan Tugas Akhir ini.
7. Rekan-rekan mahasiswa yang telah banyak membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.

Demikian hasil laporan Tugas Akhir yang kami sajikan ini, dan semoga bermanfaat bagi semua pembaca, dan khususnya para mahasiswa yang akan mengambil Tugas Akhir bidang studi struktur baja.

Surabaya, Januari 2005

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
ABSTRAK	i
KATA PENGANTAR	
DAFTAR ISI	ii
DAFTAR GAMBAR	v
DAFTAR TABEL	viii
BAB. I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Permasalahan	1
1.3. Maksud dan Tujuan	2
1.4. Batasan Masalah	2
1.5. Metodologi Pembahasan	3
BAB. II DASAR TEORI	6
2.1. Umum	6
2.2. Sifat dan Karakteristik Baja	8
2.3. Filosofi Desain	10
2.4. Prosedur Desain	12
2.5. Analisa Struktur	12
2.6. Beban Kerja	13
2.7. Perencanaan Elemen Struktur	14
2.7.1. Perencanaan Balok Lentur	14
2.7.2. Perencanaan Balok Komposit	23
2.7.3. Perencanaan Kolom Komposit	31
2.7.4. Perencanaan Sambungan	34
2.8. Pondasi Tiang Pancang	36
BAB.III PERENCANAAN STRUKTUR ATAP	37
3.1. Perencanaan Struktur Atap	37
3.2. Data - Data Perhitungan	37
3.3. Desain Gording	37
3.4. Desain Penggantung Gording	43
3.5. Desain Ikatan Angin	45
3.6. Desain Kuda - Kuda	53

3.7. Desain Kolom Pendek	57
3.8. Desain Sambungan Baja	60
3.8.1. Sambungan A (Kuda - Kuda)	60
3.8.2. Sambungan B (Kuda - Kolom)	64
BAB. IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	68
4.1. Perencanaan Tangga	68
4.1.1. Perencanaan Plat Anak Tangga	69
4.1.2. Perhitungan pengaku Plat Anak Tangga	71
4.1.3. Perencanaan Balok Tangga	74
4.1.4. Perencanaan Balok Bordes	81
4.1.5. Desain Sambungan	84
4.2. Perencanaan Struktur Lantai	85
4.3. Perencanaan Balok Anak	89
4.4. Perencanaan Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk	95
4.5. Perencanaan Balok Lift	97
4.5.1. Perencanaan Balok Penggantung Lift	98
4.5.2. Perencanaan Balok Penumpu Lift	105
BAB. V PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA	113
5.1. Perhitungan Struktur Utama	113
5.2. Pembebaan	113
5.2.1. Beban Gravitasi	113
5.2.2. Beban Angin	115
5.2.3. Beban Gempa	115
5.3. Kontrol Batasan Simpangan (Drift)	120
5.4. Kontrol Kekuatan Penampang	125
5.4.1. Balok Utama Melintang	125
5.4.2. Balok Utama Memanjang	132
5.5. Kolom Komposit	140
5.6. Desain Sambungan	146
5.6.1. Sambungan Balok Melintang Dengan Kolom	146
5.6.2. Sambungan Balok Memanjang Dengan Kolom	151
5.6.3. Sambungan Balok Induk Dengan Balok Tangga	156
5.6.4. Sambungan Kolom Dengan Kolom	157
5.6.5. Desain Base Plate	161

BAB. VI PERENCANAAN PONDASI	165
6.1. Pondasi Tiang Pancang	165
6.1.1. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	165
6.1.2. Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	169
6.1.3. Perencanaan Penulangan Poer	172
6.1.4. Perhitungan Tulangan Geser	175
6.1.5. Kontrol Geser Ponds	175
6.2. Perencanaan Sloof Pondasi	178
6.2.1. Penulangan Lentur Pada Sloof	179
6.2.2. Penulangan Geser Pada Sloof	180
BAB. VII PENUTUP	181
7.1. Kesimpulan	181
7.2. Saran	182

DAFTAR PUSTAKA**LAMPIRAN****GAMBAR PERENCANAAN**

BAB. VI PERENCANAAN PONDASI	165
6.1. Pondasi Tiang Pancang	165
6.1.1. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	165
6.1.2. Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	169
6.1.3. Perencanaan Penulangan Poer	172
6.1.4. Perhitungan Tulangan Geser	175
6.1.5. Kontrol Geser Ponds	175
6.2. Perencanaan Sloof Pondasi	178
6.2.1. Penulangan Lentur Pada Sloof	179
6.2.2. Penulangan Geser Pada Sloof	180
BAB. VII PENUTUP	181
7.1. Kesimpulan	181
7.2. Saran	182

DAFTAR PUSTAKA**LAMPIRAN****GAMBAR PERENCANAAN**

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Diagram Tegangan-Regangan Baja (Tes Tarik).....	9
Gambar 2.2	Tegangan Balok Saat Dibebani Beban Lateral.....	15
Gambar 2.3	Distribusi Tegangan Pada Profil.....	16
Gambar 2.4	Prilaku Balok Saat Pembebanan.....	17
Gambar 2.5	Balok Dengan Penahan Lateral.....	18
Gambar 2.6	Zona Lateral Buckling.....	19
Gambar 2.7	Struktur Dengan Penahan Lateral.....	21
Gambar 2.8	Lebar Effektif Pada Plat.....	24
Gambar 2.9	Distribusi Tegangan Momen Positif.....	26
Gambar 2.10	Distribusi Tegangan Momen Negatif.....	27
Gambar 2.11	Balok Komposit Penuh Dengan Momen Positif.....	28
Gambar 2.12	Penghubung Geser Type Stud / Paku.....	30
Gambar 2.13	Penghubung Geser Type Canal.....	30
Gambar 2.14	Kolom Komposit Type Kolom Berselubung Beton.....	31
Gambar 2.15	Kolom Komposit Type Kolom Berintikan Beton.....	31
Gambar 3.1	Pemodelan Struktur Atap.....	38
Gambar 3.2	Analisa Gaya - Gaya Pada Gording.....	38
Gambar 3.3	Reaksi Gaya - Gaya Pada Gording.....	42
Gambar 3.4	Pemodelan Penggantung Gording.....	43
Gambar 3.5	Desain Gaya Pada Penggantung Gording.....	44
Gambar 3.6	Pemodelan Ikatan Angin.....	45
Gambar 3.7	Asumsi Distribusi penyaluran Beban.....	45
Gambar 3.8	Distribusi Penyaluran Beban Angin Atap.....	46
Gambar 3.9	Pembebanan Pada Kuda - Kuda Terhadap Beban Berfaktor.....	48
Gambar 3.10	Output SAP2000 Pada Kuda-Kuda Terhadap Kombinasi 1.....	49
Gambar 3.11	Output SAP2000 Pada Kuda-Kuda Terhadap Kombinasi 2.....	50
Gambar 3.12	Output SAP2000 Pada Kuda-Kuda Terhadap Kombinasi 3.....	51
Gambar 3.13	Output SAP2000 Pada Kuda-Kuda Terhadap Kombinasi 4.....	52
Gambar 3.14	Output SAP2000 Pada Kuda-Kuda Terhadap Kombinasi 3.....	53
Gambar 3.15	Bidang Momen Balok.....	54
Gambar 3.16	Output SAP2000 Pada Kuda-Kuda Terhadap Kombinasi 3.....	57
Gambar 3.17	Skets Gaya - Gaya Pada Sambungan Balok - Balok.....	60
Gambar 3.18	Skets Potongan A - A (Perletakan Baut).....	61
Gambar 3.19	Skets Gaya Tarik Baut Pada Potongan A - A.....	63
Gambar 3.20	Skets Gaya - Gaya Pada Sambungan Balok - Kolom.....	64

Gambar 3.21	Skets Potongan A - A (Perletakan Baut).....	64
Gambar 3.22	Skets Gaya Tarik Baut Pada Potongan A - A.....	67
Gambar 4.1	Sketsa Tangga.....	69
Gambar 4.2	Penampang Melintang Anak Tangga.....	69
Gambar 4.3	Penampang Melintang Anak Tangga.....	71
Gambar 4.4	Pembebanan Pada Anak Tangga.....	71
Gambar 4.5	Penampang Profil Pengaku Siku Anak Tangga.....	73
Gambar 4.6	Posisi Balok Tangga.....	74
Gambar 4.7	Pembebanan Pada Tangga Akibat Beban Mati.....	76
Gambar 4.8	Pembebanan Pada Tangga Akibat Beban Hidup.....	76
Gambar 4.9	Free Body dan Bidang Momen Portal Tangga.....	78
Gambar 4.10	Posisi Balok Bordes Tangga.....	81
Gambar 4.11	Gaya- Gaya Yang Terjadi Pada Balok Bordes & bid.D, M nya...	82
Gambar 4.12	Sambungan Balok Tangga Dengan Balok Tumpuan Tangga.....	84
Gambar 4.13	Sambungan Balok Tangga Dengan Balok Tumpuan Tangga.....	85
Gambar 4.14	Potongan Plat Atap.....	86
Gambar 4.15	Potongan Plat Lantai.....	87
Gambar 4.16	Potongan Plat Lantai Mesin Lift.....	88
Gambar 4.17	Beban Lantai Balok Anak.....	89
Gambar 4.18	Bidang D dan M Pada Balok Anak.....	90
Gambar 4.19	Garis Netral Balok Komposit.....	92
Gambar 4.20	Detail Sambungan Balok Anak & Balok Induk.....	95
Gambar 4.21	Detail Plat Siku Penyambung.....	97
Gambar 4.22	Denah Lift.....	98
Gambar 4.23	Beban Lantai Balok Penggantung Lift.....	99
Gambar 4.24	Sketsa Mekanika Perhitungan Balok Penggantung Lift.....	100
Gambar 4.25	Bidang D dan M Pada Balok Penggantung Lift.....	101
Gambar 4.26	Garis Netral Balok Komposit.....	102
Gambar 4.27	Beban Lantai Balok Penumpu Lift.....	106
Gambar 4.28	Sketsa Mekanika Perhitungan Balok Penumpu Lift.....	107
Gambar 4.29	Garis Netral Balok Komposit.....	109
Gambar 5.1	Beban Equivalent.....	114
Gambar 5.2	Bidang M,D,N Balok Melintang As B Frame 263.....	121
Gambar 5.3	Bidang M,D,N Balok Memanjang As 3 Frame 17.....	122
Gambar 5.4	Bidang M,D,N Kolom As B Frame 617.....	123
Gambar 5.5	Bidang M,D,N Kolom As 3 Frame 617.....	124
Gambar 5.6	Garis Netral Balok Komposit.....	127

Gambar 5.7	Distribusi Tegangan Momen Negatif.....	129
Gambar 5.8	Garis Netral Balok Komposit.....	134
Gambar 5.9	Distribusi Tegangan Momen Negatif.....	137
Gambar 5.10	Penampang Kolom Komposit.....	141
Gambar 5.11	Posisi Kolom Terhadap Balok.....	143
Gambar 5.12	Sambungan Kolom Dan Balok Melintang.....	146
Gambar 5.13	Gaya - Gaya Yang Bekerja Pada Profil T.....	148
Gambar 5.14	Sambungan Kolom Dan Balok Memanjang.....	151
Gambar 5.15	Gaya - Gaya Yang Bekerja Pada Profil T.....	153
Gambar 5.16	Sambungan Balok Tangga Dan Balok Utama.....	157
Gambar 5.17	Sambungan Las Pada Kolom Dan End Plate.....	158
Gambar 5.18	Sambungan Kolom Dengan Kolom.....	160
Gambar 5.19	Sambungan Las Pada Base Plate	161
Gambar 5.20	Desain Base Plate.....	163
Gambar 6.1	Diagram Untuk Mencari L.....	166
Gambar 6.2	Diagram Untuk Mencari f_b	167
Gambar 6.3	Perletakan Tiang Pancang.....	170
Gambar 6.4	Pembebanan Poer (Arah X).....	172
Gambar 6.5	Pembebanan Poer (Arah Y).....	174
Gambar 6.6	Geser Pons Akibat Dari Tiang Pacang.....	176
Gambar 6.7	Geser Pons Akibat Dari Kolom.....	177
Gambar 6.8	Posisi Perletakan Sloof.....	179
Gambar 6.9	Penampang Sloof daerah Tumpuan & Lapangan.....	180

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Tebal Las Minimum	36
Tabel 5.1. Pembagian Beban Gempa Nominal	118
Tabel 5.2. Perhitungan T1 Rayleigh Dalam Arah X	119
Tabel 5.3. Perhitungan T1 Rayleigh Dalam Arah Y	119
Tabel 5.4. Perhitungan Drift Lantai	120
Tabel 6.1. Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang Pancang	165
Tabel 6.2. Perhitungan Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang Pancang	168

BAB I

PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Di era globalisasi seperti saat ini keberadaan sebuah tempat untuk beraktifitas sangatlah dibutuhkan. Perkantoran adalah salah satu tempat yang dirasakan sangat perlu adanya, selain sebagai tempat melakukan aktifitas (bekerja) dimasa sekarang ini banyak investor yang mengembangkan usahanya di bidang bangunan, seperti perkantoran, perumahan, apartemen, perhotelan dan lain sebagainya. Gedung perkantoran sekarang ini semakin berkembang, dari mulai hanya berlantai satu sampai bangunan pencakar langit yang tingginya hingga mencapai ratusan meter dari tanah.

Bangunan-bangunan utama di perkotaan masih didominasi oleh penggunaan bahan beton sebagai bahan bangunan dasarnya, hal ini disebabkan selain karena struktur baja mempunyai kelemahan terhadap panas atau bahaya kebakaran. Pada dasarnya elemen baja cepat sekali leleh dibandingkan dengan beton, adanya faktor biaya perawatan terhadap baja yang cukup besar, sebagai contoh perawatan untuk mencegah bahaya karat atau korosi.

Jika kita melihat dari segi kualitas dan efisiensi waktu pekerjaan bangunan dengan struktur baja lebih menguntungkan. Karena kemampuan baja yang cukup besar untuk menahan kekuatan tarik dan tekan walaupun dari bahan baja dengan jenis yang paling rendah kekuatannya, juga mempunyai perbandingan kekuatan per-volume yang lebih tinggi dibandingkan dengan bahan-bahan bangunan lainnya yang umum dipakai seperti beton.

Penulisan tugas akhir ini mengenai desain struktur bangunan Gedung Kanwil XII DJP / KPP Batu yang berlokasi di jalan S. Parman 100 Malang dengan metode struktur komposit, yaitu menggunakan beton dan baja dengan proporsi yang sebanding, sehingga penulisan tugas akhir ini sebagai alternatif dari penyelesaian struktur gedung tersebut.

1.2 Permasalahan

Jenis struktur yang akan digunakan biasanya dipengaruhi oleh keadaan lapangan. Permasalahan yang dirasa penulis dalam proyek ini adalah keterbatasan ruang

yang tersedia untuk penempatan material. Keadaan ini menyebabkan penulis memilih metode konstruksi pabrikasi di mana sebagian besar pekerjaan dilakukan di tempat lain dan di lapangan hanya pemasangan saja. Adapun konsekuensi bahwa pelaksanaannya membutuhkan ketelitian yang tinggi agar penyambungan tidak bergeser dari yang direncanakan.

Permasalahan yang ada dan akan dibahas dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana menganalisa gaya-gaya dalam struktur tersebut.
2. Bagaimana merencanakan gedung dengan struktur baja dan struktur komposit.

1.3 Maksud dan Tujuan

Adapun tujuan penulisan tugas akhir ini sebagai berikut :

1. Merencanakan struktur atap, gording, kuda-kuda dengan baik.
2. Merancanakan struktur komposit baik balok maupun kolom dengan baik dan rasional dengan memenuhi syarat-syarat keamanan.
3. Merencanakan struktur bawah dalam hal ini pondasi maupun sloof dengan baik.

1.4 Batasan Masalah

Pembatasan masalah ini dilakukan agar pembahasan tidak terlalu melebar kepada persoalan lain. Di bawah ini adalah permasalahan-permasalahan yang akan diselesaikan dalam Tugas Akhir ini :

1. Perancangan struktur sekunder, yang terdiri dari :
 - struktur atap rangka baja menggunakan profil WF
 - pelat lantai dan pelat atap menggunakan pelat lantai combideck
 - struktur tangga baja menggunakan profil WF
 - struktur balok anak menggunakan profil WF
2. Perancangan struktur primer, yang terdiri dari :
 - struktur balok komposit baja-beton pada balok utama
 - struktur kolom menggunakan king cross yang di selubungi beton

3. Perhitungan sambungan yang meliputi sambungan balok-balok, kolom-balok dan kolom-kolom.
4. Desain struktur bawah yang terdiri dari perhitungan daya dukung pondasi tiang, kelompok tiang dan desain poer pondasi.

Dalam Tugas Akhir ini tidak menganalisa pelaksanaan pekerjaan struktur di lapangan dan analisa dari segi biaya.

Adapun data-data proyek yang digunakan penulis sebagai Tugas Akhir adalah sebagai berikut :

Nama proyek	: Sarana fisik Kanwil DJP / KPP Batu
Alamat proyek	: Jl. S. Parman No.100, Malang
Diskripsi proyek	: Proyek ini terdiri dari gedung 4 lantai + konstruksi atap baja. Direncanakan ulang menjadi gedung 8 lantai + konstruksi atap baja.
Struktur	: Beton bertulang dimodifikasi dengan struktur baja (Komposit).

Mengingat besarnya proyek tersebut maka pada Tugas Akhir ini penulis hanya akan membahas perencanaan gedung utama saja. Hal ini dilakukan tentu saja dengan tidak mengurangi bobot penilaian dari Tugas Akhir ini.

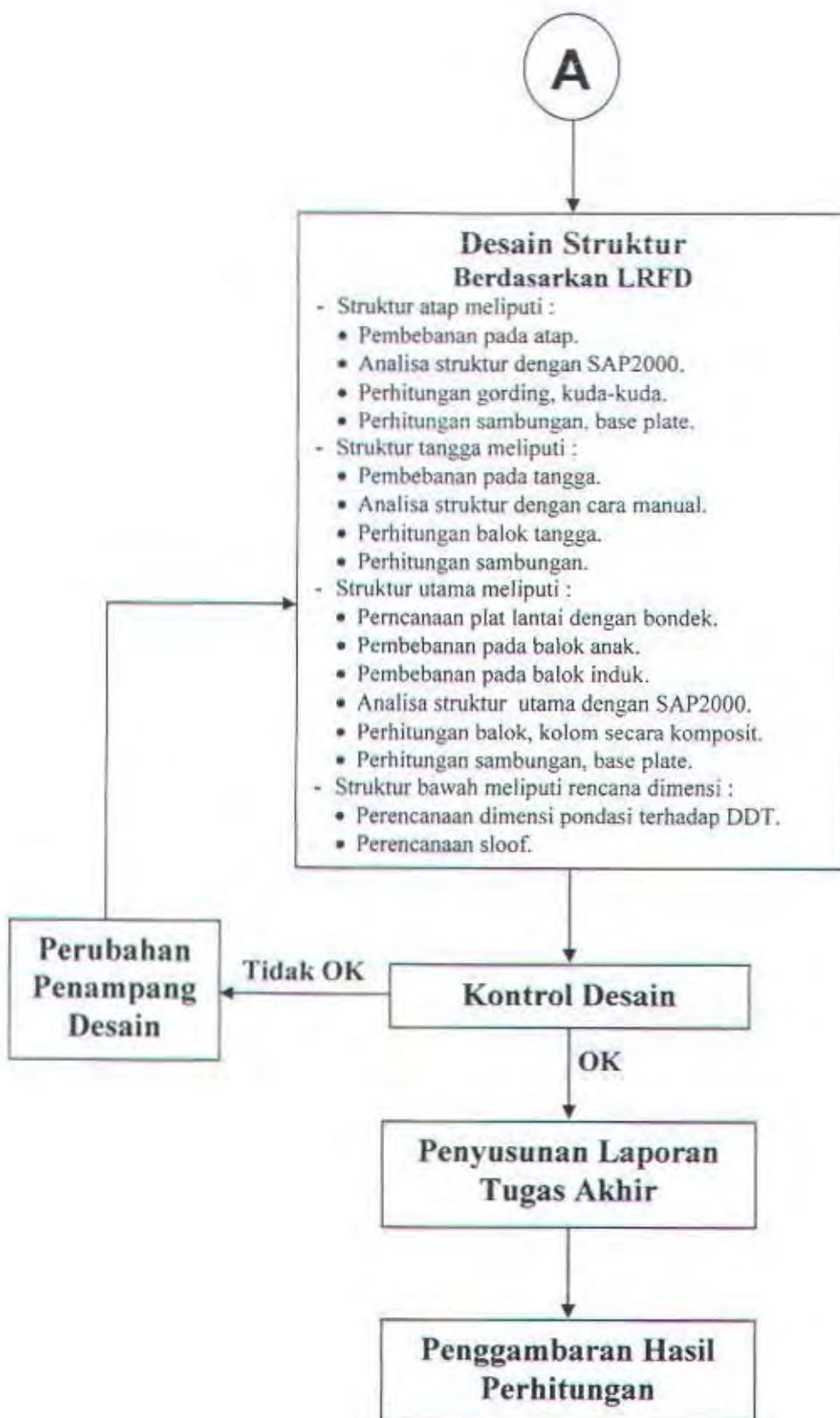
1.5 Metodologi Pembahasan

Dalam memperoleh hasil yang optimal maka langkah-langkah penyelesaian Tugas Akhir adalah sebagai berikut :

1. Pengumpulan data di lapangan berupa gambar-gambar konstruksi, denah, tampak,dan data tanah.
2. Studi Kepustakaan.
3. Penentuan rencana dimensi.
4. Pembebanan struktur.
5. Desain struktur menggunakan pedoman LRFD.
6. Analisa struktur dengan program bantu SAP 2000.
7. Kontrol terhadap hasil yang didapat.
8. Penyusunan laporan Tugas Akhir.
9. Penggambaran hasil perhitungan

Secara garis besar metode penyelesaian ini digambar sebagai flow chart di bawah ini :





BAB II

DASAR TEORI

BAB II

DASAR TEORI

2.1. Umum

Manusia telah menggunakan besi selama 5000 tahun. Pada zaman besi (*Iron Age*) dimulai pada 1000 tahun sebelum masehi di daerah Asia Barat dan Mesir. Baja merupakan turunan dari besi yang ditemukan secara tidak sengaja, saat penemuan besi yang dilakukan berulang-ulang dengan pembakaran dari arang. Yang kemudian tercampur oleh bahan karbon dari arang tersebut. Jadi baja merupakan material campuran antara besi murni dengan karbon berkadar 1 %.

Zaman baja dimulai pada saat Sir Henry Bessemer menemukan proses produksi baja yang lebih ekonomis pada pertengahan abad 19, saat itu ilmu pengetahuan tentang baja berkembang pesat, terlebih saat *Hooks* dan *Euler* mengembangkan sifat-sifat baja dan perilakunya pada saat dibebani. Atas dasar pengembangan itulah *Eiffel* dan *Roebling* berhasil mengembangkan struktur yang impresif pada akhir abad 19.

Peraturan pertama yang dikeluarkan oleh *American Railway Engineering Assosiation (AREA)* adalah pada tahun 1905, dan pada tahun 1921 *American Institute of Steel Construction (AISC)* mengeluarkan peraturan (*specification*) pertamanya.

Tujuan desain struktur baja pada dasarnya adalah membuat struktur yang aman agar terpenuhi fungsi bangunan tersebut. Di sini tampak sederhana jika yang digunakan sebagai patokan hanya aman dan berfungsi sesuai dengan yang diharapkan, tetapi akan menjadi kompleks apabila kata aman dan memenuhi fungsinya ini dijabarkan lebih lanjut. Aman merupakan masalah derajad, seberapa amankah bangunan yang akan dibangun, dan setiap desain pasti mengandung kemungkinan gagal. Jadi desain yang baik harus dapat memperhitungkan seberapa besar kegagalan yang dapat ditoleransi dan bagaimana penerapannya di lapangan. Jadi dapat diambil kesimpulan bahwa suatu desain struktur yang baik harus dapat memenuhi dan mengembangkan antara syarat fungsi, aman (*safety*), kemampuan layan (*serviceability*), dan ekonomis.

Desain struktur dapat didefinisikan sebagai campuran dari seni dan ilmu pengetahuan yang digabung dengan pengalaman intuitif perekayaan mengenai perilaku struktur dengan pengetahuan yang mendalam tentang prinsip-prinsip statika, dinamika, mekanika bahan, dan analisa struktur untuk menghasilkan suatu struktur yang aman dan ekonomis sesuai dengan fungsi yang diharapkan.

Desain merupakan suatu proses untuk mendapatkan penyelesaian optimum, dengan prioritas utama adalah keamanan. Desain bertujuan untuk menghasilkan suatu struktur yang stabil, kuat, mampu-layan, awet, dan memenuhi kriteria ekonomis, dan kemudahan pelaksanaan. Suatu struktur disebut stabil bila ia tidak mudah terguling, miring, atau bergeser, selama umur bangunan yang direncanakan. Suatu struktur disebut cukup kuat dan mampu-layan bila kemungkinan terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan kemampu layan selama masa hidup yang direncanakan adalah kecil dan dalam batas yang dapat diterima. Suatu struktur disebut awet bila struktur tersebut dapat menerima keausan dan kerusakan yang diharapkan terjadi selama umur bangunan yang direncanakan tanpa pemeliharaan yang berlebihan.

Kriteria umum untuk struktur dikatakan ekonomis jika :

- Biaya minimum
- Berat konstruksi minimum
- Waktu pelaksanaan konstruksi minimum
- Kebutuhan tenaga kerja minimum
- Biaya produksi minimum
- Efisiensi minimum dalam pelaksanaannya

Kriteria – kriteria tersebut saling berkaitan satu dengan yang lainnya, sehingga di dalam perencanaan harus dibandingkan satu dengan yang lainnya agar tercapai hasil yang optimum tanpa merubah nilai fungsi dan kemampuan layanannya.

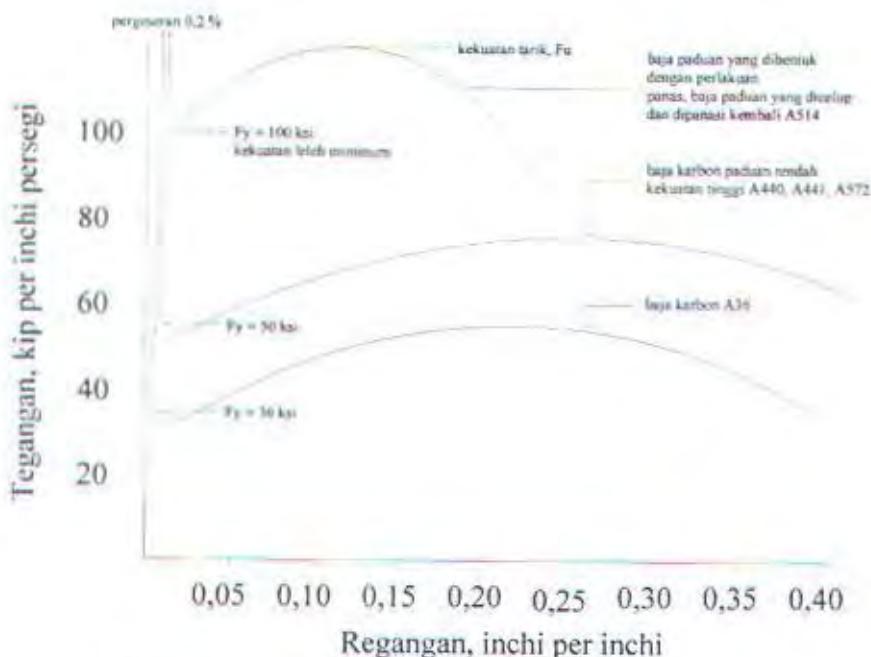
Dewasa ini digunakan 2 filosofi desain yaitu desain tegangan kerja dan desain kekuatan batas. Selama ± 100 tahun desain tegangan kerja menjadi filosofi utama dalam perencanaan struktur baja tetapi ± 25 tahun belakangan ini desain struktur telah bergeser menuju prosedur desain yang lebih rasional dan berdasarkan pada probabilitas yang disebut sebagai desain keadaan batas (*limit state*), yang meliputi

metode-metode yang umum disebut sebagai desain kekuatan batas, desain plastis, desain faktor beban, dan sekarang menjadi desain faktor resistensi beban (*Load Resistance Factor Design*).

2.2. Sifat dan Karakteristik Baja

Di dalam perencanaan (konstruksi), kita perlu mengetahui sifat – sifat material yang akan digunakan (baja), sehingga dapat dihasilkan perencanaan yang optimum.

Sifat dan karakteristik baja dapat digambarkan melalui diagram tegangan dan regangan pada gambar 2.1. Diagram tegangan-regangan tersebut diperoleh dari hasil tes tarik pada beberapa material baja dengan mutu berbeda. Pada baja mutu tinggi (A514) kurva tegangan-regangan tidak menunjukkan adanya tegangan leleh (σ_y) namun kurva membentuk garis linier dan langsung putus (getas). Sifat baja A514 ini lain dengan sifat baja mutu rendah (A36), dimana kurvanya menunjukkan garis linier hingga mencapai tegangan leleh (σ_y), kemudian membentuk garis lurus mendatar dan naik lagi, baru kemudian putus. Untuk mengetahui nilai tegangan leleh (σ_y) pada baja mutu tinggi dapat dilakukan dengan menggunakan $\sigma_{0.2}$ (mutu baja 0.2), artinya bila baja dibebani akan terbentuk suatu regangan, bila beban tadi diambil maka ada sisanya regangan sebesar 0.2 % (tidak kembali seperti kondisi semula). $\sigma_{0.2}$ ini ekuivalen dengan σ_y . Pada baja lunak digunakan nilai σ_y itu sendiri (Amerika), misalnya baja A36 memiliki nilai $\sigma_y = 36$ ksi. Sedangkan di Indonesia berdasarkan nilai σ_u (tegangan ultimit), misalnya BJ 37 menunjukkan baja dengan σ_y sebesar 37 kg/mm^2 .



Gambar 2.1 Diagram Tegangan-Regangan Baja (Tes Tarik)

Berdasarkan kurva tegangan-regangan baja lunak tampak ada daerah yang membentuk suatu garis lurus / linier, daerah ini disebut daerah linier elastis. Pada daerah ini menunjukkan hubungan tegangan-regangan adalah bila beban terus ditingkatkan maka baja akan mengalami perpanjangan (Δ regangan) secara linier dengan kenaikan beban. Kemiringan garis ini ($\tan \alpha$) menyetakan besarnya nilai modulus elastisitas atau sering disebut dengan modulus young (E).

Pada baja yang memiliki tegangan leleh (σ_y), seperti ditunjukkan pada kurva (a) dan (b) pada gambar 2.1 keadaan regangan yang besar dengan tegangan konstan disebut daerah plastis. Daerah plastis ini dapat digunakan sebagai acuan perencanaan (metode plastis) untuk menentukan kekuatan plastis atau sering disebut dengan kekuatan batas atau maksimum.

Apabila regangan yang terjadi menjadi lebih besar 15 sampai 20 kali dari regangan elastis maksimum, maka tegangan akan kembali naik tetapi kemiringannya ($\tan \alpha$) lebih kecil jika dibandingkan dengan kemiringan di daerah elastis. Kenaikan kekuatan ini disebut sebagai pengerasan regangan (strain hardening) dan kemiringan ($\tan \alpha$) pada daerah ini dikenal sebagai modulus pengerasan regangan (E_{st}). Pemakaian daerah pengerasan regangan tidak umum digunakan dalam perencanaan.

Kurva tegangan-regangan juga menunjukkan sifat daktiliaj baja. Daktilitas didefinisikan sebagai jumlah regangan permanen, yaitu regangan yang melampaui batas proporsional (tegangan leleh) sampai titik patah. Besar daktilitas dari hasil tes tarik baja dapat dihitung dengan membandingkan luas penampang lintang akhir dengan luas penampang semula (dalam %). Daktilitas penting karena memungkinkan terjadinya kelelahan setempat akibat tegangan yang besar, sehingga distribusi tegangan dapat berubah. Perencanaan berdasarkan kelakuan kekuatan batas memerlukan daktilitas bawaan (inherent) yang besar, terutama untuk mengakomodasi tegangan di dekat lubang atau perubahan bentuk batang yang mendadak, serta untuk perencanaan sambungan.

2.3. Filosofi Desain

Pada dasarnya perencanaan struktur konstruksi harus mampu menyediakan cadangan kekuatan terhadap dua kemungkinan, yaitu :

- Kelebihan beban (overload) yang dapat terjadi sewaktu – waktu karena perubahan nilai fungsi dari konstruksi tersebut.
- Kekurangan kekuatan (under strength), biasanya hal ini disebabkan oleh penyimpangan – penyimpangan dimensi maupun mutu dari material yang digunakan dalam asumsi perencanaan struktur. Sehingga di dalam merencanakan suatu struktur konstruksi harus dipertimbangkan adanya toleransi terhadap material yang digunakan.

Secara umum ada tiga filosofi di dalam pendekatan desain yang umum digunakan, yaitu :

1. Metode Elastis

Metode ini berdasarkan beban kerja, dimana beban kerja yang terjadi harus lebih kecil dari tegangan kerja yang diijinkan. Secara umum persamaan desain dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{F_S}$$

2. Metode Plastis

Penggunaan metode ini mengacu pada sifat daktil baja, dimana masih ada kekuatan cadangan di atas kekuatan elastis. Perencanaan dengan menggunakan

metode plastis ini ekivalen dengan mekanisme keruntuhan (collapse mechanism), yaitu : struktur direncanakan sedemikian rupa hingga struktur tersebut tidak mempunyai kemampuan lagi dalam memikul beban, kondisi ini dikatakan bahwa struktur telah mencapai keruntuhan (sering disebut dengan Mekanisme Keruntuhan). Hal ini yang menjadi batasan kekuatan struktur di dalam perencanaan. Secara umum perumusan pada desain pada metode ini adalah :

$$LF.(Q) \leq R_n$$

3. Metode LRFD (Load and Resistance Factor Design)

Metode ini berdasarkan pada konsep “Keadaan Batas” (limit state), yaitu : suatu keadaan dimana struktur atau elemen struktur di desain sampai menunjukkan perilaku tidak dapat berfungsi lagi.

Ada dua kategori yang menyatakan keadaan batas (limit state) :

- Strength limit state : Kemampuan struktur memikul beban
- Serviceability limit state : Kelakuan struktur memikul beban

Secara umum perumusan untuk pendekatan desain metode LRFD ini dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\phi R_n \geq \gamma_0 \sum \gamma_i Q_i$$

Ruas kiri menyatakan kekuatan nominal R_n yang dikalikan dengan faktor reduksi kapasitas (undercapacity) ϕ , yaitu bilangan yang lebih kecil dari 1,0 untuk memperhitungkan ketidakpastian dalam besarnya daya tahan (resistance uncertainties). Ruas kanan merupakan jumlah hasil kali akibat pengaruh beban Q_i dan faktor kelebihan beban (overload) γ_i . Jumlah hasil kali ini dikalikan dengan faktor analisa γ_0 (bilangan lebih besar dari 1,0) untuk memperhitungkan ketidakpastian dalam analisa struktur. Misalnya :

- Portal kaku tiga dimensi dianalisa dengan sistem dua dimensi
- Sambungan sering dianggap sederhana (sendi) atau kaku (jepit), sedangkan sesungguhnya berada di antara keduanya.

Secara konvensional, faktor ϕ bisa dipindahkan keruas kanan menjadi penyebut sehingga didapatkan faktor keamanan.

2.4. Prosedur Desain

Untuk menghasilkan desain struktur yang optimum, maka perlu adanya prosedur di dalam perencanaan. Secara garis besar prosedur perencanaan ini adalah sebagai berikut :

1. Perancangan, yaitu : penetapan fungsi yang harus dipenuhi oleh struktur, maka di dalam perencanaan harus ditetapkan spesifikasi yang akan digunakan untuk memperoleh hasil desain yang optimum.
2. Konfigurasi struktur prarencana, yaitu penataan letak elemen agar sesuai dengan fungsi dalam langkah – 1.
3. Penentuan beban yang harus dipikul oleh struktur, hal ini berkaitan dengan fungsi dari konstruksi yang direncanakan.
4. Pemilihan batang prarencana. Berdasarkan keputusan yang diambil pada langkah 1, 2 dan 3, pemilihan ukuran batang dilakukan untuk memenuhi kriteria obyektif seperti berat konstruksi atau besar kecilnya biaya yang akan timbul.
5. Analisa. Analisa struktur dimaksudkan untuk mengetahui aman (tidak berlebihan) atau tidaknya elemen – elemen yang telah dipilih pada konstruksi, termasuk pemeriksaan faktor keamanan dan stabilitas untuk sambungan.
6. Penilaian. Setelah dinyatakan aman pada tahap analisa, maka perlu dilakukan penilaian kembali (cost) apakah desain struktur konstruksi yang dihasilkan bernilai ekonomis (tanpa mengurangi fungsi dan faktor keamanan).
7. Perencanaan ulang. Bila struktur konstruksi tersebut dinyatakan tidak ekonomis pada tahap penilaian, maka langkah 1 sampai 6 perlu diulang kembali.
8. Keputusan akhir. Penentuan optimum dan tidaknya perencanaan telah dilakukan.

2.5. Analisa Struktur

Tujuan analisa struktur ini adalah untuk mengetahui gaya – gaya yang timbul pada elemen struktur akibat beban – beban yang bekerja. Gaya – gaya tersebut

adalah gaya geser, gaya aksial, momen lentur dan momen puntir. Selain itu juga untuk mengetahui besarnya pergeseran lateral Δ , atau sering disebut dengan drift.

Perhitungan analisa struktur ini dilakukan dengan menggunakan alat bantu berupa software (SAP2000).

2.6. Beban Kerja

Perencanaan pembebanan pada struktur ini berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 , PPTGIUG 1987 dan PPKGURG 1987

Pembebanan tersebut antara lain :

1. Beban Mati

Beban mati adalah beban kerja akibat gravitasi yang tetap posisinya, disebut demikian karena bekerja terus menerus kearah bumi tempat struktur didirikan. Berat struktur dipandang sebagai beban mati, demikian pula perlengkapan – perlengkapan ada pada struktur.

2. Beban Hidup

Beban hidup juga merupakan beban gravitasi, tetapi tidak permanen seperti beban mati. Beban jenis ini mungkin akan bekerja pada struktur pada saat tertentu dalam umur bangunan atau dapat pula bekerja selama umur bangunan dan lokasinya tidak tetap, seperti beban furnitur, peralatan dan penghuni bangunan. Besarnya beban hidup tidak semudah menentukan beban mati, dan biasanya harus diperkirakan besarnya. Dalam beberapa kasus, elemen struktur harus diteliti untuk beragam posisi dari beban hidup sehingga sebuah situasi kegagalan yang potensial terjadi tidak diabaikan.

3. Beban Hujan

Beban hujan ini dapat dikategorikan sebagai beban hidup, tetapi pada umumnya diperhitungkan secara terpisah. Beban akibat hujan ini hanya membebani struktur bagian atas (atap).

4. Beban Angin

Beban angin dihitung sebagai tekanan atau hisapan pada permukaan luar konstruksi. Beban ini juga dikategorikan sebagai beban hidup. Beban angin hanya diperhitungkan untuk bangunan tinggi, sedangkan untuk bangunan

yang rendah beban angin tini tidak perlu diperhitungkan. Beban angin sangat berpengaruh sekali terhadap drift (pergeseran akibat goyangan).

5. Beban Gempa

Gempa bumi dapat menimbulkan pergerakan dalam arah mendatar atau vertikal, dengan besar gerak vertikal yang umumnya lebih kecil dari arah mendatar. Karena gerak mendatar mengakibatkan pengaruh yang besar, maka pengaruh pergerakan ini biasa disebut sebagai beban gempa. Perencanaan beban gempa yang digunakan didalam perencanaan ini mengacu pada SNI 03 – 1726 – 2002

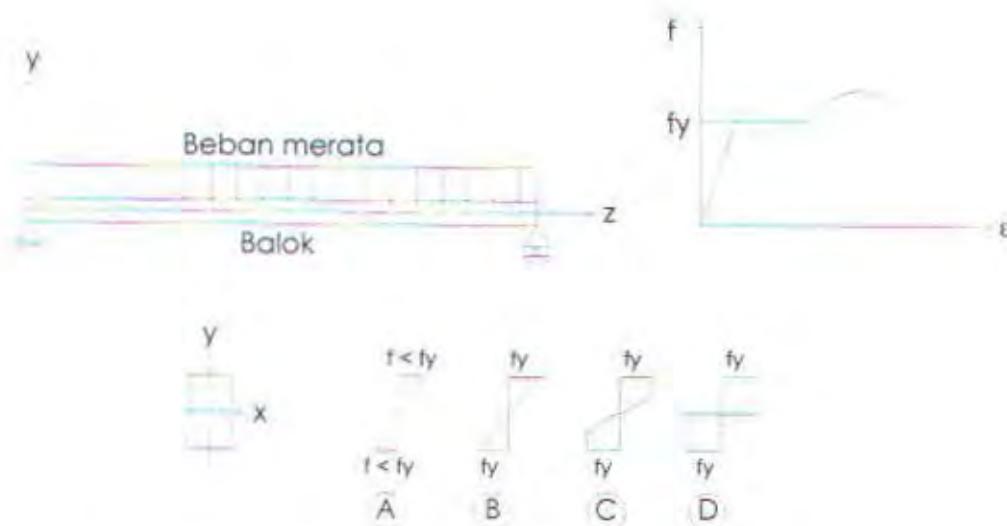
Berdasarkan metode LRFD, maka struktur baja harus mampu memikul beban – beban seperti tersebut diatas dengan kombinasi sebagai berikut :

- 1,4 D
- 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (La atau H)
- 1,2 D + 1,6 (La atau H) + (γ_{LL} atau 0,8 W)
- 1,2 D + 1,3 W + γ_{LL} + 0,5 (La atau H)
- 1,2 D + 1,0 E + γ_{LL}
- 0,9 D - (1,3 W atau 1,0 E)

2.7. Perencanaan Elemen Struktur

2.7.1. Perencanaan Balok Lentur

Balok merupakan salah satu elemen dari suatu struktur bangunan yang menerima beban lentur atau beban lateral (beban tegak lurus arah memanjang bentang). Prilaku balok bila dibebani oleh beban lentur atau lateral dapat digambarkan seperti pada gambar 2.2.



Gambar 2.2 Tegangan Balok Saat Dibebani Beban Lateral

Bila balok dibebani oleh beban lateral, maka akan terjadi momen lentur yang akan menimbulkan tegangan pada profil balok. Bila beban ditingkatkan terus menerus, maka tegangan yang terjadi akan berubah (kondisi A, B, C, D).

- A. Tegangan maksimum lebih kecil dari tegangan leleh bahan ($f < f_y$).
- B. Tegangan maksimum akan terjadi, dimana tegangan maksimum sama dengan tegangan lelehnya ($f_{mak} = f_y$) → Batas Elastis.
- C. Tegangan leleh tidak hanya terjadi pada titik ekstrim saja.
- D. Seluruh penampang telah terjadi tegangan leleh → Tegangan Batas.

Pada batas plastis (kondisi B), momen yang terjadi disebut dengan momen leleh (M_y), sedangkan pada batas plastis (kondisi D) momen yang terjadi disebut dengan momen plastis (M_p). Nilai dari momen leleh maupun momen plastis dapat dilihat pada gambar 2.3.



Gambar 2.3 Distribusi Tegangan Pada Profil

Nilai momen leleh adalah tegangan yang terjadi dikalikan dengan luasan profil dan dikalikan dengan jarak kopelnya.

$$\begin{aligned} My &= \int_A f \cdot dA \cdot y \\ &= 2 \cdot \int_0^{d/2} \frac{f_y}{dA} \cdot y^2 \cdot dA \\ &= \frac{f_y}{d/2} \cdot I_x \\ My &= f_y \cdot S_x \end{aligned} \quad \begin{aligned} f &= \frac{y}{d/2} \cdot f_y \\ I_x &= 2 \int_0^{d/2} y^2 \cdot dA \\ S_x &= \frac{I_x}{d/2} \\ S_x &= \text{Elastis Modulus} \end{aligned}$$

Sedangkan momen pada kondisi plastis, secara prinsip sama dengan cara mencari besar nilai momen pada kondisi elastis, hanya pada kondisi plastis nilai f sama dengan f_y .

$$\begin{aligned} My &= \int_A f \cdot dA \cdot y \\ &= f_y \cdot 2 \int_0^{d/2} y \cdot dA \\ Z_x &= 2 \int_0^{d/2} y \cdot dA \\ Z_x &= \text{Plastis Modulus} \end{aligned}$$

$$My = f_y \cdot Z_x$$

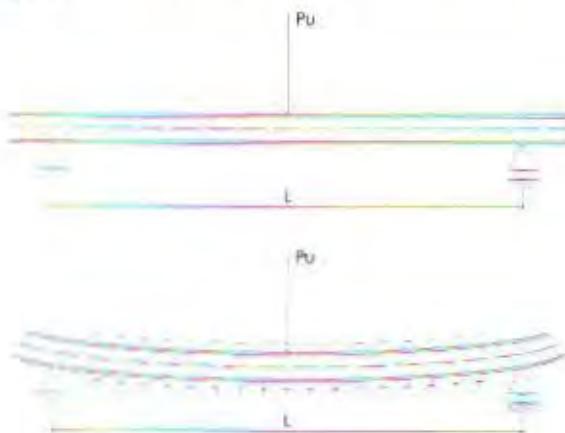
Faktor bentuk untuk penampang profil diatas dapat di ketahui dengan cara membandingkan antara momen plasti (M_p) dengan momen leleh (My).

$$\zeta = \frac{M_p}{M_y} = \frac{f_y \cdot Z_x}{f_y \cdot s_x} = \frac{\frac{1}{4} \cdot b \cdot d^2}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot d^2} = 1,50$$

Sedangkan nilai faktor bentuk (ζ) untuk profil WF antara 1,10 ~ 1,20.

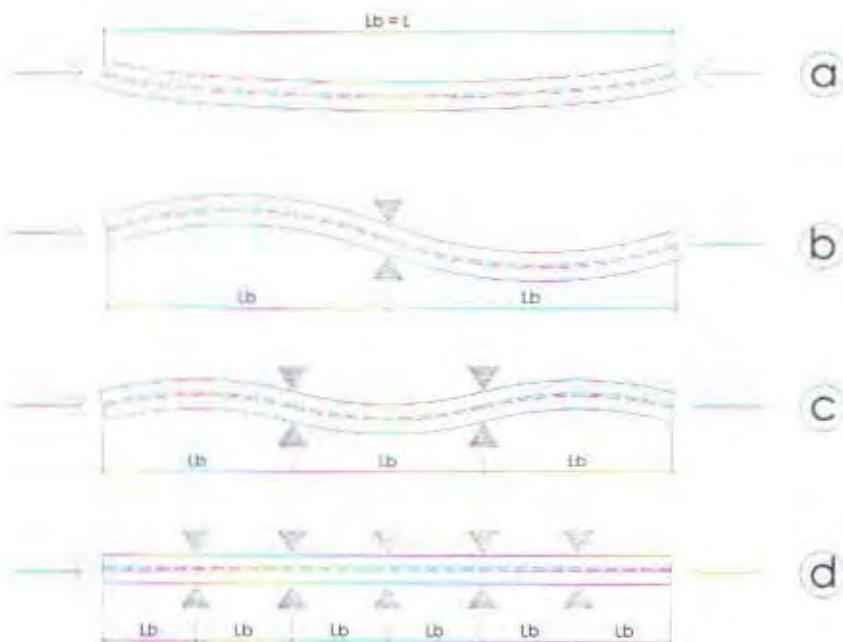
Pengaruh Tekuk Lateral (Lateral Buckling)

Apabila balok dibebani dengan beban grafitasi, maka balok akan melentur (Gambar 2.4), dimana pada bagian bawah profil akan mengalami tegangan tarik, sedangkan pada bagian atas balok akan mengalami tegangan tekan (seperti pada kolom). Untuk mendapatkan kemampuan maksimal dari balok tersebut, maka I_x harus lebih besar dari I_y ($I_x >> I_y$). Pada kondisi $I_x > I_y$, maka akan terjadi perlemahan terhadap tekuk kesamping (arah sumbu y). Penekukan ini sering disebut dengan "tekuk lateral".



Gambar 2.4 Prilaku Balok Saat Pembebanan

Beban yang menyebabkan terjadinya tekuk lateral pada umumnya jauh lebih kecil jika dibandingkan dengan beban yang menyebabkan kegagalan lentur vertikal. Untuk mengatasi terjadinya tekuk lateral ini maka diperlukan adanya penahan lateral, seperti pada gambar 2.5. Semakin kecil jarak pemasangan penahan lateral (L_b), maka beban yang mengakibatkan terjadinya kegagalan lateral semakin besar. Pada L_b mencapai nilai tertentu kegagalan akibat tekuk laterak tidak terjadi.



Gambar 2.5 Balok Dengan Penahan Lateral

Dalam perhitungan jarak penahan lateral (lateral bracing) seperti pada gambar 2.6 pada balok ada tiga kategori (LRFD Pasal 8.3), yaitu :

- *Bentang pendek*

Untuk komponen struktur yang memenuhi $Lb \leq L_p$, kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah $M_n = M_p$ (Zona I → Plastic Buckling).

- *Bentang menengah*

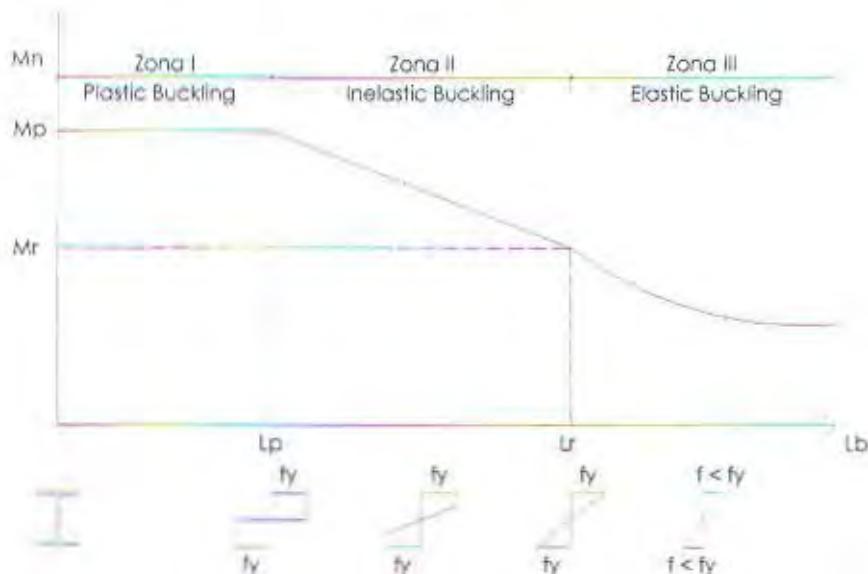
Untuk komponen struktur yang memenuhi $L_p < Lb \leq L_r$, kuat nominal komponen struktur terhadap lentur adalah $M_n \leq M_p$ (Zona II → Inelastic Buckling).

- *Bentang panjang*

Untuk komponen struktur yang memenuhi $L_r < Lb$, kuat nominal komponen struktur terhadap lentur adalah $M_n < M_r = M_{cr}$.

Keterangan :

- Lb : Panjang bentang antara dua pengikat lateral yang berdekatan.
- Lp : Panjang bentang maksimum untuk balok yang mampu menerima momen plastis.
- Lr : Panjang bentang minimum untuk balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsional lateral.
- Mn : Kuat lentur nominal balok.
- Mr : Momen batas tekuk.
- Mp : Momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh.
- Mc_r : Momen kritis terhadap tekuk torsional lateral.



Gambar 2.6 Zona Lateral Buckling

Zona I (Plastic Buckling → Lb kecil / pendek)

Kalau sayap tertekan balok ditahan menerus → Lb = 0 atau Lb ≤ Lp, balok dapat dibebani sampai seluruh balok penampangnya mencapai tegangan leleh (f_y), tanpa tekuk lateral. Nilai L_p tergantung dari ukuran penampang profil dan mutu baja (f_y). Untuk perhitungan L_p dan L_r dapat dilihat pada LRFD Tabel 8.3-2.

Kuat nominal momen balok : Mn = Mp = f_y . Z ≤ 1,5 . My (My = S . f_y)

Kuat rencana momen : Mu = φ Mn → φ = 0,90

Zona II (Inelastic Buckling → Lb menengah)

Jarak penahan lateral $\rightarrow L_p < L_b \leq L_r$

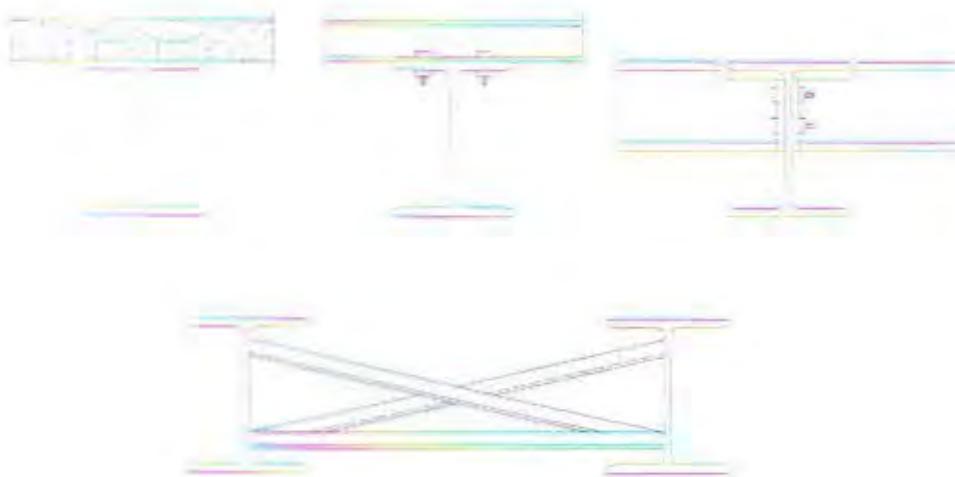
- Kegagalan balok terjadi karena tekuk lateral, penampang balok tidak seluruhnya mencapai tegangan leleh (f_y) \rightarrow tekuk inelastis.
- Semakin besar L_b , semakin kecil / sedikit penampang yang mencapai tegangan leleh.
- Pada jarak L_b tertentu, hanya titik - titik ekstrim yang mengalami tegangan leleh (f_y), jarak ini disebut dengan L_r . Besar dan kecilnya nilai L_r ini dipengaruhi oleh : ukuran penampang balok, mutu baja (f_y) dan tegangan sisa (f_r), dimana nilai $F_r = 70$ Mpa untuk profil balok buatan pabrik (hot rolled) dan $F_r = 115$ Mpa untuk profil balok buatan.

Zona III (Elastic Buckling → Lb besar / panjang)

Jarak penahan lateral (L_b) mencapai lebih besar dari $L_r \rightarrow L_b > L_r$.

- Kegagalan balok terjadi karena tekuk lateral, penampang balok tidak ada yang mencapai tegangan leleh (f_y) \rightarrow tekuk elastis.
- Bila L_b semakin besar, momen yang dapat diterima semakin kecil.
- Bila momen yang bekerja pada balok bertambah, maka lendutan kearah lateral juga semakin besar dan akhirnya mencapai M_{cr} .
- Pada kondisi ini balok akan mengalami torsional lateral buckling, yaitu penampang balok akan terpuntir dan sayap tertekan akan tertekuk kearah lateral.
- M_{cr} ini didapatkan dari : tahanan puntir (torsional resistance) dan tahanan warping (warping resistance).

Beberapa contoh penahan lateral dapat dilihat pada gambar 2.7.



Gambar 2.7 Struktur Dengan Penahan Lateral

Pengaruh Tekuk Lokal (Local Buckling)

Selain pengaruh lateral buckling, local buckling juga dapat mempengaruhi kekuatan nominal lentur pada penampang. Lateral buckling ini diatur didalam LRFD Pasal 8.2. Ada tiga macam kategori local buckling, yaitu :

- Jika $\lambda \leq \lambda_p$ termasuk kategori penampang kompak.

$$M_n = M_p = z \cdot f_y$$

- Jika $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ termasuk kategori penampang tidak kompak.

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \cdot \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

dimana : $M_r = s \cdot (f_y - f_r)$

s = modulus penampang elastis

f_r = tegangan sisa / residu

- Jika $\lambda > \lambda_r$ termasuk kategori penampang langsing.

$$M_n = M_r \cdot \left(\frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2$$

λ adalah perbandingan lebar dan tebal elemen plat, sedangkan batasan λ_p dan λ_r dapat dilihat pada LRFD Tabel 7.5-1.

Kuat Nominal Geser

Kuat geser balok sangat dipengaruhi oleh tinggi penampang badan (h) dan tebal plat badan (tw). Kekuatan geser pada balok ini diatur di dalam LRFD Pasal 8.8.

Kekuatan geser balok harus cukup memenuhi :

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow \text{dimana } \phi = 0,9 \text{ (LRFD Tabel 6.4-2)}$$

Kuat nominal (V_n) plat badan dapat dihitung berdasarkan tiga kondisi, yaitu :

- Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel (h/tw) memenuhi :

$$(h/tw) \leq 1,10 \sqrt{\frac{kn.E}{f_y}}$$

Pada kondisi ini plat badan mengalami kelelahan → Plastis, sehingga kuat nominal gesernya adalah : $V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w$

- Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel (h/tw) memenuhi :

$$1,10 \sqrt{\frac{kn.E}{f_y}} \leq (h/tw) \leq 1,37 \sqrt{\frac{kn.E}{f_y}}$$

Pada kondisi ini plat badan mengalami tekukan → Inelastic Buckling, sehingga kuat nominal gesernya adalah :

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot \frac{1,10 \sqrt{(kn.E)/f_y}}{(h/tw)}$$

- Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel (h/tw) memenuhi :

$$(h/tw) \geq 1,37 \sqrt{\frac{kn.E}{f_y}}$$

Pada kondisi ini plat badan mengalami tekuk elastis → Elastic Buckling,

sehingga kuat nominal gesernya adalah : $V_n = 0,9 \cdot A_w \cdot \frac{kn.E}{(h/tw)^2}$

Dimana : h = tinggi bersih plat badan

a = jarak pengaku vertikal plat badan

tw = tebal plat badan

E = modulus elastisitas (200000 Mpa)

f_y = tegangan leleh (Mpa)

A_w = luas penampang plat badan penuh ($A_w = d \cdot tw$)

$$kn = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (\text{untuk balok tanpa pengaku vertikal plat badan } kn = 5)$$

Kontrol Lendutan (Defleksi)

Batasan lendutan atau defleksi pada baja telah diatur di dalam LRFD Pasal 6.4. Lendutan diperhitungkan berdasarkan hal – hal sebagai berikut :

- Lendutan yang besar dapat mengakibatkan rusaknya barang – barang atau alat – alat yang di dukung oleh balok tersebut.
- Penampilan dari suatu struktur akan menjadi rusak atau kurang dari segi estetika dengan adanya lendutan yang terlalu besar.
- Lendutan yang terlalu besar akan menimbulkan rasa tidak nyaman bagi pemakai jasa bangunan tersebut.

Perhitungan lendutan pada balok berdasarkan beban kerja yang dipakai di dalam perhitungan struktur → bukan beban berfaktor. Besarnya lendutan dapat dihitung dengan rumus :

$$f_{\text{maks}} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad \rightarrow \text{untuk beban terbagi merata}$$

$$f_{\text{maks}} = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad \rightarrow \text{untuk beban terpusat ditengah bentang}$$

Sedangkan perhitungan lendutan untuk balok statis tak tentu digunakan rumus pendekatan sebagai berikut :

$$f_{\text{maks}} = \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} [Ms - 0,10(Ma + Mb)] \quad \text{dimana : } Ma, Mb = \text{Momen tumpuan}$$

Ms = momen lapangan

2.7.2. Perencanaan Balok Komposit

Pada perencanaan balok di dalam tugas akhir ini menggunakan asumsi balok komposit penuh, yaitu asumsi dimana balok baja dan plat beton bekerja secara senergi dan sebagai pengikat antara balok baja dengan plat beton digunakan shear connector.

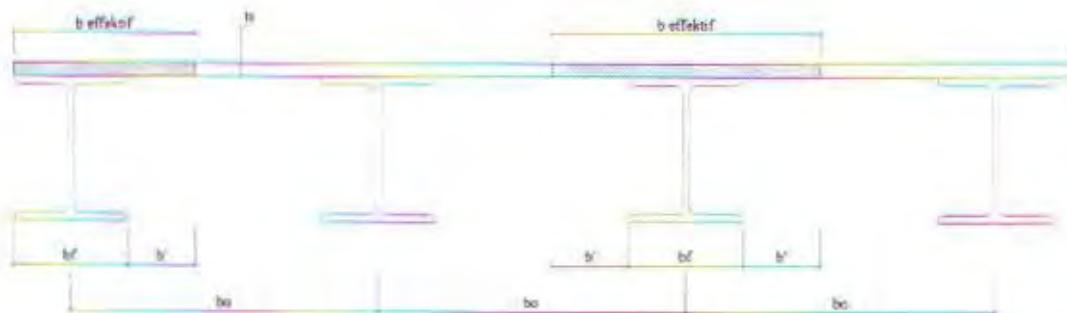


Lebar Efektif

Analisa untuk lebar efektif melibatkan teori elastisitas yang diterapkan pada plat, dengan lebar flens lebar tak hingga dan tebal relatif kecil dibandingkan dengan kedalaman balok / tinggi balok. Gaya tekan yang dipikul oleh sistem ekuivalensi harus sama dengan yang dipikul oleh sistem sesungguhnya.

Penyederhanaan praktis untuk keperluan desain dalam perhitungan beban layanan maupun perhitungan kekuatan nominal, lebar efektif plat lantai yang membentang pada masing – masing sisi dari sumbu balok seperti digambarkan pada gambar 2.8, adalah :

- Untuk gelagar interior $b_E \leq \frac{L}{4}$
 $b_E \leq b_o \rightarrow$ untuk jarak balok yang sama
 $b_E \leq b_f + 16t_s$
- Untuk gelagar eksterior $b_E \leq \frac{L}{12} + b_f$
 $b_E \leq \frac{1}{2}b_o + \frac{1}{2}b_f$
 $b_E \leq b_f + 16t_s$



Gambar 2.8 Lebar Efektif Pada Plat

Kekuatan Lentur Balok Komposit dengan Penghubung Geser ($\text{Ø}b, Mn$)

(LRFD Pasal 12.4.2)

- Kekuatan lentur positif

- Penampang berbadan kompak $\left(\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \right)$

Kekuatan lentur positif dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastis ($\phi_b = 0,85$).

- Penampang berbadan tidak kompak $\left[\frac{h}{tw} \geq \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \right]$

Kekuatan lentur positif dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan elastis ($\phi_b = 0,85$). Pada kondisi ini, kekuatan lentur batas penampang ditentukan oleh terjadinya leleh pertama ($\phi_b = 0,90$).

b. Kekuatan lentur negatif (LRFD Pasal 12.4.2.2 ~ 12.4.2.3)

- Kekuatan lentur negatif dihitung dengan mengabaikan aksi komposit. Jadi kekuatan lentur negatif penampang komposit sama dengan kekuatan lentur negatif penampang baja saja ($\phi_b = 0,90$).
- Sebagai alternatif, untuk balok dengan penampang kompak dan tidak langsing, kekuatan lentur negatif dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastis dengan ikut mempertimbangkan pengaruh tulangan baja disepanjang lebar effektif plat beton ($\phi_b = 0,85$).

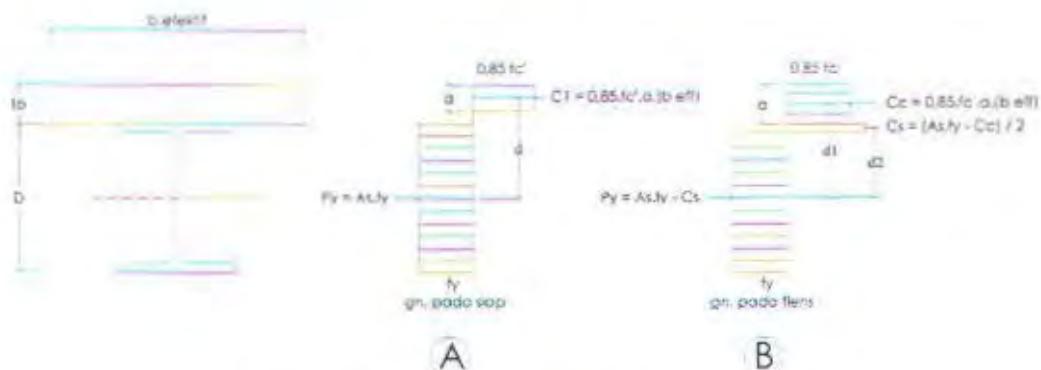
Metode Kekuatan Batas Pada Balok Komposit

Kekuatan batas pada penampang komposit tergantung dari kekuatan leleh dan sifat balok baja, kekuatan plat beton dan kapasitas interaksi penyambung geser yang menghubungkan balok dengan plat.

Kekuatan batas dinyatakan di dalam kapasitas momen batas dan cara penentuan kapasitas momen batas tergantung pada letak garis netral, yaitu memotong plat beton atau balok baja. Jika garis netral memotong plat beton, plat beton tersebut dikatakan memadai, yaitu plat beton mampu menahan gaya tekan total. Jika garis netral memotong balok baja, plat beton dianggap tidak memadai, yaitu plat beton hanya mampu menahan sebagian gaya tekan dan sisanya ditahan oleh balok baja.

Kedua kondisi tersebut secara umum dapat dijabarkan didalam distribusi tegangan, yaitu :

a. Distribusi tegangan plastis momen positif



Gambar 2.9 Distribusi tegangan momen positif

Besar gaya tekan "C" pada plat beton adalah

$$C1 = As \cdot f_y$$

$$Cc = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_{eff}$$

Untuk menentukan tinggi tekan efektif pada plat beton adalah

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{eff}}$$

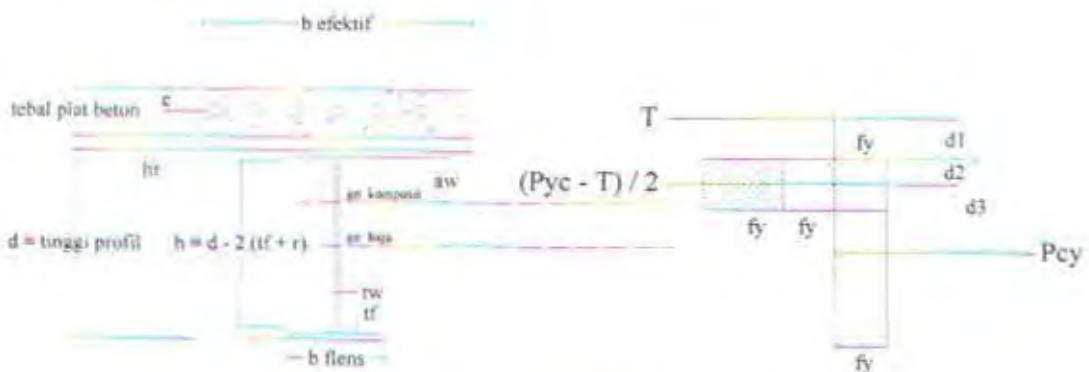
Sedangkan besar momen yang dapat ditahan oleh balok komposit adalah

$$Mu = C1 \cdot d \quad \rightarrow \text{gambar 2.9 bagian A}$$

$$Mu = (Cc \cdot d_1) + (Cs \cdot d_2) \quad \rightarrow \text{gambar 2.9 bagian B}$$

Dimana d adalah jarak kopel antara gaya tekan dengan gaya tarik pada balok komposit.

b. Distribusi tegangan plastis momen negatif



Gambar 2.10 Distribusi tegangan momen negatif

Langkah – langkah perhitungan balok komposit dengan momen negatif :

- Menentukan gaya tarik pada balok baja

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y$$

$$Pyc = A_s \cdot f_y$$

- Menghitung gaya yang terjadi pada sayap (Pf) dan pada badan (Pw)

$$Pf = b_f \cdot t_f \cdot f_y$$

$$Pw = \frac{Pyc - T}{2} - Pf$$

$$aw = Pw / (tw \cdot f_y)$$

$$d_1 = h_r + t_b - c$$

$$d_2 = \frac{(P_f \cdot 0,5 \cdot t_f) + (P_w \cdot (t_f + 0,5 \cdot a_{wep}))}{P_f + P_w}$$

$$d_3 = \frac{d}{2}$$

- Menghitung momen negatif yang terjadi

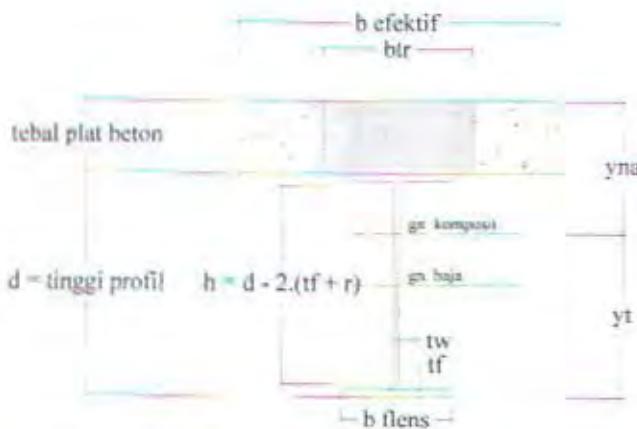
$$M_n = T(d_1 + d_2) + Pcy(d_3 - d_2)$$

$$\text{Jadi } M_u = \emptyset \cdot M_n$$

Metode Transformasi Luas Pada Balok Komposit

Kekuatan balok komposit ini dapat dihitung dengan menggunakan Metode Transformasi Luas, dimana beton pada penampang komposit di ubah menjadi baja ekuivalen. Pada penampang komposit luas beton direduksi dengan memakai lebar plat yang sama dengan b_{eff} / n , dengan n adalah rasio modulus elastisitas baja E_s dengan modulus elastisitas beton E_c . Sering di sebut dengan Rasio Modular.

Secara umum perhitungan balok komposit Metode Transformasi Luasan dengan kondisi momen positif, yaitu :



Gambar 2.11 Balok komposit penuh dengan momen positif

Langkah – langkah perhitungan balok komposit dengan kondisi momen positif adalah :

- Kontrol kekuatan penampang baja (local buckling)

$$\frac{b}{2 \cdot t_f} \leq \frac{170}{\sqrt{f_y}} \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{200}{2 \cdot 13} \leq \frac{170}{\sqrt{240}} \quad \frac{342}{8} \leq \frac{1680}{\sqrt{240}}$$

- Menghitung lebar effektif plat beton

Untuk gelagar interior $b_E \leq \frac{L}{4}$

$$b_E \leq b_o \rightarrow \text{jarak balok yang sama}$$

$$b_E \leq b_f + 16t_s$$

Untuk gelagar eksterior $b_E \leq \frac{L}{12} + b_f$

$$b_E \leq \frac{1}{2} b_o + \frac{1}{2} b_f$$

$$b_E \leq b_f + 16t_s$$

- Menghitung nilai transformasi beton ke baja

$$E_c = 0,043 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} \text{ Mpa}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n}$$

$$A_{tr} = b_{tr} \cdot t_{plat \text{ beton}}$$

- Menentukan letak garis netral penampang transformasi

$$Y_{na} = \frac{\frac{A_{tr} \cdot t_{plat\ beton}}{2} + \left[A_s \cdot \left(t_{plat\ beton} + \frac{d}{2} \right) \right]}{\left[A_{tr} + A_s \right]}$$

- Menghitung momen inersia penampang transformasi

$$I_{tr} = \frac{b_{tr} \cdot (t_{plat\ beton})^3}{12} + A_{tr} \left[Y_{na} - \frac{t_{plat\ beton}}{2} \right]^2 + I_x + A_s \left[\left(\frac{d}{2} + t_{plat\ beton} \right) - Y_{na} \right]^2$$

- Menghitung statis momen penampang transformasi

$$y_c = Y_{na}$$

$$y_t = D + t_b - Y_{na}$$

$$S_{tr,c} = \frac{I_{tr,c}}{y_c} \text{ dan } S_{tr,t} = \frac{I_{tr,t}}{y_t}$$

- Menghitung momen ultimate

Kapasitas momen positif penampang balok komposit penuh digunakan dari nilai yang terkecil dari :

$$M_{n1} = 0,85 \cdot f_c' \cdot n \cdot S_{tr,c}$$

$$M_{n2} = f_y \cdot S_{tr,t}$$

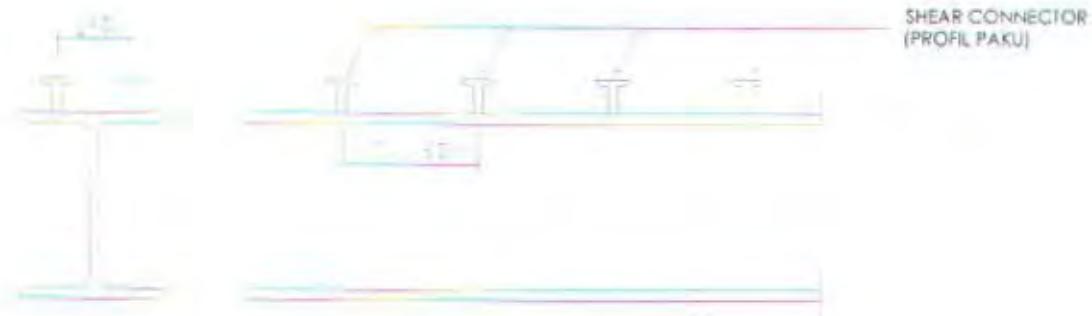
$$\text{Jadi } M_u = \emptyset, M_n$$

Kekuatan Penghubung Geser (shear connector).

Shear connector berfungsi sebagai pengikat antara balok baja dengan plat beton, agar keduanya dapat bekerja secara sinergi. Shear connector ini ada beberapa macam tipe, antara lain :

- Kekuatan penghubung geser jenis paku / stud.

(LRFD Pasal 12.6.3)



Gambar 2.12 Penghubung geser type stud / paku

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_{c'} \cdot E_c} \cdot r_s \leq A_{sc} \cdot f_u$$

dimana :

r_s = 1,00 (untuk plat beton biasa)

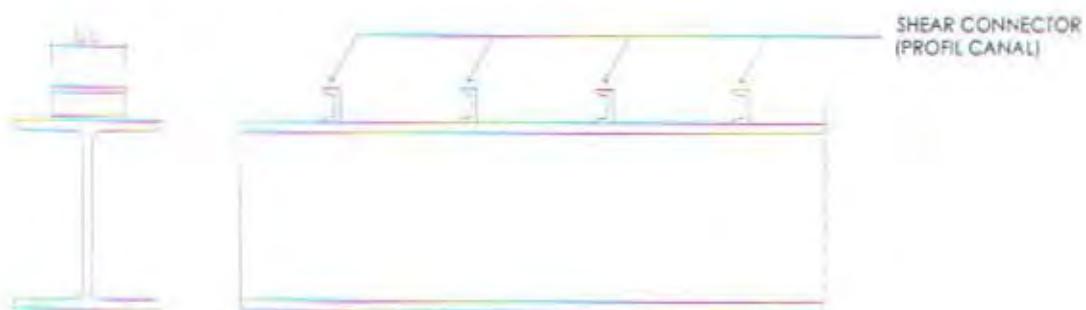
r_s ≤ 1,00 (untuk deck baja gelombang)

A_{sc} = Luas penampang shear connector $\left(\frac{\pi}{4} \times d^2\right)$

f_u = Tegangan putus penghubung paku / stud

Q_n = Kuat nominal geser untuk penghubung geser

- Kekuatan penghubung geser jenis canal.
(LRFD Pasal 12.6.4)



Gambar 2.13 Penghubung geser type cana

$$Q_n = 0,3 \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) \cdot L_c \cdot \sqrt{f_{c'} \cdot E_c}$$

dimana :

t_f = Tebal plat sayap

t_w = Tebal plat badan

L_c = Panjang penghubung geser canal

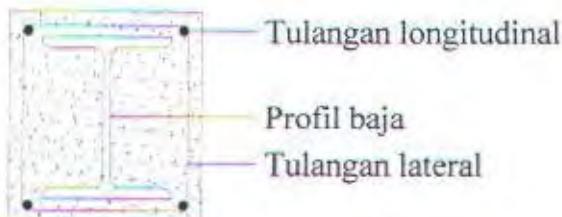
Untuk menentukan jumlah penghubung geser (shear connector) yang dibutuhkan pada suatu bentang, dapat dicari dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$n = \frac{T_{maks}}{Q_n} = \frac{C_{maks}}{Q_n}$$

2.7.3. Perencanaan Kolom Komposit

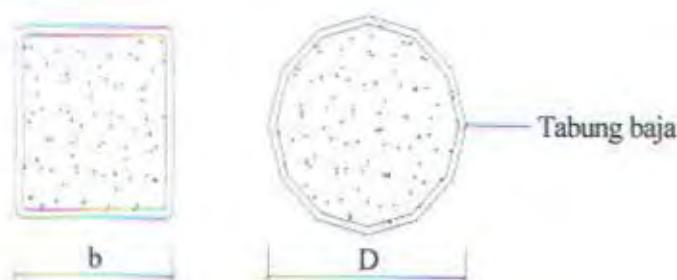
Ada dua tipe jenis kolom komposit, yaitu :

- Kolom komposit terbuat dari profil baja yang di beri selubung beton sekelilingnya (kolom berselubung beton).



Gambar 2.14 Kolom komposit type kolom berselubung beton

- Kolom komposit dari penampang baja berongga (kolom berintikan beton).



Gambar 2.15 Kolom komposit type kolom berintikan beton

Batasan – batasan untuk kolom komposit (LRFD Pasal 12.3.1).

Kriteria untuk kolom komposit bagi komponen struktur tekan :

- Luas penampang baja $\geq 4\%$ dari luas penampang komposit.
- Kolom baja berselubung beton harus diberi tulangan longitudinal dan tulangan lateral minimal sebesar $0,18 \text{ mm}^2$ untuk setiap mm jarak tulangan longitudinal.
- Jarak antar pengikat lateran tidak boleh melebihi $2/3$ dari dimensi terkecil penampang komposit.
- Tebal bersih selimut beton dari tepi luar tulangan longitudinal minimal 40 mm.
- Mutu beton : $21 \text{ Mpa} \leq f_c' \leq 55 \text{ Mpa}$.
- Mutu profil baja dan baja tulangan ; $f_y \leq 380 \text{ Mpa}$ (digunakan didalam perhitungan).
- Tebal minimum dinding penampang baja berongga :

$$\text{a. Penampang persegi} : t_{\min} = b \sqrt{\frac{f_y}{3.E}}$$

$$\text{b. Penampang bulat} : t_{\min} = D \sqrt{\frac{f_y}{8.E}}$$

Kekuatan Rencana Kolom Komposit (LRFD Pasal 12.3.2).

- Kekuatan rencana kolom komposit yang menampung beban aksial adalah $\varnothing c.N_n$ dengan $\varnothing c = 0,85$.

$$N_n = A_s \cdot f_{cr} = A_s \cdot \frac{f_{my}}{\omega} \rightarrow \omega = \text{faktor tekuk.}$$

$$\text{untuk } \lambda_c \leq 0,25 \rightarrow \omega = 1$$

$$0,25 \leq \lambda_c \leq 1,2 \rightarrow \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c}$$

$$\lambda_c \geq 1,2 \rightarrow \omega = 1,25 \cdot \lambda_c^2$$

$$\text{dimana } \lambda_c = \frac{k_c \cdot L}{r_m \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}}$$

$$f_{my} = f_y + C_1 \cdot f_{yr} \left(\frac{A_c}{A_s} \right) + C_2 \cdot f_{c'} \cdot \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$E_m = E + C_3 \cdot E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$E_c = 0,041 \cdot w^{1,5} \cdot \sqrt{f_{c'}}$$

r_m	= Jari – jari girasi kolom komposit, mm
f_{my}	= Tegangan leleh kolom komposit, Mpa
f_{yr}	= Tegangan leleh tulangan, Mpa
E_m	= Modulus elastisitas kolom komposit, Mpa
w	= Berat jenis beton
A_r	= Luas tulangan longitudinal, mm^2
A_c	= Luas penampang beton, mm^2
A_s	= Luas penampang profil baja, mm^2
E	= Modulus elastisitas baja, Mpa
E_c	= Modulus elastisitas beton, Mpa
f_{cr}	= Tegangan tekan kritis, Mpa
f_c'	= Kuat tekan karakteristik beton, Mpa
k_c	= Faktor panjang efektif kolom
L	= Panjang unsur struktur, mm
N_n	= Kuat aksial nominal, N
λ_c	= Parameter kelangsungan
ϕ_c	= Faktor reduksi beban aksial tekan
ω	= Faktor tekuk

Pada persamaan diatas besar nilai koefisien C_1 , C_2 dan C_3 adalah

Untuk profil baja diisi dengan beton :

$$C_1 = 1,0 , C_2 = 0,85 , C_3 = 0,4$$

Untuk profil baja berselubung beton :

$$C_1 = 0,7 , C_2 = 0,6 , C_3 = 0,2$$

- Kekuatan rencana kolom komposit yang menahan beban kombinasi aksial dan lentur (LRFD Pasal 7.4.3.3).

a. $\frac{N_u}{\phi c \cdot N_n} \geq 0,2$

$$\frac{N_u}{\phi \cdot N_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{ny}}{\phi b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

b. $\frac{N_u}{\phi c \cdot N_n} < 0,2$

$$\frac{N_u}{2 \phi \cdot N_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{ny}}{\phi b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

dimana :

N_u = Gaya aksial (tarik atau tekan) terfaktor, N

N_n = Kuat nominal penampang, N

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

$$\phi_c = 0,85 \text{ (struktur tekan)}$$

$$\phi_b = 0,90 \text{ (struktur lentur)}$$

M_{nx}, M_{ny} = Momen lentur nominal penampang komponen struktur masing – masing terhadap sumbu x dan sumbu y, N.mm

M_{ux}, M_{uy} = Momen lentur terfaktor masing – masing terhadap sumbu x dan sumbu y, N.mm

2.7.4. Perencanaan Sambungan

Sambungan elemen struktur baja merupakan bagian penting, sambungan yang kurang memadai dapat menjadi perlemahan pada struktur. Sambungan struktur baja (sering digunakan) pada umumnya ada tiga macam, yaitu : sambungan las, sambungan baut atau kombinasi antara sambungan las dengan baut.

1. Sambungan Baut

Baut yang memikul gaya terfaktor R_u harus memenuhi :

$$R_u \leq \phi_f R_n \rightarrow \phi_f = 0,75$$

a. Kuat geser

Kuat geser rencana satu baut dihitung sebagai berikut :

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f m r_1 f_u A_b$$

dimana :

r_1 : 0,50 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

r_2 : 0,40 untuk baut dengan ulir pada bidang geser

Kuat tarik rencana satu baut yang memikul gaya geser terfaktor, V_u dan gaya tarik terfaktor T_u secara bersamaan harus memenuhi persyaratan berikut :

$$f_{uv} = \frac{V_u}{n \cdot A_b} \leq m \cdot r_1 \cdot \phi_f \cdot f_u$$

$$f_t = 1,3 \cdot f_u - r_2 \cdot f_{uv} \leq f_u$$

$$T_d = \phi_f \cdot T_n = \phi_f \cdot f_t \cdot A_b = \frac{T_u}{n}$$

Untuk baut mutu tinggi :

$r_1 = 1,9$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser

$r_2 = 1,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

Untuk baut mutu normal : $r_2 = 1,9$

b. Kuat tumpu

Kekuatan tumpu rencana tergantung pada yang terlemah dari baut atau komponen plat yang disambung. Bila jarak lubang tepi terdekat dengan sisi plat dalam arah kerja gaya lebih besar dari $1,5\phi_{lubang}$, jarak antar lubang $3\phi_{lubang}$ dan ada lebih dari satu baut dalam arah kerja, maka kuat rencana tumpu dapat dihitung sebagai berikut :

$$R_d = \phi_f \cdot R_n = 2,4 \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

Sedangkan untuk lubang baut selot panjang tegak lurus arah kerja berlaku persamaan berikut :

$$R_d = \phi_f \cdot R_n = 2,0 \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

2. Sambungan Las

Sambungan las merupakan penggabungan dua bagian baja dimana bagian yang akan disambung dipanaskan dan digabung bersama dengan penambahan logam yang dicairkan yang ditambahkan pada sambungan. Las sudut yang memikul gaya terfaktor persatuannya panjang las harus memenuhi ketentuan :

$$R_u = \phi_f R_{mv} \rightarrow \phi_f = 0,75$$

dimana : $R_{mv} = 0,75 t_l (0,6 f_{uw})$ kekuatan dari las, t_l = tebal rencana las

$R_{mv} = 0,75 t_l (0,6 f_u)$ kekuatan dari bahan las

Las sudut kebanyakan dibuat dengan ukuran kaki yang sama. Tebal las minimum pada pengelasan tipe sudut dapat dilihat pada tabel 2.1.

Tabel 2.1 Tebal Las Minimum

Tebal Bagian Paling Tebal "t" (mm)	Tebal Minimum Las Sudut "t" (mm)
$t \leq 7$	3
$7 < t \leq 10$	4
$10 < t \leq 15$	5
$15 < t$	6

2.8.Pondasi Tiang Pancang

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah dan pondasi bangunan disekeliling lokasi proyek Gedung Kantor Wilayah XII DJP Jawa Bagian Timur II / KPP Batu, data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (Testana Engineering, Inc), maka pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang. Daya dukung ultimate tiang pancang ditentukan berdasarkan:

Adapun perumusan Daya Dukung Ultimate pada sebuah pondasi adalah :

$$Q_{sp} = \frac{1}{FK} \left(f_b A_b + U \sum_{i=1}^n l_i f_{sl} \right)$$

Di mana :

- Q_{sp} = daya dukung vertikal yang diijinkan untuk sebuah tiang tunggal (ton)
- FK = faktor keamanan (diambil 3.0)
- f_b = tahanan ujung tiang (ton/m^2)
- A_b = luas penampang ujung tiang (m^2)
- U = keliling tiang (m)
- l_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)
- f_{sl} = intensitas tahanan geser tiang (ton/m^2)



BAB III

PERENCANAAN STRUKTUR ATAP

BAB III

PERENCANAAN STRUKTUR ATAP

3.1 Perencanaan Struktur Atap

Struktur atap merupakan bagian konstruksi yang berfungsi sebagai pelindung elemen bangunan yang berada dibawahnya, baik dari hujan, angin, dan penceran sinar matahari secara langsung. Pada bangunan ini penutup atap dari genteng dengan usuk dan reng dari kayu yang membebani pada gording dan kuda-kuda dari baja.

3.2 Data-data Perhitungan

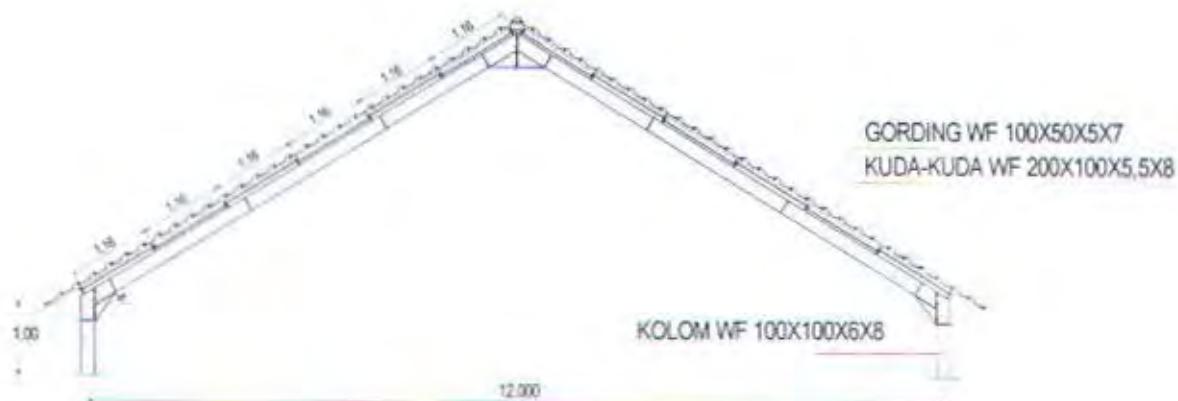
- Penutup atap genteng kanmuri (data terlampir)
- Berat penutup atap + usuk + reng = 50 kg/m^2
- Sudut kemiringan atap = 30°
- Jarak antar gording = 1.16 m (jarak miring)
- Jarak antar kuda-kuda = 3.625 m
- Mutu baja = $Bj\ 41\ fy = 2500 \text{ kg/cm}^2$;
 $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$
- Jenis bangunan = Konstruksi tertutup
- Jenis atap = Pelana
- Penggantung gording = 2 buah

3.3 Desain Gording

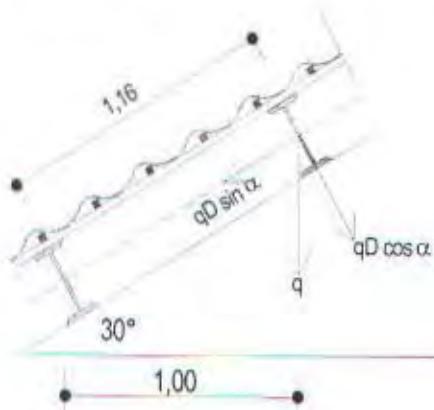
Direncanakan menggunakan profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan data sebagai berikut :

$A = 11.85 \text{ cm}^2$	$ix = 3.98 \text{ cm}$	$r = 8 \text{ mm}$
$W = 9.30 \text{ kg/m}^3$	$tw = 5 \text{ mm}$	$Zx = 42 \text{ cm}^3$
$d = 100 \text{ mm}$	$tf = 7 \text{ mm}$	$Zy = 9 \text{ cm}^3$
$b = 50 \text{ mm}$	$I_x = 187 \text{ cm}^4$	$S_x = 37.5 \text{ cm}^3$
$i_y = 1.12 \text{ cm}$	$I_y = 14.8 \text{ cm}^4$	$S_y = 5.91 \text{ cm}^3$

$$H = d - 2(t_f + r) = 100 - 2(7 + 8) = 70 \text{ mm}$$



Gambar 3.1 Pemodelan struktur atap



Gambar 3.2 Analisa gaya-gaya pada gording

Pembebanan

1. Beban mati (DL)

- Berat gording = 9.30 kg/m²
- Berat penutup atap = 50 x 1.16 = 58 kg/m² +
- Berat pengikat ($\pm 15\%$) x 67.30 = 67.30 kg/m²
- Berat pengikat ($\pm 15\%$) x 67.30 = 10.10 kg/m² +
- qD = 77.40 kg/m²

Sehingga momen yang terjadi

$$M_{xD} = 1/8 (qD \times \cos \alpha) \times L^2 = 1/8 (77.40 \times \cos 30^\circ) \times 3.625^2 = 110.10 \text{ kgm}$$

$$M_{yD} = 1/8 (qD \times \sin \alpha) \times (L/3)^2 = 1/8 (77.40 \times \sin 30^\circ) \times (3.625/3)^2 = 7.06 \text{ kgm}$$

2. Beban hidup (LL) terdiri dari dua macam yaitu :

- a. Beban hidup terbagi rata akibat air hujan

$$q = (40 - 0.8 \alpha) \text{ kg/m}^2 \leq 20 \text{ kg/m}^2$$

$$= (40 - 0.8 \cdot 30) \text{ kg/m}^2 = 16 \text{ kg/m}^2$$

Karena $q \leq 20 \text{ kg/m}^2$, maka diambil $q = 16 \text{ kg/m}^2$

$$q_{Lq} = q \times 1.16 = 16 \times 1.16 = 18.56 \text{ kg/m}$$

Sehingga momen yang terjadi :

$$Mx_{Lq} = 1/8 (q_{Lq} \cdot \cos \alpha) \cdot L^2 = 1/8 (18.56 \times \cos 30) \cdot 3.625^2 = 26.40 \text{ kgm}$$

$$My_{Lq} = 1/8 (q_{Lq} \cdot \sin \alpha) \cdot (L/3)^2 = 1/8 (18.56 \times \sin 30) \cdot (3.625/3)^2 = 1.69 \text{ kgm}$$

b. Beban hidup terpusat akibat pekerja dan peralatannya

Beban hidup pekerja dan peralatannya $P = 100 \text{ kg}$

$$Mx_{Lp} = 1/4 (P \cdot \cos \alpha) \cdot L^2 = 1/4 (100 \times \cos 30) \cdot 3.625^2 = 78.48 \text{ kgm}$$

$$My_{Lp} = 1/4 (P \cdot \sin \alpha) \cdot (L/3)^2 = 1/4 (100 \times \sin 30) \cdot (3.625/3)^2 = 15.10 \text{ kgm}$$

3. Beban angin

❖ Beban angin, kecepatan angin 70 Mph

$$qs = 12.6 \times 0.0479 = 0.60354 \text{ kN/m}^2 = 61.58 \text{ kg/m}^2 \sim 62 \text{ kg/m}^2 \text{ (tabel 16-F, UBC)}$$

❖ Tinggi gedung = 38.070 m (± 121 feet) $\rightarrow Cc = 1.20$ (tabel 16-G, UBC)

❖ $Iw = 1.00$ (tabel 16-K, UBC)

❖ Koefisien tekanan Cq (tabel 16-H, UBC)

- Untuk angin tekan $Cq = 0.3$

- Untuk angin hisap $Cq = 0.9$

$$\text{Angin tekan } P = Cc \cdot Cq \cdot qs \cdot Iw = 1.20 \times 0.3 \times 62 \times 1 = 22.32 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Angin hisap } P = Cc \cdot Cq \cdot qs \cdot Iw = 1.20 \times 0.9 \times 62 \times 1 = 66.96 \text{ kg/m}^2 \text{ (menentukan)}$$

$$\text{Beban angin yang terjadi } q_w = 66.96 \times 1.16 = 77.67 \text{ kg/m}$$

Sehingga besar momen yang terjadi :

$$Mx_w = 1/8 (q_w \cdot \cos \alpha) \cdot L^2 = 1/8 (77.67 \times \cos 30) \cdot 3.625^2 = 110.49 \text{ kgm}$$

$$My_w = 1/8 (q_w \cdot \sin \alpha) \cdot (L/3)^2 = 1/8 (77.67 \times \sin 30) \cdot (3.625/3)^2 = 7.09 \text{ kgm}$$

Kombinasi pembebanan :

$$\begin{aligned} 1. \ Mu x1 &= 1.2 Mx D + 1.6 Mx Lq + 0.8 Mx w \\ &= (1.2 \times 110.10) + (1.6 \times 26.40) + (0.8 \times 110.49) = 262.75 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \ Mu y1 &= 1.2 My D + 1.6 My Lq + 0.8 My w \\ &= (1.2 \times 7.06) + (1.6 \times 1.69) + (0.8 \times 7.09) = 16.85 \text{ kgm} \end{aligned}$$

3. $M_{u,x2} = 1.2 M_x D + 1.6 M_x L_p + 0.8 M_x w$
 $= (1.2 \times 110.10) + (1.6 \times 78.48) + (0.8 \times 110.49) = 346.08 \text{ kgm}$
4. $M_{u,y2} = 1.2 M_y D + 1.6 M_y L_p + 0.8 M_y w$
 $= (1.2 \times 7.06) + (1.6 \times 15.10) + (0.8 \times 7.09) = 38.30 \text{ kgm}$

Kontrol penampang profil (local buckling) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Plat sayap} \quad \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{50}{2 \times 0.7} = 3.571 \\ \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.752 \end{array} \right\} \lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{ok}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Plat badan} \quad \frac{h}{t_w} = \frac{7}{0.5} = 14 \\ \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.25 \end{array} \right\} \frac{h}{t_w} \leq \lambda_p \rightarrow \text{ok}$$

Profil yang direncanakan termasuk penampang kompak, $M_n = M_p$

Kontrol lateral buckling:

$L_b = 26.2 \text{ cm}$ (jarak antar baut penutup atap)

$$L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 1.12 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 55.754 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$, maka termasuk kategori bentang pendek $\rightarrow M_n = M_p$

$$M_{nx} = M_{px} = Z_x \cdot f_y = 42 \times 2500 = 105000 \text{ kgcm} = 1050 \text{ kgm}$$

$$1.5 M_{ny} = 1.5 S_x \cdot f_y = 1.5 \times 37.5 \times 2500 = 140625 \text{ kgcm} = 1406.25 \text{ kgm}$$

$$M_{px} \leq 1.5 M_{ny} \rightarrow \text{ok}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= Z_y (1 \text{ flens}) \cdot f_y = (1/4 t_f b f_y^2) \cdot f_y \\ &= (1/4 \times 0.7 \times 5^2) \times 2500 = 10937.5 \text{ kgcm} \sim 109.375 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Interaksi momen nominal dengan momen ultimate :

$$\frac{M_{nx}}{\phi \times M_{nx}} + \frac{M_{ny}}{\phi \times M_{ny}} = \frac{262.75}{0.9 \times 1050} + \frac{16.85}{0.9 \times 109.375} = 0.449 \leq 1 \rightarrow ok!$$

$$\frac{M_{nx}}{\phi \times M_{nx}} + \frac{M_{ny}}{\phi \times M_{ny}} = \frac{346.08}{0.9 \times 1050} + \frac{38.30}{0.9 \times 109.375} = 0.755 \leq 1 \rightarrow ok!$$

Kontrol lendutan yang terjadi :

Lendutan yang diijinkan $\bar{f} = \frac{L}{240} = \frac{362.5}{240} = 1.51 \text{ cm}$

1. Lendutan akibat beban mati

$$f_{xD} = \frac{5}{384} \times \frac{qD \times \cos \alpha \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{0.7740 \times \cos 30 \times 362.5^4}{2 \times 10^6 \times 187} = 0.403 \text{ cm}$$

$$f_{yD} = \frac{5}{384} \times \frac{qD \times \sin \alpha \times L^4 / 3}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{0.7740 \times \sin 30 \times 362.5^4 / 3}{2 \times 10^6 \times 14.8} = 0.036 \text{ cm}$$

2. Lendutan akibat beban hidup (beban air hujan)

$$f_{xLq} = \frac{5}{384} \times \frac{qLq \times \cos \alpha \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{0.1856 \times \cos 30 \times 362.5^4}{2 \times 10^6 \times 187} = 0.096 \text{ cm}$$

$$f_{yLq} = \frac{5}{384} \times \frac{qLq \times \sin \alpha \times L^4 / 3}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{0.1856 \times \cos 30 \times 362.5^4 / 3}{2 \times 10^6 \times 14.8} = 0.008 \text{ cm}$$

3. Lendutan akibat beban hidup (pekerja dan peralatannya)

$$f_{xLp} = \frac{1}{48} \times \frac{Pl \times \cos \alpha \times L^3}{E \times I_x} = \frac{1}{48} \times \frac{100 \times \cos 30 \times 362.5^3}{2 \times 10^6 \times 187} = 0.229 \text{ cm}$$

$$f_{yLp} = \frac{1}{48} \times \frac{Pl \times \sin \alpha \times L^3 / 3}{E \times I_y} = \frac{1}{48} \times \frac{100 \times \sin 30 \times 362.5^3 / 3}{2 \times 10^6 \times 14.8} = 0.062 \text{ cm}$$

4. Lendutan akibat beban angin

$$f_{xW} = \frac{5}{384} \times \frac{qW \times \cos \alpha \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{0.7767 \times \cos 30 \times 362.5^4}{2 \times 10^6 \times 187} = 0.404 \text{ cm}$$

$$f_{yW} = \frac{5}{384} \times \frac{qW \times \sin \alpha \times L^4 / 3}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{0.7767 \times \sin 30 \times 362.5^4 / 3}{2 \times 10^6 \times 14.8} = 0.036 \text{ cm}$$

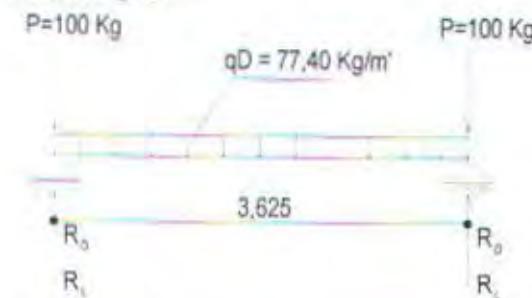
Lendutan total :

$$f_x = f_x D + f_x L_p + f_x W = 0.403 + 0.229 + 0.404 = 1.036 \text{ cm}$$

$$f_y = f_y D + f_y L_p + f_y W = 0.036 + 0.062 + 0.036 = 0.134 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{1.036^2 + 0.134^2} = 1.04 \text{ cm} < \tilde{f} = 1.51 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

Kontrol geser :



Gambar 3.3 Reaksi gaya-gaya pada gording

$$R_D = \frac{77.40 \times 3.625}{2} = 140.29 \text{ kg}$$

$$R_L = 100 \text{ kg}$$

$$R_n = (1.2 \times 140.29) + (1.6 \times 100) = 328.35 \text{ kg}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{tw} &= \frac{7}{0.5} = 14 \\ \frac{1100}{\sqrt{f_y}} &= \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69.57 \end{aligned} \right\} \quad \frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{geser plastis}$$

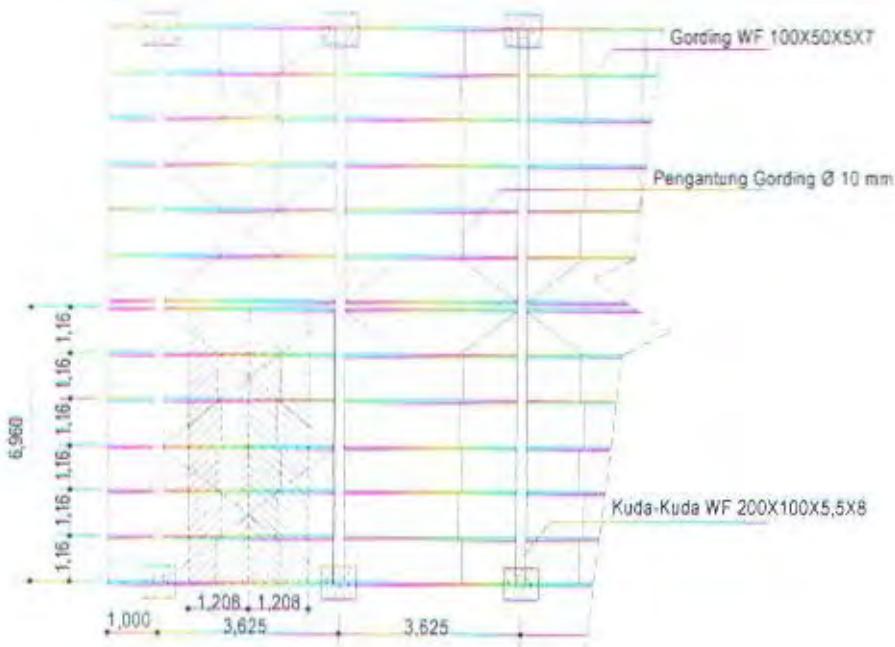
$$V_n = 0.6 \times f_y \times A_w = 0.6 \times 2500 \times 10 \times 0.5 = 7500 \text{ kg}$$

$$V_u = \phi V_n \rightarrow R_n \leq 0.9 \times 7500 = 6750 \text{ kg} \rightarrow \text{ok}$$

Jadi profil dapat digunakan !

3.4 Desain Penggantung Gording

Penggantung gording digunakan untuk mengurangi besar momen dan lendutan yang terjadi pada gording. Penggantung gording yang dipakai untuk tiap bentang sebanyak 2 buah. Perencanaan penggantung gording seperti gambar dibawah ini :



Gambar 3.4 Pemodelan penggantung gording

Spesifikasi teknis :

- ❖ Jarak kuda-kuda = 362.5 cm
- ❖ Jumlah penggantung gording = 2 buah
- ❖ Jumlah gording = 7 buah
- ❖ Jarak penggantung gording = $\frac{362.5}{3} = 120.83 \text{ cm} \sim 121 \text{ cm}$

Pembebanan :

- Beban mati

$$Qy D = qD \cdot dpq \cdot \sin \alpha = 77.40 \times 1.208 \times \sin 30 = 46.75 \text{ kg}$$

$$Wy D = Qy D \cdot n = 46.75 \times 3 = 140.25 \text{ kg}$$

- Beban hidup akibat air hujan

- a. Beban hidup merata akibat beban hujan

$$Qy_{Lq} = (qL \cdot \sin \alpha) \cdot dpq = 18.56 \times \sin 30 \times 1.208 = 11.21 \text{ kg}$$

$$W_{yLq} = Q_{yLq} \cdot n = 11.21 \times 3 = 33.63 \text{ kg}$$

b. Beban hidup terpusat akibat pekerja dan peralatannya

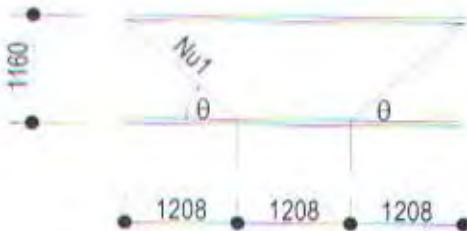
Beban hidup pekerja dan peralatannya adalah $P = 100 \text{ kg}$

$$W_{yLp} = (PL \cdot \sin \alpha) \cdot n = (100 \times \sin 30) \times 3 = 150 \text{ kg}$$

Kombinasi pembebanan

$$Nu_2 = 1.2 W_{yD} + 1.6 W_{yLp} = (1.2 \times 140.25) + (1.6 \times 150) = 408.3 \text{ kg}$$

Kesetimbangan gaya penggantung



Gambar 3.5 Desain gaya pada penggantung gording

$$L = \sqrt{120.8^2 + 116^2} = 167.48 \text{ cm}$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{116}{120.8} \right) = 43.84^\circ$$

$$Nu_1 = \frac{Nu_2}{\cos \theta} = \frac{408.3}{\cos 43.84} = 566.08 \text{ kg}$$

Menentukan profil baja bulat

> Berdasarkan kuat leleh baja

$$Pu = \phi \cdot f_y \cdot Ag$$

$$Ag_{\text{perlu}} = \frac{Pu}{\phi \times f_y} = \frac{566.08}{0.9 \times 2500} = 0.251 \text{ cm}^2$$

> Berdasarkan kuat putus baja

$$Pu = \phi \cdot f_y \cdot An$$

$$An = 0.75 \times Ag$$

$$Ag_{\text{perlu}} = \frac{Pu}{\phi \times 0.75 \times f_y} = \frac{566.08}{0.9 \times 0.75 \times 2500} = 0.335 \text{ cm}^2 \quad (\text{menentukan})$$

$$\text{Sehingga } d \text{ perlu} = \sqrt{\frac{4 \times Ag}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.335 \times 100}{3.14}} = 6.53 \text{ mm}$$

Dipakai penggantung gording $\varnothing 10 \text{ mm}$ ($A_s = 78.5 \text{ mm}^2$)

Kontrol kelangsungan

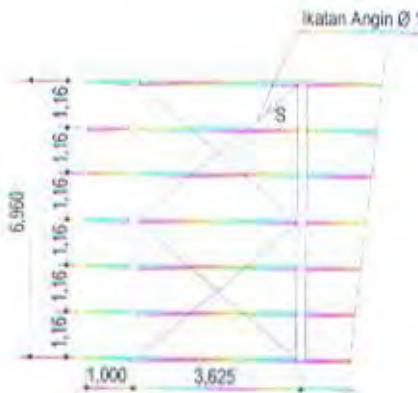
$$d \geq \frac{L}{500}$$

$$d \geq \frac{1674.8}{500}$$

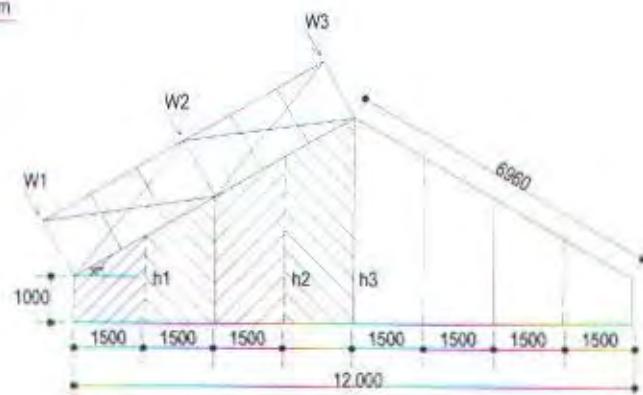
$$10 \text{ mm} \geq 3.35 \text{ mm} \rightarrow \text{ok!}$$

Jadi penggantung gording digunakan baja bulat dengan $\varnothing 10 \text{ mm}$

3.5 Desain Ikatan Angin



Gambar 3.6 Pemodelan ikatan angin



Gambar 3.7 Asumsi distribusi penyaluran beban

Beban angin $q_s = 62 \text{ kg/m}^2$

Tinggi gedung = 38.070 m (± 121 feet) $\rightarrow C_c = 1.20$ (tabel 16-G-UBC '97)

$I_w = 1.00$ (tabel 16-K-UBC '97)

Koefisien tekanan C_q (tabel 16-H-UBC '97) untuk dinding

- Untuk angin tekan $C_q = 0.8$
- Untuk angin hisap $C_q = 0.5$

Angin tekan $P = C_c \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w = 1.20 \times 0.8 \times 62 \times 1 = 59.52 \text{ kg/m}^2$ (menentukan)

Angin hisap $P = C_c \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w = 1.20 \times 0.5 \times 62 \times 1 = 37.20 \text{ kg/m}^2$

$$h_1 = 1.50 \operatorname{tg} 30 + 1.00 = 1.87 \text{ m}$$

$$h_2 = 4.50 \operatorname{tg} 30 + 1.00 = 3.60 \text{ m}$$

$$h_3 = 6.00 \operatorname{tg} 30 + 1.00 = 4.46 \text{ m}$$

Maka angin muka yang memberikan beban terbesar

$$W = A \cdot \text{tekan}$$

$$W_1 = 0.5 \times (1.00 + 1.87) \times 1.50 \times 59.52 = 128.12 \text{ kg}$$

$$W_2 = 0.5 \times (1.87 + 3.60) \times 3.00 \times 59.52 = 488.36 \text{ kg}$$

$$W_3 = 0.5 \times (3.60 + 4.46) \times 1.50 \times 59.52 = 359.80 \text{ kg}$$

$$W_{3'} = 2 \times W_3 = 2 \times 359.80 = 719.60 \text{ kg}$$



Gambar 3.8 Distribusi penyaluran beban angin atap

$$\sum MB = 0$$

$$RA \cdot 13.92 - W_1 \cdot 13.92 - W_2 \cdot 10.44 - W_{3'} \cdot 6.96 - W_2 \cdot 3.48 - W_1 \cdot 0 = 0$$

$$RA \cdot 13.92 - 128.12 \times 13.92 - 488.36 \times 10.44 - 719.60 \times 6.96 - 488.36 \times 3.48 - 0 = 0$$

$$RA = RB = 976.28 \text{ kg}$$

Untuk menentukan diameter ikatan angin digunakan gaya tarik yang terbesar.

$$\alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{3.480}{3.625} = 43.83^\circ \quad L = \sqrt{348^2 + 362.5^2} = 502.20 \text{ cm}$$

$$S_1 = \frac{RA - W_1}{\cos \alpha} = \frac{976.28 - 128.12}{\cos 43.83} = 1175.72 \text{ kg (tarik)}$$

Menentukan profil baja bulat

- Berdasarkan kuat leleh baja

$$P_u = \phi \cdot f_y \cdot A_g$$

$$A_{g\text{perlu}} = \frac{P_u}{\phi \times f_y} = \frac{1175.72}{0.9 \times 2500} = 0.522 \text{ cm}^2$$

- Berdasarkan kuat putus baja

$$P_u = \phi \cdot f_y \cdot A_n$$

$$A_n = 0.75 \times A_g$$

$$A_{g\text{perlu}} = \frac{P_u}{\phi \times 0.75 \times f_y} = \frac{1175.72}{0.9 \times 0.75 \times 2500} = 0.836 \text{ cm}^2 \text{ (menentukan)}$$

$$\text{Sehingga } d \text{ perlu} = \sqrt{\frac{4 \times A_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.836 \times 100}{3.14}} = 10.32 \text{ mm}$$

Dipakai ikatan angin $\varnothing 12 \text{ mm}$ ($A_s = 113.09 \text{ mm}^2$)

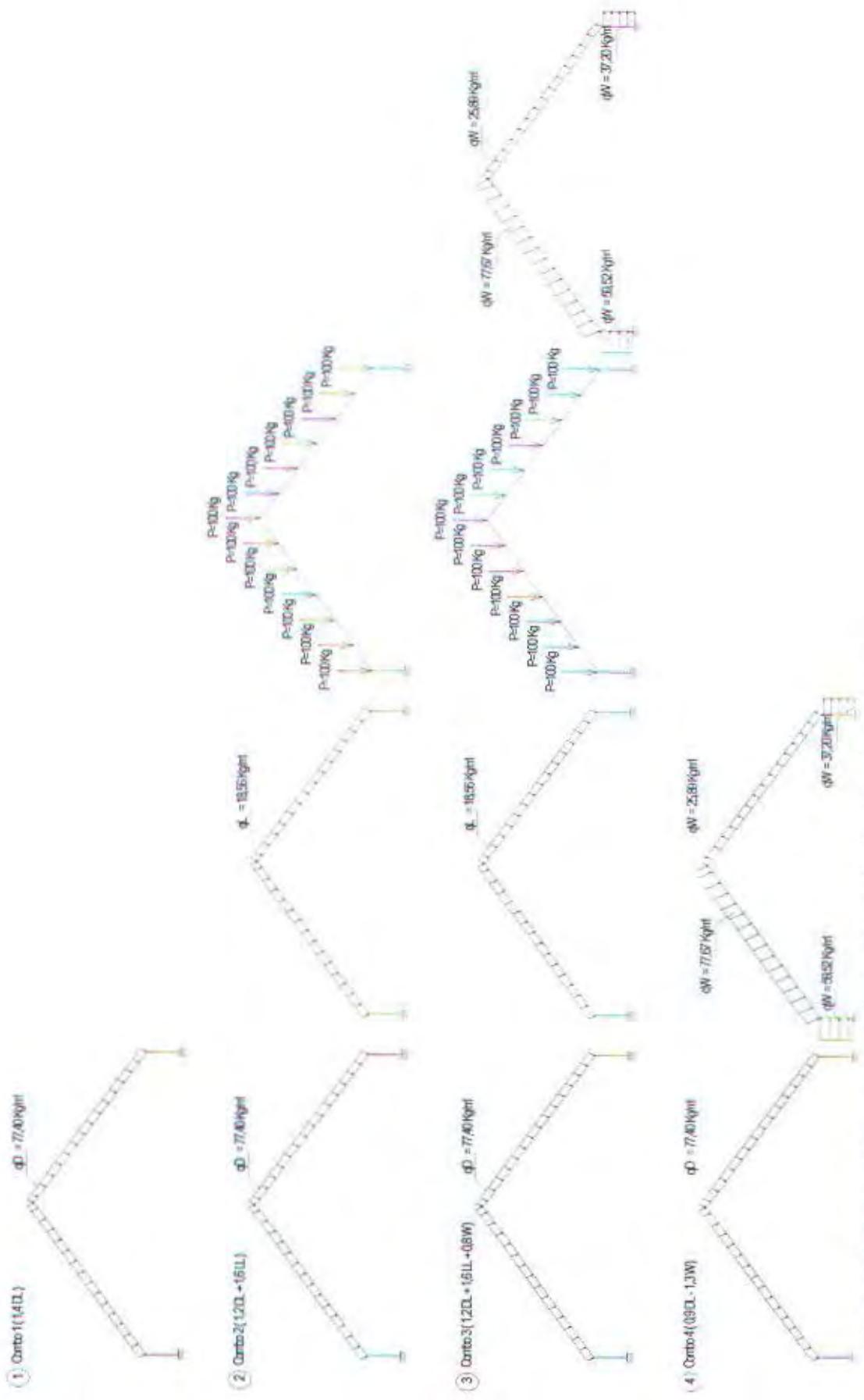
Kontrol kelangsungan

$$d \geq \frac{L}{500}$$

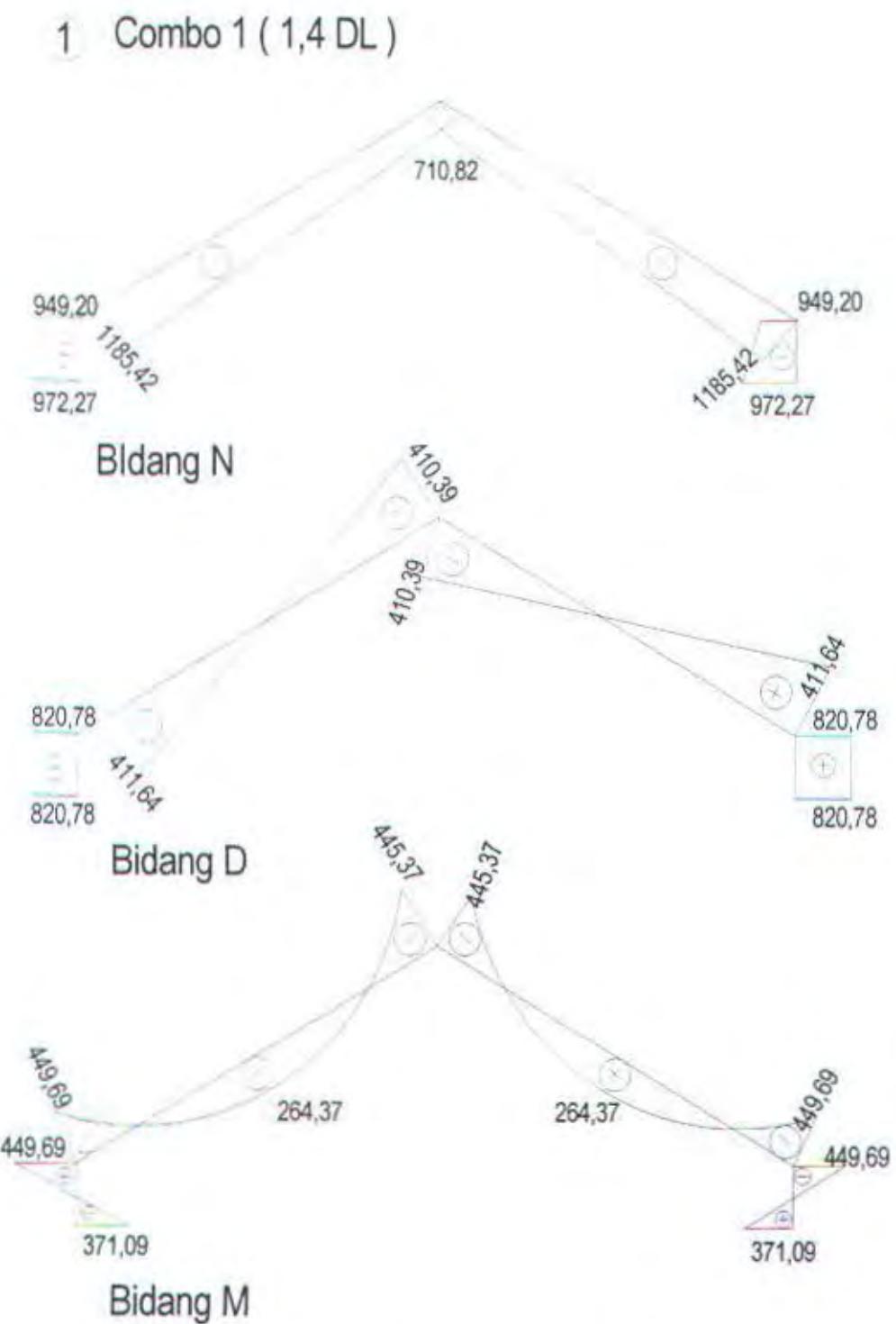
$$d \geq \frac{5025}{500}$$

$$12 \text{ mm} \geq 10.05 \text{ mm} \rightarrow \text{ok!}$$

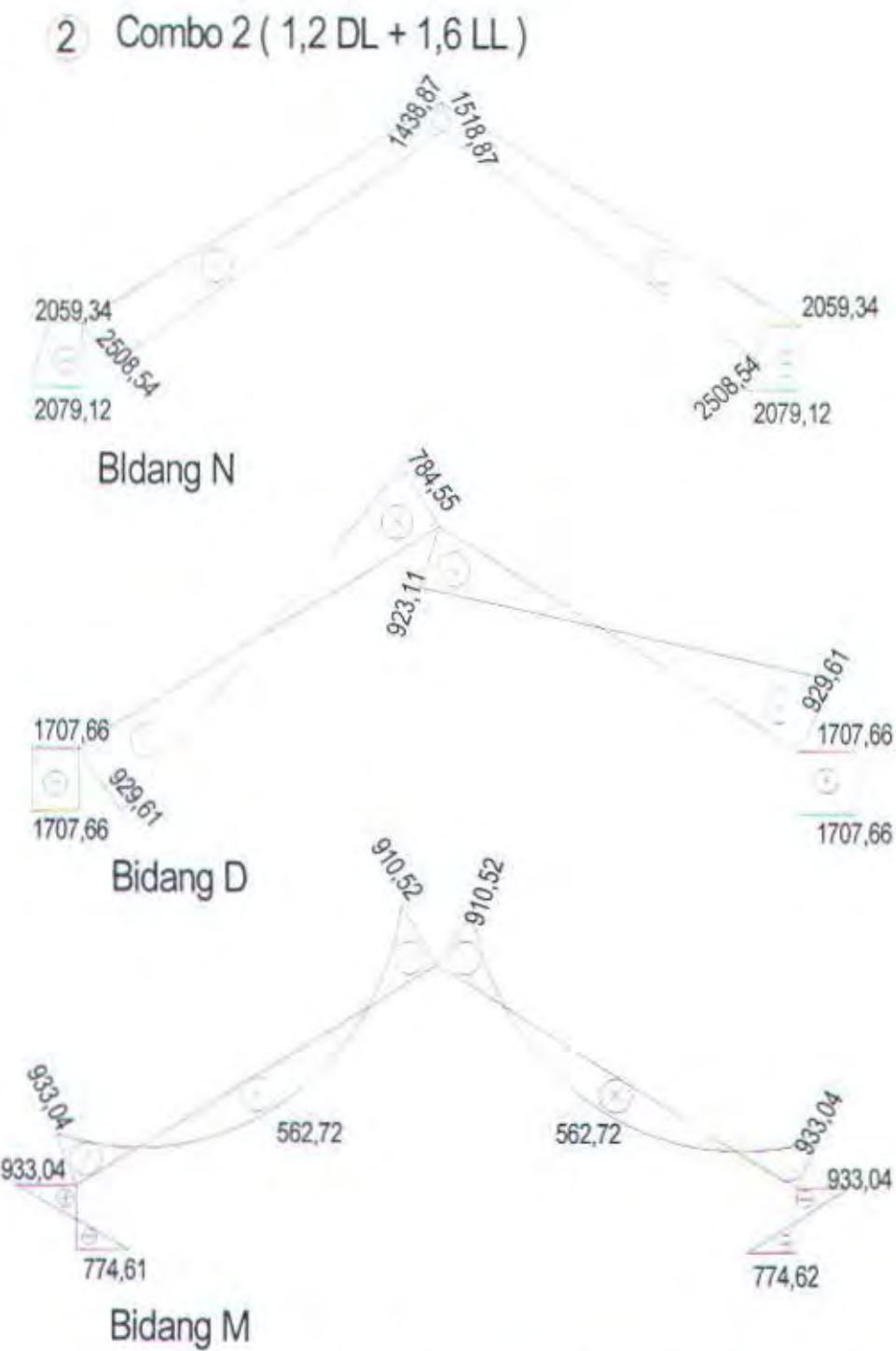
Jadi ikatan angin digunakan baja bulat $\varnothing 12 \text{ mm}$



Gambar 3.9 Sketsa pembahan pada kuda - kuda terhadap kombinasi behan herfaktor

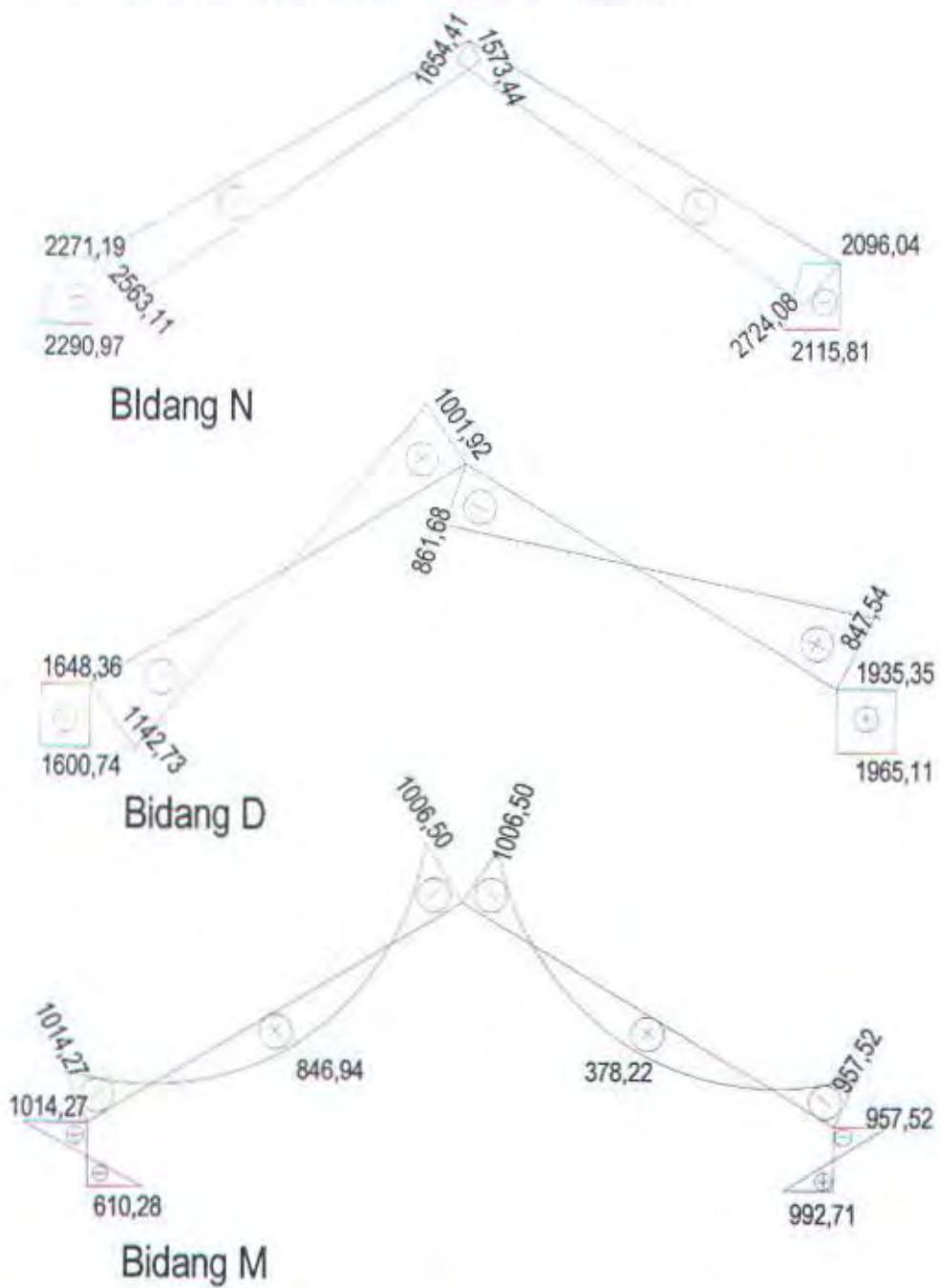


Gambar 3.10 Output SAP2000 pada kuda-kuda terhadap kombinasi I (1,4 DL)



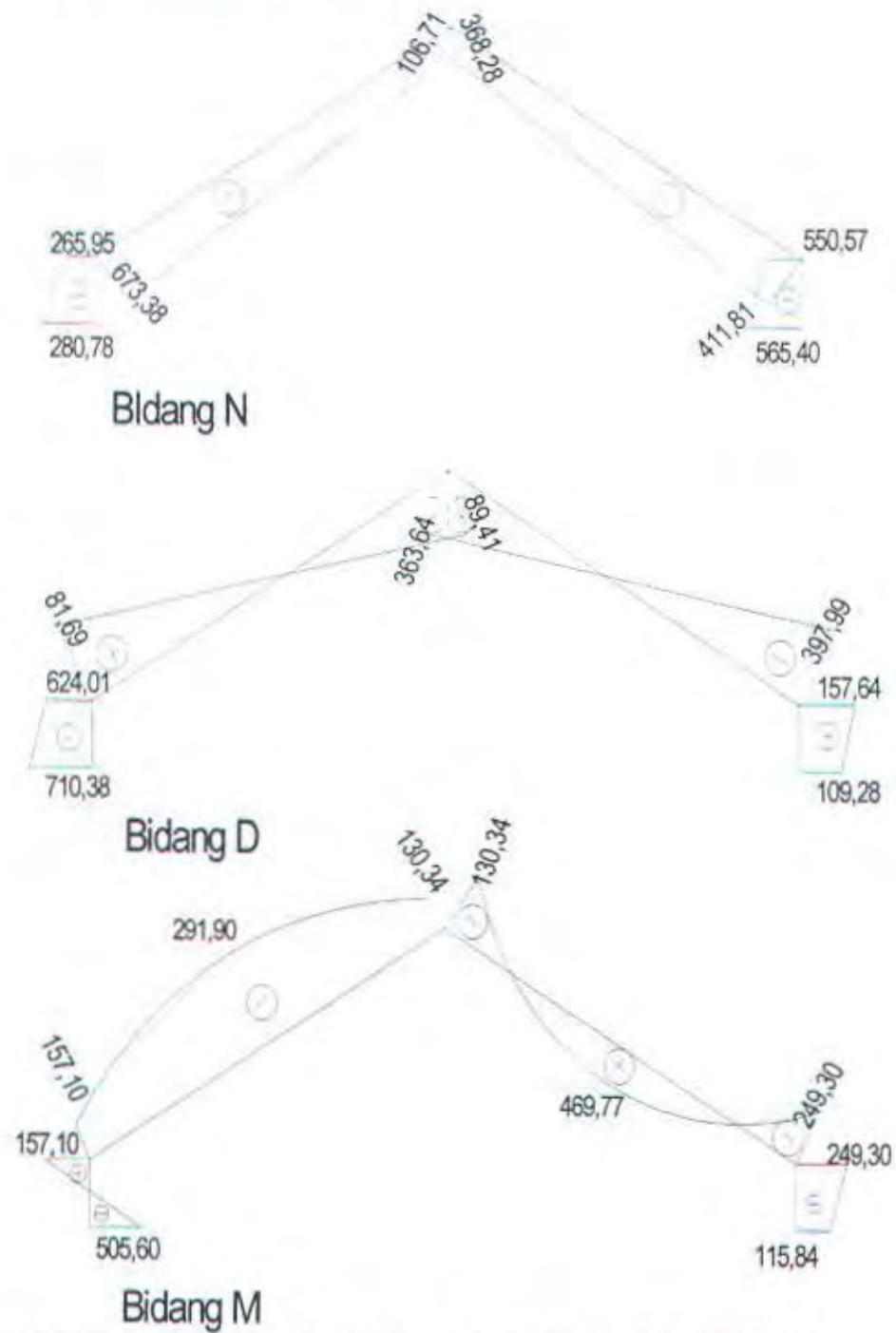
Gambar 3.11 Output SAP2000 pada kuda-kuda terhadap kombinasi 2 (1,2 DL + 1,6 LL)

3 Combo 3 (1,2 DL + 1,6 LL + 0,8 W)



Gambar 3.12 Output SAP2000 pada kuda-kuda terhadap kombinasi 3 (1,2 DL + 1,6 LL+ 0,8 W)

4 Combo 4 (0,9 DL - 1,3 W)

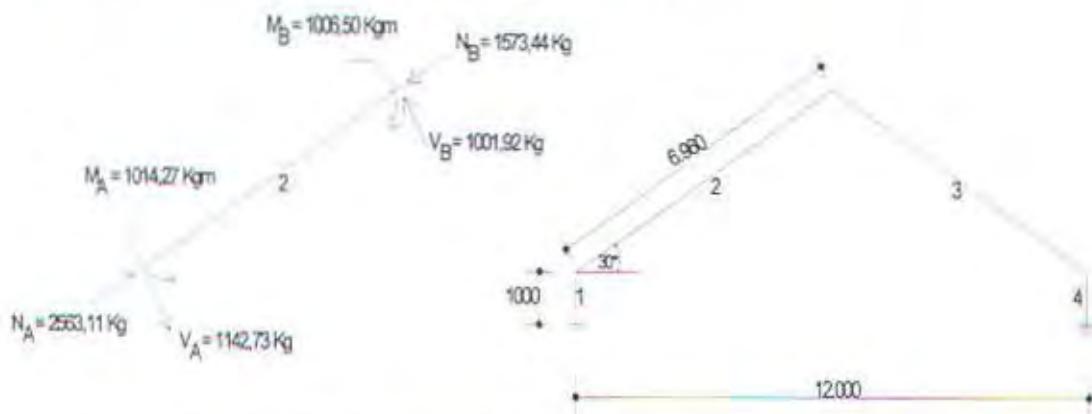


Gambar 3.13 Output SAP2000 pada kuda-kuda terhadap kombinasi 4 (0,9 DL - 1,3 W)

3.6 Desain Kuda-kuda

Struktur atap dianalisa dengan anggapan kolom atap berupa jepit-jepit yang menerima beban dari gording ditumpu sederhana oleh kuda-kuda.

Direncanakan profil kuda-kuda WF 200 x 100 x 5.5 x 8



Gambar 3.14 Output SAP2000 kuda-kuda terhadap kombinasi 3 (1,2 DL + 1,6 LL + 0,8 W)

$$\begin{array}{lll}
 Ag = 27.16 \text{ cm}^2 & tf = 0.8 \text{ cm} & h = 200 - 2(8 + 11) = 162 \text{ mm} \\
 q = 21.3 \text{ kg/m} & tw = 0.55 \text{ cm} & \\
 Ix = 1840 \text{ cm}^4 & Sx = 184 \text{ cm}^3 & \\
 Iy = 134 \text{ cm}^4 & Sy = 26.8 \text{ cm}^3 & \\
 ix = 8.24 \text{ cm} & Zx = 200 \text{ cm}^3 & \\
 iy = 2.22 \text{ cm} & Zy = 41 \text{ cm}^3 &
 \end{array}$$

Kontrol penampang (local buckling)

- Kontrol sayap

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{bf}{2 \times tf} &= \frac{10}{2 \times 0.8} = 6.25 \\
 \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.75
 \end{aligned} \right\} \quad \frac{bf}{2 \times tf} < \lambda_p$$

- Kontrol badan

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{h}{tw} &= \frac{16.2}{0.55} = 29.45 \\
 \lambda_p &= \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.26
 \end{aligned} \right\} \quad \frac{h}{tw} < \lambda_p$$

kontrol lateral buckling

LB = 116 cm (jarak antar gording)

$$LP = 1.76 \cdot iy \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 2.22 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 110.51 \text{ cm}$$

LB > LP

$$E = 2 \cdot 10^6 \text{ Mpa} \quad h_1' = 20 - (2 \times 0.8) = 18.4 \text{ cm}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa} \quad h_2' = 20 - 0.8 = 19.2 \text{ cm}$$

$$F_r = 70 \text{ Mpa}$$

$$f_L = 250 - 70 = 180 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} J &= \sum 1/3 \cdot b \cdot t^3 = (1/3 \cdot h_1' \cdot tw^3 + 2/3 \cdot bf \cdot tf^3) \\ &= (1/3 \times 18.4 \times 0.55^3 + 2/3 \times 10 \times 0.8^3) = 4.43 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$I_w = I_y \cdot \frac{h_2^2}{4} = 134 \times \frac{19.2^2}{4} = 12349.44 \text{ cm}^6$$

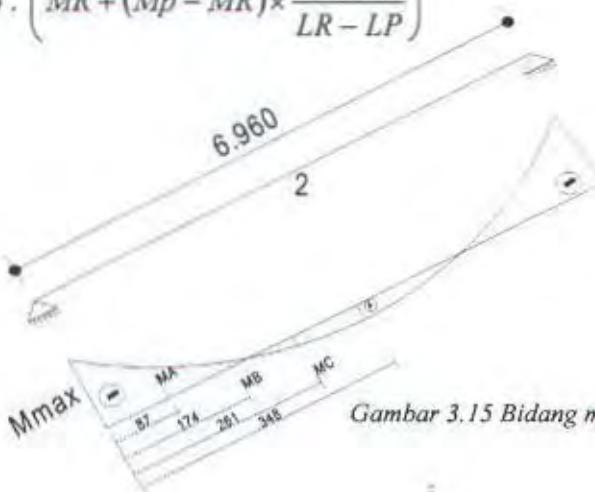
$$X1 = \frac{\pi}{Sx} \times \sqrt{\frac{E \times G \times J \times A}{2}} = \frac{\pi}{184} \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6 \times 0.8 \times 10^6 \times 4.43 \times 27.16}{2}} = 167426.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$X2 = 4 \left(\frac{Sx}{G \times J} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_y} = 4 \times \left(\frac{184}{0.8 \times 10^6 \times 4.43} \right)^2 \times \frac{12349.44}{134} = 0.994 \times 10^{-6} (\text{cm}^2/\text{kg})^2$$

$$\begin{aligned} LR &= iy \left(\frac{x_1}{f_y - f_r} \right) \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + (x_2 \times f_L^2)}} \\ &= 2.22 \times \left(\frac{167426.25}{1800} \right) \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + (0.994 \times 10^{-6} \times 1800^2)}} = 360.88 \text{ cm} \end{aligned}$$

LP < LB < LR → Bentang menengah

$$M_{nx} = C_b \cdot \left(MR + (Mp - MR) \times \frac{LR - LB}{LR - LP} \right)$$



Gambar 3.15 Bidang momen balok

Output dari SAP 2000 frame 2 combo 3

Mmax = -1014.27 kgm

MA = -548.96 kgm

MB = -83.66 kgm

MC = +381.63 kgm

$$Cb = \frac{12.5 \times M_{\text{max}}}{2.5 M_{\text{max}} + 3MA + 4MB + 3MC} \leq 2.30$$

$$= \frac{12.5 \times 1014.27}{(2.5 \times 1014.27) + (3 \times 548.96) + (4 \times 83.66) + (3 \times 381.63)} = 2.24 \leq 2.30 \text{ Ok!}$$

$$Mp = Zx \cdot fy = 200 \times 2500 = 500000 \text{ kgcm} = 5000 \text{ kgm}$$

$$MR = Sx \cdot (fy - fr) = 184 \times (2500 - 700) = 331200 \text{ kgcm} = 3312 \text{ kgm}$$

$$Mnx = Cb \cdot (MR + (MP - MR) \frac{LR - LB}{LR - LP})$$

$$= 2.24 \times \left(3312 + (5000 - 3312) \times \frac{360.88 - 116}{360.88 - 110.51} \right) = 11117.09 \text{ kgm}$$

$$Mnx \geq Mp \text{ maka dipakai } Mnx = Mpx = 5000 \text{ kgm}$$

Kontrol Pu

$$Lkx = L \text{ kuda-kuda} = 696 \text{ cm}$$

$$Lky = \text{Jarak antar gording} = 116 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{Lkx}{ix} = \frac{696}{8.24} = 84.47 \text{ cm} \quad (\text{Menentukan})$$

$$\lambda_y = \frac{Lky}{iy} = \frac{116}{2.22} = 52.25 \text{ cm}$$

$$Ncrbx = \frac{\pi^2 \times E \times Ag}{\lambda^2} = \frac{3.14 \times 2 \times 10^6 \times 27.16}{84.47^2} = 75060.95 \text{ kg}$$

$$Ncrby = \frac{\pi^2 \times E \times Ag}{\lambda^2} = \frac{3.14^2 \times 2 \times 10^6 \times 27.16}{52.25^2} = 196176.27 \text{ kg}$$

Tekuk kritis arah x ($\lambda_x > \lambda_y$)

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{84.47}{3.14} \times \sqrt{\frac{2500}{2 \times 10^6}} = 0.95$$

$$\lambda_c = 0.95, \text{ maka } 0.25 < \lambda < 1.2$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times \lambda c} = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 0.95} = 1.48$$

$P_u = 2563.11 \text{ kg}$ (output SAP 2000 frame 2 combo 3)

$$P_n = \frac{f_y}{\omega} \times A_g = \frac{2500}{1.48} \times 27.16 = 45878.38 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{256311}{0.85 \times 45878.38} = 0.066 < 0.2 \quad (\text{rumus 2 LRFD})$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(-\frac{1006.50}{1014.27} \right) = 0.99$$

$$\delta_{bx} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crbx}} \right)} \geq 1.00$$

$$= \frac{0.99}{1 - \left(\frac{2563.11}{75060.95} \right)} = 1.03 \leq 1.00 \quad \text{dipakai } \delta_{bx} = 1.03$$

$$M_{ux} = \delta_{bx} \cdot M_{nx} = 1.03 \times 1014.27 = 1044.70 \text{ kgm}$$

Persamaan interaksi momen

$$\begin{aligned} &= \frac{P_u}{2 \times \phi \times P_n} + \left\{ \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right\} \leq 1.00 \\ &= \frac{2563.11}{2 \times 0.85 \times 45878.38} + \left\{ \frac{1044.27}{0.9 \times 5000} + 0 \right\} \\ &= 0.033 + 0.232 = 0.265 \leq 1.00 \quad \text{Ok!} \end{aligned}$$

Profil yang dipakai cukup kuat.

Kontrol lendutan

$$\text{Lendutan ijin} \rightarrow f = \frac{L}{360} = \frac{696}{360} = 1.93 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} F &= \frac{5 \times L^2}{48 \times E \times I_x} (M_s - 0.1(MA + MB)) \\ &= \frac{5 \times 696^2}{48 \times 2 \times 10^2 \times 1840} (84694 - 0.1(101427 + 1006)) \\ &= 0.84 \text{ cm} \leq f \text{ ijin} = 1.93 \text{ cm} \quad \text{ok!} \end{aligned}$$

Kontrol geser

$$V_u = 1142.73 \text{ kg} \quad (\text{output SAP 2000 frame 2 combo 3})$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{tw} &= \frac{16.2}{0.55} = 29.45 \\ \frac{1100}{\sqrt{f_y}} &= \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69.57 \end{aligned} \right\} \quad \frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

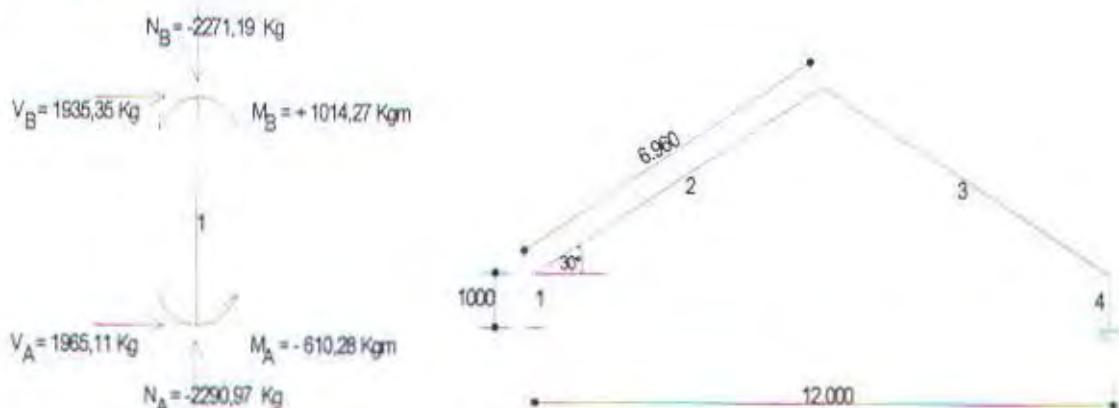
Keadaan geser plastis !

$$V_n = 0.6 f_y A_w = 0.6 \times 2500 \times 200.55 = 16500 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \rightarrow 1142.73 \text{ kg} \leq 0.9 \times 16500 = 14850 \text{ kg} \quad \text{Ok!}$$

Profil dapat dipakai.

3.7 Desain Kolom Pendek



Gambar 3.16 Output SAP2000 kuda-kuda terhadap kombinasi 3 (1,2 DL + 1,6 LL + 0,8 W)

Direncanakan profil kolom WF 100 x 100 x 6 x 8 dengan data-data sbb :

$A_g = 21.90 \text{ cm}^2$	$t_f = 0.8 \text{ cm}$	$h = 100 - 2(8 + 10) = 64 \text{ mm}$
$g = 17.2 \text{ kg/m}$	$tw = 0.6 \text{ cm}$	
$I_x = 383 \text{ cm}^4$	$S_x = 76.5 \text{ cm}^3$	
$I_y = 134 \text{ cm}^4$	$Z_x = 84 \text{ cm}^3$	
$i_x = 4.18 \text{ cm}$	$S_y = 26.7 \text{ cm}^3$	
$i_y = 2.47 \text{ cm}$	$Z_y = 41 \text{ cm}^3$	

Kontrol Penampang (local buckling)

❖ Kontrol Sayap

$$\left. \begin{array}{l} \frac{bf}{2tf} = \frac{10}{2 \times 0.8} = 6.25 \\ \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.75 \end{array} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} \frac{bf}{2tf} \lambda_p \\ \lambda_p \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{Penampang kompak} \\ M_{nx} = M_{px} \end{array}$$

❖ Kontrol Badan

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{tw} = \frac{6.4}{0.6} = 10.67 \\ \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.26 \end{array} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} \frac{h}{tw} \lambda_p \\ \lambda_p \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} M_{nx} = M_{px} \end{array}$$

Kontrol lateral buckling

$$LB = 100 \text{ cm}$$

$$LP = 1.76 \cdot iy \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 2.47 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 122.96 \text{ cm}$$

$$LB < LP \quad \text{Bentang pendek} \rightarrow M_n = M_{px}$$

$$M_n = M_{px} = Z_x \cdot f_y = 84 \times 2500 = 210000 \text{ kgcm} = 2100 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq 0.9 M_n = 1890 \text{ kgm}$$

$$1014.27 \text{ kgm} \leq 1890 \text{ kgm} \rightarrow \text{Ok}$$

Kontrol Pu

$$GA = \frac{\sum (Ix \cdot \text{kolom})/L}{\sum (Ix \cdot \text{balok})/L} = \frac{383/100}{1840/696} = 1.45$$

$$GB = 1.0$$

Dari monogram peraturan LRFD didapatkan : $K_c = 0.79$

$$LK_x = L \text{ kolom} = 100 \text{ cm}$$

$$LK_y = L \text{ kolom} = 100 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{K_c \times Lk_x}{ix} = \frac{0.79 \times 100}{4.18} = 18.90 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{K_c \times Lk_y}{iy} = \frac{0.79 \times 100}{2.47} = 31.98 \text{ cm} \quad (\text{Menentukan})$$

$$Ncrbx = \frac{\pi^2 \times E \times Ag}{\lambda^2} = \frac{3.14 \times 2 \times 10^6 \times 21.9}{18.90^2} = 1208954.06 \text{ kg}$$

$$Ncrby = \frac{\pi^2 \times E \times Ag}{\lambda^2} = \frac{3.14^2 \times 2 \times 10^6 \times 21.9}{31.98^2} = 422256.64 \text{ kg}$$

Tekuk kritis arah y ($\lambda_x > \lambda_y$)

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{31.98}{3.14} \times \sqrt{\frac{2500}{2 \times 10^6}} = 0.36$$

$$\lambda_c = 0.36, \text{ maka } 0.25 < \lambda < 1.2$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times \lambda_c} = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 0.36} = 1.05$$

$$Pu = 2290.97 \text{ kg} \quad (\text{output SAP 2000 frame 1 combo 3})$$

$$P_n = \frac{f_y}{\omega} \times Ag = \frac{2500}{1.05} \times 21.9 = 52142.86 \text{ kg}$$

$$\frac{Pu}{\phi P_n} = \frac{2290.97}{0.85 \times 52142.86} = 0.052 < 0.2 \quad (\text{rumus 2 LRFD})$$

Kontrol Kolom

Terhadap sumbu x

$$C_m = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{610.28}{1014.27} \right) = 0.36$$

$$\delta_{bx} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{Nu}{Ncrbx} \right)} \geq 1.00 = \frac{0.36}{1 - \left(\frac{2290.97}{1208954.06} \right)}$$

$$= 0.36 \leq 1.00 ; \text{ dipakai } \delta_{bx} = 1.00$$

$$M_{ux} = \delta_{bx} \cdot M_{ntx} = 1.00 \times 1014.27 = 1014.27 \text{ kgm}$$

Persamaan interaksi momen

$$\begin{aligned} &= \frac{Pu}{2 \times \phi \times P_n} + \left\{ \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right\} \leq 1.00 \\ &= \frac{2290.27}{2 \times 0.85 \times 52142.86} + \left\{ \frac{1014.27}{0.9 \times 2100} + 0 \right\} \\ &= 0.026 + 0.537 = 0.563 \leq 1.00 \rightarrow \text{Ok} \end{aligned}$$

Profil yang dipakai cukup kuat.

Kontrol lendutan

$$\text{Lendutan ijin} \rightarrow f = \frac{L}{500} = \frac{100}{500} = 0.2 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f &= \frac{5 \times L^2}{48 \times E \times I_x} (M_s - 0.1(MA + MB)) \\ &= \frac{5 \times 100^2}{48 \times 2 \times 10^2 \times 383} (19604 - 0.1(101427 + 61028)) \\ &= 0.005 \text{ cm} \leq f \text{ ijin} = 0.2 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok} \end{aligned}$$

Kontrol geser

$$V_u = 1965.11 \text{ kg} \quad (\text{output SAP 2000 frame 4 combo 3})$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{tw} = \frac{16.2}{0.55} = 29.45 \\ \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69.57 \end{array} \right\} \frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

Keadaan geser plastis !

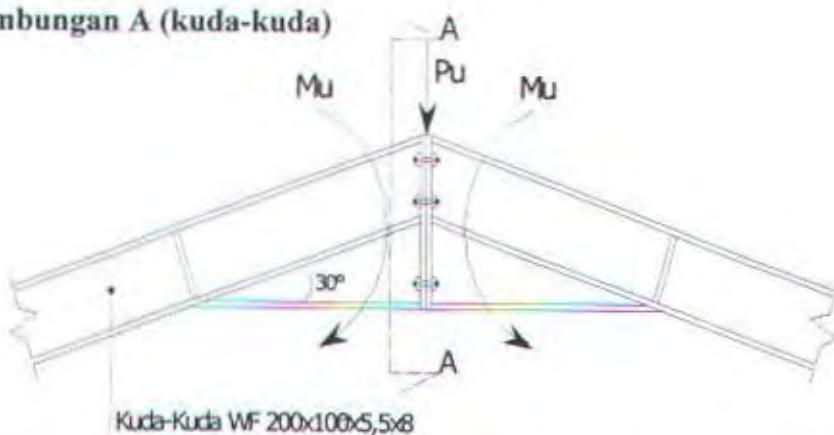
$$V_n = 0.6 f_y A_w = 0.6 \times 2500 \times 10 \times 0.6 = 9000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow 1965.11 \text{ kg} \leq 0.9 \times 9000 = 8100 \text{ kg} \rightarrow \text{Ok}$$

Profil dapat dipakai !

3.8 Desain Sambungan Baja

3.8.1 Sambungan A (kuda-kuda)



Gambar 3.17 Sketsa gaya - gaya pada sambungan kuda – kuda (balok dengan balok)

Output dari SAP 2000 :

$$Pu = \frac{1001.92}{10530} \text{ kg} = 1156.92 \text{ kg}$$

$$Mu = 1001.92 \text{ kgm}$$



- $\overset{113}{\cdot} \overset{9}{\cdot} \text{ Kuda-kuda WF } 200 \times 100 \times 5.5 \times 8$
- $\overset{50}{\cdot} \text{ T plat min } = 8 \text{ mm}$
- $\overset{163}{\cdot} \text{ T min las } = 4 \text{ mm}$
- $\overset{50}{\cdot} \text{ A las max } = 8 - 1.6 = 6.4 \text{ mm}$
- $\overset{9}{\cdot} \text{ } \text{Ø baut } = 12 \text{ mm}$

POT A-A

Gambar 3.18 Sketsa potongan A-A (perletakan baut)

Kontrol Kekuatan las

$$a_{eff \max \text{ badan}} = 0.707 \times \frac{fu}{E70xx} \times fw = 0.707 \times \frac{4100}{70 \times 70.3} \times 5.5 = 3.24 \text{ mm}$$

$$a_{eff \max \text{ sayap}} = 1.41 \times \frac{fu}{E70xx} \times fw = 1.41 \times \frac{4100}{70 \times 70.3} \times 8 = 9.40 \text{ mm}$$

Misalkan tebal las ($te = 1 \text{ cm}$)

$$A_{las} = 4 \cdot (15 \times 1) + 8 \cdot (4 \times 1) = 92 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} I_x &= \left(4 \times \frac{1}{12} \times 1 \times 15^3 \right) + \left(4 \times (4 \times 1) \times (21.75)^2 \right) + \left(4 \times (4 \times 1) \times (0.45)^2 \right) + \left(4 \times (15 \times 1) \times (11.1)^2 \right) \\ &= 1125 + 7569 + 3.24 + 7392.6 = 16089.84 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$S_x = \frac{I_x}{Y_{\max}} = \frac{16089.84}{21.75} = 739.76 \text{ cm}^3$$

$$\text{Akibat geser beban sentries, } f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{1156.92}{92} = 12.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Akibat beban momen lentur, } f_h = \frac{Mu}{S_x} = \frac{1001.92}{739.76} = 1.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{12.58^2 + 1.35^2} = 12.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \cdot f_n = 0.75 \times 0.6 \times 70 \times 70.3 = 2214.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$te \text{ perlu} = \frac{f_{total}}{\phi \cdot f_n} = \frac{12.56}{2214.45} = 0.006 \text{ cm}$$

$$a_{\text{perlu}} = \frac{t_e \text{ perlu}}{0.707} = \frac{0.006}{0.707} = 0.008 \text{ cm}$$

$a_{\text{perlu}} < a_{\text{min}} \rightarrow$ jadi dipakai las = $a_{\text{min}} = 4 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan baut

direncanakan :

- ❖ kekuatan baut (BJ 41)
- ❖ \emptyset baut 12 mm
- ❖ Mutu plat (BJ 41)
- ❖ $A_b = \frac{\pi}{4} \times 1.2^2 = 1.130 \text{ cm}^2$
- ❖ Baut type tumpu dan ulir tidak pada bidang geser, t plat penyambung 8 mm .

Merencanakan kekuatan sambungan baut (metode titik putar)

- ❖ Kuat geser baut, $V_d = \phi \cdot r \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m$

$$= 0.75 \times 0.5 \times 4100 \times 1.130 \times 1$$

$$= 1737.38 \text{ kg}$$
- ❖ Kuat tumpu baut, $R_d = \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u$

$$= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 0.8 \times 4100$$

$$= 7084.80 \text{ kg} > V_d \rightarrow \text{OK}$$
- ❖ Kuat tarik (ulir) baut, $T_d = \phi \times 0.75 \times f_u \times A_b$

$$= 0.75 \times 0.75 \times 4100 \times 1.130$$

$$= 2606.06 \text{ kg}$$

akibat geser sentries, $V_u = \frac{P_u}{n} = \frac{1156.92}{6} = 192.82 \text{ kg} < V_d = 1737.38 \text{ kg}$

$T_{u \max} = \frac{Mud \max}{\sum d^2} = \frac{100192 \times 33.5}{2(22.2^2 + 33.5^2)} = 1039.09 \text{ kg} \leq T_d \text{ (ulir)} \rightarrow \text{OK}$

Kontrol interaksi geser dan tarik

$$f_{uv} = \frac{V_u}{A_b} = \frac{192.82}{1.130} = 170.64 \text{ kg/cm}^2 < 0.75 \times 0.5 \times 4100 = 1537.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ ..OK}$$

$$f_t = (1.3 \cdot f_u b - 1.5 \cdot f_u v)$$

$$= (1.3 \times 4100 - 1.5 \times 170.64) = 5074.04 \text{ kg/cm}^2 > 4100 \text{ kg/cm}^2$$

maka digunakan $f_t = 4100 \text{ kg/cm}^2$

$$Td = \phi \cdot f_t \cdot Ab = 0.75 \times 4100 \times 1.130 = 3474.75 \text{ kg}$$

$$Tu_{\max} = 1039.09 \text{ kg} < Td = 3474.75 \text{ kg} \rightarrow \text{OK}$$

$$\left(\frac{Ruv}{\phi \cdot Rnv} \right)^2 + \left(\frac{Rut}{\phi \cdot Rnt} \right)^2 \leq 1.00$$

$$\phi \cdot Rnv = 0.75 \times 0.5 \times 4100 \times 1.130 = 1737.38 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot Rnt = 0.75 \times 0.75 \times 4100 \times 1.130 = 2606.06 \text{ kg}$$

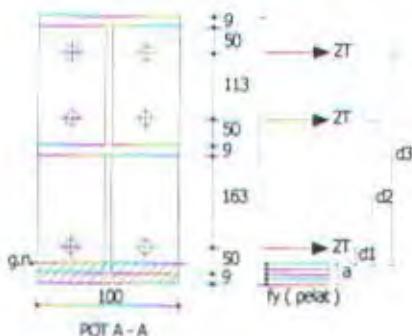
$$Ruv = \frac{Pu}{n} = \frac{1156.92}{6} = 192.82 \text{ kg}$$

$$\left(\frac{192.82}{1737.38} \right)^2 + \left(\frac{Rut}{2606.06} \right)^2 \leq 1.00$$

$$Rut = 2542.26 \text{ kg} < Td \text{ (dipakai } Td = Rut)$$

$$a = \frac{\sum T}{b \cdot fy} = \frac{6 \times 2542.26}{10 \times 2500} = 0.61 \text{ cm}$$

(a dianggap dibawah baut terbawah adalah benar)

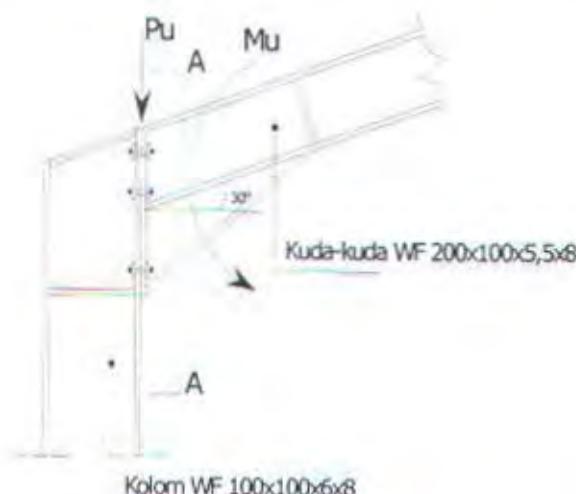


Gambar 3.19 Sketsa gaya tarik baut pada potongan A -A

Kontrol momen

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &= 0.9 \times 0.5 \times a^2 \times b \times f_y + \sum T \cdot d \\ &= 0.9 \times 0.5 \times (0.61)^2 \times 10 \times 2500 + (2 \times 2542.26 (5.29 + 27.49 + 38.79)) \\ &= 368085.22 \text{ kgcm} \approx 3680.85 \text{ kgm} \geq M_u = 1001.92 \text{ kgm} \end{aligned}$$

3.8.2 Sambungan B (kuda-kuda dengan kolom)

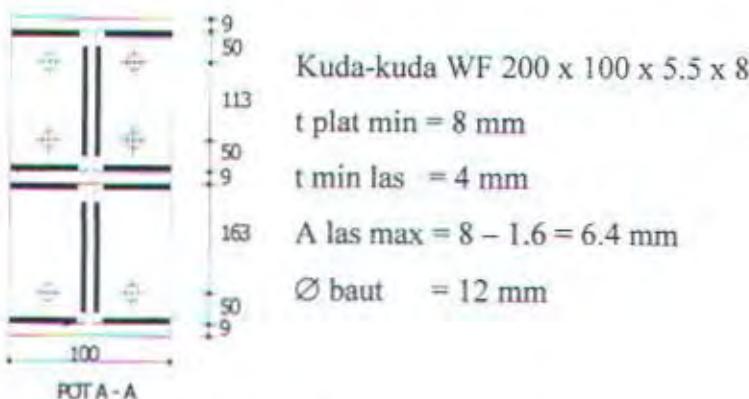


Gambar 3.20 Sketsa gaya - gaya pada sambungan kuda - kuda (balok dengan kolom)

Dari output SAP 2000

$$P_u = \frac{1142.73}{\cos 30} = 1319.15 \text{ kg}$$

$$M_u = 1014.27 \text{ kg}$$



Gambar 3.21 Sketsa potongan A - A (perletakan baut)

kontrol kekuatan las

$$a_{eff\ max\ badan} = 0.707 \times \frac{f_u}{E70xx} \times t_w = 0.707 \times \frac{4100}{70 \times 70.3} \times 5.5 = 3.24 \text{ mm}$$

$$a_{eff\ max\ sayap} = 1.41 \times \frac{f_u}{E70xx} \times t_f = 1.41 \times \frac{4100}{70 \times 70.3} \times 8 = 9.40 \text{ mm}$$

misalkan tebal las ($t_e = 1 \text{ cm}$)

$$A_{\text{las}} = 4(15 \times 1) + 8(4 \times 1) = 92 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} I_x &= (4 \times \frac{1}{12} \times 1 \times 1.5^3) + (4(4 \times 1)(21.75)^2) + (4(4 \times 1)(0.45)^2) + (4(15 \times 1)(11.1)^2) \\ &= 1125 + 7569 + 3.25 + 7392.6 \\ &= 16089.84 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$S_x = \frac{I_x}{Y_{\max}} = \frac{16089.84}{21.75} = 739.76 \text{ cm}^3$$

$$\text{Akibat geser beban sentries, } f_u = \frac{P_u}{A} = \frac{1319.51}{92} = 14.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Akibat beban momen lentur, } f_n = \frac{M_u}{S_x} = \frac{1014.27}{739.76} = 1.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{14.34^2 + 1.37^2} = 14.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi \cdot f_n = 0.75 \times 0.6 \times 70 \times 70.3 = 2214.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e \text{ perlu} = \frac{f_{\text{total}}}{\varphi \cdot f_n} = \frac{14.41}{2214.45} = 0.006 \text{ cm}$$

$$a_{\text{perlu}} = \frac{t_e \text{ perlu}}{0.707} = \frac{0.006}{0.707} = 0.008 \text{ cm}$$

$a_{\text{perlu}} < a_{\min} \rightarrow$ jadi dipakai las = $a_{\min} = 4 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan baut

Direncanakan :

- ❖ Kekuatan baut (BJ 41)
- ❖ \emptyset baut 12 mm
- ❖ Mutu plat (BJ 41)
- ❖ $A_b = \frac{\pi}{4} \times 1.2^2 = 1.130 \text{ cm}^2$
- ❖ Baut type tumpu dan ulir tidak pada bidang geser, t plat penyambung 8 mm

Merencanakan kekuatan sambungan baut (metode titik putar)

- ❖ Kuat geser baut, $V_d = \varphi \cdot r \cdot l \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m$
 $= 0.75 \times 0.5 \times 4100 \times 1.130 \times 1$
 $= 1737.38 \text{ kg}$

❖ Kuat tumpu baut, $R_d = \phi \times 2.4 \times db \times tp \times fu$
 $= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 0.8 \times 4100$
 $= 7084.80 \text{ kg} > V_d \rightarrow \text{OK}$

❖ Kuat tarik (ulir) baut, $T_d = \phi \times 0.75 \times fu \times Ab$
 $= 0.75 \times 0.75 \times 4100 \times 1.130$
 $= 2606.06 \text{ kg}$

Akibat geser sentries, $V_u = \frac{Pu}{n} = \frac{1319.51}{6} = 219.92 \text{ kg} < V_d = 1737.38 \text{ kg}$

$T_{u \max} = \frac{Mud \max}{\sum d^2} = \frac{101427 \times 33.5}{2(22.2^2 + 33.5^2)} = 1051.89 \text{ kg} \leq T_d \text{ (ulir)} \rightarrow \text{OK}$

Kontrol interaksi geser dan tarik

$fuv = \frac{Vu}{Ab} = \frac{219.92}{1.130} = 194.62 \text{ kg/cm}^2 < 0.75 \times 0.5 \times 4100 = 1537.5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{OK}$

$ft = (1.3 \cdot fu_b - 1.5 \cdot fu_v)$
 $= (1.3 \times 4100 - 1.5 \times 194.62) = 5038.07 \text{ kg/cm}^2 > 4100 \text{ kg/cm}^2$

maka digunakan $ft = 4100 \text{ kg/cm}^2$

$T_d = \phi \cdot ft \cdot Ab = 0.75 \times 4100 \times 1.130 = 3474.75 \text{ kg}$

$T_{u \max} = 1039.09 \text{ kg} < T_d = 3474.75 \text{ kg} \rightarrow \text{OK}$

$$\left(\frac{R_{uv}}{\phi \cdot R_{nv}} \right)^2 + \left(\frac{R_{ut}}{\phi \cdot R_{nt}} \right)^2 \leq 1.00$$

$\phi \cdot R_{nv} = 0.75 \times 0.5 \times 4100 \times 1.130 = 1737.38 \text{ kg}$

$\phi \cdot R_{nt} = 0.75 \times 0.75 \times 4100 \times 1.130 = 2606.06 \text{ kg}$

$R_{uv} = \frac{Pu}{n} = \frac{1319.51}{6} = 219.92 \text{ kg}$

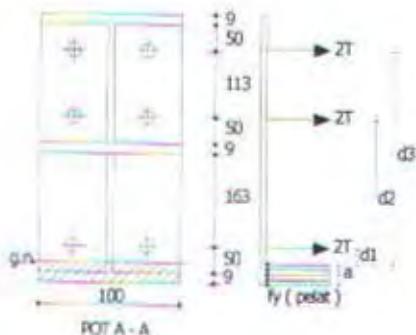
$$\left(\frac{219.92}{1737.38} \right)^2 + \left(\frac{R_{ut}}{2606.06} \right)^2 \leq 1.00$$

$R_{ut} = 2523.22 \text{ kg} < T_d \text{ (dipakai } T_d = R_{ut})$

$a = \frac{\sum T}{b \cdot fy} = \frac{6 \times 2523.22}{10 \times 2500} = 0.61 \text{ cm}$

(a dianggap dibawah baut terbawah adalah benar)





Gambar 3.22 Sketsa gaya tarik baut pada potongan A -A

Kontrol momen

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot M_n &= 0.9 \times 0.5 \times a^2 \times b \times f_y + \sum T \cdot d \\
 &= 0.9 \times 0.5 \times (0.61)^2 \times 10 \times 2500 + (2 \times 2523.22 (5.29 + 27.49 + 38.79)) \\
 &= 365359.82 \text{ kgcm} \approx 3653.60 \text{ kgm} \geq M_u = 1014.27 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan suatu sarana untuk menghubungkan antara ruang yang memiliki perbedaan elevasi di dalam sebuah bangunan. Pada perencanaan ini, tangga dijadikan sebagai sarana untuk penyelamatan yang bersifat emergency. Adapun persyaratan perencanaan tangga yang baik adalah :

$$\begin{array}{l} 60 \text{ cm} < 2t + i < 65 \text{ cm} \\ 25^0 < \alpha < 40^0 \end{array}$$

di mana : t = tinggi injakan i = lebar injakan
 α = kemiringan tangga

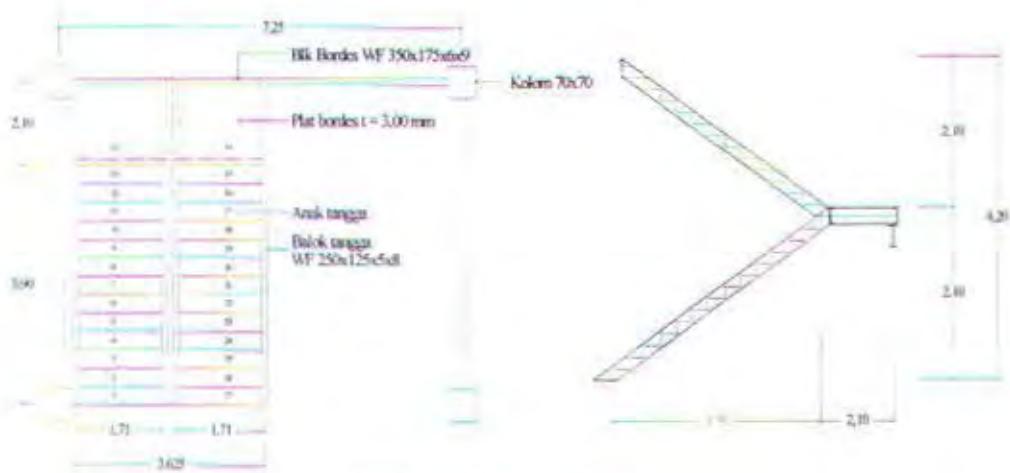
Perencanaan injakan dan tanjakan :

- Beda tinggi lantai = 420 cm
- Elevasi bordes = 210 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Tinggi injakan (t) = 15 cm
- Jumlah tanjakan = $210 \text{ cm} : 15 \text{ cm} = 14$ buah

$$\text{Sisanya} = 210 - (14 \times 15) = 0$$

Maka jumlah seluruhnya = 14 buah

- Jumlah injakan = $14 - 1 = 13$ buah
- Sudut tangga (α) = $\arctg [210 : (13 \times 30)] = 28,3^0$
- Lebar bordes = 362,5 cm
- Panjang bordes = 210 cm

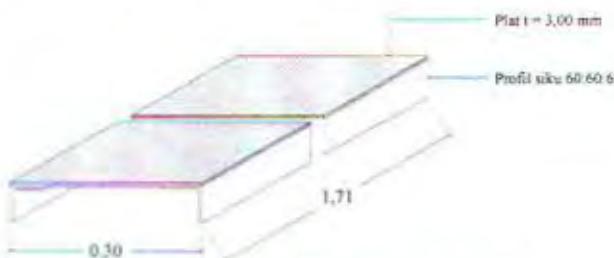


Gambar 4.1 Sketsa tangga

4.1.1 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Direncanakan plat anak tangga :

- Tebal Plat Bordes = 3 mm (BJ 41)
- $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
- $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$
- Berat baja = 78750 kg/m^2



Gambar 4.2 Penampang melintang anak tangga

Pembebaan

a. Beban Mati (DL)

- Beban Plat 3 mm = $0,003 \cdot 78750 \cdot 1,71 = 40,27 \text{ kg/m}$
 - Beban tambahan = $(\pm 10 \%) = 4,03 \text{ kg/m}$
- $$q_D = 44,3 \text{ kg/m}$$

b. Beban Hidup (LL)

- Beban Hidup Lantai Tangga (300 kg/m^2) . $q_{LL} = 300 \cdot 1,71 = 513 \text{ kg/m}$

Momen Berfaktor

$$q_{ult} = 1,2 \cdot 44,3 + 1,6 \cdot 513 = 873,96 \text{ kg/m}$$

$$M_{ult} = 1/8 \cdot q_{ult} \cdot L^2 = 1/8 \cdot 873,96 \cdot 0,3^2 = 9,83 \text{ kg.m}$$

Kontrol Kekuatan Pelat

Karena kedua sisi plat dikekang / diberi pengaku maka $L_B = 0$

$$Zx = 1/4 \cdot b \cdot d^2 = 1/4 \cdot 171 \cdot 0,3^2 = 3,85 \text{ cm}^3$$

$$Ix = 1/12 \cdot b \cdot d^3 = 1/12 \cdot 171 \cdot 0,3^3 = 0,38 \text{ cm}^4$$

$$Iy = 1/12 \cdot b \cdot d^3 = 1/12 \cdot 0,3 \cdot 171^3 = 125.005,28 \text{ cm}^4$$

$$iy = \sqrt{\frac{Iy}{b}} = \sqrt{\frac{125.005,28}{171}} = 27,04 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \cdot iy \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \cdot 27,04 \cdot \sqrt{\frac{2.10^6}{2500}} = 1.346,06 \text{ cm} \end{aligned}$$

$L_B < L_p \rightarrow$ Bentang pendek

$$M_n = M_{px} = Zx \cdot f_y = 3,85 \cdot 2500 = 9.625 \text{ kg.cm} = 96,25 \text{ kg.m}$$

$$M_u \leq 0,9 M_n$$

$$9,83 \text{ kg.m} \leq 86,625 \text{ kg.m} \dots (\text{OK})$$

Kontrol Lendutan

$$\text{Lendutan ijin} \rightarrow f = \frac{L}{360} = \frac{30}{360} = 0,083 \text{ cm}$$

$$y_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(q_D + q_L) L^4}{E \cdot Ix} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(0,443 + 5,13) 30^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 0,38} = 0,077 \text{ cm}$$

$$y_{max} \leq f \dots (\text{OK})$$

plat 3 mm dapat dipakai

4.1.2 Perhitungan Pengaku Plat Anak Tangga.

Direncanakan plat anak tangga :

- Tebal plat = 3 mm = 0,3 cm
- BJ baja = 7850 kg/m²



Gambar 4.3 Penampang melintang anak tangga

Direncanakan profil siku L60.60.6 di mana :

$$\begin{array}{lll} b = 60 \text{ mm} & W = 5.42 \text{ kg/m} & A = 6.910 \text{ cm}^2 \\ t_w = 6 \text{ mm} & I_x = I_y = 22.80 \text{ cm}^4 & r = 8 \text{ mm} \\ & & i_x = i_y = 1.820 \text{ cm} \end{array}$$

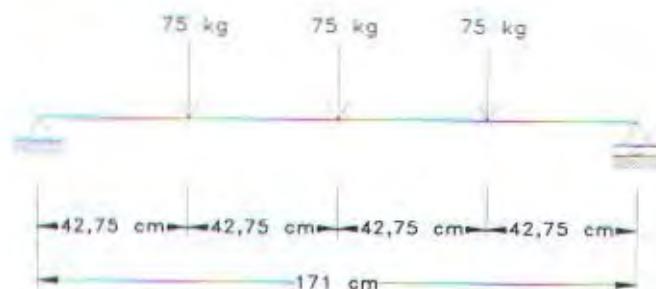
Pembebanan Pada Plat Anak Tangga :

1. Beban Mati (1/2 lebar injakan)

$$\begin{array}{lll} \text{berat plat} & = 0.003 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 7850 \text{ kg/m}^3 & = 3.53 \text{ kg/m} \\ \text{berat profil} & = 5.42 \text{ kg/m} & \\ & & \hline & & \\ & & = 8.95 \text{ kg/m} \\ \text{berat tambahan } 15\% & (15\% * 8.95 \text{ kg/m}) & = 1.34 \text{ kg/m} \\ & & \hline & & \\ q_d & = 10.29 \text{ kg/m} & \end{array}$$

$$M_D = 1/8 \cdot q_d \cdot L^2 = 1/8 \cdot 10.29 \cdot 1.7^2 = 3,72 \text{ kg-m} = 372 \text{ kg-cm}$$

2. Beban Hidup (1/2 lebar injakan)



Gambar 4.4 Pembebanan pada anak tangga

$$M_L = (112,5 \cdot 0,855) - (0,4275 \cdot 75)$$

$$= 64,125 \text{ kg-m} = 6.412,5 \text{ kg-cm}$$

$$V_u = \frac{1}{2} (1,2 \cdot 10,29 \cdot 1,7) + \frac{1}{2} (1,6 \cdot 2,25)$$

$$= 190,5 \text{ kg}$$

$$M_u = (1,2 \cdot M_D + 1,6 \cdot M_L)$$

$$= (1,2 \cdot 372 + 1,6 \cdot 6412,25)$$

$$= 10706,4 \text{ kg-cm}$$

Kontrol Lendutan

$$\text{Lendutan ijin} \rightarrow f = \frac{L}{240} = \frac{171}{240} = 0,7125 \text{ cm}$$

$$f_t = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_p \cdot L^4}{E \cdot I_x} + \frac{19}{384} \cdot \frac{P \cdot L^3}{E \cdot I_x}$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{0,1029 \cdot 171^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 22,80} + \frac{19}{384} \cdot \frac{75 \cdot 171^3}{2 \cdot 10^6 \cdot 22,80} = 0,432 \text{ cm}$$

Syarat :

$$\bar{f}_t \leq f$$

$$0,432 \text{ cm} < 0,7125 \text{ cm} \dots\dots (\text{OK})$$

Kontrol Penampang (Local Buckling)

$$h = 60 - (6 + 8) = 46 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{t_w} \leq \frac{170}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{60}{6} \leq \frac{170}{\sqrt{250}}$$

$$\frac{46}{6} \leq \frac{1680}{\sqrt{250}}$$

$$10 < 10,75 \dots\dots (\text{OK})$$

$$7,67 < 106,25 \dots\dots (\text{OK})$$

Kontrol Lateral Buckling

Propil dengan pengaku disepanjang bentang

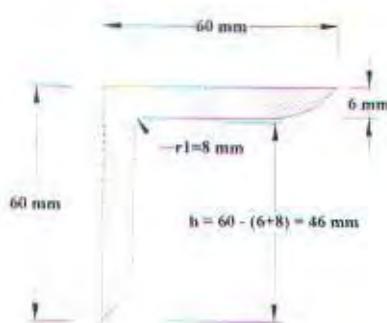
$$L_B = 0$$

$$L_p = 1,76 \cdot i_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \cdot 1,82 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2500}} = 90,6 \text{ cm}$$

$L_B < L_p \rightarrow$ Bentang Pendek $M_n = M_{px}$

Penampang kompak di mana $M_n = M_{px}$



Gambar 4.5. Penampang profil pengaku siku anak tangga

$$\begin{aligned} Z_x &= (tw \cdot d) \cdot 1/2d + (tw \cdot (b - tw)) \cdot 1/2tw \\ &= (0,6 \cdot 6,0) \cdot \frac{1}{2} \cdot 6,0 + (0,6 \cdot (6,0 - 0,6)) \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,6 = 11,77 \text{ cm}^3 \\ M_p &= 11,77 \text{ cm}^3 \cdot 2500 \text{ kg/cm}^2 = 29425 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Syarat : $M_u \leq \phi M_p$

$$10706,4 \text{ kgcm} \leq 0,9 \cdot 29425 \text{ kgcm}$$

$$10706,4 \text{ kgcm} < 26482,5 \text{ kgcm} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

Kontrol Geser

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{46}{6} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$7.67 < 69.57 \rightarrow$ geser plastis

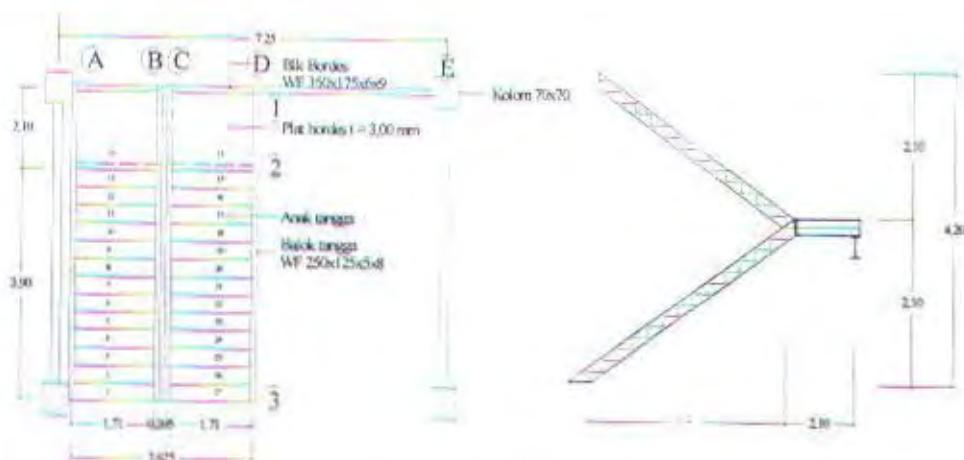
$$V_n = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w = 0.6 \cdot 2500 \cdot 0.6 \cdot 6 = 5400 \text{ kg}$$

Syarat : $V_u \leq \phi V_n$

$$190,5 \text{ kg} \leq 0.9 \cdot 5400 \text{ kg}$$

$$190,5 \text{ kg} < 4860 \text{ kg} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

4.1.3 Perencanaan Balok Tangga



Gambar 4.6. Posisi balok tangga

Direncanakan profil balok tangga dengan WF 250.125.5.8

$$A = 32,68 \text{ cm}^2 \quad I_x = 3540 \text{ cm}^4 \quad S_x = 285 \text{ cm}^3$$

$$W = 25,7 \text{ kg/m} \quad J_y = 32,68 \text{ cm}^4 \quad S_y = 41,1 \text{ cm}^3$$

$$bf = 124 \text{ mm} \quad ix = 32,68 \text{ cm} \quad Z_x = 305 \text{ cm}^3$$

$$d = 248 \text{ mm} \quad iy = 32,68 \text{ cm} \quad Z_y = 63 \text{ cm}^3$$

$$tw = 5 \text{ mm} \quad r = 32,68 \text{ mm} \quad h = 248 - 2(8+12)$$

$$tf = 8 \text{ mm} \quad = 208 \text{ mm}$$

Pembebanan Balok Tangga (Balok 1, 2, 3)

1. Beban Mati (1/2 lebar anak tangga)

• berat profil	= 25,7 kg/m : cos 28,3°	= 29,19 kg/m
• berat plat anak tangga	= (10,29 kg/m : 0,15 m) . 0,855 m	= 58,65 kg/m
• railing tangga	= 20 kg/m	= 20 kg/m
<hr/>		$q_{d1} = 107,84 \text{ kg/m}$

2. Beban Hidup (1/2 lebar anak tangga)

$$q_{h1} = 300 \text{ kg/m}^2 \cdot 0,855 \text{ m} = 256,5 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Bordes :

Beban hidup	= 300 kg/m ²	= 300 kg/m
Beban tegel 2 cm	= 0,02 . 2400	= 48 kg/m
Beban spesi 2 cm	= 0,02 . 2100	= 42 kg/m
<hr/>		$q_{total} = 390 \text{ kg/m}$

Dipakai combideck dengan data (L = 2100 mm)

Berat combideck = 9,20 kg/m²

Tebal combideck = 10 cm

Tanpa penyangga

Direncanakan profil balok bordes dengan WF 350x175x6x9

1. Beban Mati (1/2 lebar anak tangga)

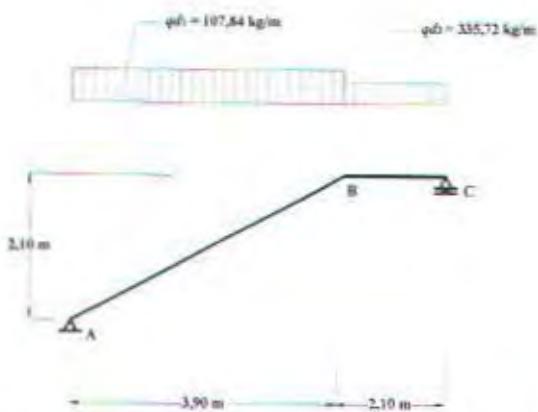
• berat tegel (2 cm)	= 0,02 . 2400 . 0,855 m	= 41,04 kg/m
• berat spesi (2 cm)	= 0,02 . 2100 . 0,855 m	= 35,91 kg/m
• berat plat combideck	= 0,10 m . 2400 kg/m ³ . 0,855 m	= 7,87 kg/m
• berat plat beton	= 0,10 m . 2400 kg/m ³ . 0,855 m	= 205,20 kg/m
• berat balok bordes	= 25,7 kg/m	= 25,7 kg/m
• railing tangga	= 20 kg/m	= 20 kg/m
<hr/>		$q_{d2} = 335,72 \text{ kg/m}$

2. Beban Hidup (1/2 lebar anak tangga)

$$q_{h2} = 300 \text{ kg/m}^2 \cdot 0,855 \text{ m} = 256,5 \text{ kg/m}$$

Perhitungan Gaya-Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Struktur Tangga

A. Beban Mati



Gambar 4.7 Pembebanan pada tangga akibat beban mati

$$V_{DA} = \{(q_{d1} \cdot 3.90 \text{ m} \cdot 4.05 \text{ m}) + (\frac{1}{2} \cdot q_{d2} \cdot 2.10^2)\}/6 \text{ m} = 407.26 \text{ kg} (\uparrow)$$

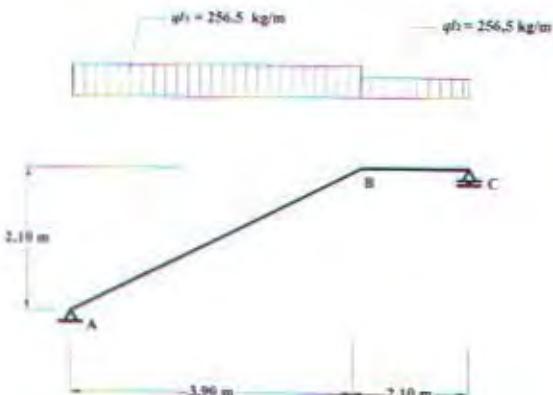
$$V_{DC} = \{(q_{d2} \cdot 2.10 \text{ m} \cdot 4.95 \text{ m}) + (\frac{1}{2} \cdot q_{d1} \cdot 3.90^2)\}/6 \text{ m} = 718.32 \text{ kg} (\uparrow)$$

Kontrol : $\sum V = 0$

$$407.26 \text{ kg} + 718.32 \text{ kg} = (107.84 \text{ kg/m} \cdot 3.90 \text{ m}) + (335.72 \text{ kg/m} \cdot 2.10 \text{ m})$$

$$1125.58 \text{ kg} = 1125.58 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

B. Beban Hidup



Gambar 4.8 Pembebanan pada tangga akibat beban hidup

$$V_{LA} = \{(q_{l1} \cdot 3.90 \text{ m} \cdot 4.05 \text{ m}) + (\frac{1}{2} \cdot q_{l2} \cdot 2.1^2)\}/6 \text{ m} = 769.5 \text{ kg} (\uparrow)$$

$$V_{LC} = \{(q_{l2} \cdot 2.1 \text{ m} \cdot 4.95 \text{ m}) + (\frac{1}{2} \cdot q_{l1} \cdot 3.90^2)\}/6 \text{ m} = 769.5 \text{ kg} (\uparrow)$$

$$\sum V = 0$$

$$769.5 \text{ kg} + 769.5 \text{ kg} = (206.5 \text{ kg/m} \cdot 3.90 \text{ m}) + (256.5 \text{ kg/m} \cdot 2.10 \text{ m}) \\ 1539 \text{ kg} = 1539 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

Gaya-Gaya Dalam Ultimite

$$\begin{aligned} q_{u1} &= (1.2 \cdot q_{d1}) + (1.6 \cdot q_{l1}) &= (1.2 \cdot 107.84) + (1.6 \cdot 256.5) = 539.81 \text{ kg/m} \\ q_{u2} &= (1.2 \cdot q_{d2}) + (1.6 \cdot q_{l2}) &= (1.2 \cdot 335.72) + (1.6 \cdot 256.5) = 813.26 \text{ kg/m} \\ V_{UA} &= (1.2 \cdot V_{DA}) + (1.6 \cdot V_{LA}) &= (1.2 \cdot 407.26 \text{ kg}) + (1.6 \cdot 769.5 \text{ kg}) \\ &= 1719.1 \text{ kg } (\uparrow) \\ V_{UC} &= (1.2 \cdot V_{DC}) + (1.6 \cdot V_{LC}) &= (1.2 \cdot 718.32 \text{ kg}) + (1.6 \cdot 769.5 \text{ kg}) \\ &= 2093.18 \text{ kg } (\uparrow) \end{aligned}$$

Batang CB

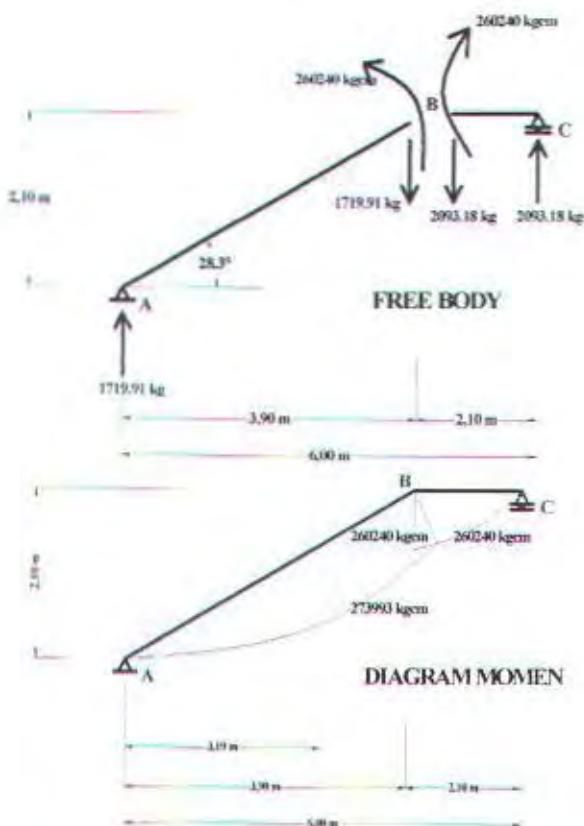
$$\begin{aligned} M_{uBC} &= -(V_{UC} \cdot 2.10 \text{ m}) + (0.5 \cdot q_{u2} \cdot 2.10^2) \\ &= -(2093.18 \text{ kg} \cdot 2.10 \text{ m}) + (\frac{1}{2} \cdot 813.26 \cdot 2.10^2) \\ &= -2602.4 \text{ kg-m} = -260240 \text{ kg-cm} \\ M_{uBA} &= (V_{UA} \cdot 3.90 \text{ m}) - (0.5 \cdot q_{u1} \cdot 3.90^2) \\ &= (1719.91 \text{ kg} \cdot 3.90 \text{ m}) - (\frac{1}{2} \cdot 539.81 \cdot 3.90^2) \\ &= 2602.4 \text{ kg-m} = 260240 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

Kontrol : $M_{uBA} = M_{uBC} = 260240 \text{ kg-cm} \dots \dots \dots \text{(OK)}$

Batang AB

$$\begin{aligned} M_{x1} &= (V_{UA} \cdot x_1) - (1/2 \cdot q_{u1} \cdot x_1^2) \\ \frac{dM_{x1}}{dx_1} &= 0 \Rightarrow V_{ua} - q_{u1} \cdot x_1 = 0 \\ x_1 &= \frac{V_{UA}}{q_{u1}} \\ &= \frac{1719.91}{539.81} = 3.19 \text{ m} < 3.90 \text{ m} \dots \dots \dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u \max} &= (V_{UA} \cdot x) - (1/2 \cdot q_{u1} \cdot x^2) \\ &= (1719.91 \text{ kg} \cdot 3.19 \text{ m}) - (1/2 \cdot 539.81 \text{ kg/m} \cdot 3.19^2) \\ &= 2739.93 \text{ kgm} = 273993 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$



Gambar 4.9. Free body dan bidang M pada portal tangga

Kontrol Penampang (Local Buckling)

- Kontrol sayap

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{12.4}{2 \times 0.8} = 7.75$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p$$

- Kontrol badan

$$\frac{h}{tw} = \frac{20.8}{0.5} = 41.6$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.26$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda p$$

Profil Penampang kompak $M_{nx} = M_{px}$

Kontrol Lateral Buckling

➢ Batang Miring (442.94 cm)

$$L_B = \frac{30}{\cos 28.3} = 34.07 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 \cdot i_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ = 1.76 \cdot 2.79 \cdot \sqrt{\frac{2.10^6}{2500}} = 138.89 \text{ cm}$$

$L_B < L_p \rightarrow$ Bentang pendek $M_n = M_{px}$

➢ Batang Horisontal (210 cm)

$$L_B = 0 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 \cdot i_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ = 1.76 \cdot 2.79 \cdot \sqrt{\frac{2.10^6}{2500}} = 138.89 \text{ cm}$$

$L_B < L_p \rightarrow$ Bentang pendek $M_n = M_{px}$

$$M_u = 2632.93 \text{ kg.m}$$

$$M_n = M_{px} = Z_x \cdot f_y = 305 \cdot 2500 = 762500 \text{ kg.cm} = 7625 \text{ kg.m}$$

$$M_y = S_x \cdot f_y = 285 \cdot 2500 = 712500 \text{ kg.cm} = 7125 \text{ kg.m}$$

$$1.5 M_y = 1.5 \cdot 7125 = 10687.5 \text{ kg.m} \geq M_p$$

$$M_u \leq \emptyset \cdot M_n$$

$$2739.93 \text{ kg.m} \leq 0.9 \cdot 7625$$

$$2739.93 \text{ kg.m} \leq 6862.5 \text{ kg.m}$$

Kontrol Lendutan

$$\text{Lendutan ijin} \rightarrow \bar{f} = \frac{L}{360} = \frac{652.94}{360} = 1.814 \text{ cm}$$

➤ Batang Miring (442.94 cm)

$$\begin{aligned} y_1 &= \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_x} (M_{\max} - 0.1(M_A + M_B)) \\ &= \frac{5 \times 442.94^2}{48 \times 2.10^6 \times 3540} (2739.93 - 0.1(0 + 260240)) = 0.716 \text{ cm} \end{aligned}$$

➤ Batang Horisontal (210 cm)

$$\begin{aligned} y_2 &= \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_x} (M_{\max} - 0.1(M_A + M_B)) \\ &= \frac{5 \times 210^2}{48 \times 2.10^6 \times 3540} (2739.93 - 0.1(0 + 260240)) = 0.161 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$y_1 + y_2 = 0.716 + 0.165 = 0.877 \text{ cm}$$

$$y_1 + y_2 = 0.877 \text{ cm} \leq f = 1.814 \text{ cm} \dots \text{(OK)}$$

Kontrol Geser

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{208}{5} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$41.6 < 69.57 \dots \text{(OK)}$$

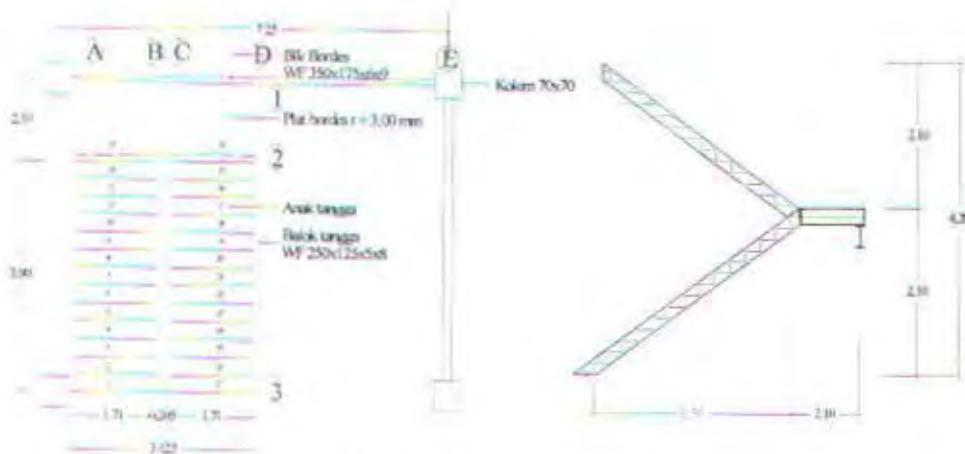
$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \\ &= 0.6 \cdot 2500 \cdot \{24.8 \cdot 0.5\} \\ &= 18.600 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$1685.99 \text{ kg} < 0.9 \cdot 18600 \text{ kg}$$

$$1685.99 \text{ kg} < 16740 \text{ kg} \dots \text{(OK)}$$

4.1.4 Perencanaan Balok Bordes



Gambar 4.10. Posisi balok bordes tangga

Direncanakan profil balok bordes tangga dengan WF 350.175.6.9

$$\begin{array}{lll}
 A = 52,68 \text{ cm}^2 & I_x = 11100 \text{ cm}^4 & S_x = 641 \text{ cm}^3 \\
 W = 41,4 \text{ kg/m} & I_y = 792 \text{ cm}^4 & S_y = 91 \text{ cm}^3 \\
 bf = 174 \text{ mm} & ix = 14.50 \text{ cm} & Z_x = 689 \text{ cm}^3 \\
 d = 346 \text{ mm} & iy = 3,88 \text{ cm} & Z_y = 139 \text{ cm}^3 \\
 tw = 6 \text{ mm} & r = 14 \text{ mm} & h = 346 - 2(9+14) \\
 tf = 9 \text{ mm} & & = 300 \text{ mm}
 \end{array}$$

Pembebanan Pada Balok Bordes (Balok ABCDE):

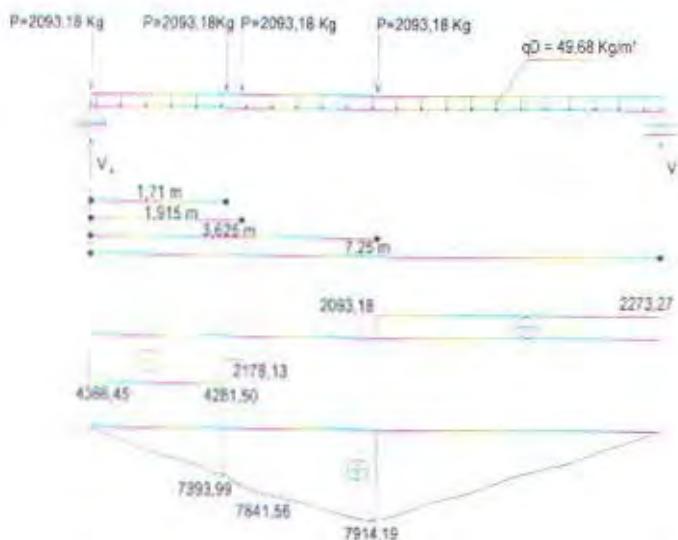
PEMBEBANAN

- Beban Mati
- berat balok bordes

$$\frac{= 41,4 \text{ kg/m}'}{q_d = 41,4 \text{ kg/m}'}$$

BEBAN ULTIMATE

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1.2 \cdot q_d \\
 &= 1.2 \cdot 41,4 = 49,68 \text{ kg/m}'
 \end{aligned}$$



Gambar 4.11 Gaya-gaya yang terjadi pada balok bordes dan bid.D,M nya

Gaya-gaya pada balok bordes :

$$R_A = \frac{2093,18 \cdot (7,25 + 5,54 + 5,335 + 3,625) + (49,68 \cdot 7,25 \cdot 3,625)}{7,25} = 6459,63 \text{ kg} \uparrow$$

$$R_B = \{(4 \cdot 2093,18) + (49,68 \cdot 7,25)\} = 2273,27 \text{ kg} \uparrow$$

$$M_{max} = R_A \cdot 3,625 - 2093,18 \cdot (3,625 + 1,915 + 1,71) - 49,68 \frac{3,625^2}{2}$$

$$= 7914,19 \text{ kNm}$$

Kontrol Lendutan

$$\text{Lendutan ijin} \rightarrow f = \frac{L}{360} = \frac{725}{240} = 3,02 \text{ cm}$$

$$f_l = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_D \cdot L^4}{E \cdot I_x} + \frac{1}{48} \frac{P \cdot L^3}{E \cdot I_x}$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{0,414 \cdot 725^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 11100} + \frac{1}{48} \cdot \frac{4 \cdot 2093,18 \cdot 725^3}{2 \cdot 10^6 \cdot 11100} = 2,90 \text{ cm} < f.... (\text{Ok})$$

Kontrol Penampang (Local Buckling)

- Kontrol sayap

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{175}{2 \times 9} = 9.72$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p$$

- Kontrol badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{6} = 50$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.25$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_p$$

Profil Penampang kompak $M_{nx} = M_{px}$

Kontrol Lateral Buckling

$$L_B = 171 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 \cdot i_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1.76 \cdot 3.88 \cdot \sqrt{\frac{2.10^6}{2500}} = 193.15 \text{ cm}$$

$L_B < L_p \rightarrow$ Bentang pendek $M_n = M_{px}$

$$M_u = 7914,19 \text{ kg.m}$$

$$M_n = M_{px} = Z_x \cdot f_y = 689 \cdot 2500 = 1722500 \text{ kg.cm} = 17225 \text{ kg.m}$$

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

$$7914,19 \leq 0.9 \cdot 17225$$

$$7914,19 \text{ kg.m} \leq 15502,5 \text{ kg.m}$$

Kontrol Geser

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{300}{6} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$50 < 69.57 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$V_n = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w = 0.6 \cdot 2500 \cdot \{346 \cdot 0.6\} = 31140 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$4366,45 \text{ kg} < 0,9 \cdot 31140 \text{ kg}$$

$$4366,45 \text{ kg} < 28026 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

4.1.5 Disain Sambungan

Sambungan Baut

Sambungan antara tangga dan tumpuan merupakan sambungan geser, oleh karena itu direncanakan dengan menggunakan sambungan baut (asumsi perletakan sendi).

a. Kuat geser

$$V_n = \phi f_r \cdot r_1 \cdot f_u \cdot A_{baut} \cdot m \rightarrow r_1 = 0,5$$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (BJ 41)}$$

$$\phi_{baut} = 12 \text{ mm} (A_{baut} = 1,13 \text{ cm}^2)$$

$$m = 1 \text{ sisi}$$

$$V_n = 0,75 \cdot 0,5 \cdot 4100 \cdot 1,13 \cdot 1$$

$$= 1737,38 \text{ kg} \text{ (menentukan)}$$

b. Kuat tumpu

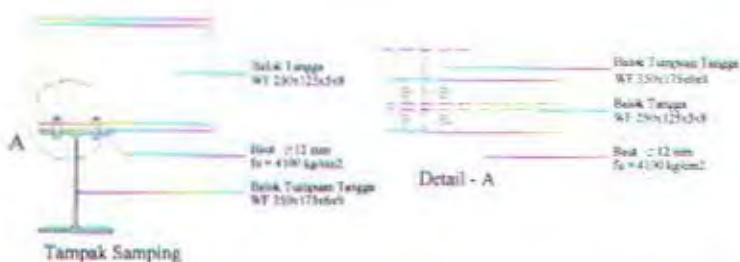
$$V_n = \phi f_r \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \text{ (tebal plat sayap dipakai } t_p = 8 \text{ mm)}$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 4100$$

$$= 7084,8 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{V_n} = \frac{4366,45}{1737,38} = 2,51 \text{ buah}$$

= dipasang 4 buah baut $\phi 12 \text{ mm}$



Gambar 4.12 Sambungan Balok Tangga Dengan Balok Tumpuan Tangga

Sambungan Las

Sambungan antara balok – balok tangga direncanakan dengan menggunakan sambungan las, karena dalam perhitungan diatas kekuatan profil sudah memadai, dengan ketentuan sebagai berikut :

- Mutu las E70XX ($f_{uw} = 70 \text{ ksi} = 4921 \text{ kg/cm}^2$)
- Tebal plat penyambung $t = 10 \text{ mm}$



Gambar 4.13 Sambungan Balok Tangga Dengan Balok Tumpuan Tangga

4.2 Perencanaan Struktur Lantai

Plat Lantai Atap

Dipakai plat combideck dengan tebal plat = 0.85 mm, sifat – sifat penampang panel plat combideck dapat dilihat pada lampiran tabel.

Pembebanan

1. BEBAN MATI

- Berat plai lantai combideck = 9.20 kg/m^2 = 9.20 kg/m^2
- Berat plat beton $t = 7.75 \text{ cm} = 0.0775 \text{ m}$. 2400 kg/m^3 = 186 kg/m^2
- Finishing :

- Aspal 2 cm	= $0.02 \cdot 1400$	= 28 kg/m^2
- Rangka + plafon	= $(11 + 7)$	= 18 kg/m^2
- Ducting AC& pipa	= 10 kg/m^2	= 10 kg/m^2
	total beban finishing	= $56 \text{ kg/m}^2 = 56 \text{ kg/m}^2$
		$q_d = 251.2 \text{ kg/m}^2$

2. BEBAN HIDUP

Beban hidup = 100 kg/m^2

Beban super imposed = beban hidup + finishing

$$\begin{aligned}&= 100 \text{ kg/m}^2 + 56 \text{ kg/m}^2 \\&= 156 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

Didapatkan data-data pada tabel bentang menerus dengan 1 penyangga sebagai berikut :

- bentang (span) = 3.625 m

- tebal plat beton = 14 cm

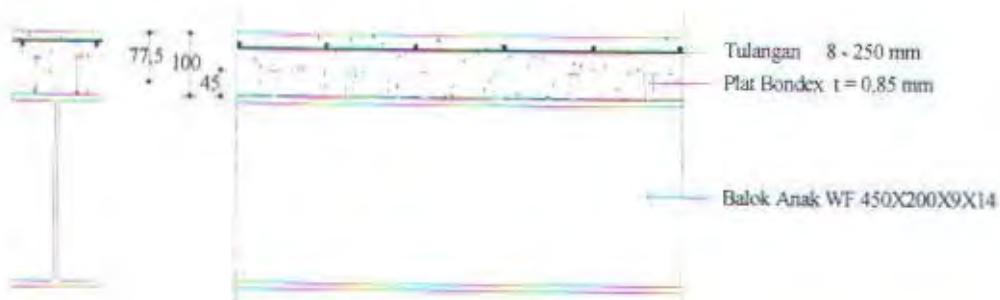
- tulangan negatif = $1.84 \text{ cm}^2/\text{m}$

- direncanakan memakai tulangan $\varnothing 8 \text{ mm}$ ($A_s = 0.5024 \text{ cm}^2$)

maka jumlah tulangan negatif per meter : $n = \frac{1.84 \text{ cm}^2}{0.5024 \text{ cm}^2} = 3.66 \approx 4$ buah

jarak antar tulangan per meter = $1000 \text{ mm} : 4 = 250 \text{ mm}$

Dipasang tulangan negatif $\varnothing 8-250 \text{ mm}$ ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$).



Gambar 4.14 Potongan plat atap

Perencanaan Struktur Lantai

Plat lantai 1 s/d lantai 7

Dipakai plat combideck dengan tebal plat = 0.85 mm, sifat – sifat penampang panel plat combideck dapat dilihat pada lampiran tabel.

Pembebatan

1. BEBAN MATI

- Berat lantai combideck	= 9.20 kg/m ²	= 9.20 kg/m ²
- Berat plat beton $t = 9.75 \text{ cm} = 0.0975 \text{ m}$	$\cdot 2400 \text{ kg/m}^3$	= 234 kg/m ²
- Finishing :		
- Tegel 2 cm	= 0.02 . 3400	= 48 kg/m ²
- Spesi 2 cm	= 0.02 . 2100	= 42 kg/m ²
- Rangka + plafon	= (11 + 7)	= 18 kg/m ²
- Ducting AC & pipa	= 10 kg/m ²	= 10 kg/m ²
	total beban finishing	= 1188 kg/m ² = 118 kg/m ²
		$q_d = 361.2 \text{ kg/m}^2$

2. BEBAN HIDUP

Beban hidup = 250 kg/m²

Beban super imposed = beban hidup + finishing

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 + 118 \text{ kg/m}^2 \\ &= 368 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

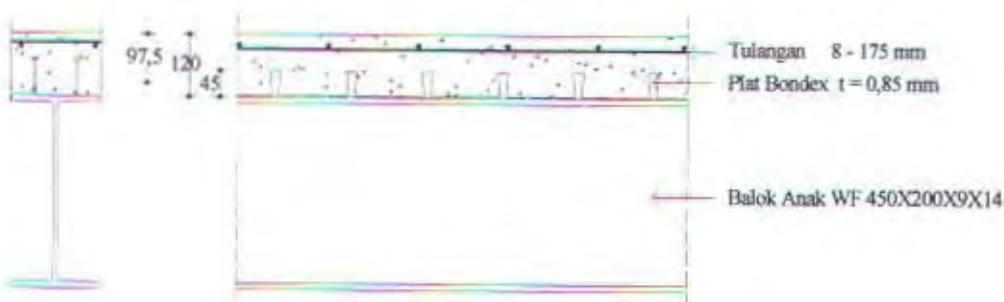
didapatkan data-data pada tabel bentang menerus dengan penyangga dengan

- bentang (span) = 3.625 m
- tebal plat beton = 12 cm
- tulangan negatif = 2.78 cm²/m
- direncanakan memakai tulangan Ø8 mm ($A_s = 0.5024 \text{ cm}^2$)

maka jumlah tulangan negatif per meter : $n = \frac{2.78 \text{ cm}^2}{0.5024 \text{ cm}^2} = 5.53 \approx 6$ buah

jarak antar tulangan per meter = 1000 mm : 6 = 166.67 mm ≈ 175 mm

Dipasang tulangan negatif Ø8-175 mm ($A_s = 2.87 \text{ cm}^2/\text{m}$).



Gambar 4.15 Potongan plat lantai

Plat Lantai Mesin Lift

Dipakai plat combideck dengan tebal plat = 0.85 mm, sifat – sifat penampang panel plat combideck dapat dilihat pada lampiran tabel.

Pembebaan

1. BEBAN MATI

- Berat lantai combideck	= 9.20 kg/m ²	= 9.20 kg/m ²
- Berat plat beton $t = 10.75 \text{ cm} = 0.1075 \text{ m}$	$\cdot 2400 \text{ kg/m}^3$	= 258 kg/m ²
- Finishing :		
- Rangka + plafon	= (11 + 7)	= 18 kg/m ²
- Ducting AC & pipa	= 10 kg/m ²	= 10 kg/m ²
	<hr/>	<hr/>
	total beban finishing	= 28 kg/m ²
	<hr/>	<hr/>
		$q_d = 295.2 \text{ kg/m}^2$

2. BEBAN HIDUP

Beban hidup = 400 kg/m²

Beban super imposed = beban hidup + finishing

$$\begin{aligned} &= 400 \text{ kg/m}^2 + 28 \text{ kg/m}^2 \\ &= 428 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

didapatkan data-data pada tabel bentang menerus dengan penyangga dengan

- bentang (span) = 4.00 m

- tebal plat beton = 13 cm

- tulangan negatif = 3.24 cm²/m

- direncanakan memakai tulangan Ø8 mm ($A_s = 0.5024 \text{ cm}^2$)

maka jumlah tulangan negatif per meter : $n = \frac{3.24 \text{ cm}^2}{0.5024 \text{ cm}^2} = 6.45 \approx 7$ buah

jarak antar tulangan per meter = 1000 mm : 7 = 142.85 mm ≈ 150 mm

Dipasang tulangan negatif Ø8-150 mm ($A_s = 3.35 \text{ cm}^2/\text{m}$).



Gambar 4.16 Potongan plat lantai mesin lift

4.3 Perencanaan Balok Anak 1'(A-E), 1'(F-H), 2'(A-E), 2'(F-I), 3'(B-E), 3'(F-I)

Balok bertugas agar luasan lantai tidak lebar sehingga masih mempunyai kekakuan yang cukup. Balok anak menumpu di atas dua tumpuan sederhana. Balok anak direncanakan menggunakan profil WF 450.200.9.14, dengan data sebagai berikut :

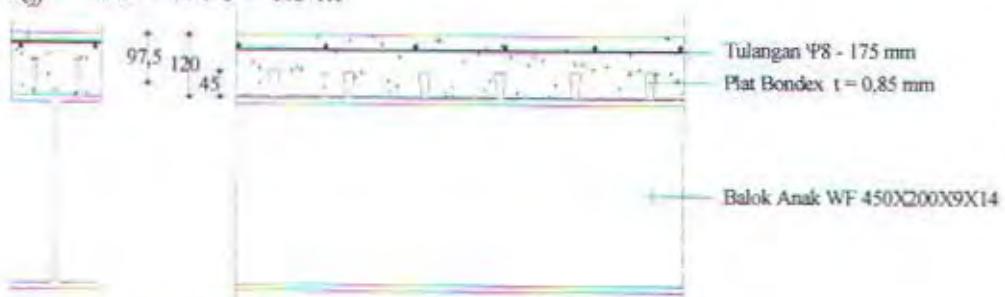
A	= 96,76 cm ²	ix = 18,6 cm	r = 18 mm
W	= 76,0 kg/m	tw = 9 cm	Z_x = 1621 cm ³
d	= 450 mm	tf = 14 cm	Z_y = 289 cm ³
b	= 200 mm	I_x = 33500 cm	S_x = 1490 cm ³
iy	= 4,40 mm	I_y = 1870 mm	S_y = 187 cm ³
H	= $d - 2(t_f + r)$		
	= $350 - 2(11 + 14)$		
	= 300 mm		

BJ -41 : f_y = 2500 kg/cm²
 f_u = 4100 kg/cm²

Beton : f_c' = 25 Mpa = 250 kg/cm²

Panjang balok anak (L) = 6000 mm = 6.0 m

b_{eff} = $\frac{1}{4} L$ = $\frac{1}{4} \cdot 6$ = 1.5 m



Gambar 4.17 Beban lantai balok anak

Setelah Komposit

Beban Mati

- Berat pelat combideck : 9.20 . 3.625 = 33.35 kg/m
- Berat sendiri pelat beton : 0.0975 . 2400 . 3.625 = 848.25 kg/m
- Berat sendiri profil WF = 76 kg/m
- Berat spesi : 0.02 . 2100 . 3.625 = 152.25 kg/m
- Berat tegel : 0.02 . 2400 . 3.625 = 174 kg/m

▪ Berat dinding,tinggi 4.2 m: $250 \cdot 4.2$	=	1050 kg/m
▪ Berat plafon + rangka : $(10 + 7) \cdot 3.625$	=	65.25 kg/m
▪ Berat ducting AC + pipa : $10 \cdot 3.625$	=	36.25 kg/m
	=	2435.35 kg/m
▪ Berat ikatan 10% . 2435.35	=	243.535 kg/m
	=	2678.88 kg/m

Beban Hidup ; $q_l = 250 \text{ kg/m}^2 \cdot 3.625 \text{ m} = 906.25 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban :

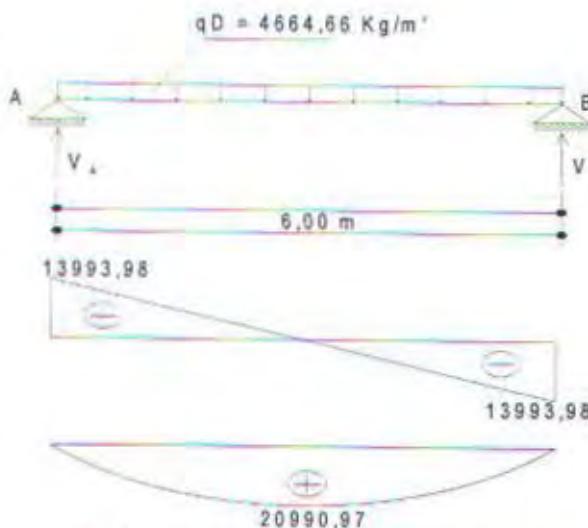
$$\begin{aligned} q_u &= 1.2 q_d + 1.6 q_l \\ &= 1.2 \cdot 2678.88 + 1.6 \cdot 906.25 = 4664.66 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} M_u &= 1/8 q_u L^2 \\ &= 1/8 \cdot 4664.66 \cdot 6^2 \\ &= 20990.97 \text{ kg-m} = 2099097 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

Geser yang terjadi :

$$\begin{aligned} V_u &= 1/2 q_u L \\ &= 1/2 \cdot 4664.66 \cdot 6 \\ &= 13993.98 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 4.18 Bidang D dan M pada balok anak

* Kontrol Penampang Profil

Pelat Sayap :

$$\left. \begin{aligned} \frac{b_f}{2 \cdot t_f} &= \frac{200}{2 \cdot 14} = 7,14 \\ \lambda_f &= \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,752 \end{aligned} \right\} \quad \frac{b_f}{2 \cdot t_f} < \lambda_f \dots \text{OK}$$

Pelat Badan :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_w} &= \frac{300}{9} = 33,33 \\ \lambda_f &= \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25 \end{aligned} \right\} \quad \frac{h}{t_w} < \lambda_f \dots \text{OK}$$

Jadi termasuk Penampang Kompak, maka : $M_{n-x} = M_{p-x}$

Kontrol Lendutan

Lendutan ijin (f') adalah

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1,11 \text{ cm}$$

$$E_c = 0,041 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,041 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 24102,98 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$b_{eff} = 150 \text{ cm (balok interior)}$$

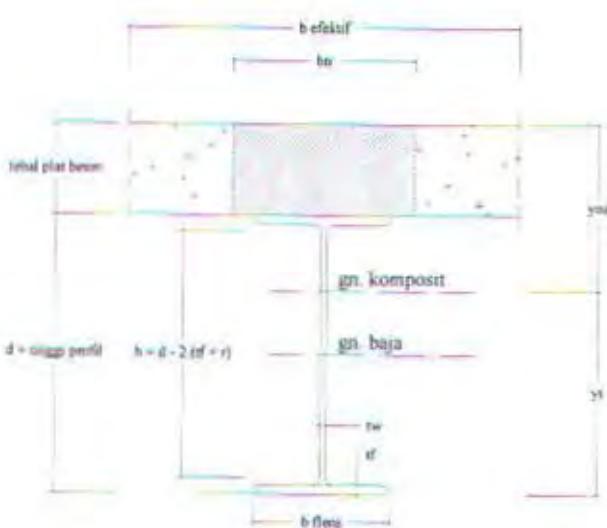
Transformasi beton ke baja

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{24102,98 \text{ MPa}} = 8,30$$

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{150}{8,30} = 18,07 \text{ cm}$$

$$A_{tr} = b_{tr} \cdot t_{plat \text{ beton}} = 216,84 \text{ cm}$$

Menentukan letak garis netral



Gambar 4.19 Garis Netral Balok Komposit

$$\begin{aligned}
 Y_{na} &= \frac{\frac{A_{tr} \cdot t_{plat\ beton}}{2} + \left(A_s \cdot \left(t_{plat\ beton} + \frac{d}{2} \right) \right)}{(A_{tr} + A_s)} \\
 &= \frac{\frac{216,84 \cdot 12}{2} + \left(97,76 \cdot \left(12 + \frac{45}{2} \right) \right)}{(216,84 + 96,76)} = 14,79 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Menentukan nilai momen inersia (I_{tr})

$$\begin{aligned}
 I_{tr} &= \frac{b_{tr} \cdot (t_{plat\ beton})^3}{12} + A_{tr} \left(Y_{na} - \frac{t_{plat\ beton}}{2} \right)^2 + I_x + A_s \left(\left(\frac{d}{2} + t_{plat\ beton} \right) - Y_{na} \right)^2 \\
 &= \frac{18,07 \cdot (12)^3}{12} + 216,84 \cdot \left(14,79 - \frac{12}{2} \right)^2 + 33500 + 96,76 \cdot \left(\left(\frac{45}{2} + 12 \right) - 14,79 \right)^2 \\
 &= 90445,75 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{yo} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot J_x} \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(26,79 + 9,06)(600)^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 90445,75} \\
 &= 0,334 \text{ cm} < \bar{f} \dots \dots \dots \text{(ok)}
 \end{aligned}$$

Menghitung Statis Momen Penampang Transformasi

$$\begin{aligned}
 y_c &= 14,79 \text{ cm} \\
 y_t &= 45 + 12 - 14,79
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 42,21 \text{ cm} \\
 S_{\text{tr.c}} &= \frac{90445,75}{14,79} = 6115,33 \text{ cm}^3 \\
 S_{\text{tr.t}} &= \frac{90445,75}{42,21} = 2142,76 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Menghitung momen ultimate

Kapasitas momen positif penampang balok komposit penuh digunakan dari nilai yang terkecil dari :

$$\begin{aligned}
 M_{n1} &= 0,85 \cdot 250 \cdot 8,30 \cdot 6115,33 \\
 &= 10785913,29 \text{ kg.cm} \\
 M_{n2} &= 2500 \cdot 2142,76 \\
 &= 5356900 \text{ kg.cm (menentukan)} \\
 \text{Jadi } Mu &= \emptyset \cdot M_n \\
 &= 0,85 \cdot 5356900 \\
 &= 4553365 \text{ kg.cm} > 2099097 \text{ kg.cm....(ok)}
 \end{aligned}$$

Perencanaan Penghubung Geser

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe *stud* dengan :

$$\begin{aligned}
 d_s &= 15 \text{ mm} \\
 A_{sc} &= 176,7 \text{ mm}^2 \\
 f_u &= 400 \text{ MPa} \\
 E_c &= w^{1,5} 0,041\sqrt{f_c'} = 2400^{1,5} \cdot 0,041\sqrt{25} \\
 &= 24102,98 \text{ Mpa} \\
 Q_n &= 0,5 A_{sc} (\sqrt{f_c'} E_c) = 0,5 \cdot 1,767 \sqrt{25 \cdot 241029,8} \\
 &= 68582,28 \text{ N} = 6858,23 \text{ kg} \\
 Q_n &\leq A_{sc} f_u
 \end{aligned}$$

$$6858,228 \leq 1,767 \cdot 4000 = 7068 \text{ kg(OK)}$$

Check koefisien reduksi r_s karena pengaruh gelombang pelat *combideck* yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

$$h_r = 45 \text{ mm}$$

$$W_r = 145 \text{ mm} ; \text{ pelat gelombang combideck}$$

$$N_r = 2 ; \text{ setiap gelombang dipasang 2 stud}$$

$$H_s = (h_r + 40)$$

$$= (45 + 40) = 85 \text{ mm}$$

$$r_s = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{W_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1.0$$

$$= \frac{0.85}{\sqrt{2}} \left(\frac{145}{45} \right) \left(\frac{85}{45} - 1 \right) = 1.721 > 1.0, \text{ jadi } r_s = 1$$

$$Q_n = Q_n r_s$$

= 6858,23 , 1

$$= 6858.23 \text{ kg} \leq 1.767 \cdot 4000 = 7068 \text{ kg} \quad \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$C = 0,85 \cdot f_c \cdot t_{beton} \cdot b_H = 0,85 \cdot 250 \cdot 12 \cdot 18,07 = 46078,5 \text{ kg}$$

$$T = As, fy = 96,76 \cdot 2500 = 241900 \text{ kg (menentukan)}$$

Jumlah stud untuk setengah bentang :

$$N = \frac{T_{max}}{O} = \frac{241900}{6858,23} = 35,27 \approx 35 \text{ buah}$$

Jadi untuk setiap bentang balok anak ($L = 600 \text{ cm}$) adalah 70 bh dan jarak antar penghubung geser adalah $600 \text{ cm} / 70 \text{ bh} = 9 \text{ cm}....(\text{OK})$

\rightarrow Syarat min = 6, d = 6 + 1,5 = 9 cm

▪ Kontrol Lateral Buckling

$$\text{Jarak penahan lateral} = L_h = 9 \text{ cm (Jarak Shear Connector)}$$

$$Lp = 1,76 \cdot iy \sqrt{\frac{E}{fv}} = 1,76 \times 7,18 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 357,42 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ Bentang pendek $\rightarrow M_n = M_{px}$

$$M_n = M_{px} = Zx \cdot f_y = 1621 \times 2500 = 4052500 \text{ kgcm} = 40525 \text{ kNm}$$

$$Mu \leq 0.9 M_{nx} = 0.9 \cdot 40525$$

20990.97 kgm ≤ 36472.5 kgm → Ok

• Kontrol Geser

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w).

$$\frac{h}{t_e} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f v}}$$

di mana $k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$ untuk balok dengan pengaku vertikal pelat badan

$k_n = 5$ untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan sehingga :

$$\frac{300}{9} < 1.10 \sqrt{\frac{5(2 \times 10^6)}{2500}}$$

33.33 < 69.57(OK)

$$V_n = 0.6 f_y A_w$$

$$= 0.6 \cdot 2500 \cdot (0.9 \cdot 45)$$

$$= 60750 \text{ kg}$$

Syarat :

$$V_n \leq \phi V_n$$

13993.98 kg < 0.9 , 60750 kg

13993.98 kg < 54675 kg.....(OK)

4.4 Perencanaan Sambungan Balok Anak dan Balok Induk

Sambungan antara balok anak dengan balok induk direncanakan dengan baut yang tidak dapat memikul momen, karena disesuaikan dengan anggapan dalam analisa sebagai sendi.

$$q_u = 1.2 q_d + 1.6 q_l$$

$$= 1.2 \cdot 2678.88 + 1.6 \cdot 906.25$$

$$= 4664.66 \text{ kg/m}$$

$$P_u = R_A \text{ batok anak}$$

$$= q_{\text{in}}, L/2$$

$$ed = 4664.66 \cdot 6/2$$

$$= 13993.98 \text{ kg}$$



1. Sambungan pelat siku dengan balok anak

Direncanakan : Profil siku L 60.60.6

Baut diameter 16 mm BJ-41

$$\begin{aligned}\text{Kuat Geser} \quad \phi R_{nv} &= \phi 0.5 m f_u A_b \\ &= 0.75 \cdot 0.5 \cdot 2 \cdot 4100 \cdot (1/4 \pi 1.6^2) \\ &= 6179.52 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat Tumpu} \quad \phi R_{nt} &= \phi 2 d_b t_p f_u \\ &= 0.75 \cdot 2.4 \cdot 1.6 \cdot 0.8 \cdot 4100 \\ &= 9446.40 \text{ kg}\end{aligned}$$

Dari dipilih kekuatan baut berdasarkan **Kuat Geser**, $\phi R_{nt} = 6179.52 \text{ kg}$.

$$\text{Jumlah baut (untuk 1 sisi)} : n = \frac{13993.98}{6179.52} = 2.26 \approx 3 \text{ baut}$$

2. Sambungan pelat siku dengan balok induk

Direncanakan : Profil siku L 60.60.6

Baut diameter 16 mm BJ-41

$$\begin{aligned}\text{Kuat Geser} ; \quad \phi R_{nv} &= \phi 0.5 m f_u A_b \\ &= 0.75 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 4100 \cdot (1/4 \pi 1.6^2) \\ &= 3089.76 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat Tumpu} ; \quad \phi R_{nt} &= \phi 2 d_b t_p f_u \\ &= 0.75 \cdot 2 \cdot 1.6 \cdot 0.5 \cdot 4100 \\ &= 14169.6 \text{ kg}\end{aligned}$$

Dari dipilih kekuatan baut berdasarkan **Kuat Geser**, $\phi R_{nt} = 3089.76 \text{ kg}$.

$$\text{Jumlah baut (untuk 2 sisi)} : n = \frac{13993.98}{3089.76} = 4.53 \approx 6 \text{ baut}$$

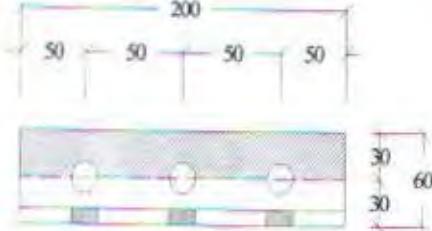
3. Kontrol pelat siku pada gelagar

$$\begin{aligned}\text{Luas bidang geser, } A_{nv} &= (L - n.d_1) \cdot t_L \quad d_1 = 16 + 1.5 = 17.5 \text{ mm} \\ &= (20 - (3 \cdot 1.75)) \cdot 0.6 \\ &= 8.85 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat Rencana ; } \phi R_{nv} &= \phi \cdot 0.6 f_u A_n \\
 &= 0.75 \cdot 0.6 \cdot 4100 \cdot 8.85 \\
 &= 16328.25 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Terdapat dua siku} \quad 2\phi R_{nv} &= 2 \cdot 16328.25 \\
 &= 32656.5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$2\phi R_{nv} > P_u = 13993.98 \text{ kg.....(OK)}$$



Gambar 4.21 Detail plat siku penyambung

4.5 Perencanaan Balok Lift

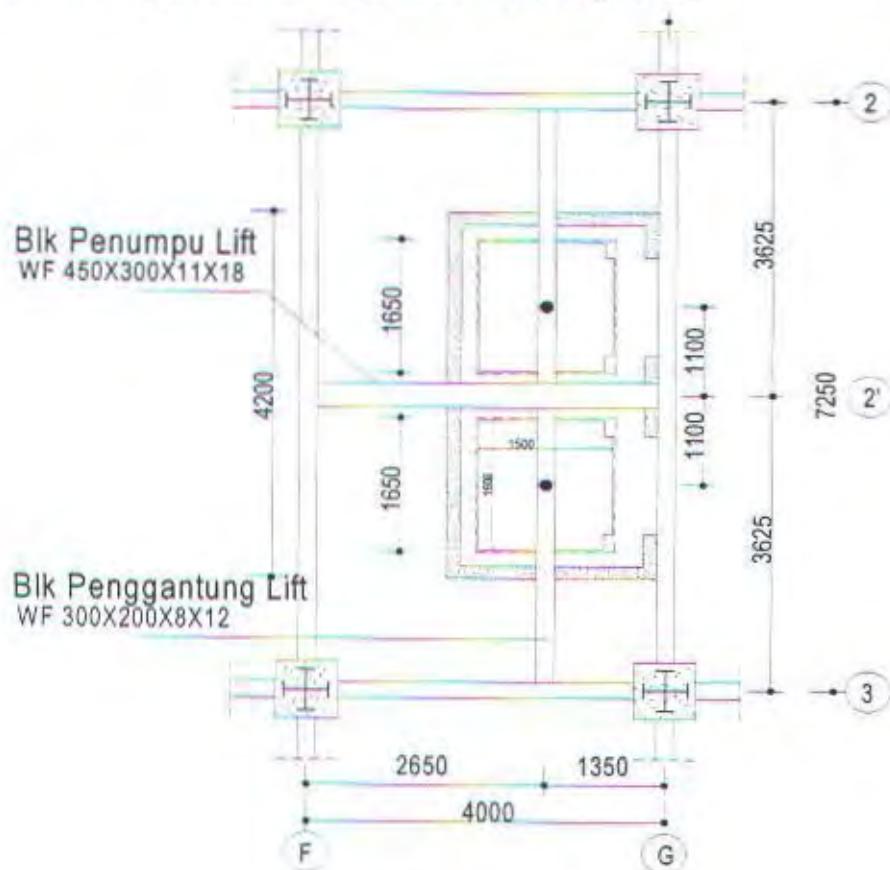
Pada perencanaan balok lift ini meliputi balok – balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift, yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung lift. Untuk lift pada bangunan ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh PT. Jaya Kencana dengan data – data sebagai berikut :

- Tipe Lift : Duplex
- Merk : Goldstar
- Kapasitas : 15 orang (1000 kg)
- Kecepatan : 60 m/menit
- Lebar pintu (opening width) : 900 mm
- Dimensi sangkar (car size)
 - Outside : $1650 \times 1682 \text{ mm}^2$
 - Inside : $1600 \times 1500 \text{ mm}^2$
- Dimensi ruang luncur (Hoistway)
 - Duplex : $4200 \times 2150 \text{ mm}^2$
- Dimensi ruang mesin (Duplex) : $4600 \times 3850 \text{ mm}^2$

- Beban reaksi ruang mesin

$$R_1 = 5450 \text{ kg} \text{ (berat mesin penggerak lift + beban kereta + perlengkapan)}$$

$$R_2 = 4300 \text{ kg} \text{ (berat bandul pemberat + perlengkapan)}$$



Gambar 4.22 Denah lift

4.5.1 Perencanaan Balok Penggantung Lift

A. Beban yang bekerja pada balok penumpu

adalah akibat dari mesin penggerak lift, berat kereta luncur + perlengkapan = $R_1 = 5450 \text{ kg}$ juga akibat bandul pemberat + perlengkapan = $R_2 = 4300 \text{ kg}$.

B. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pada pasal 3.3.(3), halaman 16 PPIUG 1983 menyatakan bahwa keran yang mengalami struktur terdiri dari berat sendiri keran ditambah dengan berat muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan kemudian dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus sbb :

$$\psi = (1 + k_1 \cdot k_2 \cdot V) \geq 1.15$$

Dimana :

ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1.15

V = kecepatan angkat maksimum dalam m/dt pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1.00 m/dt

K_1 = koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran induk, untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0.6

K_2 = koefisien yang tergantung pada sifat-sifat mesin angkat dari keran angkatnya dan dapat diambil sebesar 1.3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P = R_1 \cdot \psi = (5450 + 4300) \cdot 1.78 = 17355 \text{ kg}$$

C. Data – data perencanaan

Digunakan profil WF 300.200.8.12

$$A = 72,38 \text{ cm}^2 \quad i_x = 12,5 \text{ cm} \quad r = 18 \text{ mm}$$

$$W = 56,8 \text{ kg/m} \quad t_w = 8 \text{ cm} \quad Z_x = 823 \text{ cm}^3$$

$$d = 294 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ cm} \quad Z_y = 244 \text{ cm}^3$$

$$b = 200 \text{ mm} \quad I_x = 11300 \text{ cm} \quad S_x = 771 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 4,71 \text{ mm} \quad I_y = 1600 \text{ mm} \quad S_y = 160 \text{ cm}^3$$

$$H = d - 2(t_f + r)$$

$$= 294 - 2(12 + 18)$$

$$= 234 \text{ mm}$$

$$\text{BJ 41 : } f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{: } f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Beton : } f'_c = 25 \text{ Mpa} = 250 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Tebal plat beton} = 13 \text{ cm}$$

$$B_{eff} = 1/4 \cdot 3,625 = 0,9063 \text{ m} = 90,63 \text{ cm}$$



Gambar 4.23 Beban lantai balok penggantung lift

Pembebatan :

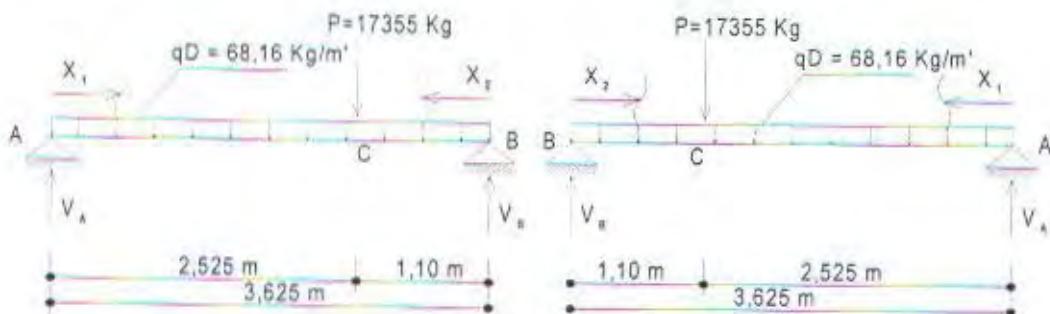
Beban Mati

- Berat sendiri profil WF = 56.8 kg/m³
- Beban terpusat lift = 17355 kg

Kombinasi beban

$$q_u = 1.2 \cdot q_d$$

$$= 1.2 \cdot 56.8 = 68.16 \text{ kg/m}^3$$



Gambar 4.24 Sketsa mekanika perhitungan balok penggantung lift

$$\sum M_B = 0$$

$$V_A \cdot 3.625 - 247.08 \cdot 1.8125 - 17355 \cdot 1.1 = 0$$

$$V_A = 5389.89 \text{ kg} (\uparrow)$$

$$V_B = 12212.9 \text{ kg} (\uparrow)$$

$$Dx_1 = + 5389.89 - q \cdot x_1$$

$$x_1 = 0 \rightarrow D_A = 5389.89 \text{ kg}$$

$$x_1 = 2.525 \rightarrow D_C = 5217.79 \text{ kg}$$

$$Dx_2 = - 12212.19 - q \cdot x_2$$

$$x_2 = 0 \rightarrow D_B = - 12212.19 \text{ kg}$$

$$x_2 = 1.1 \rightarrow D_C = - 12137.21 \text{ kg}$$

$$M x_1 = + 5389.89 x_1 - q \cdot x_1 \cdot 1/2 \cdot x_1$$

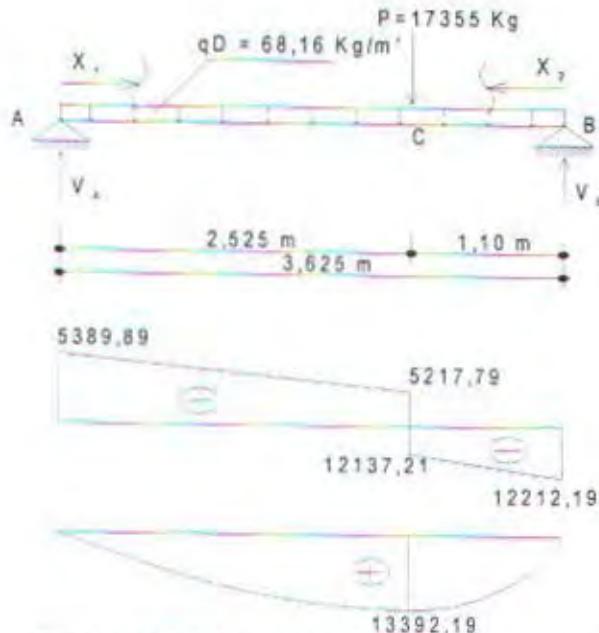
$$x_1 = 0 \rightarrow M_A = 0$$

$$x_1 = 2.525 \rightarrow V_A = 13392.19 \text{ kg.m}$$

$$M x_2 = + 12212.19 x_2 - q \cdot x_2 \cdot 1/2 \cdot x_2$$

$$x_2 = 0 \rightarrow M_B = 0$$

$$x_2 = 1.1 \rightarrow V_B = 13392.19 \text{ kg.m}$$



Gambar 4.25 Bidang D dan M pada balok penggantung lift

▪ Kontrol Penampang Profil

Pelat Sayap :

$$\left. \begin{aligned} \frac{b_f}{2 \cdot t_f} &= \frac{200}{2 \cdot 12} = 8,333 \\ \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,752 \end{aligned} \right\} \quad \frac{b_f}{2 \cdot t_f} < \lambda_p \dots\dots \text{OK}$$

Pelat Badan :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_w} &= \frac{300}{9} = 29,25 \\ \lambda_p &= \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25 \end{aligned} \right\} \quad \frac{h}{t_w} < \lambda_p \dots\dots \text{OK}$$

Jadi termasuk Penampang Kompak, maka : $M_{n-x} = M_{p-x}$

Kontrol Lendutan

Lendutan ijin (f^*) adalah

$$f^* = \frac{L}{360} = \frac{362,5}{360} = 1,01 \text{ cm}$$

$$E_c = 0,041 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 0,041 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 24102,98 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$b_{eff} = 90,63 \text{ cm (balok interior)}$$

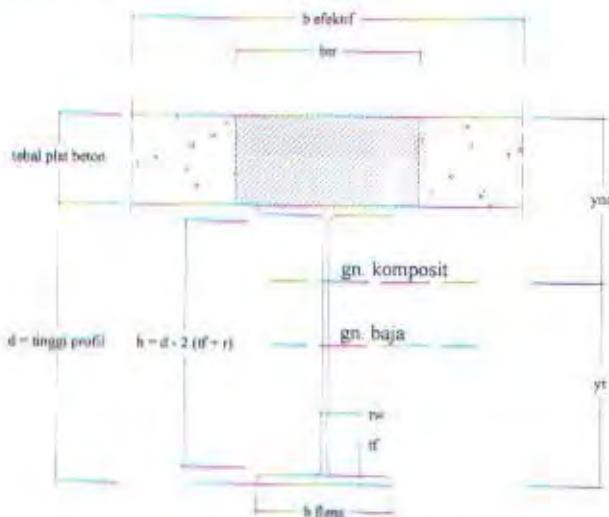
Transformasi beton ke baja

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{24102,98 \text{ MPa}} = 8,30$$

$$b_U = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{90,63}{8,30} = 10,92 \text{ cm}$$

$$A_{tr} = b_{tr} \cdot t_{plat\ beton} = 141,96\text{ cm}$$

Menentukan letak garis netral



Gambar 4.26 Garis Netral Balok Komposit

$$Y_{na} = \frac{\frac{A_{tr} \cdot t_{plat\ beton}}{2} + \left(A_s \cdot \left(t_{plat\ beton} + \frac{d}{2} \right) \right)}{\left(A_{tr} + A_s \right)}$$

$$= \frac{\frac{141,96 \cdot 13}{2} + \left(72,38 \cdot \left(13 + \frac{30}{2} \right) \right)}{\left(141,96 + 72,38 \right)} = 13,76 \text{ cm}$$

Menentukan nilai momen inersia (I_{tr})

$$I_{tr} = \frac{b_{tr} \cdot (t_{plat\ beton})^3}{12} + A_{tr} \left(Y_{na} - \frac{t_{plat\ beton}}{2} \right)^2 + Ix + A_s \left(\left(\frac{d}{2} + t_{plat\ beton} \right) - Y_{na} \right)^2$$

$$\frac{10,92 \cdot (13)^3}{12} + 141,96 \cdot \left(13,76 - \frac{13}{2} \right)^2 + 11300 + 72,38 \cdot \left(\left(\frac{30}{2} + 13 \right) - 13,76 \right)^2$$

$$\begin{aligned}
 &= \\
 &= 35458,68 \text{ cm}^4 \\
 f_{y0} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I_x} + \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L^3}{E \cdot I_x} \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{0,568 \cdot (362,5)^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 35458,68} + \frac{1}{48} \cdot \frac{17355 \cdot (362,5)^3}{2 \cdot 10^6 \cdot 35458,68} \\
 &= 0,002 + 0,243 = 0,245 \text{ cm} < \bar{f} \dots \dots \dots \text{(ok)}
 \end{aligned}$$

Menghitung Statis Momen Penampang Transformasi

$$\begin{aligned}
 y_c &= 13,76 \text{ cm} \\
 y_t &= 30 + 13 - 13,76 \\
 &= 29,24 \text{ cm} \\
 S_{tr,c} &= \frac{35458,68}{13,76} = 2576,94 \text{ cm}^3 \\
 S_{tr,t} &= \frac{35458,68}{29,24} = 1212,68 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Menghitung momen ultimate

Kapasitas momen positif penampang balok komposit penuh digunakan dari nilai yang terkecil dari :

$$\begin{aligned}
 M_{n1} &= 0,85 \cdot 250 \cdot 8,30 \cdot 2576,94 \\
 &= 4545077,93 \text{ kg.cm} \\
 M_{n2} &= 2500 \cdot 1212,68 \\
 &= 3031700 \text{ kg.cm} \text{ (menentukan)} \\
 \text{Jadi } M_u &= \emptyset \cdot M_n \\
 &= 0,85 \cdot 3031700 \\
 &= 2576945 \text{ kg.cm} > 1339219 \text{ kg.cm} \dots \dots \dots \text{(ok)}
 \end{aligned}$$

Perencanaan Penghubung Geser

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe *stud* dengan :

$$\begin{aligned}
 d_s &= 15 \text{ mm} \\
 A_{sc} &= 176,7 \text{ mm}^2 \\
 f_u &= 400 \text{ MPa} \\
 E_c &= w^{1,5} 0,041 \sqrt{f_c} = 2400^{1,5} \cdot 0,041 \sqrt{25} \\
 &= 24102,98 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$Q_n = 0.5 A_w \left(\sqrt{f_c' E_v} \right) = 0.5 \cdot 1.767 \sqrt{250 \cdot 241029.8} \\ = 68582.28 \text{ N} = 6858.23 \text{ kg}$$

$$Q_n \leq A_{sc} f_u$$

$$6858.228 \leq 1.767 \cdot 4000 = 7068 \text{ kg} \dots \text{(OK)}$$

Check koefisien reduksi r_s karena pengaruh gelombang pelat *combideck* yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

$$h_r = 45 \text{ mm}$$

$$W_r = 145 \text{ mm} ; \text{ pelat gelombang } \textit{combideck}$$

$$N_r = 2 ; \text{ setiap gelombang dipasang 2 stud}$$

$$H_s = (h_r + 40)$$

$$= (45 + 40) = 85 \text{ mm}$$

$$r_s = 0,6 \left(\frac{W_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1,0 \\ = 0,6 \left(\frac{145}{45} \right) \left(\frac{85}{45} - 1 \right) = 1,718 > 1,0 \text{ jadi } r_s = 1$$

$$Q_n' = Q_n r_s$$

$$= 6858.23 \cdot 1$$

$$= 6858.23 \text{ kg} \leq 1.767 \cdot 4000 = 7068 \text{ kg} \dots \text{(OK)}$$

$$C = 0,85 \cdot f_{c'} \cdot t_{\text{beton}} \cdot b_{\text{tf}} = 0,85 \cdot 250 \cdot 13 \cdot 10,92 = 30166,5 \text{ kg}$$

$$T = As \cdot fy = 72,38 \cdot 2500 = 180950 \text{ kg} \text{ (menentukan)}$$

Jumlah stud untuk setengah bentang :

$$N = \frac{T_{\text{maks}}}{Q_n} = \frac{180950}{6858,23} = 26,38 \approx 27 \text{ buah}$$

Jadi untuk setiap bentang balok anak ($L = 362,5 \text{ cm}$) adalah 54 bh dan jarak antar penghubung geser adalah $352,5 \text{ cm} / 54 \text{ bh} = 6,71 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm} \dots \text{(OK)}$

\Rightarrow Syarat min = $6 \cdot d = 6 \cdot 1,5 = 9 \text{ cm}$

* Kontrol Lateral Buckling

Jarak penahanan lateral = $L_b = 9 \text{ cm}$ (Jarak Shear Connector)

$$L_p = 1.76 \cdot i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 4.71 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 234.46 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ Bentang pendek $\rightarrow M_n = M_{px}$

$$M_n = M_{px} = Z_x \cdot f_y = 823 \times 2500 = 2057500 \text{ kgcm} = 20575 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq 0.9 M_{nx} = 0.9 \cdot 20575$$

$$13392,19 \text{ kgm} \leq 18517,5 \text{ kgm} \rightarrow \text{Ok}$$

▪ Kontrol Geser

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w).

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

di mana $k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$ untuk balok dengan pengaku vertikal pelat badan

$k_n = 5$ untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan sehingga :

$$\frac{234}{8} < 1.10 \sqrt{\frac{5(2 \times 10^6)}{2500}}$$

$$29,25 < 69,57 \dots\dots\dots (\text{OK})$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w \\ &= 0.6 \cdot 2500 \cdot (0.8 \cdot 29,4) \\ &= 35280 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ 12212,19 \text{ kg} &< 0.9 \cdot 35280 \text{ kg} \\ 12212,19 \text{ kg} &< 31752 \text{ kg} \dots\dots\dots (\text{OK}) \end{aligned}$$



4.5.2 Perencanaan Balok Penumpu Lift

Digunakan profil WF 450 × 300 × 11 × 18

$$\begin{array}{lll} A = 157,4 \text{ cm}^2 & ix = 18,9 \text{ cm} & r = 24 \text{ mm} \\ W = 124 \text{ kg/m} & tw = 11 \text{ cm} & Zx = 2728 \text{ cm}^3 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 d &= 440 \text{ mm} & t_f &= 18 \text{ cm} & Z_y &= 822 \text{ cm}^3 \\
 b &= 300 \text{ mm} & I_x &= 56100 \text{ cm} & S_x &= 2550 \text{ cm}^3 \\
 i_y &= 7,18 \text{ mm} & I_y &= 8110 \text{ mm} & S_y &= 541 \text{ cm}^3 \\
 H &= d + 2(t_f + r) \\
 &= 440 + 2(18 + 24) \\
 &= 356 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

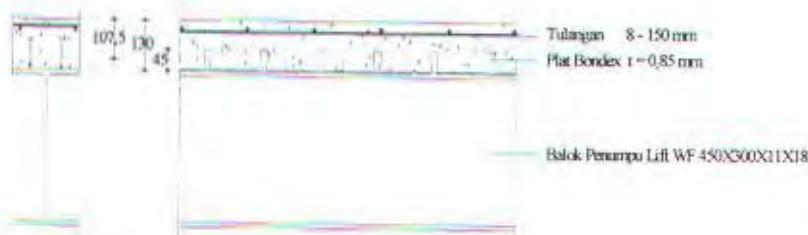
BJ 41 : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

: $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Beton : $f'_c = 25 \text{ Mpa} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Panjang balok anak (BL1) = 4000 mm = 4,0 m

$B_{eff} = 1/4 \cdot 4 = 1 \text{ m}$.



Gambar 4.27 Beban lantai balok penumpu lift

Setelah Komposit

Beban Mati

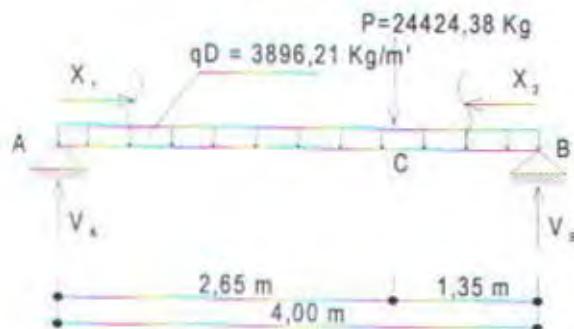
▪ Berat pelat bondex	: $9.20 \cdot 3.625$	=	33.35	kg/m
▪ Berat sendiri pelat	: $0.1075 \cdot 2400 \cdot 3.625$	=	935.25	kg/m
▪ Berat sendiri profil WF		=	124	kg/m
▪ Berat plafon + rangka	: $(11+7) \cdot 3.625$	=	65.25	kg/m
▪ Berat ducting AC + pipa,	: $(10 \text{ kg/m}^2) \cdot 3.625$	=	36.25	kg/m
		=	1194.1	kg/m
▪ Berat ikatan 10% . 119,1		=	119.41	kg/m
		=	1313.51	kg/m

Beban terpusat akibat reaksi di B : $2 \times 12212,19 = 24424.38 \text{ kg/m}$

Beban Hidup ; $q_1 = 400 \text{ kg/m}^2 \cdot 3.625 \text{ m} = 1450 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban :

$$q = 1.2 q_D + 1.6 q_L \\ = 1.2 \cdot 1313,51 + 1.6 \cdot 1450 = 3896,21 \text{ kg/m}$$



Gambar 4.28 Sketsa mekanika perhitungan balok penumpu lift

$$\sum MB = 0$$

$$VA \cdot 4 - (3896,21 \cdot 4) \cdot 2 - 24424,38 \cdot 1,35 = 0$$

$$VA = 16035,65 \text{ kg}$$

$$VB = 13973,57 \text{ kg}$$

$$Dx_1 = + 16035,65 - q \cdot x_1$$

$$M x_1 = + 16035,65 x_1 - q \cdot x_1 \cdot 1/2 \cdot x_1$$

$$x_1 = 0 \rightarrow D_A = 16035,65 \text{ kg}$$

$$x_1 = 0 \rightarrow M_A = 0$$

$$x_1 = 2,65 \rightarrow D_C = 5710,69 \text{ kg}$$

$$x_1 = 2,65 \rightarrow V_A = 28813,90 \text{ kg.m}$$

$$Dx_2 = - 12212,19 - q \cdot x_2$$

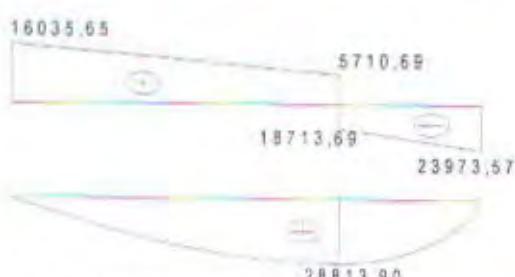
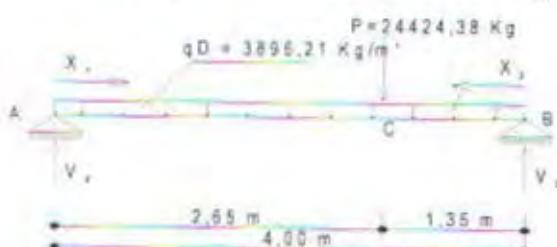
$$M x_2 = + 23973,57 x_2 - q \cdot x_2 \cdot 1/2 \cdot x_2$$

$$x_2 = 0 \rightarrow D_B = - 23973,57 \text{ kg}$$

$$x_2 = 0 \rightarrow M_B = 0$$

$$x_2 = 1,1 \rightarrow D_C = - 18713,69 \text{ kg}$$

$$x_2 = 1,35 \rightarrow V_B = 28813,90 \text{ kg.m}$$



Gambar 4.29 Bidang D dan M pada balok penumpu lift

Kontrol Penampang Profil

Pelat Sayap :

$$\left. \begin{aligned} \frac{b_t}{2 \cdot t_f} &= \frac{300}{2 \cdot 18} = 8,333 \\ \lambda_{\varphi} &= \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,752 \end{aligned} \right\} \quad \frac{b_t}{2 \cdot t_f} < \lambda_{\varphi} \dots \text{OK}$$

Pelat Badan :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_w} &= \frac{356}{11} = 32,36 \\ \lambda_{\varphi} &= \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25 \end{aligned} \right\} \quad \frac{h}{t_w} < \lambda_{\varphi} \dots \text{OK}$$

Jadi termasuk Penampang Kompak, maka : $M_{n-x} = M_{p-x}$

Kontrol Lendutan

Lendutan ijin (f^*) adalah

$$f^* = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1,11 \text{ cm}$$

$$E_c = 0,041 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,041 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 24102,98 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$b_{eff} = 100 \text{ cm (balok interior)}$$

Transformasi beton ke baja

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{24102,98 \text{ MPa}} = 8,30$$

$$b_t = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{100}{8,30} = 12,05 \text{ cm}$$

$$A_{tr} = b_t \cdot t_{plat \text{ beton}} = 156,65 \text{ cm}$$

Menentukan letak garis netral



Gambar 4.30 Garis Netral Balok Komposit

$$Y_{na} = \frac{\frac{A_{tr} \cdot t_{plat\ beton}}{2} + \left[A_s \cdot \left(t_{plat\ beton} + \frac{d}{2} \right) \right]}{A_{tr} + A_s}$$

$$= \frac{\frac{156,65 \cdot 13}{2} + \left(157,4 \cdot \left(13 + \frac{45}{2} \right) \right)}{(156,65 + 157,4)} = 21,03 \text{ cm}$$

Menentukan nilai momen inersia (I_{tr})

$$I_{tr} = \frac{b_{tr} \cdot (t_{plat\ beton})^3}{12} + A_{tr} \left(Y_{na} - \frac{t_{plat\ beton}}{2} \right)^2 + I_x + A_s \left(\left(\frac{d}{2} + t_{plat\ beton} \right) - Y_{na} \right)^2$$

$$= \frac{12,05 \cdot (13)^3}{12} + 156,65 \cdot \left(21,03 - \frac{13}{2} \right)^2 + 56100 + 157,4 \cdot \left(\left(\frac{45}{2} + 13 \right) - 21,03 \right)^2$$

$$= 124334,80 \text{ cm}^4$$

$$f_y^o = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I_{tr}} + \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L^2}{E \cdot I_{tr}}$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{(13,1351 + 14,50)(400)^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 124334,8} + \frac{1}{48} \cdot \frac{24424,38(400)^3}{2 \cdot 10^6 \cdot 124334,8}$$

$$= 0,037 + 0,131 = 0,168 \text{ cm} < \bar{f} \dots \dots \dots \text{(ok)}$$

Menghitung Statis Momen Penampang Transformasi

$$\begin{aligned}
 y_c &= 21,03 \text{ cm} \\
 y_t &= 45 + 13 - 21,03 \\
 &= 36,97 \text{ cm} \\
 S_{u,c} &= \frac{124334,8}{21,03} = 5912,26 \text{ cm}^3 \\
 S_{u,t} &= \frac{124334,8}{36,97} = 3363,13 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Menghitung momen ultimate

Kapasitas momen positif penampang balok komposit penuh digunakan dari nilai yang terkecil dari :

$$\begin{aligned}
 M_{n1} &= 0,85 \cdot 250 \cdot 8,30 \cdot 5912,26 \\
 &= 10427748,58 \text{ kg.cm} \\
 M_{n2} &= 2500 \cdot 3363,13 \\
 &= 8407825 \text{ kg.cm} \text{ (menentukan)} \\
 \text{Jadi } M_u &= \emptyset, M_n \\
 &= 0,85 \cdot 8407825 \\
 &= 7146651,25 \text{ kg.cm} > 2881390 \text{ kg.cm....(ok)}
 \end{aligned}$$

Perencanaan Penghubung Geser

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe *slid* dengan :

$$\begin{aligned}
 d_s &= 15 \text{ mm} \\
 A_{sc} &= 176,7 \text{ mm}^2 \\
 f_u &= 400 \text{ MPa} \\
 E_g &= w^{1/3} 0,041\sqrt{f_u} = 2400^{1/3} \cdot 0,041\sqrt{25} \\
 &= 24102,98 \text{ MPa} \\
 Q_n &= 0,5 A_{sc} \left(\sqrt{f_u} E_g \right) = 0,5 \cdot 1,767 \sqrt{25} \cdot 24102,98 \\
 &= 68582,28 \text{ N} = 6858,23 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$Q_n \leq A_{sc} f_u$$

$$6858,228 \leq 1,767 \cdot 4000 = 7068 \text{ kg(OK)}$$

Check koefisien reduksi r_s karena pengaruh gelombang polat *combiflex* yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

$$h_r = 45 \text{ mm}$$

$$W_r = 145 \text{ mm} ; \text{ pelat gelombang combideck}$$

$$N_r = 2 ; \text{ setiap gelombang dipasang 2 stud}$$

$$H_s = (h_r + 40)$$

$$= (45 + 40) = 85 \text{ mm}$$

$$r_s = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{W_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1.0$$

$$= \frac{0.85}{\sqrt{2}} \left(\frac{145}{45} \right) \left(\frac{85}{45} - 1 \right) = 1.721 > 1.0, \text{ jadi } r_s = 1$$

$$Q_n = Q_n r_s$$

$$= 6858.23 \cdot 1$$

$$= 6858.23 \text{ kg} \leq 1.767 \cdot 4000 = 7068 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$C = 0,85 \cdot f_c' \cdot t_{\text{beton}} \cdot b_{\text{tr}} = 0,85 \cdot 250 \cdot 13 \cdot 12,05 = 33288,13 \text{ kg}$$

$$T = A_s \cdot f_y = 157,4 \cdot 2500 = 393500 \text{ kg} \text{ (menentukan)}$$

Jumlah stud untuk setengah bentang :

$$N = \frac{T_{\text{maks}}}{Q_n} = \frac{393500}{6858,23} = 57,38 \approx 57 \text{ buah}$$

Jadi untuk setiap bentang balok anak ($L = 400 \text{ cm}$) adalah 114 bh dan jarak antar penghubung geser adalah $400 \text{ cm} / 114 \text{ bh} = 3,51 \text{ cm}$

→ Syarat min = $6 \cdot d = 6 \cdot 1,5 = 9 \text{ cm}$, dipasang sejarak 9 cm

• Kontrol Lateral Buckling

Jarak penahan lateral = $L_b = 9 \text{ cm}$ (Jarak Shear Connector)

$$L_p = 1,76 \cdot i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 7,18 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 357,42 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ Bentang pendek → $M_n = M_{px}$

$$M_n = M_{px} = Z_x \cdot f_y = 2728 \times 2500 = 6820000 \text{ kgcm} = 68200 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq 0,9 M_{nx} = 0,9 \cdot 68200$$

$$28813,90 \text{ kgm} \leq 61380 \text{ kgm} \rightarrow \text{Ok}$$

*** Kontrol Geser**

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w).

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

di mana $k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$ untuk balok dengan pengaku vertikal pelat badan

$k_n = 5$ untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan sehingga :

$$\frac{356}{11} < 1,10 \sqrt{\frac{5(2 \times 10^6)}{2500}}$$

$$32,36 < 69,57 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (1,1 \cdot 44) \\ &= 72600 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat :

$$V_n \leq \phi V_u$$

$$23973,57 \text{ kg} < 0,9 \cdot 72600 \text{ kg}$$

$$23973,57 \text{ kg} < 65340 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

Cipta Karya
(021) 5941526

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

5.1 Perhitungan Struktur Utama

Pada perhitungan struktur utama digunakan program bantu komputer SAP2000. Perhitungan struktur utama ini menggunakan analisa open frame, dimana struktur utama berupa balok dan kolom, sedangkan struktur plat dibebankan ke balok utama arah memanjang dan beban balok anak menjadi beban terpusat pada balok melintang. Struktur tangga hanya sebagai beban terpusat yang bekerja pada balok utama dimana tangga tersebut berada.

5.2 Pembebaan

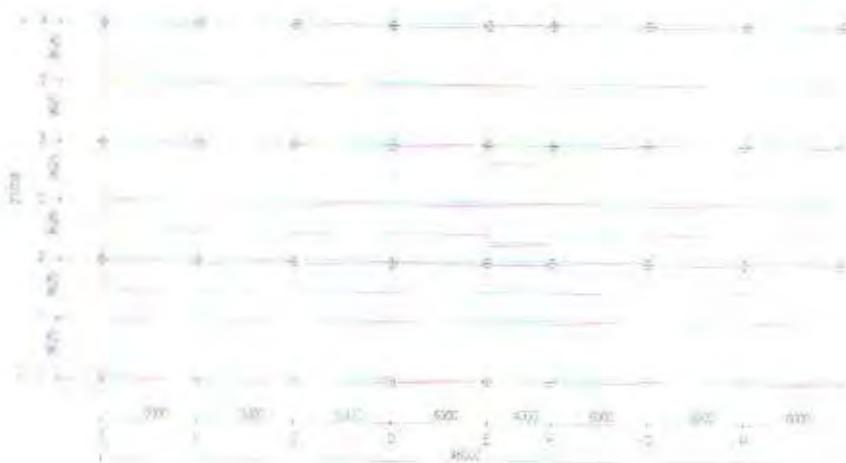
Struktur utama dibebani oleh beban hidup dan beban mati yang berasal dari lantai, beban struktur sendiri, beban angin dan beban gempa. Beban mati dan beban hidup dikelompokkan di dalam beban gravitasi yang dipikul oleh balok hasil penyaluran plat lantai maupun dari plat atap, yang selanjutnya beban tersebut disalurkan ke kolom dan akhirnya disalurkan ke pondasi. Sedangkan untuk beban angin dan beban gempa berupa beban horizontal yang diterima oleh kolom pada masing-masing tingkat yang kemudian diteruskan ke pondasi.

Beban pada struktur utama dapatkan dari reaksi - reaksi struktur pendukung maupun beban langsung yang bekerja pada struktur tersebut. Beban yang bekerja pada struktur utama umumnya berupa beban merata, sedangkan beban yang berasal dari struktur pendukung berupa beban terpusat dan momen (dalam hal ini beban - beban yang bekerja dari kolom pendek atap karena diasumsikan perletakannya sebagai jepit, sedangkan struktur sekunder lainnya diasumsikan terhubung secara sendi atau rol dengan struktur utama).

5.2.1 Beban Gravitasi

Beban gravitasi adalah beban - beban yang bekerja searah dengan gravitasi bumi. Beban gravitasi terdiri dari beban mati dan beban hidup. Pembagian

pembebaan pada balok utama dapat diasumsikan atau diequivalensikan menjadi beban merata yang diterima pada balok memanjang sedangkan untuk balok anak diasumsikan sebagai beban titik pada balok utama.



Gambar 5.1 Beban Ekuivalen

Beban Mati

Beban mati merupakan beban permanen yang bekerja selama umur bangunan, seperti berat sendiri, berat komponen non struktural (penutup lantai, langit-langit dan lain sebagainya). Semua beban tersebut sebenarnya adalah gaya gravitasi dan biasa disebut dengan beban gravitasi.

Beban Hidup

Beban hidup juga merupakan beban gravitasi, tetapi tidak bersifat permanen seperti beban mati. Beban jenis ini kemungkinan akan bekerja pada struktur pada saat-saat tertentu saja selama umur bangunan atau dapat pula bekerja selama umur bangunan dan lokasinya tidak tetap. Beban hidup ini antara lain : beban perabotan, penghuni sendiri (manusia) dan lain-lainnya.

Untuk perhitungan Beban Total Bangunan dapat di lihat pada Tabel -1 (lampiran).

5.2.2 Beban Angin

Beban angin didapatkan dengan cara sesuai yang diberikan dalam UBC 1997. Beban angin merupakan beban terpusat yang diterima oleh kolom sesuai dengan arah struktur. Berdasarkan data perencanaan yang diperoleh harga – harga variable sebagai berikut :

$$P = C_c \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w$$

P = beban angin pada ketinggian tertentu (kg)

C_c = koefisien yang didapat dari kombinasi tekanan dan hembusan angin pada tiap ketinggian tertentu (Tabel 16-G UBC97)

C_q = koefisien bidang tekan / hisap angin (Tabel 16-H UBC97)

$C_q \rightarrow$ untuk searah angin = 0,8

$C_q \rightarrow$ untuk dibalik angin = 0,5

q_s = diambil 61,52 kg/m² (Tabel 16-F UBC97)

I_w = faktor keutamaan angin pada bangunan (Tabel 16-K UBC97)

Untuk perhitungan Beban Angin dapat di lihat pada Tabel -2 (lampiran).

5.2.3 Beban Gempa

Perhitungan beban gempa pada bangunan ini, dilakukan dengan menggunakan analisa gempa statik ekivalen. Analisa statik ekivalen ini harus dilakukan untuk bangunan dengan ketinggian kurang dari 40 meter dan bangunan berbentuk simetris. Berdasarkan tipe tanah yang terlampir, pada Gedung Kanwil XII DJP Jawa Bagian Timur / KPP Batu, tipe tanahnya adalah tanah sedang, Sedangkan wilayah gempa daerah Malang adalah termasuk dalam wilayah gempa 3.

Perhitungan Gaya Geser Dasar

Periode waktu getar alami fundamental (T_1)

Berdasarkan pasal 5.6 SNI 03 – 1726 – 2002, Tata Cara Perencanaan Keamanan Gempa Untuk Bangunan Gedung. Waktu getar alami struktur gedung (T_1) dibatasi sebagai berikut :

$$T_1 < \zeta \cdot n$$

Dimana : ζ = ditetapkan menurut table 8 SNI 03 – 1726 – 2002
 n = jumlah tingkat

$$T_1 < 0,18 \cdot 9$$

$$T_1 < 1,62$$

Faktor Respons Gempa (C)

Dari data tanah pada lokasi pembangunan Gedung Kanwil XII DJP Jawa Bagian Timur / KPP Batu terlihat bahwa tipe tanahnya tanah sedang dan termasuk dalam wilayah gempa 3 (Gambar 1 SNI 03 – 1726 – 2002), faktor respons gempa (C) dapat dicari dengan memasukkan periode waktu getar (T) menurut golongan tanah dan wilayah gempa sehingga didapatkan $C = 0,2037$.

Faktor Reduksi Gempa (R)

Gedung Kanwil XII DJP Jawa Bagian Timur / KPP Batu direncanakan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) baja, dengan tingkat duktilitas parsial, sehingga berdasarkan tabel 3 SNI 03 – 1726 – 2002 didapatkan nilai faktor duktilitas (μ) = 2,7 nilai faktor reduksi gempa (R) = 4,5 dan nilai faktor tahanan struktur (f) = 2,8

Faktor Keutamaan (I)

Gedung Kanwil XII DJP Jawa Bagian Timur / KPP Batu direncanakan sebagai tempat perkantoran sehingga berdasarkan tabel 1 SNI 03 – 1726 – 2002, didapatkan (I) = 1,00

Gaya Geser Dasar Nominal (V)

$$V = \frac{C_I I}{R} W_T \dots \text{Pers. 6.1.2 SNI 03 - 1726 - 2002}$$

Dimana : I = Faktor Keutamaan,

R = Faktor Reduksi gempa.

T = Waktu Getar Alami Fundamental.

V = Beban geser dasar nomonal statik ekivalen.

C = Nilai faktor respons gempa.

W = Berat total gedung.

$$V = \frac{0,2037,1,0}{4,5} \cdot 8339409,46 = 377497,27 \text{ kg}$$

Penyebaran Gaya Geser Secara Vertikal

Setelah didapatkan gaya geser dasar, selanjutnya gaya geser tersebut di distribusikan ke sepanjang tinggi gedung berdasarkan pasal 6.1.4 SNI 03 – 1726 – 2002 dimana rasio antara tinggi gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan $\rightarrow \frac{36,85}{21,75} = 1,69$ kurang dari 3 sehingga harga V harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beberapa gempa dominan static ekivalen menurut pasal 6.1.3 SNI 03 – 1726 – 2002 yaitu :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{j=1}^n W_j Z_j} \cdot V$$

Dimana :

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 = nomor lantai tingkat paling atas.

V = beban geser dasar nomonal statik ekivalen.

Berdasarkan formula diatas, didapatkan beban beban nominal gempa statik ekivalen pada tiap – tiap lantai yang di tabelkan pada tabel berikut :

Tabel 5.1 Pembagian beban gempa nominal.

Lantai	Z (m)	W _i (Kg)	W _i .Z _i (Kgm)	V (Kg)	Beban Gempa Fix,y (Kg)
Atap	35,85	33569,13	1237022,26	377497,27	3142,50
8	33,6	494917,55	16629229,68	377497,27	42244,52
7	29,4	1104715,68	32478641,11	377497,27	82508,00
6	25,2	1104715,68	27838835,24	377497,27	70721,14
5	21	1104715,68	23199029,36	377497,27	58934,29
4	16,8	1124193,93	18886458,09	377497,27	47978,73
3	12,6	1124193,93	14164843,57	377497,27	35984,05
2	8,4	1124193,93	9443229,046	377497,27	23989,36
1	4,2	1124193,93	4721614,523	377497,27	11994,68
		8339409,45	148598902,9		

Untuk perhitungan Beban Gempa pada tiap portal dapat di lihat pada Tabel - 3 (lampiran).

Arah Pembebanan Gempa

Berdasarkan pasal 5.8.2 SNI 03 – 1726 – 2002 untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama darus dianggap 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. Dalam hal ini sumbu utama searah dengan sumbu x (sumbu panjang) sedangkan sumbu y merupakan tegak lurusnya.

Waktu Getar Alami Fundamental

Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing – masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut :

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

Dimana : d_i = simpangan horisontal lantai tingkat ke – i

g = percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det²

Berdasarkan formula diatas didapatkan harga T_1 seperti dalam tabel berikut :

Tabel 5.2 Perhitungan T_1 Rayleigh dalam arah x

Lantai	di (SAP 2000) mm	di ²	wi.di ² (Kg-mm ²)	Fi.di (Kg-mm)
Atap	65	4225	141829553,1	204262,7066
8	60	3600	1781703180	2534670,991
7	51	2601	2873365494	4207908,025
6	45	2025	2237049260	3182451,448
5	39	1521	1680272555	2298437,157
4	31	961	1080350371	1487340,574
3	23	529	594698591,1	827633,0612
2	15	225	252943635,2	359840,4614
1	6	36	40470981,62	71968,09228
			10682683621	15174512,52

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{10682683621}{9810.15174512,52}}$$

= 1,69 ≥ T_{1 awal} = 1,62.....(OK)

Tabel 5.3 Perhitungan T_1 Rayleigh dalam arah y

Lantai	di (SAP 2000) Mm	di ² mm ²	wi.di ²	Fi.di
Atap	60	3600	120848850	188550,19
8	58	3364	1664902638	2450181,96
7	52	2704	2987151210	4290416,03
6	43	1849	2042619300	3041009,16
5	38	1444	1595209448	2239502,87

4	31	961	1080350371	1487340,57
3	24	576	647535706	863617,11
2	18	324	364238834,6	431808,55
1	9	81	91059708,65	107952,14
			10593916065	15100378,58

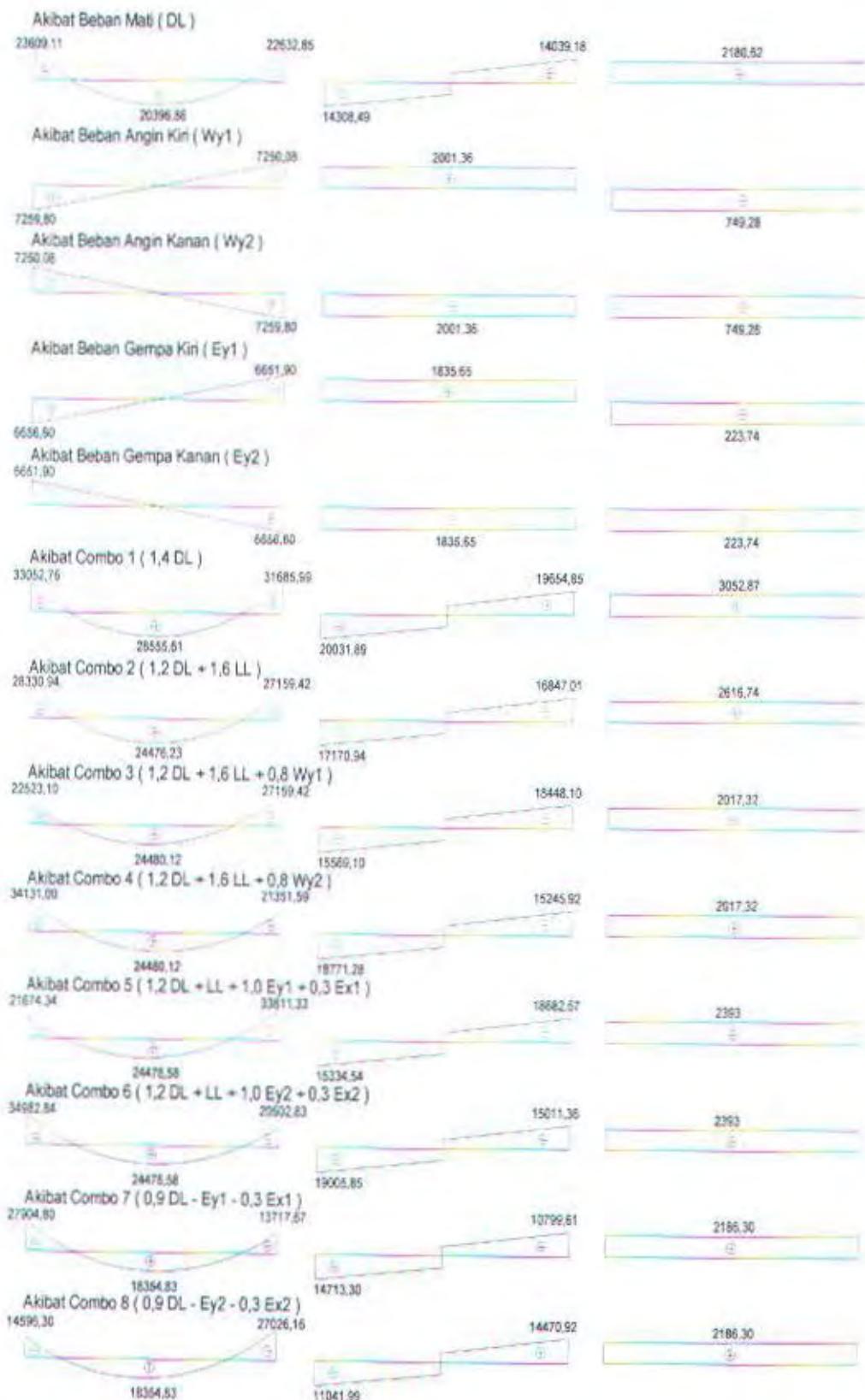
$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{10593916065}{9810,15100378,58}} \\ = 1,68 \geq T_{1 \text{ awal}} = 1,62, \dots \dots (\text{OK})$$

5.3 Kontrol Batasan Simpangan (Drift)

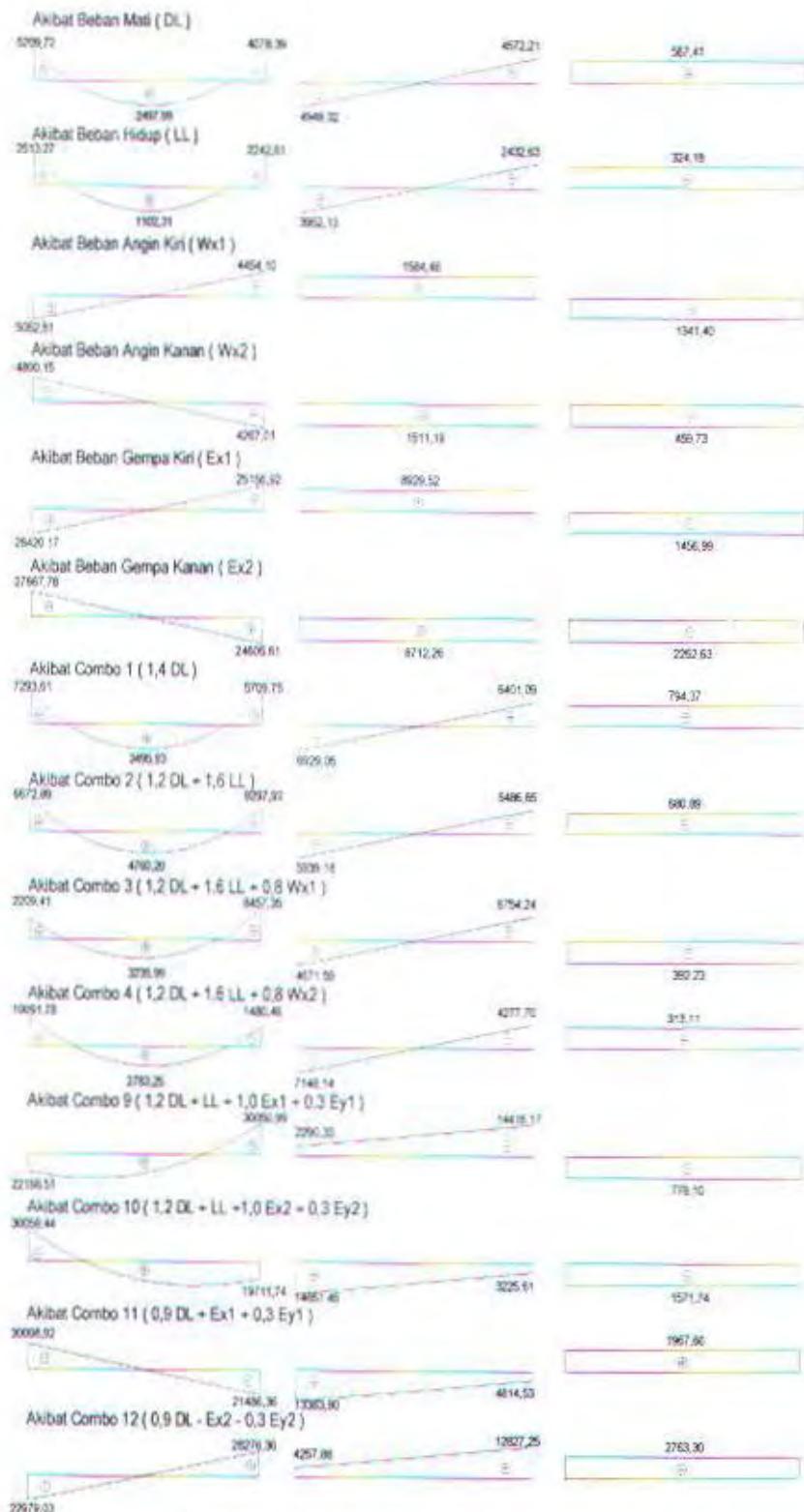
Batasan drift yang diberikan oleh SNI 03 – 1726 – 2002, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, dimana dalam segala arah sumbu utama, tingkat drift harus lebih kecil dari 2 % dari tinggi gedung yang direncanakan, yaitu sebesar $0,02 \times 4200 \text{ mm} = 84 \text{ mm}$, sedangkan untuk lantai paling atas sebesar $0,02 \times 3250 \text{ mm} = 65 \text{ mm}$. Perhitungan terhadap kontrol drift dalam segala arah disajikan dalam tabel berikut :

Tabel 5.4 Perhitungan drift lantai

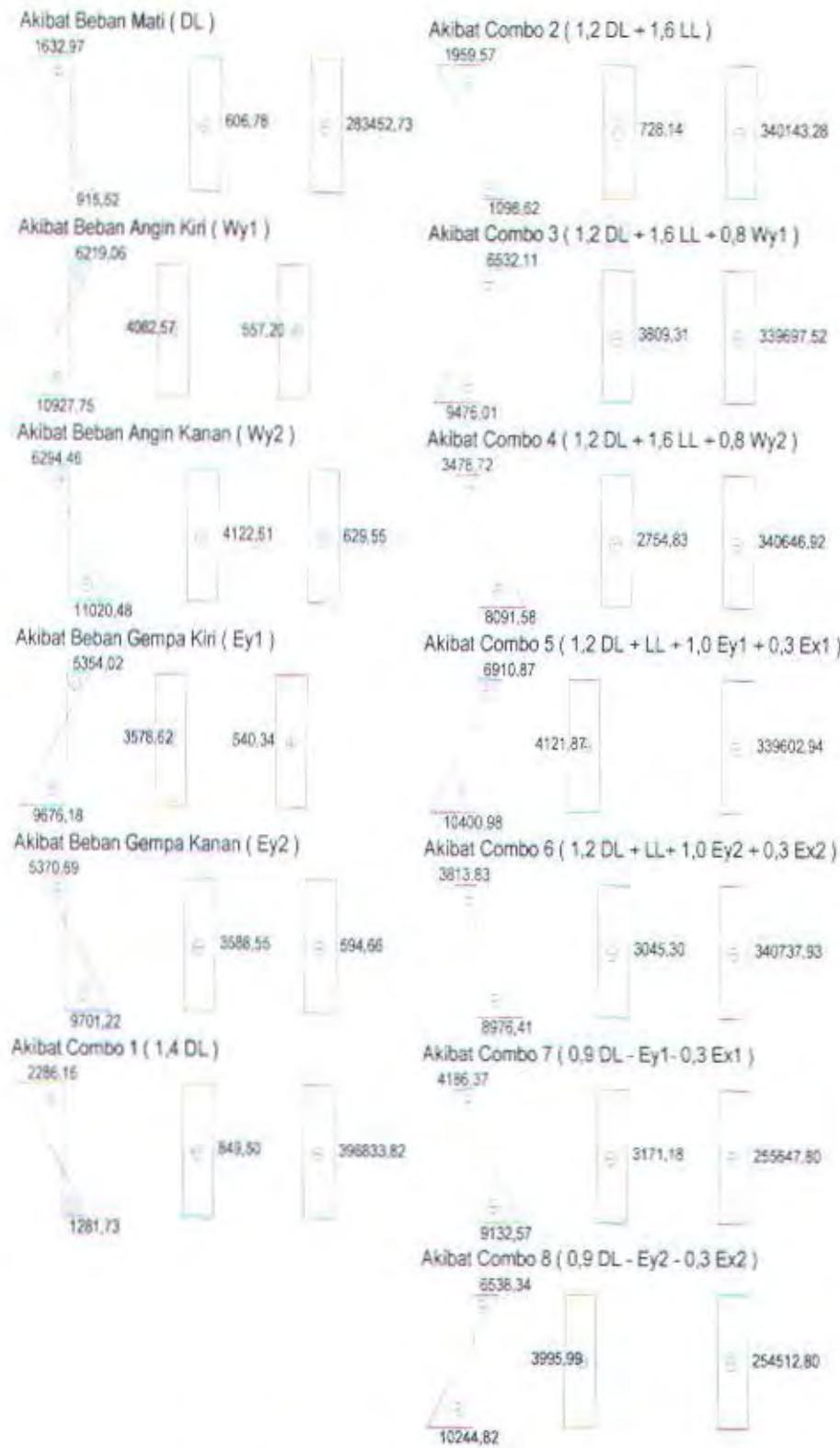
Lantai	Batasan Drift tiap lantai mm	Arah X (SAP 2000) Mm	Arah Y (SAP 2000) mm	Keterangan
Atap	65	65	60	OK
8	84	60	58	OK
7	84	51	52	OK
6	84	45	43	OK
5	84	39	38	OK
4	84	31	31	OK
3	84	23	24	OK
2	84	15	18	OK
1	84	6	9	OK



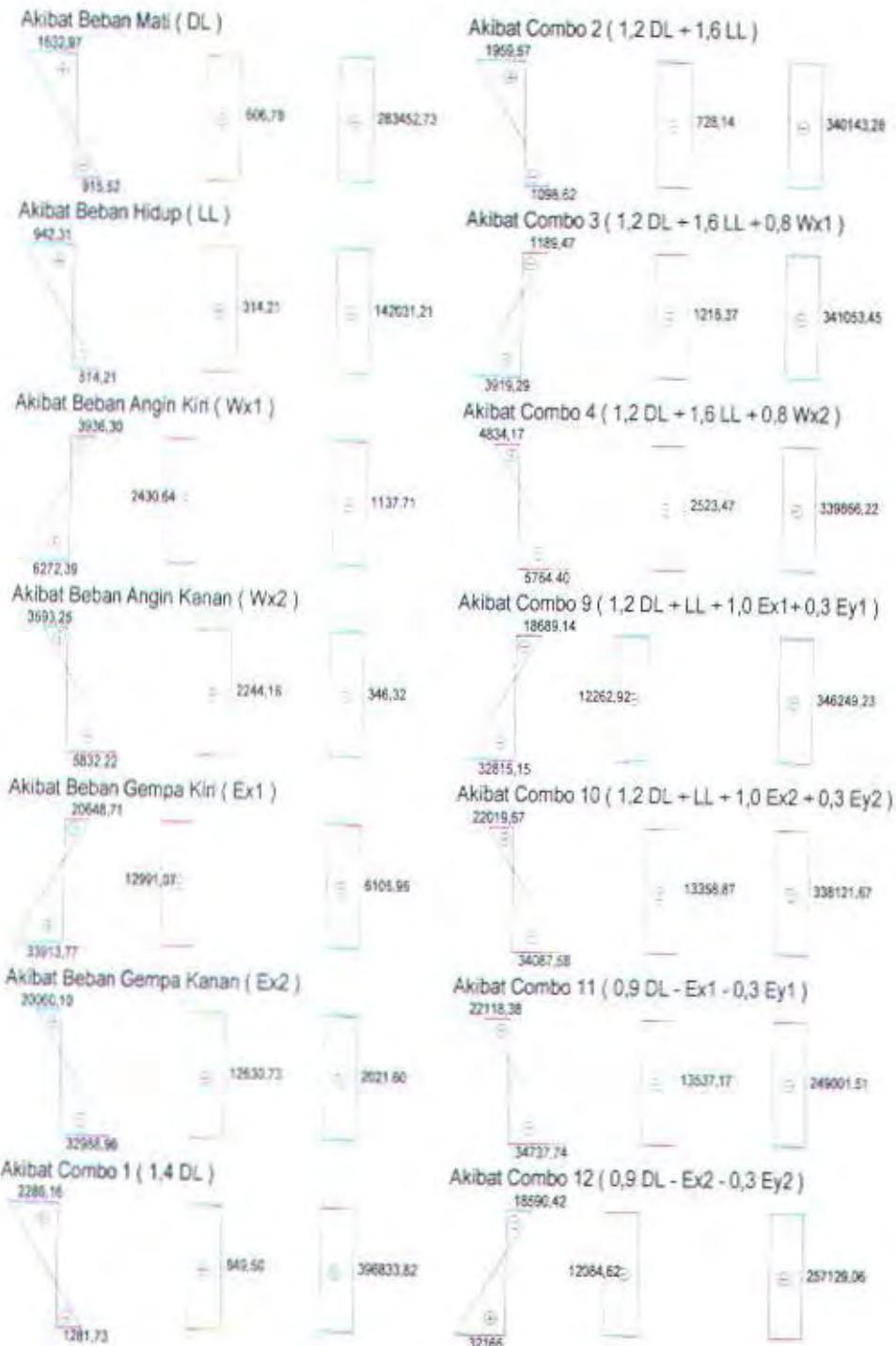
Gambar 5.2 Bidang M, D, N balok melintang As B frame 263



Gambar 5.3 Bidang M, D, N balok memanjang As 3 frame 17



Gambar 5.4 Bidang M, D, N kolom As B frame 617



Gambar 5.5 Bidang M, D, N kolom As 3 frame 617

5.4 Kontrol Kekuatan Penampang

5.4.1 Balok Utama Melintang

Fungsi dari balok utama adalah meneruskan beban yang terjadi pada plat lantai dan balok anak ke kolom. Balok utama melintang direncanakan dengan profil WF 600.200.12.20. Panjang balok utama melintang (L) = 7250 mm.

Adapun data - data profil sebagai berikut :

$A = 152,5 \text{ cm}^2$	$I_x = 24,3 \text{ cm}$	$Z_x = 3317 \text{ cm}^3$
$W = 120,0 \text{ kg/m}$	$I_y = 4,22 \text{ cm}$	$Z_y = 424 \text{ cm}^3$
$I_x = 90400 \text{ cm}^4$	$S_x = 2980 \text{ cm}^3$	$b = 201 \text{ mm}$
$I_y = 2720 \text{ cm}^4$	$S_y = 271 \text{ cm}^3$	$d = 606 \text{ mm}$
$t_f = 20 \text{ mm}$	$T_w = 12 \text{ mm}$	$r = 22 \text{ mm}$
$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	$F_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$	$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$
$f_t = 700 \text{ kg/cm}^2$	$f_L = 1700 \text{ kg/cm}^2$	$E = 2.10^6 \text{ kg/cm}^2$

Kondisi Balok Utama Melintang Sesudah Menjadi Komposit

Dari hasil output program SAP 2000 pada as B frame 263, didapatkan :

$M_B = 28555,61$	kg.m (momen tengah bentang diperkucombo 1)
$M_A = 34982,84$	kg.m (momen $\frac{1}{4}$ bentang yang diperkucombo 6)
$M_C = 33811,33$	kg.m (momen $\frac{3}{4}$ bentang yang diperkucombo 5)
$V_u = 20031,89$	kg
$L = 7,25$	m

Kontrol Kekuatan Penampang (Lokal Buckling)

$$h = 606 - 2.(20+22) = 522 \text{ mm}$$

Pelat Sayap :

$$\left. \begin{aligned} \frac{b_f}{2 \cdot t_f} &= \frac{201}{2 \cdot 20} = 5,03 \\ \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75 \end{aligned} \right\} \quad \frac{b_f}{2 \cdot t_f} < \lambda_p \dots \text{OK}$$



Pelat Badan :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_w} &= \frac{522}{12} = 43,5 \\ \lambda_c &= \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25 \end{aligned} \right\} \quad \frac{h}{t_w} < \lambda_c \dots \text{OK}$$

Jadi termasuk Penampang Kompak, maka : $M_{n,y} = M_{p,x}$

Dari hasil output program SAP 2000, didapatkan momen positif adalah :

$M_{\text{max}} = 2855561 \text{ kg.cm}$ (frame 263)
 $L = 725 \text{ cm}$
 $b_{\text{eff}} = 181.25 \text{ cm}$
 $t_b = 12 \text{ cm}$
 $h_r = 4.50 \text{ cm}$

Menghitung nilai transformasi beton ke bala

$$E_c = 0.041 \cdot w_e^{1.5} \cdot \sqrt{f_c} = 0.043 \cdot 2400^{1.5} \cdot \sqrt{25} = 24102.98 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$b_{\text{eff}} = 181.25 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{24102.98 \text{ MPa}} = 8.30$$

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{181.25}{8.30} = 21.84 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tr}} = b_{\text{tr}} \cdot \text{Intervall} = 262.08 \text{ cm}^2$$

Menentukan letak garis netral



Gambar 5.6 Garis Netral Balok Komposit

$$\begin{aligned}
 Y_{na} &= \frac{A_{tr} \cdot t_{plat\ beton}}{2} + \left(A_s \cdot \left(t_{plat\ beton} + \frac{d}{2} \right) \right) \\
 &= \frac{262,08 \cdot 12}{2} + \left[152,5 \cdot \left(12 + \frac{60,6}{2} \right) \right] = 19,35 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Menentukan nilai momen inersia (I_{tr})

$$\begin{aligned}
 I_{tr} &= \frac{b_{tr} \cdot (t_{plat\ beton})^3}{12} + A_{tr} \left(Y_{na} - \frac{t_{plat\ beton}}{2} \right)^2 + I_x + A_s \left(\left(\frac{d}{2} + t_{plat\ beton} \right) - Y_{na} \right)^2 \\
 &= \frac{21,84 \cdot (12)^3}{12} + 262,08 \left(19,35 - \frac{12}{2} \right)^2 + 90400 + 152,5 \left(\left(\frac{60,6}{2} + 12 \right) - 19,35 \right)^2 \\
 &= 220575,64 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Kontrol Lendutan

Lendutan ijin (f'') adalah

$$f'' = \frac{L}{360} = \frac{725}{360} = 2,014 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_{tr}} \cdot \left(M_{u_{lap}} - \frac{1}{10} \cdot \left(M_{u_{tump.kiri}} + M_{u_{tump.kanan}} \right) \right) \\
 &= \frac{5 \cdot 725^2}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 220575,64} \cdot \left(2855561 - \frac{1}{10} \cdot (3498284 + 3381133) \right) \\
 &= 0,269 \text{ cm} < f
 \end{aligned}$$

Menghitung Statis Momen Penampang Transformasi

$$\begin{aligned}
 y_c &= 19,35 \text{ cm} \\
 y_t &= 60,6 + 12 - 19,35 \\
 &= 53,25 \text{ cm} \\
 S_{tr.c} &= \frac{220575,64}{19,35} = 11399,26 \text{ cm}^3 \\
 S_{tr.t} &= \frac{220575,64}{53,25} = 4142,26 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Menghitung momen ultimate

Kapasitas momen positif penampang balok komposit penuh digunakan dari nilai yang terkecil dari :

$$\begin{aligned}
 M_{n1} &= 0,85 \cdot 250 \cdot 8,30 \cdot 11399,26 \\
 &= 20105444,83 \text{ kg.cm} \\
 M_{n2} &= 2500 \cdot 4142,26 \\
 &= 10355650 \text{ kg.cm} \text{ (menentukan)} \\
 \text{Jadi } M_u &= \emptyset \cdot M_n \\
 &= 0,85 \cdot 10355650 \\
 &= 8802302,5 \text{ kg.cm} > 2855561 \text{ kg.cm} \text{ ok}
 \end{aligned}$$

Penampang komposit mampu menahan beban yang terjadi.

Dari hasil output program SAP 2000, didapatkan momen negatif:

$$\begin{aligned}
 M_{maks} &= 3498284 \text{ kg.cm (batang 263)} \\
 L &= 725 \text{ cm} \\
 b_{eff} &= 181,25 \text{ cm} \\
 t_{bondex} &= 0,85 \text{ mm} \\
 \text{profil baja : Input}
 \end{aligned}$$

beton:

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$t_{\text{selimut beton}} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{hr} = 4,50 \text{ cm}$$

$$tb = 12 - hr = 7.5 \text{ cm}$$

tulangan :

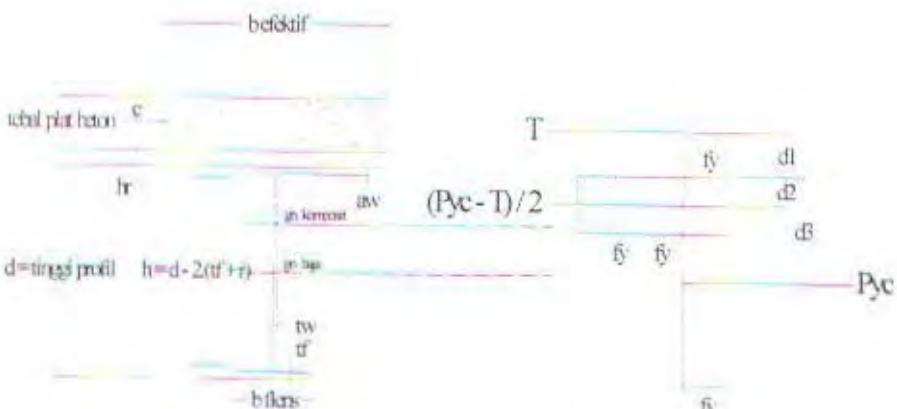
phi tulangan = 8 mm

jrk. antar tul. = 175 mm

$$\text{Ar} = 0.5026 \text{ cm}^2$$

$$f_{yr} = 240 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{181.25}{17.5} = 10 \text{ bh}$$



Gambar 5.7 Distribusi Tegangan Momen Negatif

Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja :

$$T = \text{Ar}_\infty f_{\text{MT}} n$$

$$= 0,5026 \cdot 2400 \cdot 10 = 12062,4 \text{ kg}$$

$$P_{VC} = A_S \cdot f_V$$

$$= 152.5 \cdot 2500 = 381250 \text{ kg}$$

$$T_{\text{S}} = (P_{VC} - T_D) / 2$$

$$= (381250 - 12062.4)/2 = 184593.8 \text{ kg}$$

$$P_c \equiv \text{tf} \cdot \text{bf} \cdot f_V$$

$$= 2 \cdot 20.1 \cdot 2500 = 100500 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{P_{fc} - P_f}{2} \\ &= 184593,8 - 100500 = 84093,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk menentukan tinggi tekan efektif pada plat beton :

$$a_{wep} = \frac{P_w}{f_y \cdot t_w} = \frac{84093,8}{2500 \cdot 1,2} = 28,03 \text{ cm}$$

Menentukan jarak kopel pada gaya – gaya yang bekerja :

$$\begin{aligned} d_2 &= \frac{(P_f \cdot 0,5 \cdot t_f) + (P_w \cdot (t_f + 0,5 \cdot a_{wep}))}{P_f + P_w} \\ &= \frac{(100500 \cdot 0,5 \cdot 2) + (84093,8 \cdot (2 + 0,5 \cdot 28,03))}{100500 + 84093,8} = 7,84 \text{ cm} \\ d_3 &= \frac{d}{2} = \frac{60,6}{2} = 30,3 \text{ cm} \\ d_1 &= h_r + t_b + t_{selimut \text{ beton}} = 4,50 + 7,5 - 2 = 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Momen nominal negatif :

$$\begin{aligned} M_n &= T_r \cdot (d_1 + d_3) + T_s \cdot (d_3 - d_2) \\ &= 12062,4 \cdot (10 + 30,3) + 184593,8 \cdot (30,3 - 7,84) \\ &= 4632091,47 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Persyaratan : $\phi M_n \geq M_u$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0,85 \cdot 4632091,47 > 3498284 \text{ kg.cm}$$

$$3937277,75 \text{ kg.cm} > 3498284 \text{ kg.cm} \quad (\text{ok})$$

Penampang komposit mampu menahan beban yang terjadi.

Kontrol Penghubung Geser

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan :

$$d_s = 15 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 176,7 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

$$E_c = w^{1,5} \cdot 0,041 \sqrt{f_c} = 2400^{1,5} \cdot 0,041 \sqrt{25}$$

5.4.2 Balok Utama Memanjang

Balok utama memanjang direncanakan dengan profil WF 500.200.11.19. Panjang balok utama memanjang (L) = 6000 mm.

Adapun data – data profil sebagai berikut :

$A = 131,3 \text{ cm}^2$	$i_x = 20,7 \text{ cm}$	$Z_x = 2462 \text{ cm}^3$
$W = 103 \text{ kg/m}$	$i_y = 4,43 \text{ cm}$	$Z_y = 398 \text{ cm}^3$
$I_x = 56500 \text{ cm}^4$	$S_x = 2230 \text{ cm}^3$	$b = 201 \text{ mm}$
$I_y = 2580 \text{ cm}^4$	$S_y = 257 \text{ cm}^3$	$d = 506 \text{ mm}$
$t_f = 19 \text{ mm}$	$t_w = 11 \text{ mm}$	$r = 20 \text{ mm}$
$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$	$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$	$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$
$f_r = 700 \text{ kg/cm}^2$	$f_L = 1700 \text{ kg/cm}^2$	$E = 2.10^6 \text{ kg/cm}^2$

Kondisi Balok Utama Memanjang Sesudah Menjadi Komposit

Dari hasil output program SAP 2000 pada as 3 frame 17 , didapatkan :

$M_B = 4760,20$	kg.m (momen tengah bentang diperku combo 2)
$M_A = 30059,44$	kg.m (momen $\frac{1}{4}$ bentang yang diperku combo10)
$M_C = 30050,99$	kg.m (momen $\frac{3}{4}$ bentang yang diperku combo 9)
$V_u = 14416,17$	kg
$L_e = 6,00$	m

Kontrol Kekuatan Penampang (Lokal Buckling)

$$h = 506 - 2.(19+20) = 428 \text{ mm}$$

Pelat Sayap :

$$\left. \begin{aligned} \frac{b_f}{2 \cdot t_f} &= \frac{201}{2 \cdot 19} = 5,29 \\ \lambda_{\varphi} &= \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75 \end{aligned} \right\} \quad \frac{b_f}{2 \cdot t_f} < \lambda_{\varphi} \dots \text{OK}$$

Pelat Badan :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_w} &= \frac{428}{11} = 38,91 \\ \lambda_{\varphi} &= \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25 \end{aligned} \right\} \quad \frac{h}{t_w} < \lambda_{\varphi} \dots \text{OK}$$

Jadi termasuk Penampang Kompak, maka : $M_{n,x} = M_{p,x}$

Dari hasil output program SAP 2000, didapatkan momen positif adalah :

M_{maks}	= 476020	kg.cm (frame 17)
L	= 600	cm
b_{eff}	= 150	cm
t_b	= 12	cm
h_r	= 4,50	cm

Menghitung nilai transformasi beton ke baja

$$E_c = 0,041 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 0,043 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 24102,98 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$b_{\text{eff}} = 150 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{24102,98 \text{ MPa}} = 8,30$$

$$b_{tr} = \frac{b_{\text{eff}}}{n} = \frac{150}{8,30} = 18,07 \text{ cm}$$

$$A_{tr} = b_{tr} \cdot t_{\text{plat beton}} = 216,87 \text{ cm}^2$$

Menentukan letak garis netral



Gambar 5.8 Garis Netral Balok Komposit

$$\begin{aligned}
 Y_{na} &= \frac{\frac{A_{tr} \cdot t_{plat\ beton}}{2} + \left(A_s \cdot \left(t_{plat\ beton} + \frac{d}{2} \right) \right)}{(A_{tr} + A_s)} \\
 &= \frac{\frac{216,84 \cdot 12}{2} + \left(131,3 \cdot \left(12 + \frac{50,6}{2} \right) \right)}{(216,84 + 131,3)} = 17,80 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Menentukan nilai momen inersia (I_{tr})

$$\begin{aligned}
 I_{tr} &= \frac{b_{tr} \cdot (t_{plat\ beton})^3}{12} + A_{tr} \left(Y_{na} - \frac{t_{plat\ beton}}{2} \right)^2 + I_x + A_s \left(\frac{d}{2} + t_{plat\ beton} \right) - Y_{na} \right)^2 \\
 &= \frac{18,07 \cdot (12)^3}{12} + 216,84 \left[17,80 - \frac{12}{2} \right]^2 + 56500 + 131,3 \cdot \left[\frac{50,6}{2} + 12 \right] - 17,80 \right]^2 \\
 &= 139221,71 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Kontrol Lendutan

Lendutan ijin (f^*) adalah

$$\begin{aligned}
 f^* &= \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1,67 \text{ cm} \\
 f &= \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_{tr}} \cdot \left(M_{u_{lap}} - \frac{1}{10} \cdot \left(M_{u_{tump.\ kiri}} + M_{u_{tump.\ kanan}} \right) \right) \\
 &= \frac{5 \cdot 600^2}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 139221,71} \cdot \left[476020 - \frac{1}{10} \cdot (3005944 + 3005099) \right] \\
 &= 0,222 \text{ cm} < f^*
 \end{aligned}$$

Menghitung Statis Momen Penampang Transformasi

$$Y_c = 17,80 \text{ cm}$$

$$y_t = 50,6 + 12 - 17,80$$

$$= 44,80 \text{ cm}$$

$$S_{tr,c} = \frac{139221,71}{17,80} = 7821,44 \text{ cm}^3$$

$$S_{tr,t} = \frac{139221,71}{44,8} = 3107,63 \text{ cm}^3$$

Menghitung momen ultimate

Kapasitas momen positif penampang balok komposit penuh digunakan dari nilai yang terkecil dari :

$$M_{n1} = 0,85 \cdot 250 \cdot 8,30 \cdot 7821,41$$

$$= 13795064,8 \text{ kg.cm}$$

$$M_{n2} = 2500 \cdot 3107,63$$

$$= 7769075 \text{ kg.cm (menentukan)}$$

$$\text{Jadi } M_u = \emptyset \cdot M_n$$

$$= 0,85 \cdot 7769075$$

$$= 6603713,75 \text{ kg.cm} > 476020 \text{ kg.cm ok}$$

Penampang komposit mampu menahan beban yang terjadi.

Dari hasil output program SAP 2000, didapatkan momen negatif:

$$M_{maks} = 3005944 \text{ kg.cm (Frame 17)}$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 150 \text{ cm}$$

$$I_{bongex} = 0,85 \text{ mm}$$

profil baja : Input

beton :

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$t_{selimut beton} = 2 \text{ cm}$$

$$hr = 4,50 \text{ cm}$$

$$tb = 12 - hr = 7,5 \text{ cm}$$

tulangan :

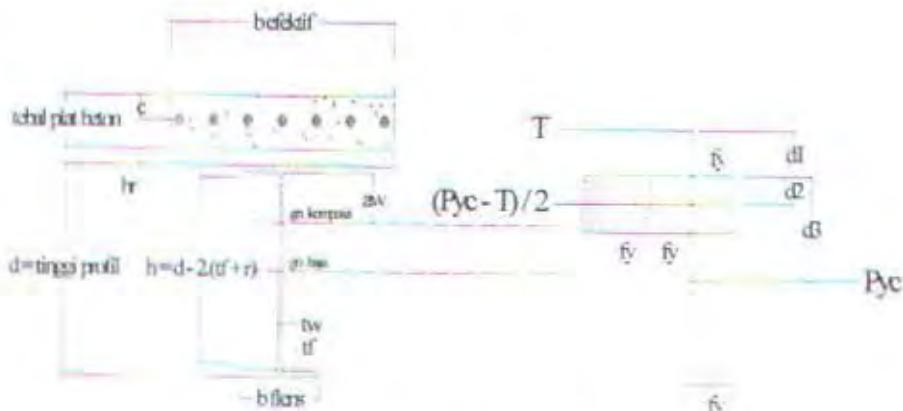
$$\phi tulangan = 8 \text{ mm}$$

$$jrk. antar tul. = 175 \text{ mm}$$

$$A_r = 0,5026 \text{ cm}^2$$

$$f_yr = 240 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{150}{17,5} = 8,57 = 10 \text{ bh}$$



Gambar 5.9 Distribusi Tegangan Momen Negatif

Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja :

$$\begin{aligned} T &= Ar \cdot f_y r \cdot n \\ &= 0,5026 \cdot 2400 \cdot 10 = 12062,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pyc &= As \cdot fy \\ &= 131,3 \cdot 2500 = 328250 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ts &= (Pyc - T) / 2 \\ &= (328250 - 12062,4) / 2 = 158093,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_f &= tf \cdot bf \cdot fy \\ &= 2 \cdot 20,1 \cdot 2500 = 100500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{Pyc - T}{2} - P_f \\ &= 158093,8 - 100500 = 57593,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk menentukan tinggi tekan efektif pada plat beton :

$$a_{wep} = \frac{P_w}{f_y \cdot tw} = \frac{57593,8}{2500 \cdot 1,1} = 20,94 \text{ cm}$$

Menentukan jarak kopel pada gaya-gaya yang bekerja :

$$\begin{aligned} d_2 &= \frac{(P_f \cdot 0,5 \cdot tf) + (P_w \cdot (tf + 0,5 \cdot a_{wep}))}{P_f + P_w} \\ &= \frac{(100500 \cdot 0,5 \cdot 1,9) + (57593,8 \cdot (1,9 + 0,5 \cdot 20,94))}{100500 + 57593,8} = 5,11 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d_3 = \frac{d}{2} = \frac{50,6}{2} = 25,3 \text{ cm}$$

$$d_1 = hr + tb - t_{selimut\ beton} = 4,50 + 7,5 - 2 = 10 \text{ cm}$$

Momen nominal negatif :

$$\begin{aligned}M_n &= T \cdot (d_1 + d_3) + T_s \cdot (d_3 - d_2) \\&= 12062,4 \cdot (10 + 25,3) + 158093,8 \cdot (25,3 - 5,11) \\&= 3617716,54 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

Persyaratan : $\phi M_n \geq M_u$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0,85 \cdot 3617716,54 > 3005944 \text{ kg.cm}$$

$$3075059,06 \text{ kg.cm} > 3005944 \text{ kg.cm} \quad (\text{ok})$$

Penampang komposit mampu menahan beban yang terjadi.

Kontrol Penghubung Geser

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan :

$$d_s = 15 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 176,7 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}E_c &= w^{1,5} 0,041\sqrt{f_c} = 2400^{1,5} \cdot 0,041\sqrt{25} \\&= 24102,98 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_n &= 0,5 A_{sc} \left(\sqrt{f_u \cdot E_c} \right) = 0,5 \cdot 1,767 \sqrt{25 \cdot 241029,8} \\&= 68582,28 \text{ N} = 6858,23 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$Q_n \leq A_{sc} f_u$$

$$6858,228 \leq 1,767 \cdot 4000 = 7068 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

Cek koefisien reduksi r_s karena pengaruh gelombang pelat *combideck* yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

$$h_r = 45 \text{ mm}$$

$$W_r = 145 \text{ mm} ; \text{ pelat gelombang } \textit{combideck}$$

$$N_r = 2 ; \text{ setiap gelombang dipasang 2 stud}$$

$$H_s = (h_r + 40)$$

$$= (45 + 40) = 85 \text{ mm}$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{W_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1,0$$

$$= \frac{0.85}{\sqrt{2}} \left(\frac{145}{45} \right) \left(\frac{85}{45} - 1 \right) = 1.721 > 1,0 \text{ jadi } r_s = 1$$

$$\begin{aligned} Q_n' &= Q_n r_s \\ &= 6858.23 \cdot 1 \\ &= 6858.23 \text{ kg} \leq 1.767 \cdot 4000 = 7068 \text{ kg} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

Jumlah stud untuk setengah bentang :

$$N = \frac{T_{\max}}{Q_n} = \frac{328250}{6858.23} = 47,86 \approx 48 \text{ buah}$$

Jadi untuk setiap bentang balok utama memanjang ($L = 600 \text{ cm}$) adalah 96 bh dan jarak antar penghubung geser adalah $600 \text{ cm} / 96 \text{ bh} = 7 \text{ cm} \dots (\text{OK})$

\rightarrow Syarat min = $6 \cdot d = 6 \cdot 1,5 = 9 \text{ cm}$, dipasang sejarak 9 cm

Kontrol Lateral Buckling

Jarak penahan lateral = $L_b = 9 \text{ cm}$ (Jarak Shear Connector)

$$L_p = 1,76 \cdot i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \cdot 4.43 \cdot \sqrt{\frac{2.10^6}{2500}} = 220,53 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ Bentang pendek $\rightarrow M_n = M_{px}$

$$\begin{aligned} M_{px} &= f_y \cdot Z_x = 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2462 \text{ cm}^3 \\ &= 6155000 \text{ kg.cm} = 61550 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Persyaratan : $\phi M_n \geq M_u$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0,9 \cdot 61550 > 30059,44$$

$$55395 \text{ kg.m} > 30059,44 \text{ kg.m} \quad (\text{ok})$$

Kontrol Geser

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w).

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

di mana $k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$ untuk balok dengan pengaku vertikal pelat badan

$k_n = 5$ untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan sehingga :

$$\frac{428}{11} \leq 1.10 \sqrt{\frac{5(2 \times 10^5)}{2500}}$$

$$38.91 \leq 69.57 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$V_n = 0.6 f_y A_n$$

$$= 0.6 \cdot 2500 \cdot (1.1 \cdot 50.6)$$

$$= 83490 \text{ kg}$$

Syarat :

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$14416,17 \text{ kg} < 0.9 \cdot 83490 \text{ kg}$$

$$14416,17 \text{ kg} < 75141 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

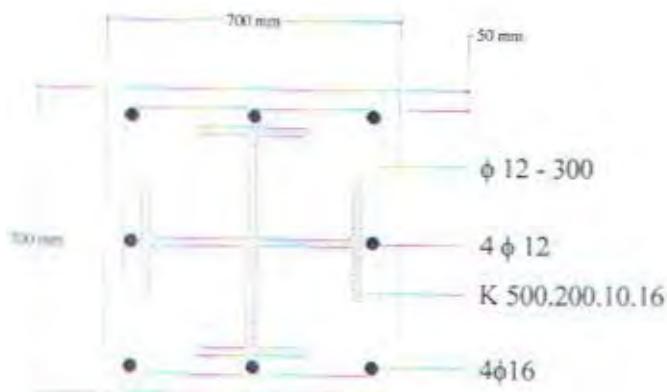
5.5 Kolom Komposit

Dari hasil output SAP 2000 diperoleh gaya – gaya yang bekerja pada kolom K617 lantai dasar adalah :

Pu	=	396833,82 kg	(combo 1 portal memanjang)
Mux	=	3473774 kg.cm	(combo 11 portal memanjang)
Muy	=	1040098 kg.cm	(combo 5 portal melintang)
Vux	=	13537,17 kg	(combo 11 portal memanjang)
Vuy	=	4121,87 kg	(combo 5 portal melintang)

Kolom komposit direncanakan dengan menggunakan profil K 500.200.10.16, dengan spesifikasi material sebagai berikut :

A	=	228,4 cm ²	I _x	=	49940 cm ⁴	i _x	=	14,79 mm
D	=	500 mm	I _y	=	52189 cm ⁴	i _y	=	15,17 mm
B	=	200 mm	R	=	20 mm	H	=	428 mm
Sx	=	1997,6 cm ³	Sy	=	2046,6 cm ³			



Gambar 5.10 Penampang kolom komposit

$$\begin{aligned}
 Zx &= ((\frac{1}{2} \cdot d \cdot t_w, \frac{1}{2} \cdot d) + (b - t_w) \cdot (t_f) \cdot (d - t_f)) + \\
 &\quad ((\frac{1}{2} \cdot b \cdot t_f, \frac{1}{2} \cdot b) \cdot 2 + (d - 2 \cdot t_f) \cdot (\frac{1}{2} \cdot t_w) \cdot (\frac{1}{2} \cdot t_w)) \\
 &= ((\frac{1}{2} \cdot 50 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} \cdot 50) + (20 - 1) \cdot (1,6) \cdot (50 - 1,6)) + \\
 &\quad ((\frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 1,6 \cdot \frac{1}{2} \cdot 20) \cdot 2 + (50 - 2 \cdot 1,6) \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1) \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1)) \\
 &= 2428,10 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Zy &= ((\frac{1}{2} \cdot t_f \cdot b, \frac{1}{2} \cdot b) \cdot 2 + (d - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{1}{2} \cdot t_w \cdot \frac{1}{2} \cdot t_w) + \\
 &\quad (\frac{1}{2} \cdot (d + t_w) \cdot t_w \cdot \frac{1}{2} \cdot (d + t_w) + (b - t_w) \cdot t_f \cdot (d + t_w - t_f)) \\
 &= ((\frac{1}{2} \cdot 1,6 \cdot 50 \cdot \frac{1}{2} \cdot 20) \cdot 2 + (50 - 2 \cdot 1,6) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1) + \\
 &\quad (\frac{1}{2} \cdot (50 + 1) \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} \cdot (50 + 1) + (20 - 1) \cdot 2 \cdot (50 + 1 - 1,6)) \\
 &= 2483,70 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Kontrol luas penampang minimum profil baja :

$$\frac{As}{Ac} = \frac{228,4}{(70 \cdot 70)} \cdot 100 \% = 4,70 \% > 4,00 \%$$

Tulangan longitudinal

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak spasi tulangan} &= 700 - (2 \cdot 50) - (2 \cdot 12) - (16) \\
 &= 560 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan longitudinal (Ar)} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\
 &= 201,06 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ar minimum} = 0,18 \cdot 560 &= 100,80 \text{ mm}^2 < 201,06 \text{ mm}^2 \text{ (ok)}
 \end{aligned}$$

Tulangan lateral (sengkang dipasang $\varnothing 12 - 300$ mm)

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan sengkang} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\
 &= 113,09 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas sengkang minimum} &= 0,18 \cdot 300 \\
 &= 54 \text{ mm}^2 < 113,09 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas penampang bersih (Aen)} &= (70 \cdot 70) - (228,40 + 2,01) \\
 &= 4669,59 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Untuk baja yang diberi selubung beton :

$$c_1 = 0,7 \quad c_2 = 0,6 \quad c_3 = 0,2$$

$$\begin{aligned}
 f_{my} &= f_y + c_1 \cdot f_{yr} \cdot \frac{A_r}{A_s} + c_2 \cdot f_c \cdot \frac{A_{cn}}{A_s} \\
 &= 250 + 0,7 \cdot 240 \cdot \frac{2,01}{228,40} + 0,6 \cdot 25 \cdot \frac{4669,59}{228,40} \\
 &= 558,15 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_c &= 0,041 w^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} \\
 &= 0,041 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{25} \\
 &= 24102,98 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 E_m &= E_s - c_3 \cdot E_c \cdot \frac{A_{cn}}{A_s} \\
 &= 200000 + 0,2 \cdot 24102,98 \cdot \frac{4669,59}{228,40} \\
 &= 298556 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$r_m = 0,3 \cdot b = 0,3 \cdot 70 = 21 \text{ cm} > i_y (\text{dipakai } r_m)$$

Kuat Nominal Aksi Kolom Komposit



Gambar 5.11 Posisi Kolom Terhadap Balok

Bagian dasar kolom diasumsikan jepit, sehingga nilai $G_{kB} = 1,0$

$$G_{kAx} = \frac{\sum \left(\frac{Ix}{L} \right)_{\text{kolom}}}{\sum \left(\frac{Ix}{L} \right)_{\text{Balok}}} = \frac{\sum \left(\frac{49940}{420} \right) + \left(\frac{49940}{420} \right)}{\sum \left(\frac{56500}{600} \right) + \left(\frac{56500}{600} \right)} = 1,26$$

$$G_{kAy} = \frac{\sum \left(\frac{Iy}{L} \right)_{\text{kolom}}}{\sum \left(\frac{Iy}{L} \right)_{\text{Balok}}} = \frac{\sum \left(\frac{52189}{420} \right) + \left(\frac{52189}{420} \right)}{\sum \left(\frac{2720}{725} \right) + \left(\frac{2720}{725} \right)} = 33,12$$

Jenis rangka tidak berpengaku (unbraced frame), sehingga dari nomogram didapatkan nilai :

$$kex = 1,35 \text{ dan } key = 2,20 \rightarrow key \text{ menentukan.}$$

$$Lk = kex \cdot L = 2,20 \cdot 420 = 924 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{Lk}{r_m} = \frac{924}{21} = 44 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}} = \frac{44}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{558,15}{298556}} = 0,61$$

Kolom pada struktur ini, termasuk di dalam kategori kolom menengah, dimana :

$$\begin{aligned}\omega &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,61} = 1,20 \\ f_{cr} &= \frac{f_{my}}{\omega} = \frac{558,15}{1,20} = 465 \text{ MPa} \\ P_n &= A_s \cdot f_{cr} = 228,40 \text{ cm}^2 \cdot 4650 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 1062060 \text{ kg} \\ \phi P_n &= 0,85 \cdot 1062060 = 902751 \text{ kg} > P_u \quad (\text{ok})\end{aligned}$$

Semua beban desain kolom ditopang oleh kolom komposit (terdiri dari profil baja dan beton). Persyaratan luas minimal penampang beton yang menahan beban desain kolom adalah :

Kemampuan profil baja menahan beban :

$$\phi P_{ns} = 0,85 \cdot A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot 228,40 \cdot 2500 = 485350 \text{ kg}$$

Kemampuan penampang beton menahan beban :

$$\phi P_{nc} = \phi P_n - \phi P_{ns} = 902751 - 485350 = 417401 \text{ kg}$$

Syarat yang harus dipenuhi untuk luas penampang beton $\phi P_{nc} \leq 1,7 \cdot \phi \cdot f_{c'} \cdot A_b$

$$A_b \geq \frac{\phi \cdot P_{nc}}{1,7 \cdot \phi \cdot f_{c'}} = \frac{417401}{1,7 \cdot 0,85 \cdot 250} = 1155,43 \text{ cm}^2$$

Luas penampang beton yang ada (A_{cn}) = $4669,59 \text{ cm}^2 > 1155,43 \text{ cm}^2$ (ok)

Kuat Nominal Momen dan Aksial Kolom Komposit

$$\text{Luasan badan profil (Aw)} = (1 \cdot 50) \cdot 2 = 100 \text{ cm}^2$$

$$C_{rc} = C_{rt} = 350 - (50 + 12 + (\frac{1}{2} \cdot 16)) = 280 \text{ mm}$$

$$Cr = (C_{rc} + C_{rt}) / 2 = 280 \text{ mm}$$

$$h_1 = h_2 = 700 \text{ mm}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{396833,82}{902751} = 0,43 > 0,20$$

$$\begin{aligned}M_{nx} &= Z_x \cdot f_y + \left[\frac{1}{3} \cdot (h_2 - 2Cr) \cdot A_r \cdot f_{yr} + \left[\frac{h_2}{2} - \frac{Aw \cdot f_y}{1,7 \cdot f_{c'} \cdot h_1} \right] \cdot Aw \cdot f_y \right] \\ &= 2428,10 \cdot 2500 + \frac{1}{3} \cdot (70 - 2 \cdot 28) \cdot 2,01 \cdot 2400 +\end{aligned}$$

$$\left(\frac{70}{2} - \frac{100 \cdot 2500}{1,7 \cdot 250 \cdot 70} \right) \cdot 100 \cdot 2500 \\ = 12741921,67 \text{ kg.cm}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= Z_y \cdot f_y + \frac{1}{3} \cdot (h_2 - 2Cr) \cdot A_r \cdot f_{yr} + \left[\frac{h_2}{2} - \frac{A_w \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot h_1} \right] \cdot A_w \cdot f_y \\ &= 2483,70 \cdot 2500 + \frac{1}{3} \cdot (70 - 2 \cdot 28) \cdot 2,01 \cdot 2400 + \\ &\quad \left(\frac{70}{2} - \frac{100 \cdot 2500}{1,7 \cdot 250 \cdot 70} \right) \cdot 100 \cdot 2500 \\ &= 12880921,67 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Untuk $\frac{P_u}{\varphi \cdot P_n} > 0,20 \rightarrow \frac{P_u}{\varphi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\varphi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\varphi \cdot M_{ny}} \right) \leq 1,0$

$$0,43 + \frac{8}{9} \left(\frac{3473774}{0,85 \cdot 12741921,67} + \frac{1040098}{0,85 \cdot 12880921,67} \right) = 0,799 < 1,00 \text{ (ok)}$$

Kesimpulan :

Jadi kolom komposit digunakan profil K 500.200.10.16 dengan beton 70 cm x 70 cm

5.6 Desain Sambungan

5.6.1 Sambungan Balok Melintang Dengan Kolom

Sambungan antara balok melintang dengan kolom direncanakan dengan menggunakan baut (rigid connection), sesuai dengan asumsi di dalam perhitungan statika. Untuk perhitungan kekuatan dan jumlah baut yang dibutuhkan menggunakan cara pendekatan titik putar (Gaya – gaya pada batang 263)

$$M_u = 3498284 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 20031,89 \text{ kg}$$



Gambar 5.12 Sambungan Kolom Dan Balok Melintang

Kontrol Sambungan Geser Pada Badan Balok

Direncanakan : plat siku 70.70.7, baut $\varnothing 19$ mm

a. Kuat geser

$$V_n = 0,75 \cdot r_l \cdot f_u \cdot A_{baut} \cdot m \rightarrow r_l = 0,5 \\ f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 (\text{BJ 41}) \\ \phi_{baut} = 19 \text{ mm} (A_{baut} = 2,84 \text{ cm}^2) \\ m = 2 \text{ sisi}$$

$$V_n = 0,75 \cdot 0,5 \cdot 4100 \cdot 2,84 \cdot 2 \\ = 8733 \text{ kg (menentukan)}$$

b. Kuat tumpu

$$R_n = 0,75 \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \text{ (tebal plat dipakai } t_p = 12 \text{ mm)} \\ = 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,9 \cdot 1,2 \cdot 4100 \\ = 16826,4 \text{ kg}$$

Kontrol kuat baut akibat gaya geser $V_u = 20031,89 \text{ kg}$

$$n = \frac{V_u}{V_n} = \frac{20031,89}{8733} = 2,29 \text{ bh} \text{ (dipasang } 3 \text{ bh) }$$

Kontrol Sambungan Geser Pada Sayap Kolom

Direncanakan Baut $\varnothing 19 \text{ mm}$

a. Kuat geser

$$\begin{aligned} V_n &= \phi \cdot r_l \cdot f_u \cdot A_{baut} \cdot m & \rightarrow & r_l = 0,5 \\ & & & f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (BJ 41)} \\ & & & \phi_{baut} = 19 \text{ mm} (A_{baut} = 2,84 \text{ cm}^2) \\ & & & m = 1 \text{ sisi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 4100 \cdot 2,84 \cdot 1 \\ &= 4366,5 \text{ kg} \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

b. Kuat tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \text{ (tebal plat dipakai } t_p = 7 \text{ mm)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,9 \cdot 0,7 \cdot 4100 \\ &= 9815,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol kuat baut akibat gaya geser $V_u = 20031,89 \text{ kg}$

$$n = \frac{V_u}{V_n} = \frac{20031,89}{4366,5} = 4,59 \text{ bh} \text{ (dipasang } 6 \text{ bh) }$$

Kontrol Kekuatan Siku Penyambung ($t = 7 \text{ mm}$)

Direncanakan : Baut $\varnothing 19 \text{ mm}$ ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Luas bidang geser

$$A_{nt} = (5 - (0,5 \cdot (1,9 + 0,15))) \cdot 0,7 \cdot 2 \text{ sisi} = 5,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = (26 - (2 \cdot (1,9 + 0,15))) \cdot 0,7 \cdot 2 \text{ sisi} = 41,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{gt} = (5 \cdot 0,7) \cdot 2 \text{ sisi} = 7,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = (26 \cdot 0,7) \cdot 2 \text{ sisi} = 36,40 \text{ cm}^2$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 4100 \cdot 5,56 = 22796 \text{ kg}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} = 0,6 \cdot 4100 \cdot 41,86 = 102975,6 \text{ kg}$$

Kuat rencana (ϕR_n)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot (0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + f_y \cdot A_{gt}) \\ &= 0,75 \cdot (102975,6 + (2500 \cdot 7)) \\ &= 90356,7 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\phi R_n > V_u = 20031,89 \text{ kg} \quad (\text{ok})$$

Kontrol Kekuatan Siku Penyambung ($t = 7 \text{ mm}$)

Direncanakan : Baut $\varnothing 25 \text{ mm}$ ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$A_b = 4,91 \text{ cm}^2$$

Gaya tarik (T) akibat momen adalah :

$$\begin{aligned}2T &= \frac{M_u}{d_{buckle}} \\ T &= \frac{3498284}{2 \cdot 60} = 29152,37 \text{ kg}\end{aligned}$$



Gambar 5.13 Gaya – Gaya Yang Bekerja Pada Profil T

Kekuatan baut rencana (B) :

$$\begin{aligned}B &= 0,75 \cdot f_{ub} \cdot 0,75 \cdot A_b \cdot n ; \quad n = \text{jumlah baut dalam satu baris} \\ &= 0,75 \cdot 4100 \cdot 0,75 \cdot 4,91 \cdot 2 \\ &= 22647,38 \text{ kg} < T \quad (\text{tdk memenuhi syarat})\end{aligned}$$

Untuk mengatasi dapat dipakai potongan profil T yang dihubungkan ke bawah balok utama agar lengan kopel menjadi besar.

$$\text{Lengan kopel} = 3498284 \text{ kg.cm} / (2 \cdot 22647,38 \text{ kg}) = 80 \text{ cm}$$

Sehingga tinggi tambahan yang diperlukan = $80 - 60 = 20 \text{ cm}$

$$T = 3498284 / (2 \cdot 80) = 21864,28 \text{ kg}$$

Kontrol Tebal Flens Profil T

Direncanakan T 350.350.14.22 dengan $r = 20 \text{ mm}$

$$a = 75 \text{ mm} \text{ (direncanakan)}$$

$$b = (352 - 14) / 2 - 75 = 94 \text{ mm} \text{ (kulak, fisher & shrink } a \leq 1,25 b)$$

Koreksi untuk a dan b :

$$a' = a + \frac{1}{2} \varnothing_{\text{baut}} = 87,50 \text{ mm}$$

$$b' = b + \frac{1}{2} \varnothing_{\text{baut}} = 81,50 \text{ mm}$$

$$\beta = \left(\frac{B}{T} - 1 \right) \frac{a'}{b'} = \left(\frac{22647,38}{21864,28} - 1 \right) \frac{87,5}{81,5} = 0,038 < 1$$

$$\delta = \frac{(w - \sum d')}{w} = \frac{(200 - (2.(25+1,5)))}{200} = 0,735$$

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) = \frac{1}{0,735} \left(\frac{0,038}{1-0,038} \right) = 0,05 < 1 \text{ dipakai nilai } \alpha = 0,05$$

$$Q = T \left(\frac{\alpha \delta}{1 + \alpha \delta} \right) \left(\frac{b'}{a'} \right) = 21864,28 \cdot \left(\frac{0,05 \cdot 0,735}{1 + (0,05 \cdot 0,735)} \right) \left(\frac{81,5}{87,5} \right) \\ = 721,89 \text{ kg}$$

Gaya yang terjadi pada baut adalah :

$$B \geq T + Q$$

$$22647,38 \text{ kg} \geq 21864,28 \text{ kg} + 721,89 \text{ kg}$$

$$22647,38 \text{ kg} \geq 22586,17 \text{ kg} \dots \dots (\text{OK})$$

Maka tebal profil yang diperlukan :

$$tf \geq \sqrt{\frac{4 \cdot T \cdot b'}{\phi \cdot w \cdot f_y \cdot (1 + \alpha \cdot \delta)}} \\ \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 21864,28 \cdot 8,15}{0,9 \cdot 20 \cdot 2500 \cdot (1 + 0,05 \cdot 0,735)}} \\ \geq 20,48 \text{ mm}$$

Sehingga Profil T 350.350.14.22 dapat digunakan.

Kontrol Badan Profil T Dengan Flens Balok

Kontrol Kekuatan Baut

Direncanakan : Baut $\varnothing 25$ mm ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$A_b = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 2,5^2 = 4,91 \text{ cm}^2$$

a. Kuat geser

$$\begin{aligned} V_n &= \phi \cdot r_l \cdot f_u \cdot A_{b,out} \cdot m & \rightarrow & r_l = 0,5 \\ && f_u &= 4100 \text{ kg/cm}^2 (\text{BJ 41}) \\ && \phi_{b,out} &= 19 \text{ mm} (A_{b,out} = 2,84 \text{ cm}^2) \\ && m &= 1 \text{ sisi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 4100 \cdot 4,91 \cdot 1 \\ &= 7549,13 \text{ kg} \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

b. Kuat tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \text{ (tebal plat dipakai } t_p = 14 \text{ mm)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,5 \cdot 1,4 \cdot 4100 \\ &= 25830 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol kuat baut akibat gaya geser $V_u = 34988 \text{ kg}$

$$n = \frac{V_u}{V_n} = \frac{20031,89}{7549,13} = 2,65 \text{ bh} \text{ (dipasang 4 bh pada dua sisi)}$$

Kontrol Kekuatan Badan Profil T

Kontrol Kekuatan Baut

Direncanakan : Baut $\varnothing 25$ mm ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$A_b = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 2,5^2 = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_g &= w \cdot t_w \\ &= 20 \cdot 1,4 = 28 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - (\sum d' \cdot t_w) \\ &= 28 - (2 \cdot 2,65 \cdot 1,4) = 20,58 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

a. Kontrol leleh

$$\begin{aligned} 2T &\leq 0,9 \cdot A_g \cdot f_y \\ 2 \cdot 21864,28 &\leq 0,9 \cdot 28 \cdot 2500 \\ 43728,56 \text{ kg} &\leq 63000 \text{ kg}, \dots, (\text{OK}) \end{aligned}$$

b. Kontrol patah

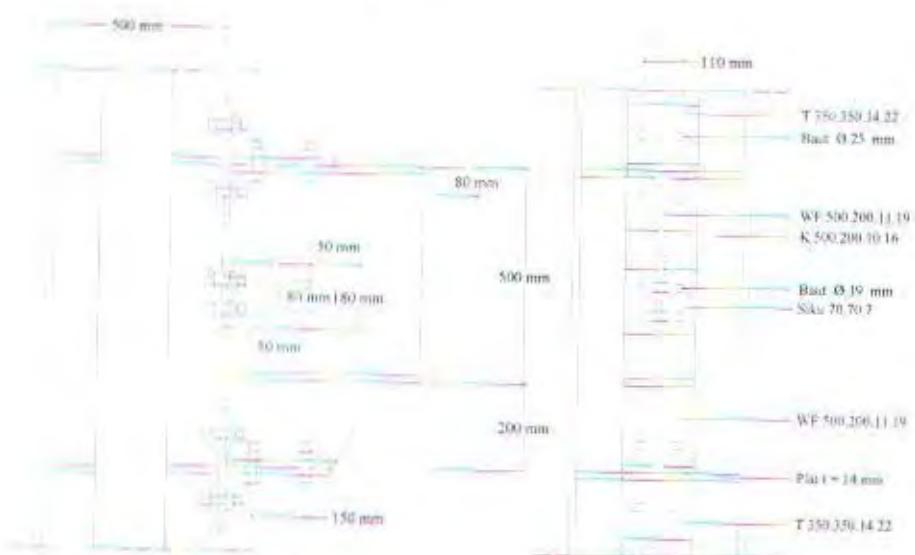
$$\begin{aligned} 2T &\leq 0,75 \cdot A_n \cdot f_u \\ 2 \cdot 21864,28 &\leq 0,75 \cdot 20,58 \cdot 4100 \\ 43728,56 \text{ kg} &\leq 63283,5 \text{ kg}, \dots, (\text{OK}) \end{aligned}$$

5.6.2 Sambungan Balok Memanjang Dengan Kolom

Sambungan antara balok memanjang dengan kolom direncanakan dengan menggunakan baut (rigid connection), sesuai dengan asumsi di dalam perhitungan statika. Untuk perhitungan kekuatan dan jumlah baut yang dibutuhkan menggunakan cara pendekatan titik putar (Gaya – gaya pada batang 17)

$$Mu = 3005944 \text{ kg.cm}$$

$$Vu = 14416.17 \text{ kg}$$



Gambar 5.14 Sambungan Kolom Dan Balok Memanjang

Kontrol Sambungan Geser Pada Badan Balok

Direncanakan : plat siku 70.70.7, baut $\varnothing 19$ mm

a. Kuat geser

$$Vn = 0,75 \cdot r_1 \cdot f_u \cdot A_{bout} \cdot m \rightarrow r_1 = 0,5 \\ f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 (\text{BJ 41}) \\ \phi_{bout} = 19 \text{ mm} (A_{bout} = 2,84 \text{ cm}^2) \\ m = 2 \text{ sisi}$$

$$Vn = 0,75 \cdot 0,5 \cdot 4100 \cdot 2,84 \cdot 2 \\ = 8733 \text{ kg (menentukan)}$$

b. Kuat tumpu

$$R_n = 0,75 \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \text{ (tebal plat dipakai } t_p = 11 \text{ mm)} \\ = 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,9 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\ = 15424,2 \text{ kg}$$

Kontrol kuat baut akibat gaya geser $V_u = 14416,17 \text{ kg}$

$$n = \frac{V_u}{V_n} = \frac{14416,17}{8733} = 1,65 \text{ bh} \text{ (dipasang 2 bh)}$$

Kontrol Sambungan Geser Pada Sayap Kolom

Direncanakan Baut $\varnothing 19 \text{ mm}$

a. Kuat geser

$$\begin{aligned} V_n &= \phi \cdot r_l \cdot f_u \cdot A_{bout} \cdot m & \rightarrow & r_l = 0,5 \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 4100 \cdot 2,84 \cdot 1 & f_u &= 4100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (BJ 41)} \\ &= 4366,5 \text{ kg} & \phi_{bout} &= 19 \text{ mm} (A_{bout} = 2,84 \text{ cm}^2) \\ & & m &= 1 \text{ sisi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 4100 \cdot 2,84 \cdot 1 \\ &= 4366,5 \text{ kg} \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

b. Kuat tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \text{ (tcbal plat dipakai } t_p = 7 \text{ mm)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,9 \cdot 0,7 \cdot 4100 \\ &= 9815,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

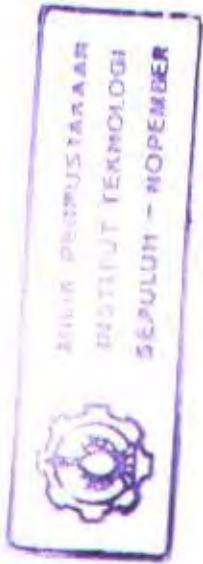
Kontrol kuat baut akibat gaya geser $V_u = 14416,17 \text{ kg}$

$$n = \frac{V_u}{V_n} = \frac{14416,17}{4366,5} = 3,30 \text{ bh} \text{ (dipasang 4 bh)}$$

Kontrol Kekuatan Siku Penyambung ($t = 7 \text{ mm}$)

Direncanakan : Baut $\varnothing 19 \text{ mm}$ ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Luas bidang geser



$$\begin{aligned} Ant &= (5 - (0,5 \cdot (1,9 + 0,15))) \cdot 0,7 \cdot 2 \text{ sisi} = 5,56 \text{ cm}^2 \\ Anv &= (18 - (2 \cdot (1,9 + 0,15))) \cdot 0,7 \cdot 2 \text{ sisi} = 19,46 \text{ cm}^2 \\ Agt &= (5 \cdot 0,7) \cdot 2 \text{ sisi} = 7,00 \text{ cm}^2 \\ Agv &= (18 \cdot 0,7) \cdot 2 \text{ sisi} = 25,2 \text{ cm}^2 \\ f_u \cdot Ant &= 4100 \cdot 5,56 = 22796 \text{ kg} \\ 0,6 \cdot f_u \cdot Anv &= 0,6 \cdot 4100 \cdot 19,46 = 47871,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat rencana (ϕR_n)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot (0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + f_y \cdot A_{gt}) \\ &= 0,75 \cdot (47871,6 + (2500 \cdot 7)) \\ &= 49028,7 \text{ kg} \\ \phi R_n &> V_u = 14416,17 \text{ kg} \quad (\text{ok})\end{aligned}$$

Kontrol Kekuatan Siku Penyambung ($t = 7 \text{ mm}$)

Direncanakan : Baut $\varnothing 25 \text{ mm}$ ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 $A_b = 4,91 \text{ cm}^2$

Gaya tarik (T) akibat momen adalah :

$$\begin{aligned}2T &= \frac{M_u}{d_{balok}} \\ T &= \frac{3005944}{2 \cdot 50} = 30059,44 \text{ kg}\end{aligned}$$



Gambar 5.15 Gaya - Gaya Yang Bekerja Pada Profil T

Kekuatan baut rencana (B) :

$$\begin{aligned}B &= 0,75 \cdot f_{ub} \cdot 0,75 \cdot A_b \cdot n ; \quad n = \text{jumlah baut dalam satu baris} \\ &= 0,75 \cdot 4100 \cdot 0,75 \cdot 4,91 \cdot 2 \\ &= 22647,38 \text{ kg} < T \quad (\text{tdk memenuhi syarat})\end{aligned}$$

Untuk mengatasi dapat dipakai potongan profil T yang dihubungkan ke bawah balok utama agar lengan kopel menjadi besar.

$$\text{Lengan kopel} = 3005944 \text{ kg.cm} / (2 \cdot 22647,38 \text{ kg}) = 70 \text{ cm}$$

Sehingga tinggi tambahan yang diperlukan = $70 - 50 = 20 \text{ cm}$

$$T = 3005944 / (2 \cdot 70) = 21471,03 \text{ kg}$$

Kontrol Tebal Flens Profil T

Direncanakan T 350.350.14.22 dengan $r = 20$ mm

$$a = 75 \text{ mm (direncanakan)}$$

$$b = (352 - 14) / 2 - 75 = 94 \text{ mm (kulak, fisher & shrink } a \leq 1,25 b)$$

Koreksi untuk a dan b :

$$a' = a + \frac{1}{2} \mathcal{D}_{\text{baut}} = 87,50 \text{ mm}$$

$$b' = b - \frac{1}{2} \mathcal{D}_{\text{baut}} = 81,50 \text{ mm}$$

$$\beta = \left(\frac{B}{T} - 1 \right) \frac{a'}{b'} = \left(\frac{22647,38}{21471,03} - 1 \right) \frac{87,5}{81,5} = 0,059 < 1$$

$$\delta = \frac{(w - \sum d')}{w} = \frac{(200 - (2.(25+1,5)))}{200} = 0,735$$

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) = \frac{1}{0,735} \left(\frac{0,059}{1-0,059} \right) = 0,08 < 1 \text{ dipakai nilai } \alpha = 0,08$$

$$Q = T \left(\frac{\alpha \delta}{1 + \alpha \delta} \right) \left(\frac{b'}{a'} \right) = 21471,03 \cdot \left(\frac{0,08 \cdot 0,735}{1 + (0,08 \cdot 0,735)} \right) \left(\frac{81,85}{87,5} \right) \\ = 1110,62 \text{ kg}$$

Gaya yang terjadi pada baut adalah :

$$B \geq T + Q$$

$$22647,38 \text{ kg} \geq 21471,03 \text{ kg} + 1110,62 \text{ kg}$$

$$22647,38 \text{ kg} \geq 22581,65 \text{ kg} \dots \dots (\text{OK})$$

Maka tebal profil yang diperlukan :

$$tf \geq \sqrt{\frac{4 \cdot T \cdot b'}{\phi \cdot w \cdot f_y \cdot (1 + \alpha \cdot \delta)}} \\ \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 21471,03 \cdot 8,15}{0,9 \cdot 20 \cdot 2500 \cdot (1 + 0,08 \cdot 0,735)}} \\ \geq 21,32 \text{ mm}$$

Sehingga Profil T 350.350.14.22 dapat digunakan.

Kontrol Badan Profil T Dengan Flens Balok

Kontrol Kekuatan Baut

Direncanakan : Baut $\varnothing 25$ mm ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$A_b = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 2,5^2 = 4,91 \text{ cm}^2$$

a. Kuat geser

$$\begin{aligned} V_n &= \phi \cdot r_l \cdot f_u \cdot A_{bout} \cdot m & \rightarrow r_l &= 0,5 \\ && f_u &= 4100 \text{ kg/cm}^2 (\text{BJ 41}) \\ && \phi_{bout} &= 19 \text{ mm} (A_{bout} = 2,84 \text{ cm}^2) \\ && m &= 1 \text{ sisi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 4100 \cdot 4,91 \cdot 1 \\ &= 7549,13 \text{ kg} \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

b. Kuat tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \text{ (tebal plat dipakai } t_p = 14 \text{ mm)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,5 \cdot 1,4 \cdot 4100 \\ &= 25830 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol kuat baut akibat gaya geser $V_u = 14416,17 \text{ kg}$

$$n = \frac{V_u}{V_n} = \frac{14416,17}{7549,13} = 1,91 \text{ bh} \text{ (dipasang 4 bh pada dua sisi)}$$

Kontrol Kekuatan Badan Profil T

Kontrol Kekuatan Baut

Direncanakan : Baut $\varnothing 25$ mm ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$A_b = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 2,5^2 = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_g &= w \cdot t_w \\ &= 20 \cdot 1,4 = 28 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - (\sum d' \cdot t_w) \\ &= 28 - (2 \cdot 2,65 \cdot 1,4) = 20,58 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

a. Kontrol leleh

$$2T \leq 0,9 \cdot A_g \cdot f_y$$

$$2 \cdot 21471,03 \leq 0,9 \cdot 28 \cdot 2500$$

$$42942,06 \text{ kg} \leq 63000 \text{ kg.....(OK)}$$

b. Kontrol patah

$$2T \leq 0,75 \cdot A_n \cdot f_u$$

$$2 \cdot 21471,03 \leq 0,75 \cdot 20,58 \cdot 4100$$

$$42942,06 \text{ kg} \leq 63283,5 \text{ kg....(OK)}$$

5.6.3 Sambungan Balok Induk Dengan Balok Tangga

Sambungan balok utama dengan balok tangga merupakan sambungan sendi.

Sambungan siku dengan badan balok utama

Direncanakan Baut $\varnothing 12 \text{ mm}$

a. Kuat geser

$$\begin{aligned} V_n &= \phi \cdot r_l \cdot f_u \cdot A_{baut} \cdot m & \rightarrow & r_l = 0,5 \\ && & f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 (\text{BJ 41}) \\ && & \phi_{baut} = 12 \text{ mm} (A_{baut} = 1,13 \text{ cm}^2) \\ && & m = 1 \text{ sisi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 4100 \cdot 1,13 \cdot 1 \\ &= 1737,37 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

b. Kuat tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \text{ (tebal plat dipakai } t_p = 6 \text{ mm)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot 4100 \\ &= 5313,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol kuat baut akibat gaya geser $P_u = 2093,18 \text{ kg}$

$$n = \frac{V_u}{V_n} = \frac{2093,18}{1737,37} = 1,2 \text{ bh (dipasang 4 bh)}$$

Sambungan Siku Dengan Badan Balok Tangga

Sambungan ini merupakan sambungan geser murni karena beban P_u bekerja tepat pada bidang geser baut.

a. Kuat geser

$$\begin{aligned} V_n &= \phi \cdot r_l \cdot f_u \cdot A_{baut} \cdot m & \rightarrow & r_l = 0,5 \\ && & f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 (\text{BJ 41}) \\ && & \phi_{baut} = 12 \text{ mm} (A_{baut} = 1,13 \text{ cm}^2) \\ && & m = 2 \text{ sisi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 4100 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 3474,75 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

b. Kuat tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \text{ (tebal plat dipakai } t_p = 5 \text{ mm)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,5 \cdot 4100 \\ &= 4428 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol kuat baut akibat gaya geser $P_u = 2093,18 \text{ kg}$

$$n = \frac{V_u}{V_n} = \frac{2093,18}{3474,74} = 0,60 \text{ bh} \text{ (dipasang 2 bh)}$$

Kontrol Siku Penyambung

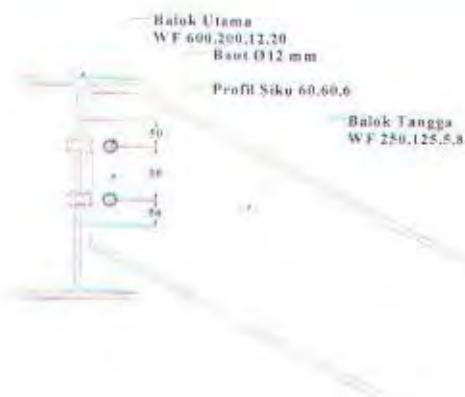
Dipakai siku penyambung 60.60.6

$$\begin{aligned}\emptyset_{\text{lubang}} &= 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm} \text{ (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{nv} &= L_{nv} t_1 = (L - n \emptyset_{\text{lubang}}) t_1 = (15 - 2 \cdot 1,35 \text{ cm}) 0,6 \text{ cm} \\ &= 7,38 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Siku ditinjau satu sisi sehingga gaya $= \frac{1}{2} P_u = 1046,59 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi (0,6 f_u A_{nv}) \\ &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 4100 \text{ kg/cm}^2 \cdot 7,38 \text{ cm}^2 \\ &= 16339,32 \text{ kg} > P_u = 1046,59 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{(OK)}\end{aligned}$$



Gambar 5.16 Sambungan Balok Tangga dan Balok Utama

5.6.3 Sambungan Kolom Dengan Kolom

Sambungan antara kolom dengan kolom direncanakan pada lantai 4 K644 dengan menggunakan baut $\emptyset 19 \text{ mm}$ ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$). Gaya – gaya yang bekerja adalah :

$$\begin{aligned}P_u &= 236594,44 \text{ kg} \\ M_{ux} &= 2770368 \text{ kg.cm} \\ M_{uy} &= 1080023 \text{ kg.cm} \\ V_{ux} &= 12882,28 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$V_{uy} = 4980,57 \quad \text{kg}$$

Kontrol Kuat Geser Pada End Plate

a. Kuat geser

$$V_n = \phi \cdot r_f \cdot f_u \cdot A_{boul} \cdot m \rightarrow \begin{aligned} r_f &= 0,5 \\ f_u &= 4100 \text{ kg/cm}^2 (\text{BJ } 50) \\ \phi_{boul} &= 19 \text{ mm} (A_{boul} = 2,84 \text{ cm}^2) \\ m &= 2 \text{ sisi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 4100 \cdot 2,84 \cdot 2 \\ &= 8733 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

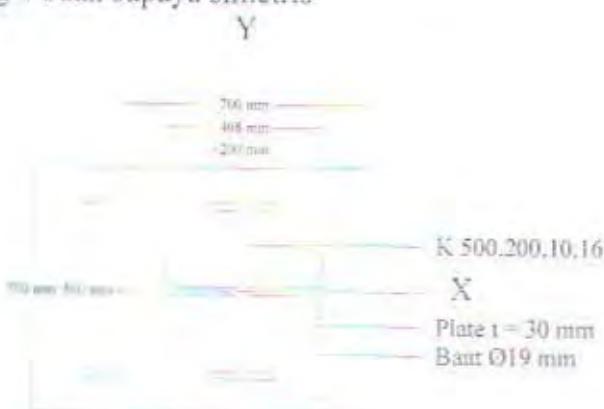
b. Kuat tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \text{ (tebal plat dipakai sayap kolom } t_p = 16 \text{ mm)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,9 \cdot 1,6 \cdot 4100 \\ &= 22435,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut

$$n = \frac{V_n}{R_n} = \frac{12882,28}{8733} \approx 1,47 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah supaya simetris



Gambar 5.17 Sambungan las pada kolom dan end plate

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$ pada daerah yang terarsir (Gambar 4, 10), sehingga didapatkan :

$$A_{las} = ((4 \cdot 20) + (4 \cdot 46,8)) \cdot 1 \text{ cm} = 267,2 \text{ cm}^2$$

$$2 \left[\frac{1}{12} \cdot 20 \cdot 1^3 + 1 \cdot 20 \cdot 23,4^2 \right] + 2 \left[\frac{1}{12} \cdot 46,8 \cdot 1^3 + 1 \cdot 46,8 \cdot 0,5^2 \right] + 2 \left[\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 46,8^3 + \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 20^3 \right]$$

$$I_x =$$

$$= 40354,14 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 20,1^3 + 1 \cdot 20,23,4^2 + 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 46,8,1^3 + 1 \cdot 46,8,0,5^2 + 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1,46,8^3 + \frac{1}{12} \cdot 1,20^3$$

$$= 40354,14 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{I_x}{y} = \frac{40354,14}{23,4} = 1724,53 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_y}{Y} = \frac{40354,14}{23,4} = 1724,53 \text{ cm}^3$$

$$\bar{f}_{u_{\text{las}}} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70XX} \cdot 1 \\ = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \cdot 1 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \frac{P_u}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{236594,44}{267,2} + \frac{2770368}{1724,53} + \frac{1080023}{1724,53} \\ = 3118,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{f_{u_{\text{las}}}} \cdot 1 \text{ cm} = \frac{3118,18}{2214,45} \cdot 1 = 1,41 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{1,41}{0,707} = 1,99 \text{ cm} \text{ (a minimum)}$$

Tebal minimal end plate : $t_{\text{plat}} = 30 \text{ mm}$

$$a_{\text{eff}} = 1,41 \cdot \frac{f_u}{F_{E70XX}} \cdot t_{\text{plat}} = 1,41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70,3} \cdot 3,0 \\ = 3,54 \text{ cm}$$

Jadi dipakai las dengan $a = 2 \text{ cm}$

Kontrol Kuat Geser Pada Sayap

$$T_u = M_{ux} / d \\ = 2770368 / 50 = 55407,36 \text{ kg}$$

$$V_{u_{\text{li}}} = \frac{1}{4} \cdot 236594,44 \text{ kg} - 55407,36 \text{ kg} = 3741,25 \text{ kg}$$

$$V_{u_{\text{ka}}} = \frac{1}{4} \cdot 236594,44 \text{ kg} + 55407,36 \text{ kg} = 114555,97 \text{ kg}$$

Desain sambungan pada sayap kolom menggunakan $V_{u,k} = 114555,97 \text{ kg}$

Dan diameter baut adalah 25 mm

$$\begin{aligned} n &= V_{u,k} / V_{n, \text{geser}} \\ &= 114555,97 / 8733 = 14 \text{ baut} \end{aligned}$$



Gambar 5.18 Sambungan kolom dengan kolom

5.6.4 Disain Base Plate

Perencanaan *base plate* dibawah ini menggunakan fixed base plate dari Catalog PT Gunung Garuda untuk profil K 500.200.10.16 dengan data-data sebagai berikut :

- No. Part = BMK-13
- $H = 70 \text{ cm}$
- $B = 70 \text{ cm}$
- $t_p = 46 \text{ mm} = 4,6 \text{ cm}$

Dari Output SAP2000 frame didapat gaya-gaya dalam yang bekerja sebagai berikut:

$$P_u = 274950,50 \text{ kg}$$

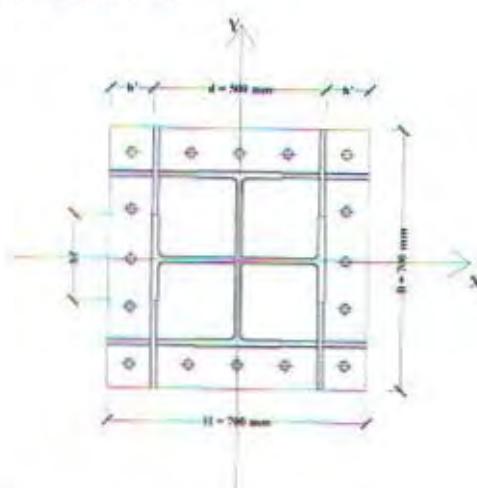
$$M_{ux} = 18857950 \text{ kgcm}$$

$$M_{uy} = 679702 \text{ kgcm}$$

$$V_{ux} = 17218,76 \text{ kg}$$

$$V_{uy} = 14321,65 \text{ kg}$$

Sambungan Las Pada Base Plate



Gambar 5.19 Sambungan Las pada Base Plate

Direncanakan las dengan $t_e = 1$ cm pada daerah yang diarsir pada profil K 500.200.10.16 sehingga didapat :

$$A_{\text{las}} = ((4 \cdot 20) + (4 \cdot 46,8)) \cdot 1 \text{ cm} = 267,2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} I_x &= \left[2 \left| \frac{1}{12} \cdot 20 \cdot 1^3 + 1 \cdot 20 \cdot 23,4^2 \right| + 2 \left| \frac{1}{12} \cdot 46,8 \cdot 1^3 + 1 \cdot 46,8 \cdot 0,5^2 \right| + 2 \left| \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 46,8^3 + \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 20^3 \right| \right] \\ &= 40354,14 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_y &= \left[2 \left| \frac{1}{12} \cdot 20 \cdot 1^3 + 1 \cdot 20 \cdot 23,4^2 \right| + 2 \left| \frac{1}{12} \cdot 46,8 \cdot 1^3 + 1 \cdot 46,8 \cdot 0,5^2 \right| + 2 \left| \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 46,8^3 + \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 20^3 \right| \right] \\ &= 40354,14 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_x = \frac{I_x}{y} = \frac{40354,14}{23,4} = 1724,53 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_y}{y} = \frac{40354,14}{23,4} = 1724,53 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} f_{u_{\text{las}}} &= \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70XX} \cdot 1 \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \cdot 1 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{\text{total}} &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{274950,50}{267,2} + \frac{18857950}{1724,53} + \frac{679702}{1724,53} \\ &= 2516,66 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{f_{u_{\text{las}}}} \cdot 1 \text{ cm} = \frac{2516,66}{2214,45} \cdot 1 = 1,14 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{1,14}{0,707} = 1,7 \text{ cm (a minimum)}$$

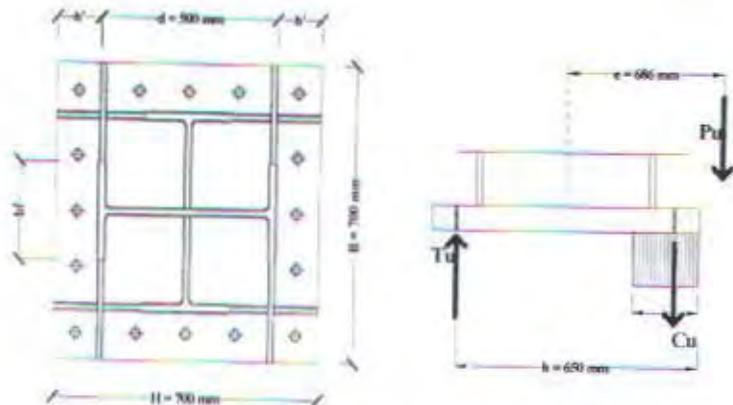
Syarat-syarat tebal kaki las :

Tebal minimum : $t_{plat} = 46 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} a_{eff,maks} &= 1,41 \frac{f_y}{f_{E70XX}} t_{plat} \\ &= 1,41 \frac{4100}{70 \times 70,3} 4,6 \\ &= 5,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 1,8 \text{ cm}$.

Perhitungan Base Plate



Gambar 5.20 Desain base plate

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{18857950}{274950,5} = 68,6 \text{ cm} > \frac{H}{6} = \frac{70}{6} = 11,67 \text{ cm}$$

$$d = 500 \text{ mm}$$

$$h' = (700 - 500)/2 = 100 \text{ mm}$$

$$h = H - 0,5h' = 700 - 0,5 \cdot 100 = 650 \text{ mm}$$

$$B = 700 \text{ mm}$$

$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{P_u(2h-H)+2M_u}{\varphi c \cdot f_{cu}' \cdot B}}$$

$$= 650 - \sqrt{650^2 - \frac{2749505 \cdot (2.650 - 700) + (2 \cdot 188579500)}{0,6 \cdot 21,25 \cdot 700}} = 94,17 \text{ mm}$$

$$f_{cu}' = 0,85 \cdot f_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,85 \cdot 25 \cdot 1 = 21,25 \text{ MPa}$$

$$\varphi c = 0,6$$

$$T_u = (\varphi c \cdot f_{cu}' \cdot B \cdot a) - P_u = (0,6 \cdot 21,25 \cdot 700 \cdot 94,17) - 274950,5 = 565516,75 \text{ N}$$

$$t \geq 2,108 \cdot \sqrt{\frac{T_u(h'-w_e)}{f_y B}} ; \text{ di mana } w_e \approx 0,5 h' = 0,5 \cdot 100 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

$$\geq 2,108 \cdot \sqrt{\frac{565516,75 \cdot (100 - 50)}{250 \times 700}}$$

$$\geq 36,79 \text{ mm}$$

Maka *base plate* dengan ukuran 70 cm x 70 cm dengan $t_p = 46$ mm dapat digunakan sebagai alas kolom K 500.200.10.16.

Perhitungan Baut Angkur

Dipakai baut angkur $\varnothing 40$ mm dengan $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0.75 f_{ub} (0.5 A_b) \\ &= 0.75 \cdot 5000 \cdot (0.5 \cdot (1/4 \pi \cdot 4,0^2)) \\ &= 23561,94 \text{ kg} = 235619,4 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\phi R_n \geq \frac{2T_u + C_v V_u}{n} \quad \text{di mana } C_v = 1,25$$

$$235619,4 \geq \frac{(2.565516,75) + (1,25 \cdot 17218,76)}{n}$$

$$n \geq 4,89$$

Jumlah baut angkur pada kolom dipasang 5 buah baut angkur $\varnothing 40$ mm

Panjang Baut Angkur

$$\bar{\tau}_b = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_u = 565516,75 \text{ N} = 56551,67 \text{ kg}$$

$$L_d = \frac{(Tu / n)}{\pi \cdot \tau b \cdot \phi_{\text{baut}}} = \frac{(56551,67 / 5)}{\pi \cdot 15 \cdot 4} \approx 50 \text{ cm}$$

Panjang angkur baut dipakai $L_d = 50$ cm

BAB VI

PERENCANAAN PONDASI

Cipta Karya
(031) 5941926

BAB VI

PERENCANAAN PONDASI

6.1 Pondasi Tiang Pancang

6.1.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah dan survey jenis pondasi bangunan disekitar lokasi proyek Gedung Kanwil XII DJP Jawa bagian Timur II / KPP Batu ini, maka pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang. Daya dukung vertikal tiang dihitung berdasarkan kombinasi tahanan gesekan (*friction*) dan tahanan ujung (*end bearing*). Data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (Testana Engineering, Inc).

Adapun perumusan Daya Dukung Ultimate pada sebuah pondasi adalah :

$$Q_{sp} = \frac{1}{FK} \left(f_b A_b + U \sum_i l_i f_{s_i} \right) \dots \text{Menurut Terzaghi dan Meyerhof}$$

Di mana :

Q_{sp} = daya dukung vertikal yang diijinkan untuk sebuah tiang tunggal (ton)

EK = faktor keamanan (diambil 3,0)

f_b = tahanan ujung tiang (ton/m²)

A_t = luas penampang tiang (m²)

U = keliling tiang (m)

= tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan sifat-sifat di dalam tanah (m)

f_{ct} = intensitas tahanan geser tiang (ton/m^2)

Tabel 6. | Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang Pancang

Jenis Tanah	Tiang Pracetak	Tiang Cor Setempat
Tanah Kohesif	C atau N (≤ 12)	C/2 atau N/2 (≤ 12)
Tanah Berpasir	N/5 (≤ 10)	N/2 (≤ 12)

Direncanakan (titik BH2 dari data tanah pada lampiran) memakai tiang pancang :

Diameter tiang pancang (D) = 50 cm

Panjang tiang pancang = 18 m

$$\text{Luas tiang pancang } (A_b) = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,196 \text{ cm}^2$$

$$\text{Keliling tiang pancang } (U) = \pi D = 1,57 \text{ cm}$$

Menghitung Daya Dukung Pada Ujung Tiang Pancang.

$$\bar{N} = \frac{N_1 + N_2}{2} \leq 40$$

di mana :

\bar{N} = Nilai N rata-rata untuk perencanaan tahan ujung tiang

N_1 = Nilai N pada ujung tiang

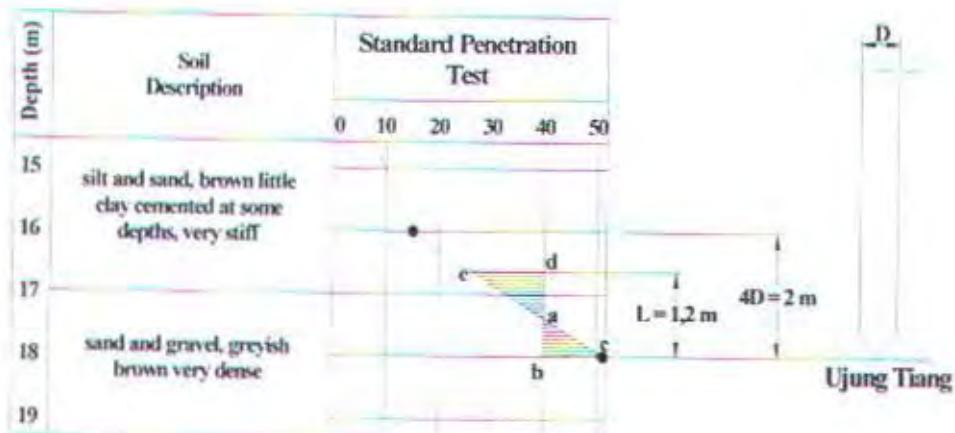
N_2 = Nilai N rata-rata sepanjang $4D$ dari ujung tiang

Dari data sondir diperoleh nilai :

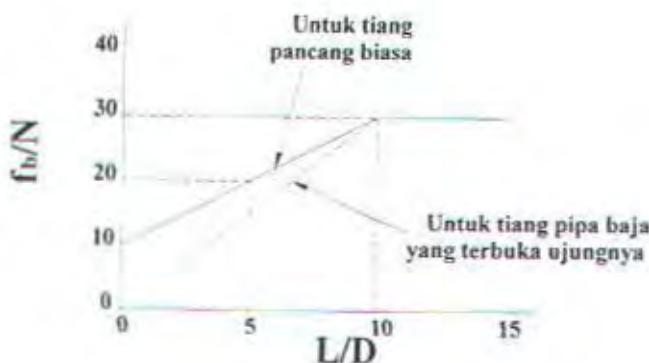
$$N_1 = 51 \quad \text{dan } N_2 = \frac{16 + 23 + 30 + 37 + 44 + 51}{6} = 33,5$$

$$\bar{N} = \frac{51 + 33,5}{2} = 42,25 \geq 40 \dots\dots \text{dipakai } \bar{N} = 40$$

Nilai f_b diperoleh dari gambar di bawah ini :



Gambar 6.1 Diagram Untuk Mencari L



Gambar 6.2 Diagram Mencari f_b

L adalah panjang ekivalen pemancangan ke dalam lapisan pendukung (m) dihitung sebagai berikut :

- menentukan titik b pada ujung tiang dengan harga \bar{N} .
- menentukan garis tegak db sehingga luas $\triangle abc$ sama dengan luas $\triangle ade$ hitung panjang garis tegak lurus tersebut sebagai L

Dari gambar 5.1 didapat $L = 1,2$ m

$$L/D = 1,2/0,5 = 2,4 \text{ sehingga dari gambar 5.2 didapat } f_b/\bar{N} = 14$$

$$f_b = 14 \bar{N} = 14 \cdot 40 = 560 \text{ t/m}^2$$

Kemampuan daya dukung ujung tiang

$$Q_p = f_b A_b = 560 \text{ t/m}^2 \cdot 0.196 \text{ m}^2 = 109,76 \text{ ton}$$

Menghitung Gaya Geser Maximum Pada Dinding Tiang Pancang.

Langkah pertama adalah menentukan harga rata-rata N bagi lapisan-lapisan tanah, selanjutnya besarnya gaya geser maximum dinding tiang dapat diperkirakan sebagaimana berikut ini :

Tabel 6.2 Perhitungan Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang Pancang

Kedalaman (m)	Ketebalan lapisan l_i (m)	Tanah	Harga rata- rata N	f_i (ton/m ²)	$l_i f_i$ (ton/m)
0 - 1	1	Silt and clay, brown inorganic, trace to little sand	0	0	0
1 - 5	4	Silt and clay, brown inorganic, trace sand, medium	8,75	8,75	35
5 - 11	6	Silt and sand, brown inorganic, trace gravel, shift to very shift	15,28	3,06	18,36
11 - 15	4	Sand and silt, dark brown, little gravel, loose to medium	9,8	1,96	7,84
15 - 17	2	Silt and sand, brown, little clay, cemented at some depths, very stiff	23,33	4,67	9,34
17 - 22	5	Sand and gravel, greyish brown, very dense	9,97	9,97	49,85
				$\sum l_i f_i =$	120,39

Total gaya geser maximum pada dinding tiang

$$Q_f = U \sum l_i f_i = 1,57 \text{ m} \cdot 120,39 \text{ ton/m} = 189,01 \text{ ton}$$

$$Q_{sp} = \frac{1}{3}(Q_p + Q_f) = 99,59 \text{ ton}$$

Daya Dukung Pondasi Berdasarkan Mutu Bahan

Tiang pancang yang digunakan adalah tiang pancang produk WIKA dengan data-data sebagai berikut :

Diameter = 50 mm

$$Q_{bahan} = 185,30 \text{ ton}$$

Sehingga daya dukung $Q_{sp} = 99,59 \text{ ton} = 99590 \text{ kg}$ (menentukan)

6.1.2 Perencanaan Tiang Pancang Kelompok (Pile Group)

Dari hasil analisa SAP 2000 didapatkan gaya dalam sebagai berikut :

$$\text{Axial} : P = 296901,57 \text{ kg}$$

$$\text{Momen} : M_x = 2392,533 \text{ kg-m} \quad M_y = 2901,63 \text{ kg-m}$$

$$\text{Gaya Horisontal} : H_x = 12378,09 \text{ kg} \quad H_y = 9386,19 \text{ kg}$$

Beban Nominal yang bekerja :

$$\text{Berat sendiri poer} : 3 \times 4,5 \times 1 \times 2400 = 32400$$

$$\text{Berat sloof} : 0,3 \times 0,5 \times 8,625 \times 2400 = 3105$$

$$\text{B. aksial kolom} : \underline{\underline{=296901,57}} +$$

$$\Sigma P = 332406,57$$

Kontrol kebutuhan tiang pancang :

$$n = \frac{\Sigma P}{\text{Pijin}} = \frac{332406,57}{99590} = 3,34 \approx 6 \text{ buah}$$

Perhitungan jarak tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Dept. PU

$$2,5 D \leq S \leq 3 D \quad \text{dimana: } S = \text{jarak antar tiang pancang}$$

$$2,550 \leq S \leq 3,50 \quad S_1 = \text{jarak tiang pancang ke tepi}$$

$$125 \leq S \leq 150$$

$$\text{Dipakai } S = 150 \text{ cm}$$

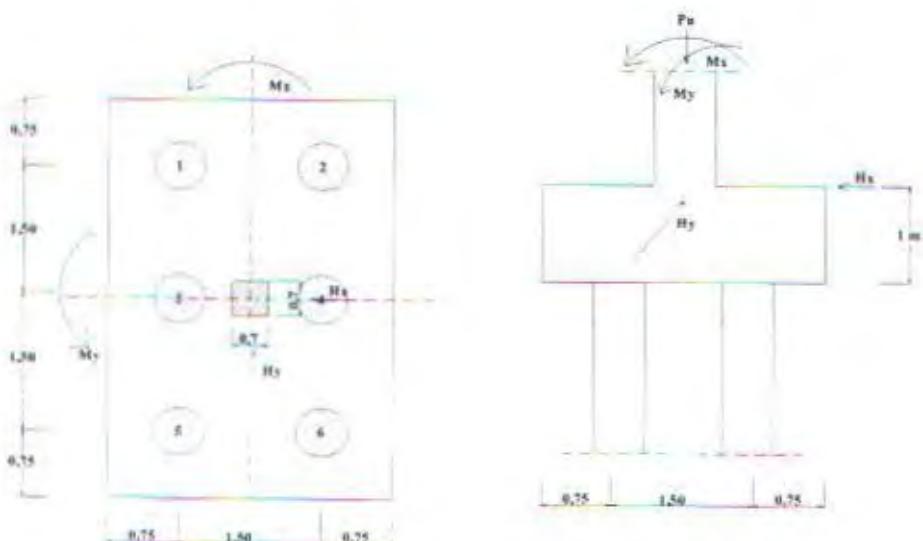
Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$1,5 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1,550 \leq S_1 \leq 2,50$$

$$75 \leq S_1 \leq 100$$

$$\text{Dipakai } S_1 = 75 \text{ cm}$$



Gambar 6.3 Gambar Perletakan Tiang Pancang

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :

$$\text{Efisiensi : } (\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 kolom = 3

n = jumlah tiang pancang dalam 1 baris = 2

$$\begin{aligned} \text{Efisiensi : } (\eta) &= 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{500}{1500} \right) \left(\frac{(3-1).2 + (2-1).3}{90.3.2} \right) \right\} \\ &= 0,76 \end{aligned}$$

$$\text{Sehingga } Q_{ijin} = 0,75.99590 = 75688,4 \text{ kg}$$

Momen tambahan akibat gaya horisontal dengan tebal poer :

$$M_x = 2392,53 + 12378,09.1 = 14770,62 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 290216 + 9386 = 38402 \text{ kg-m}$$

$$P_i = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n Y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Dimana :

- P_i = beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau
- ΣV = gaya tekan aksial yang bekerja
- Y_i = jarak tiang yang ditinjau ke sumbu y
- x_i = jarak tiang yang ditinjau ke sumbu x
- $\sum x_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang ke sumbu x
- $\sum y_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang ke sumbu y

$$\sum x_i^2 = 4 \cdot (1,5)^2 = 9 \text{ m}^2$$

$$\sum y_i^2 = 6 \cdot (0,75)^2 = 3,37 \text{ m}^2$$

$$P_1 = \frac{332406,57}{6} - \frac{14770,62 \cdot 0,75}{3,37} + \frac{38402 \cdot 1,5}{9} = 58514,19 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{332406,57}{6} + \frac{14770,62 \cdot 0,75}{3,37} + \frac{38402 \cdot 1,5}{9} = 65088,66 \text{ kg}$$

$$P_3 = \frac{332406,57}{6} - \frac{14770,62 \cdot 0,75}{3,37} + \frac{38402 \cdot 0}{9} = 52113,86 \text{ kg}$$

$$P_4 = \frac{332406,57}{6} + \frac{14770,62 \cdot 0,75}{3,37} + \frac{38402 \cdot 0}{9} = 58688,32 \text{ kg}$$

$$P_5 = \frac{332406,57}{6} - \frac{14770,62 \cdot 0,75}{3,37} - \frac{38402 \cdot 1,5}{9} = 45713,53 \text{ kg}$$

$$P_6 = \frac{332406,57}{6} + \frac{14770,62 \cdot 0,75}{3,37} - \frac{38402 \cdot 1,5}{9} = 52287,99 \text{ kg}$$

Jadi beban maksimal yang diterima 1 tiang adalah 65088,66 kg

$P_{\text{maks}} = 65088,66 \text{ kg} < Q_{\text{jjin}} = 75688,4 \text{ kg}$

6.1.3 Penulangan Poer

Data-data perencanaan :

- Dimensi poer (B x L) = 450 x 300 cm
- Tebal poer (t) = 100 cm
- Diameter tulangan utama = D32 mm
- Tebal selimut beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer

$$Arah\ x\ (d_x) = 1000 - 100 - \frac{1}{2} \cdot 32 = 884\ mm$$

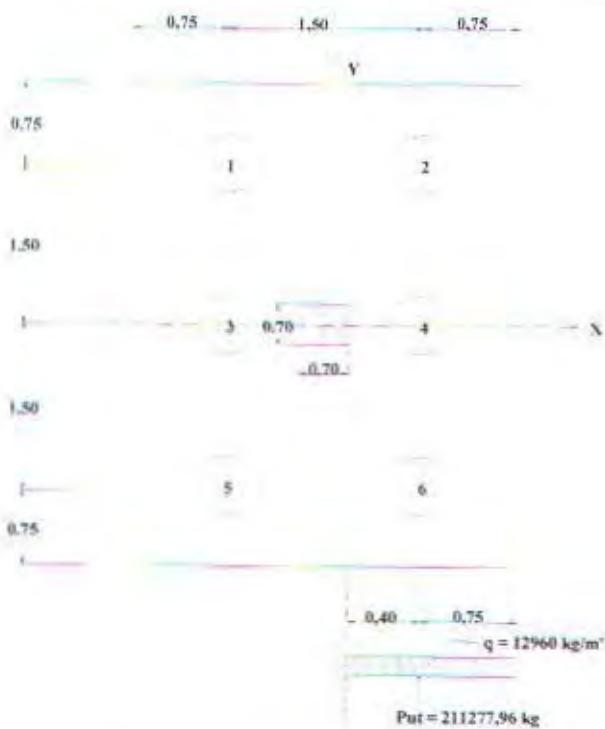
$$Arah\ y\ (d_y) = 1000 - 100 - 32 - \frac{1}{2} \cdot 32 = 852\ mm$$

Penulangan arah x

$$\text{Berat poer (qu)} = 1,2 \cdot 1 \cdot 4,5 \cdot 2400 = 12960\ kg/m^3$$

$$P_{\text{total}} = P_2 + P_4 + P_6 = 65088,66 + 58688,32 + 52287,99 = 176064,97\ kg$$

$$P_u = 1,2 \cdot 176064,97 = 211277,96\ kg$$



Gambar 6.4 Pembebanan poer (pada arah X)

Momen yang bekerja pada poer

$$\begin{aligned} Mu &= P_{tot} \cdot x - \frac{1}{2} \cdot qu \cdot (L^2) \\ &= 211277,96 \cdot 0,4 - \frac{1}{2} \cdot 12960 \cdot (1,15^2) \\ &= 75941,38 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{75941,38}{0,8} = 94926,72 \text{ kgm} = 949267250 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c'} \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0203 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{949267250}{1000 \cdot 884^2} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{18,82} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 1,21}{400}} \right) = 0,0031$$

$$\rho_{min} > \rho_{perlu} \dots \text{dipakai } \rho_{min} = 0,0035$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$As = \rho b d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 884 = 3094 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 32 – 250 mm (As = 3215,4 mm²)

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$As' = 0,5 \cdot As = 0,5 \cdot 3094 = 1547 \text{ mm}^2$$

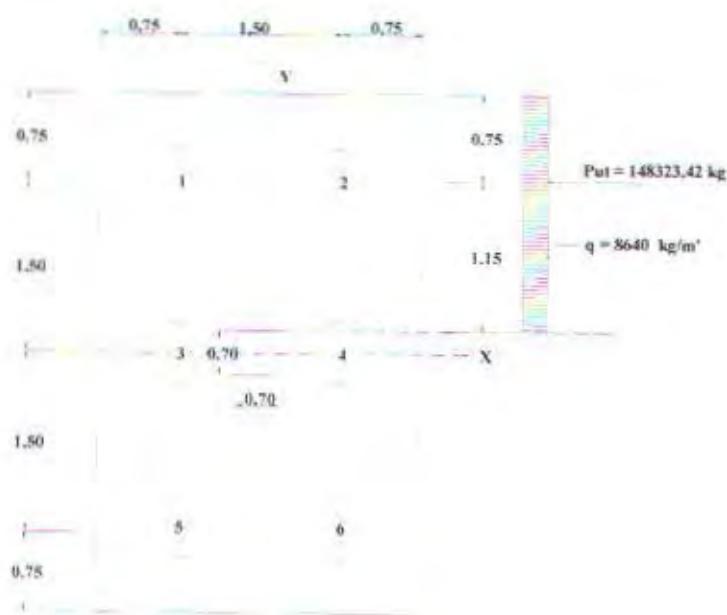
Dipakai tulangan D 32 – 300 mm (As = 2679,47 mm²)

Penulangan arah y

$$\text{Berat poer (qu)} = 1,2 \cdot 1,3 \cdot 2400 = 8640 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{\text{total}} = P_1 + P_2 = 58514,19 + 65088,66 = 123602,85 \text{ kg}$$

$$P_u = 1,2 \cdot 123602,85 = 148323,42 \text{ kg}$$



Gambar 6.5 Pembebatan poer (pada arah Y)

Momen yang bekerja pada poer

$$\begin{aligned} Mu &= P_{\text{tot}} \cdot x - \frac{1}{2} \cdot qu \cdot (L^2) \\ &= 148323,42 \cdot 1,15 - \frac{1}{2} \cdot 8640 \cdot (1,9^2) \\ &= 154976,73 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{154976,73}{0,8} = 193720,91 \text{ kgm} = 1937209125 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0203$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{1937209125}{1000 \cdot 852^2} = 2,67 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{18,82} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 2,67}{400}} \right) = 0,0072$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} \dots \text{dipakai } \rho_{\text{perlu}} = 0,0072$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho b d = 0,0072 \cdot 1000 \cdot 852 = 5112 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 32 – 150 mm ($A_s = 5359 \text{ mm}^2$)

$$A_s^* = 0,5 \cdot 5112 = 2556 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 32 – 200 mm ($A_s = 4019,2 \text{ mm}^2$)

6.1.4 Perhitungan tulangan geser

$$V_u = P_u - q_u L = 148323,42 - (8640 \cdot 1,9) = 131907,42 \text{ kg}$$

$$\Omega V_c = 0,6 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0,6 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 4500 \cdot 852 = 1917000 \text{ kg}$$

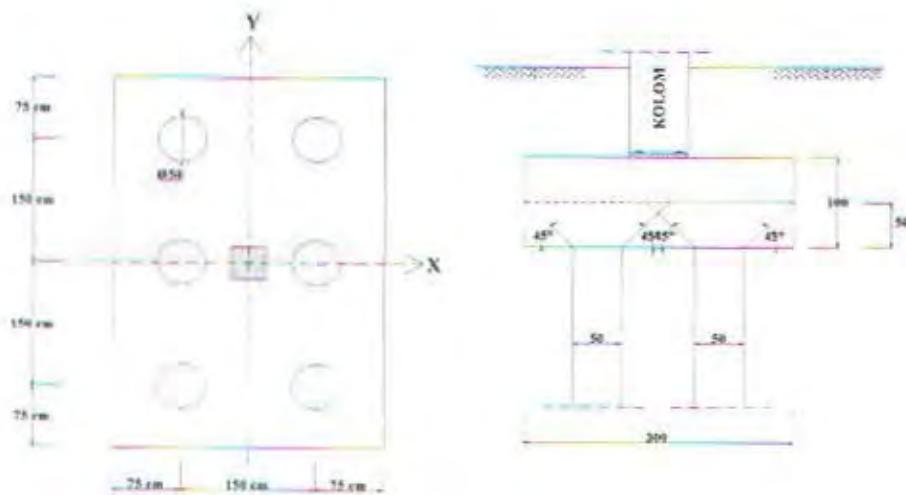
$\Omega V_c > V_u \dots \text{tidak perlu tulangan geser}$

6.1.5 Kontrol Geser Ponds

Akibat dari tiang pancang :

$$\beta_c = \text{ratio panjang dan pendek ukuran tiang} = 50/50 = 1$$

$$b_o = \text{keliling kritis} = \pi \cdot D_{\text{kritis}} = \pi \cdot 150 \text{ cm} = 471,23 \text{ cm} = 4712,3 \text{ mm}$$



Gambar 6.6 Geser pons akibat dari tiang pancang

$$V_c = \left[1 + \frac{2}{\beta_c} \right] \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$= \left[1 + \frac{2}{1} \right] \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 4712,3884 = 10414183 \text{ N}$$

Tidak boleh lebih besar dari :

$$V_n = 1/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \cdot \beta_c$$

$$= 1/3 \cdot \sqrt{25} \cdot 4712,3884 \cdot 1$$

$$= 6942788,67 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ (menentukan)}$$

$$V_n = \frac{P_u \text{ maks}}{\Phi} = \frac{65088,66}{0,6} = 108481,1 \text{ kg} = 1084811 \text{ N}$$

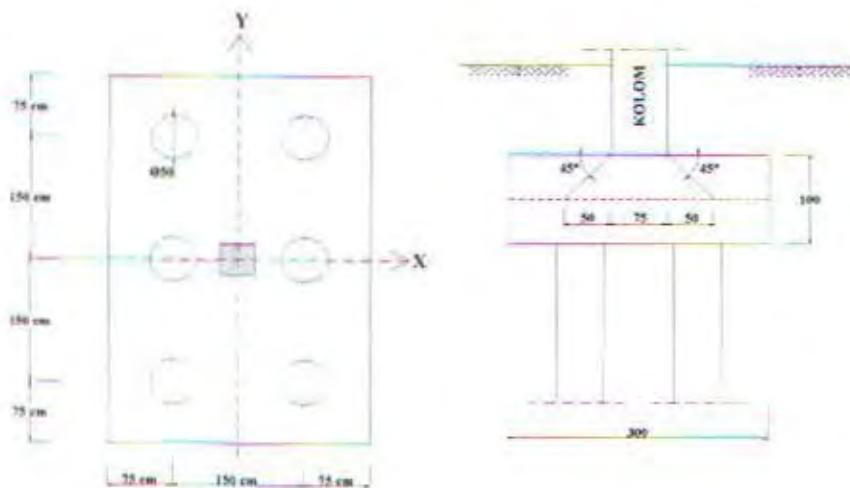
$$V_n < V_c$$

Sehingga tulangan geser ponds tidak diperlukan.

Akibat dari kolom :

$$\beta_c = \text{ratio panjang dan pendek ukuran tiang} = 70/70 = 1$$

$$b_0 = \text{keliling kritis} = 2 \cdot (1700 \text{ mm} + 1700 \text{ mm}) = 6800 \text{ mm}$$



Gambar 6.7 Geser pons akibat dari kolom

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left[1 + \frac{2}{\beta_e} \right] \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \\
 &= \left[1 + \frac{2}{1} \right] \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 6800 \cdot 884 = 15028000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Tidak boleh lebih besar dari :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \cdot \beta_e \\
 &= 1/3 \cdot \sqrt{25} \cdot 6800 \cdot 884 \cdot 1 \\
 &= 10018666,67 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ (menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$V_n = \frac{P_u \text{ kolom} - P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6}{\Phi} = \frac{296901,57 - 332406,55}{0,6} < 0$$

$$V_n < V_c$$

Sehingga tulangan geser ponds tidak diperlukan.

6.2 Perencanaan Sloof Pondasi

Perencanaan sloof pada contoh pertemuan poer joints 307 dan 317 as D (portal memanjang)

Data – data perencanaan :

- Dimensi sloof : $b = 300 \text{ mm}$
 $h = 500 \text{ mm}$
 $A_g = 150.000 \text{ mm}^2$
- Mutu bahan : $f_c' = 25 \text{ MPa}$
 $f_{y,tul. utama} = 400 \text{ MPa}$
 $f_{y,tul. sengkang} = 240 \text{ MPa}$
- Selimut Beton = 50 mm
- Tulangan utama = D22
- Tulangan sengkang = Ø10
- Tinggi efektif (d) = $500 - (50 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 22) = 429 \text{ mm}$

Beban-beban yang terjadi pada sloof :

- Berat sendiri sloof	= $1,2 \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3$	= 432 kg/m
- Berat dinding	= $1,2 \cdot 4,2 \text{ m} \cdot 250 \text{ kg/m}^2$	= 1260 kg/m
		$q_u = 1692 \text{ kg/m}$

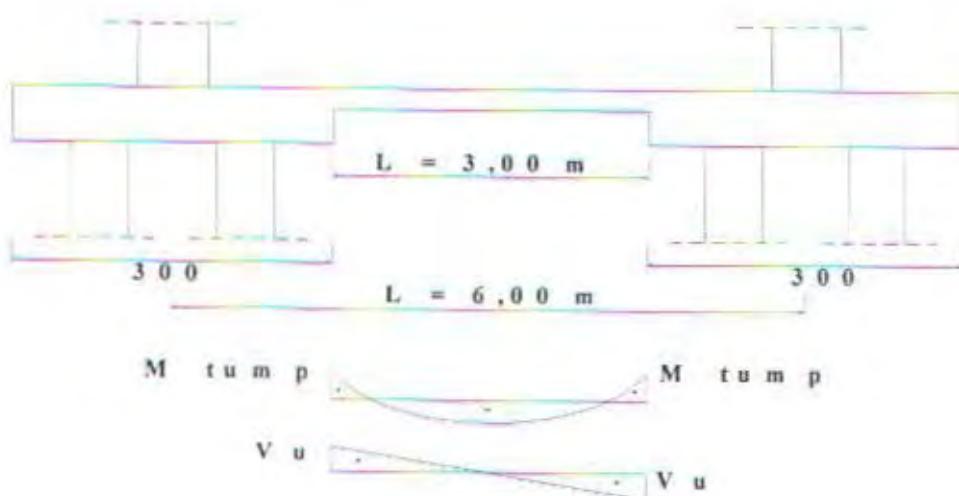
Panjang sloof = panjang bentang – lebar poer

$$= 6,00 - 3,00 = 3,00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} q_u L^2 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 1692 \text{ kg/m} \cdot 3^2 = 1269 \text{ kg-m} = 12690000 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ lapangan}} &= \frac{1}{2} M_{u \text{ tumpuan}} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 12690000 \text{ N-mm} = 634,5 \text{ kg-m} = 6345000 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D(\text{Vu}) &= \frac{1}{2} q_u L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1692 \cdot 3 = 25380 \text{ N} \end{aligned}$$



Gambar 6.8 Posisi perletakan sloof

6.2.1 Penulangan lentur pada sloof

$$\begin{aligned}P_u &= 10\% P_{ukolom} \\&= 10\% \cdot 296901,57 \text{ kg} \\&= 29690,157 \text{ kg} \\&= 296901,57 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= \frac{M_u}{P_u} \\&= \frac{12690000 \text{ Nmm}}{296901,57 \text{ N}} = 42,74 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{\varphi A_g 0,85 f_c'} = \frac{296901,57 \text{ N}}{0,65 \times 150000 \text{ mm}^2 \times 0,85 \times 25 \text{ MPa}} = 0,143$$

$$\frac{P_u}{\varphi A_g 0,85 f_c'} \left[\frac{e}{h} \right] = \frac{296901,57 \text{ N}}{0,65 \times 150000 \text{ mm}^2 \times 0,85 \times 25 \text{ MPa}} \left[\frac{42,74}{500} \right] = 0,012$$

dari diagram interaksi CUR 4 didapat :

$$r = 0,01$$

$$\rho = r \cdot \beta = 0,01 \cdot 1,0 = 0,01$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ tumpuan} &= \rho b d \\&= 0,01 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 429 \text{ mm} \\&= 1287 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipasang 6D22 ($A_s = 2281 \text{ mm}^2$).

6.2.2 Penulangan Geser Sloof

$$V_u = 25380 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b d \\ &= 2 \left(1 + \frac{25380 \text{ N}}{14 \times 150000 \text{ mm}^2} \right) \frac{1}{6} \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 300 \text{ mm} \times 429 \text{ mm} \\ &= 108546,19 \text{ N} \end{aligned}$$

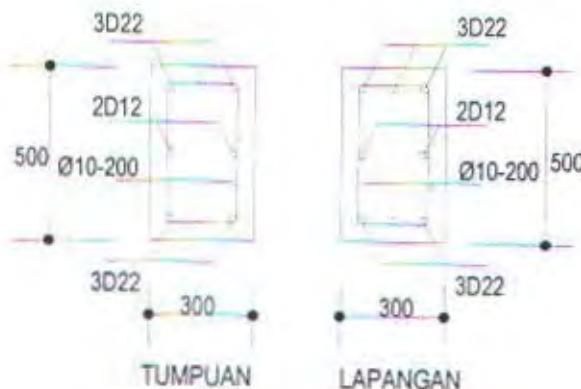
$$\phi V_c = 0,6 \cdot 108546,19 \text{ N} = 65127,72 \text{ N}$$

Karena $V_u < \phi V_c$ maka tidak diperlukan tulangan geser.

Dipakai tulangan geser praktis jarak maksimum

$$S_{\text{maks}} = \frac{d}{2} = \frac{429}{2} = 214,5 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang $\varnothing 10 - 200 \text{ mm}$.



Gambar 6.9 Penampang sloof daerah tumpuan dan lapangan

BAB VII

PENUTUP

BAB VII

PENUTUP

7.1. Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisa yang telah dilakukan maka dapat diambil kesimpulan antara lain :

1. Perencanaan awal yang dilakukan adalah perhitungan pembebanan pada struktur atap, kemudian dilakukan analisa gording, penggantung gording, ikatan angin, kuda – kuda ,dan kolom pendek.
2. Dilakukan perhitungan struktur sekundernya terlebih dahulu seperti plat lantai, balok anak, dan tangga terhadap beban – beban yang bekerja baik beban hidup, mati maupun beban terpusat.
3. Analisa balok anak dihitung terhadap kontrol lendutan, kontrol penampang (*Local Buckling*), kontrol *Lateral Buckling*, dan kontrol geser.
4. Analisa struktur tangga dihitung dengan perhitungan mekanika teknik sederhana dengan asumsi sendi rol sendi. Asumsi sendi pada ujung-ujung plat tangga, sedangkan rol pada perletakan bordes.
5. Prinsip dasar bahwasannya struktur sekunder menjadi beban pada struktur utama, dan setelah itu dilakukan analisa struktur utama dengan bantuan program komputer SAP2000.
6. Gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur utamanya yaitu balok, dan kolom diperoleh dari output SAP2000.
7. Dilakukan kontrol terhadap balok utama dengan anggapan balok adalah balok baja dianggap sebagai struktur komposit dengan plat pada saat komposit. Di mana balok menerima beban dari struktur sekunder yang harus dilakukan kontrol yang meliputi, kontrol lendutan, kontrol penampang (*Local Buckling*), kontrol *Lateral Buckling*, dan kontrol geser.
8. Dilakukan kontrol kekuatan struktur kolom komposit yang meliputi kontrol luas minimum beton pada kolom komposit, perhitungan kuat tekan aksial kolom, perhitungan kuat lentur kolom, dan kontrol kombinasi aksial dan lentur.

9. *Rigid connection* adalah tipe sambungan yang cocok untuk jenis bangunan baja seperti ini selain memiliki kekakuan yang lebih stabil juga dalam pelaksanaannya mudah dikerjakan

7.2. Saran

1. Pelaksanaan sistem komposit beton pada suatu struktur gedung harus dengan pengawasan yang ketat, agar di lapangan nantinya diharapkan hasil yang maksimal sesuai perhitungan yang ada.
2. Pelaksanaan bangunan komposit diharapkan akan menjadi solusi terbaik ketika bangunan beton telah banyak didirikan, karena pabrikasi dari baja – baja ini diluar dari proyek maka waktu, tenaga dan biaya diharapkan lebih dapat dihemat.

DAFTAR PUSTAKA

Cipta Karya
(031) 8941926

DAFTAR PUSTAKA

- Charles G. Salmon, John E. Johnson, Ir. Wira, MS, C.E, *Struktur Baja Desain dan Perilaku*, Edisi Ketiga, Jakarta, 1996.
- Departemen Pekerjaan Umum, "Tata cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Gedung SK SNI T-15-1991-03", DPU, Bandung.
- Departemen Pekerjaan Umum, *Peraturan Pembebaran Indonesia Untuk Gedung 1983*. Penerbit Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung, Bandung, 1983.
- Departemen Pekerjaan Umum, "Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung", DPU, 1987
- International Conference Of Building Officials, *Uniform Building Code*, Volume 2 , 1997.
- Jack C. McCormac, *Structural Steel Design*, Third Edition.
- Load and Resistance Factor Design – L R F D, *Manual of Steel Construction*, 2nd. Ed, 1994.
- William T. Segui, *L R F D Steel Design*, Revised Printing. Ed, 1994.
- Laboratorium Mekanika Struktur, Pusat Penelitian Antar Universitas Ilmu Rekayasa, ITB, "Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung Menggunakan Metode LRFD", Bandung 2000.
- Badan Standardisasi Nasional, " Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03 – 1726 – 2002)"
- Rene Amon, Bruce Knobloch, Atanu Mzumder, *Perencanaan Konstruksi Baja Untuk Insinyur dan Arsitek 2*, Jakarta, 1996.

LAMPIRAN

Cipta Karya
(031) 5941926

Tabel 1 (Lampiran)

Perhitungan Berat Total Struktur

1 Beban Atap						
Beban Mati						
- Pelat	=	251.2	10	7.25	=	18212 Kg
- Balok Anak Memanjang (WF 450x200x9x14)	=	76	10		=	760 Kg
- Balok Induk Memanjang (WF 450x200x9x14)	=	128	10		=	1280 Kg
- Balok Induk Melintang (WF 500x200x11x19)	=	128	7.25		=	928 Kg
- Kolom (K 450x200x9x14)	=	302	1.625	6	=	2944.5 Kg
- Kolom Beton 700x700	=	2400	0.7	0.7 1.625	6 =	11466 Kg
- Tembok Batu Memanjang	=	250	10	1.625	2	= 8125 Kg
- Tembok Batu Melintang	=	250	7.25	1.625	2	= 5890.63 Kg
						$W_D = 31394.13 \text{ Kg}$
Beban Hidup						
- Pelat	=	100	10	7.25	0.3 =	2175 Kg
						$W_L = 2175 \text{ Kg}$
		$W_{ATAP} = W_D + W_L =$				33569.13 Kg

2 Beban Lantai S						
Beban Mati						
- Pelat	=	251.2	580		=	145696 Kg
- Rangka Atap	=	2290.97	20		=	45819.4 Kg
- Balok Anak Memanjang BA1 (WF 450x200x9x14)	=	76	6	17	=	7752 Kg
- Balok Anak Memanjang BA2 (WF 450x200x9x14)	=	76	4	2	=	608 Kg
- Pelat Lift	=	295.2	10	7.25	=	21402 Kg
- Balok Lift BL 1 (WF 450x300x11x18)	=	124	4		=	496 Kg
- Balok Lift BL 2 (WF 300x200x8x12)	=	56.8	3.625	2	=	411.8 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 1 (WF 450x200x9x14)	=	128	6	14	=	10752 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 2 (WF 450x200x9x14)	=	128	4	2	=	1024 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 3 (WF 450x200x9x14)	=	128	6	2	=	1536 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 4 (VF 450x200x9x14)	=	120	4	2	=	960 Kg
- Balok Induk Melintang BI 5 (WF 500x200x11x19)	=	120	7.25	6	=	5220 Kg
- Balok Induk Melintang BI 6 (WF 500x200x11x19)	=	120	7.25	12	=	10440 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 7 (WF 500x200x11x19)	=	128	6	4	=	3072 Kg
- Balok Induk Melintang BI 8 (WF 500x200x11x19)	=	120	3.625	4	=	1740 Kg
- Kolom (K 450x200x9x14)	=	302	2.1	32	=	20294.4 Kg
- Kolom Beton 700x700	=	2400	0.7	0.7 2.1 32 =		79027.2 Kg
- Lift : 2 x (R1+R2)	=	$2 \times (5450 + 4300)$				= 19500 Kg
- Tembok Batu Memanjang	=	$(250.2.1.6.16) + (250.2.1.4.4)$				= 58800 Kg
- Tembok Batu Melintang	=	250	2.1	7.25	7 =	26643.75 Kg
- Tembak Batu Lift	=	250	2.1	14.52	=	7823 Kg
						$W_D = 468817.55 \text{ Kg}$
Beban Hidup						
- Pelat Lift	=	400	10	7.25	0.3 =	8700 Kg
- Pelat Lantai	=	100	580	0.3	=	17400 Kg
						$W_L = 26100 \text{ Kg}$
		$W_t = W_D + W_L =$				494917.55 Kg

Tabel 1 (Lampiran)

Perhitungan Berat Total Struktur

3 Beban Lantai 5,6,7						
Beban Mati:						
- Pelat Lantai	=	361.2	46	21.75	=	361380.6 Kg
- Balok Anak Memanjang BA1 (WF 450x200x9x14)	=	76	6	21	=	9576 Kg
- Balok Anak Memanjang BA2 (WF 450x200x9x14)	=	76	4	3	=	912 Kg
- Balok Anak Memanjang BA3 (WF 450x200x9x14)	=	76	4	2	=	608 Kg
- Balok Anak Melintang BA4 (WF 300x200x8x12)	=	56.8	2.415	2	=	274.34 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 1 (WF 500x200x11x19)	=	128	6	14	=	10752 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 2 (WF 500x200x11x19)	=	128	4	2	=	1024 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 3 (WF 500x200x11x19)	=	128	6	14	=	10752 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 4 (WF 500x200x11x19)	=	120	4	2	=	960 Kg
- Balok Induk Melintang BI 5 (WF 600x200x12x20)	=	120	7.25	6	=	5220 Kg
- Balok Induk Melintang BI 6 (WF 600x200x12x20)	=	120	7.25	21	=	18270 Kg
- Kolom (K 450x200x9x14)	=	302	4.2	36	=	45662.4 Kg
- Kolom Beton 700x700	=	2400	0.7	0.7	4.2	36 = 177811.2 Kg
- Tembok Bata Memanjang	=	(250.4.2.6.31) + (250.4.2.4.4)				= 212100 Kg
- Tembok Bata Melintang	=	250	4.2	7.25	20	= 152250 Kg
- Tembak Bata Lift	=	250	4.2	14.52		= 15246 Kg
- Reaksi Balok Tangga	=	1719.91	4			= 6879.64 Kg
						$W_o = 1029678.18 \text{ Kg}$
Beban Hidup:						
- Pelat Lantai	=	250	46	21.75	0.3	= 75037.5 Kg
						$W_L = 75037.5 \text{ Kg}$
	$W_{167} = W_o + W_L = 1104715.68 \text{ Kg}$					

4 Beban Lantai 1,2,3,4						
Beban Mati:						
- Pelat Lantai	=	361.2	46	21.75	=	361380.6 Kg
- Balok Anak Memanjang BA1 (WF 450x200x9x14)	=	76	6	21	=	9576 Kg
- Balok Anak Memanjang BA2 (WF 450x200x9x14)	=	76	4	3	=	912 Kg
- Balok Anak Memanjang BA3 (WF 450x200x9x14)	=	76	4	2	=	608 Kg
- Balok Anak Melintang BA4 (WF 300x200x8x12)	=	56.8	2.415	2	=	274.34 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 1 (WF 500x200x11x19)	=	175	6	14	=	14700 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 2 (WF 500x200x11x19)	=	175	4	2	=	1400 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 3 (WF 500x200x11x19)	=	175	6	14	=	14700 Kg
- Balok Induk Memanjang BI 4 (WF 500x200x11x19)	=	175	4	2	=	1400 Kg
- Balok Induk Melintang BI 5 (WF 600x300x12x20)	=	175	7.25	6	=	7612.5 Kg
- Balok Induk Melintang BI 6 (WF 600x300x12x20)	=	175	7.25	21	=	26643.75 Kg
- Kolom (K 500x200x10x16)	=	302	4.2	36	=	45662.4 Kg
- Kolom Beton 700x700	=	2400	0.7	0.7	4.2	36 = 177811.2 Kg
- Tembok Bata Memanjang	=	(250.4.2.6.31) + (250.4.2.4.4)				= 212100 Kg
- Tembok Bata Melintang	=	250	4.2	7.25	20	= 152250 Kg
- Tembak Bata Lift	=	250	4.2	14.52		= 15246 Kg
- Reaksi Balok Tangga	=	1719.91	4			= 6879.64 Kg
						$W_o = 1049156.43 \text{ Kg}$
Beban Hidup:						
- Pelat Lantai	=	250	46	21.75	0.3	= 75037.5 Kg
						$W_L = 75037.5 \text{ Kg}$
	$W_{1234} = W_o + W_L = 1124193.93 \text{ Kg}$					

Perhitungan Berat Total Struktur

$$W_{tot} = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8 + W_{atap} = 8339409.5 \text{ Kg}$$

Tabel 2 (Lampiran)

Tabel Beban Angin as A,I (L= 3m)

Level	Height (m)	Tributari Height (m)	Searah Angin						Dibalik Angin						Gaya Total (Kg)
			Ce	Cq	qs	Iw	P (Kg/m ²)	Gaya (Kg)	Ce	Cq	qs	Iw	P (Kg/m ²)	Gaya (Kg)	
Atap	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	33,6	4,2	1,16	0,8	61,52	1	57,091	719,34	1,16	0,5	61,52	1	35,682	449,59	1168,93
7	29,4	4,2	1,11	0,8	61,52	1	54,630	688,33	1,16	0,5	61,52	1	35,682	449,59	1137,92
6	25,2	4,2	1,05	0,8	61,52	1	51,677	651,13	1,16	0,5	61,52	1	35,682	449,59	1100,72
5	21	4,2	0,99	0,8	61,52	1	48,724	613,92	1,16	0,5	61,52	1	35,682	449,59	1063,51
4	16,8	4,2	0,92	0,8	61,52	1	45,279	570,51	1,16	0,5	61,52	1	35,682	449,59	1020,10
3	12,6	4,2	0,85	0,8	61,52	1	41,834	527,10	1,16	0,5	61,52	1	35,682	449,59	976,69
2	8,4	4,2	0,74	0,8	61,52	1	36,420	458,89	1,16	0,5	61,52	1	35,682	449,59	908,48
1	4,2	4,2	0,62	0,8	61,52	1	30,514	384,48	1,16	0,5	61,52	1	35,682	449,59	834,06

Tabel Beban Angin as B,C,G,H (L= 6m)

Level	Height (m)	Tributari Height (m)	Searah Angin						Dibalik Angin						Gaya Total (Kg)
			Ce	Cq	qs	Iw	P (Kg/m ²)	Gaya (Kg)	Ce	Cq	qs	Iw	P (Kg/m ²)	Gaya (Kg)	
Atap	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	33,6	4,2	1,16	0,8	61,52	1	57,091	1438,68	1,16	0,5	61,52	1	35,682	899,18	2337,86
7	29,4	4,2	1,11	0,8	61,52	1	54,630	1376,67	1,16	0,5	61,52	1	35,682	899,18	2275,85
6	25,2	4,2	1,05	0,8	61,52	1	51,677	1302,26	1,16	0,5	61,52	1	35,682	899,18	2201,43
5	21	4,2	0,99	0,8	61,52	1	48,724	1227,84	1,16	0,5	61,52	1	35,682	899,18	2127,02
4	16,8	4,2	0,92	0,8	61,52	1	45,279	1141,02	1,16	0,5	61,52	1	35,682	899,18	2040,20
3	12,6	4,2	0,85	0,8	61,52	1	41,834	1054,21	1,16	0,5	61,52	1	35,682	899,18	1953,38
2	8,4	4,2	0,74	0,8	61,52	1	36,420	917,78	1,16	0,5	61,52	1	35,682	899,18	1816,96
1	4,2	4,2	0,62	0,8	61,52	1	30,514	768,95	1,16	0,5	61,52	1	35,682	899,18	1668,13

Tabel Beban Angin as D (L= 6m)

Level	Height (m)	Tributari Height (m)	Searah Angin						Dibalik Angin						Gaya Total (Kg)
			Ce	Cq	qs	Iw	P (Kg/m ²)	Gaya (Kg)	Ce	Cq	qs	Iw	P (Kg/m ²)	Gaya (Kg)	
Atap	36,85	3,25	1,20	0,8	61,52	1	59,059	1151,65	1,20	0,5	61,52	1	36,912	719,78	1871,44
8	33,6	4,2	1,16	0,8	61,52	1	57,091	1438,68	1,20	0,5	61,52	1	36,912	930,18	2368,86
7	29,4	4,2	1,11	0,8	61,52	1	54,630	1376,67	1,20	0,5	61,52	1	36,912	930,18	2306,85
6	25,2	4,2	1,05	0,8	61,52	1	51,677	1302,26	1,20	0,5	61,52	1	36,912	930,18	2232,44
5	21	4,2	0,99	0,8	61,52	1	48,724	1227,84	1,20	0,5	61,52	1	36,912	930,18	2158,02
4	16,8	4,2	0,92	0,8	61,52	1	45,279	1141,02	1,20	0,5	61,52	1	36,912	930,18	2071,21
3	12,6	4,2	0,85	0,8	61,52	1	41,834	1054,21	1,20	0,5	61,52	1	36,912	930,18	1984,39
2	8,4	4,2	0,74	0,8	61,52	1	36,420	917,78	1,20	0,5	61,52	1	36,912	930,18	1847,96
1	4,2	4,2	0,62	0,8	61,52	1	30,514	768,95	1,20	0,5	61,52	1	36,912	930,18	1699,13

Tabel 2 (Lampiran)

Tabel Beban Angin as E,F (L= 5m)

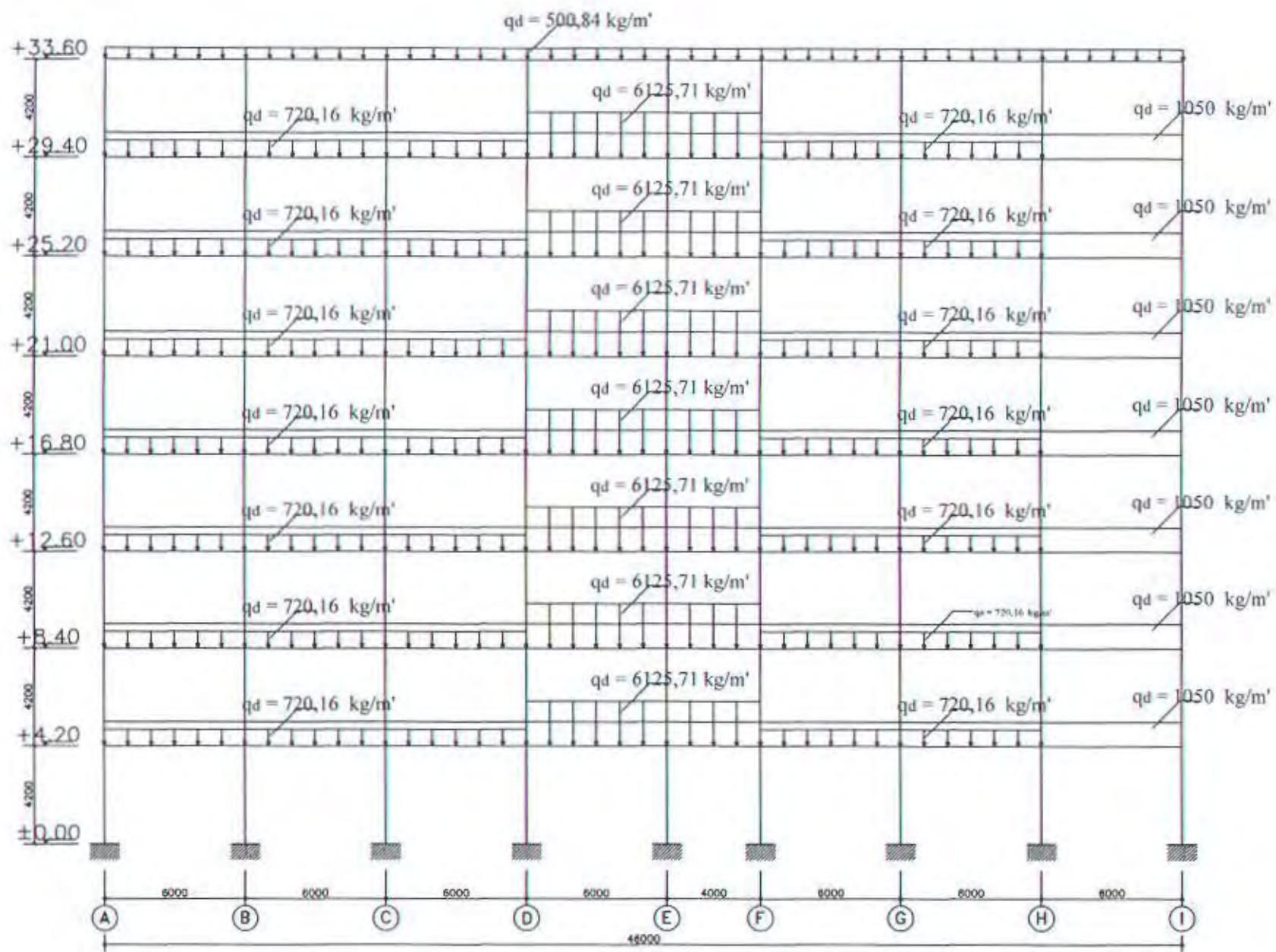
Level	(m)	Height (m)	Searah Angin				Gaya (Kg)	Dibalik Angin				Gaya Total (Kg)			
			Ce	Cq	qs	Iw		Ce	Cq	qs	Iw				
Atap	36,85	3,25	1,20	0,8	61,52	1	59,059	959,71	1,20	0,5	61,52	1	36,912	599,82	1559,53
8	33,6	4,2	1,16	0,8	61,52	1	57,091	1198,90	1,20	0,5	61,52	1	36,912	1123,97	2862,38
7	29,4	4,2	1,11	0,8	61,52	1	54,630	1147,22	1,20	0,5	61,52	1	36,912	775,15	1922,38
6	25,2	4,2	1,05	0,8	61,52	1	51,677	1085,21	1,20	0,5	61,52	1	36,912	775,15	1860,36
5	21	4,2	0,99	0,8	61,52	1	48,724	1023,20	1,20	0,5	61,52	1	36,912	775,15	1798,35
4	16,8	4,2	0,92	0,8	61,52	1	45,279	950,85	1,20	0,5	61,52	1	36,912	775,15	1726,01
3	12,6	4,2	0,85	0,8	61,52	1	41,834	878,51	1,20	0,5	61,52	1	36,912	775,15	1653,66
2	8,4	4,2	0,74	0,8	61,52	1	36,420	764,82	1,20	0,5	61,52	1	36,912	775,15	1539,97
1	4,2	4,2	0,62	0,8	61,52	1	30,514	640,79	1,20	0,5	61,52	1	36,912	775,15	1415,94

Tabel Beban Angin as 1,4 (L= 3,625m)

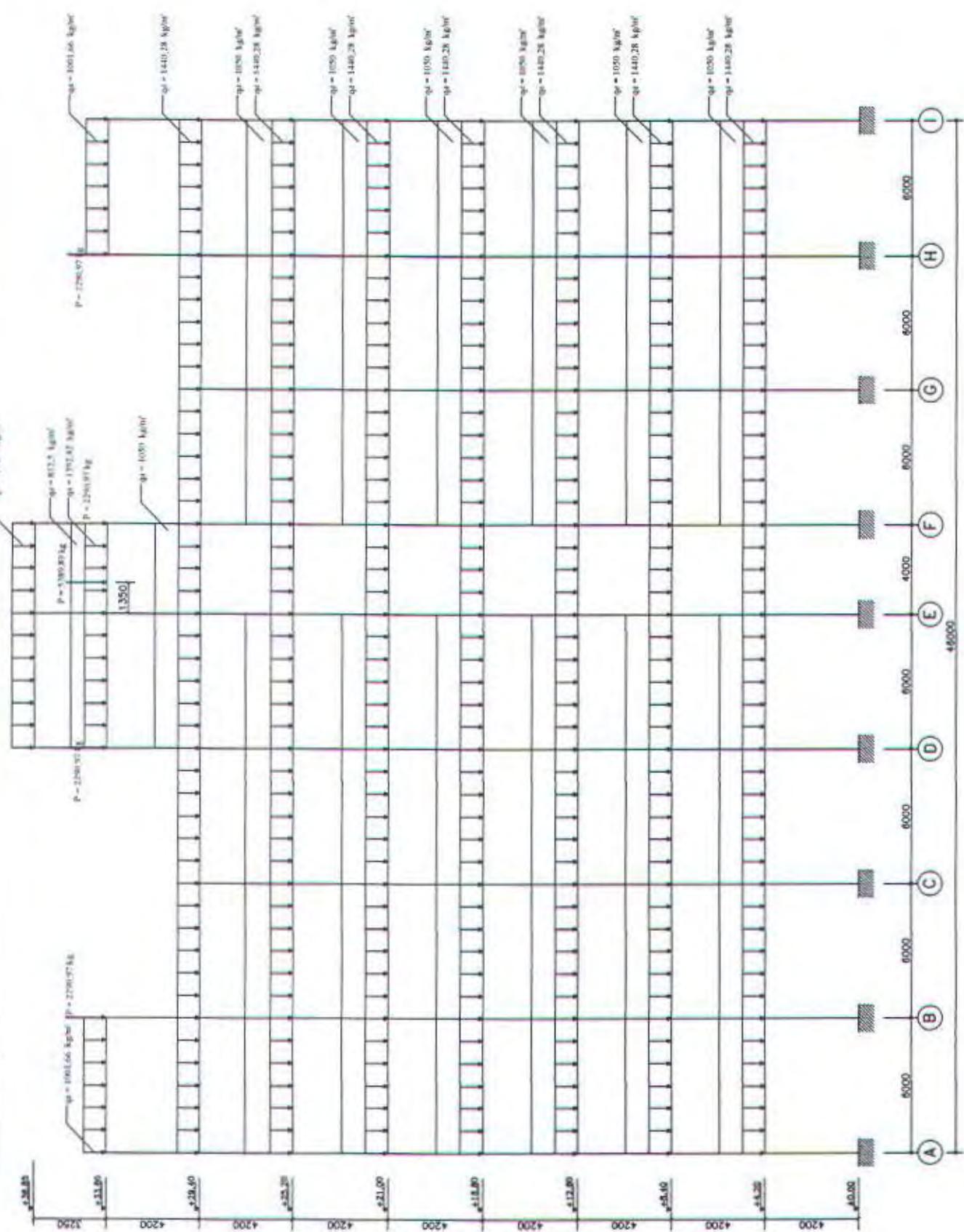
Level	Height (m)	Tributari Height (m)	Searah Angin				Gaya (Kg)	Dibalik Angin				Gaya (Kg)			
			Ce	Cq	qs	Iw		P (Kg/m ²)	Ce	Cq	qs				
Atap	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
8	33,6	4,2	1,16	0,8	61,52	1	57,091	869,20	1,16	0,5	61,52	1	35,682	543,25	1412,46
7	29,4	4,2	1,11	0,8	61,52	1	54,630	831,74	1,16	0,5	61,52	1	35,682	543,25	1374,99
6	25,2	4,2	1,05	0,8	61,52	1	51,677	786,78	1,16	0,5	61,52	1	35,682	543,25	1330,03
5	21	4,2	0,99	0,8	61,52	1	48,724	741,82	1,16	0,5	61,52	1	35,682	543,25	1285,07
4	16,8	4,2	0,92	0,8	61,52	1	45,279	689,37	1,16	0,5	61,52	1	35,682	543,25	1232,62
3	12,6	4,2	0,85	0,8	61,52	1	41,834	636,92	1,16	0,5	61,52	1	35,682	543,25	1180,17
2	8,4	4,2	0,74	0,8	61,52	1	36,420	554,49	1,16	0,5	61,52	1	35,682	543,25	1097,74
1	4,2	4,2	0,62	0,8	61,52	1	30,514	464,57	1,16	0,5	61,52	1	35,682	543,25	1007,83

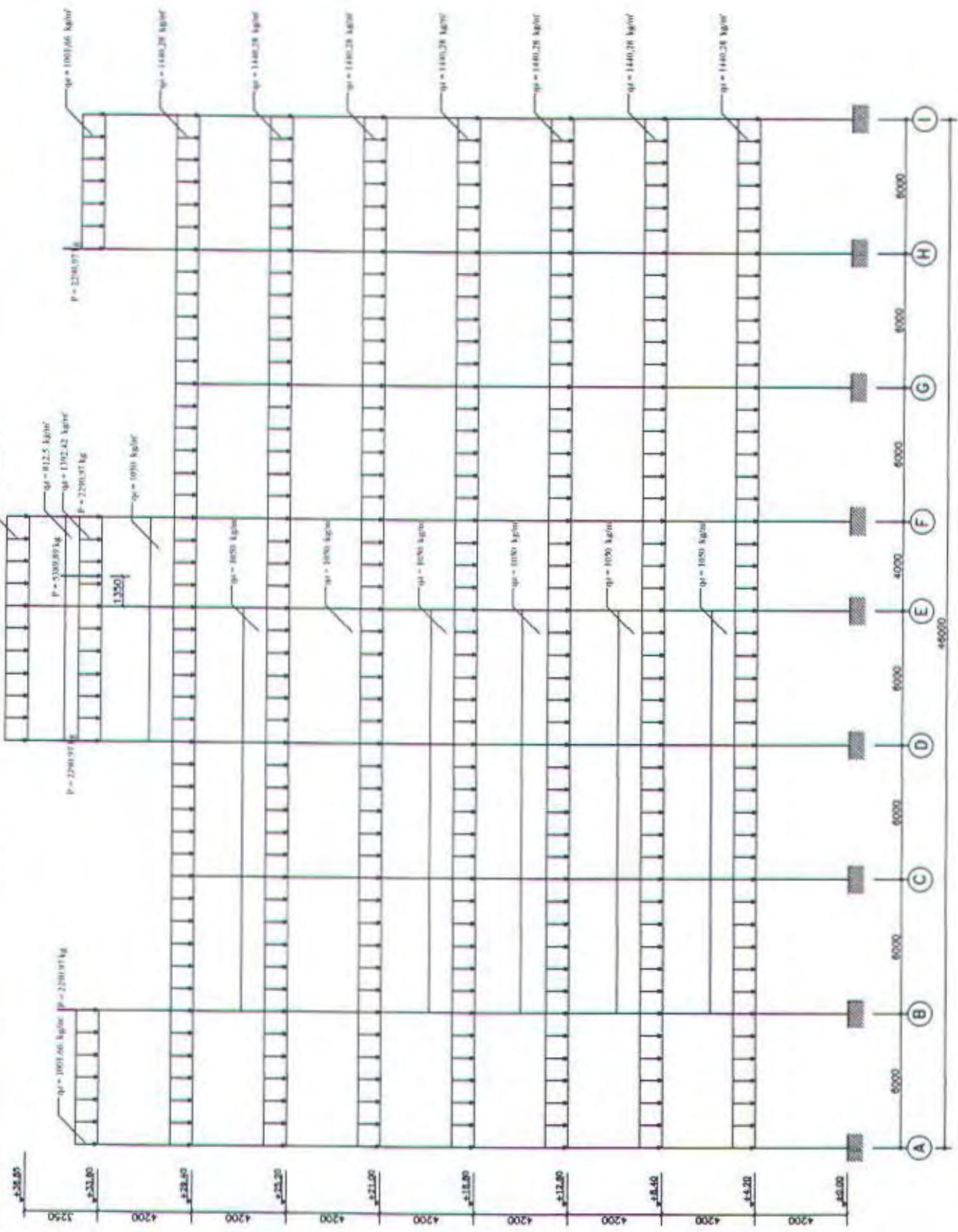
Tabel Beban Angin as 2,3 (L= 7,25m)

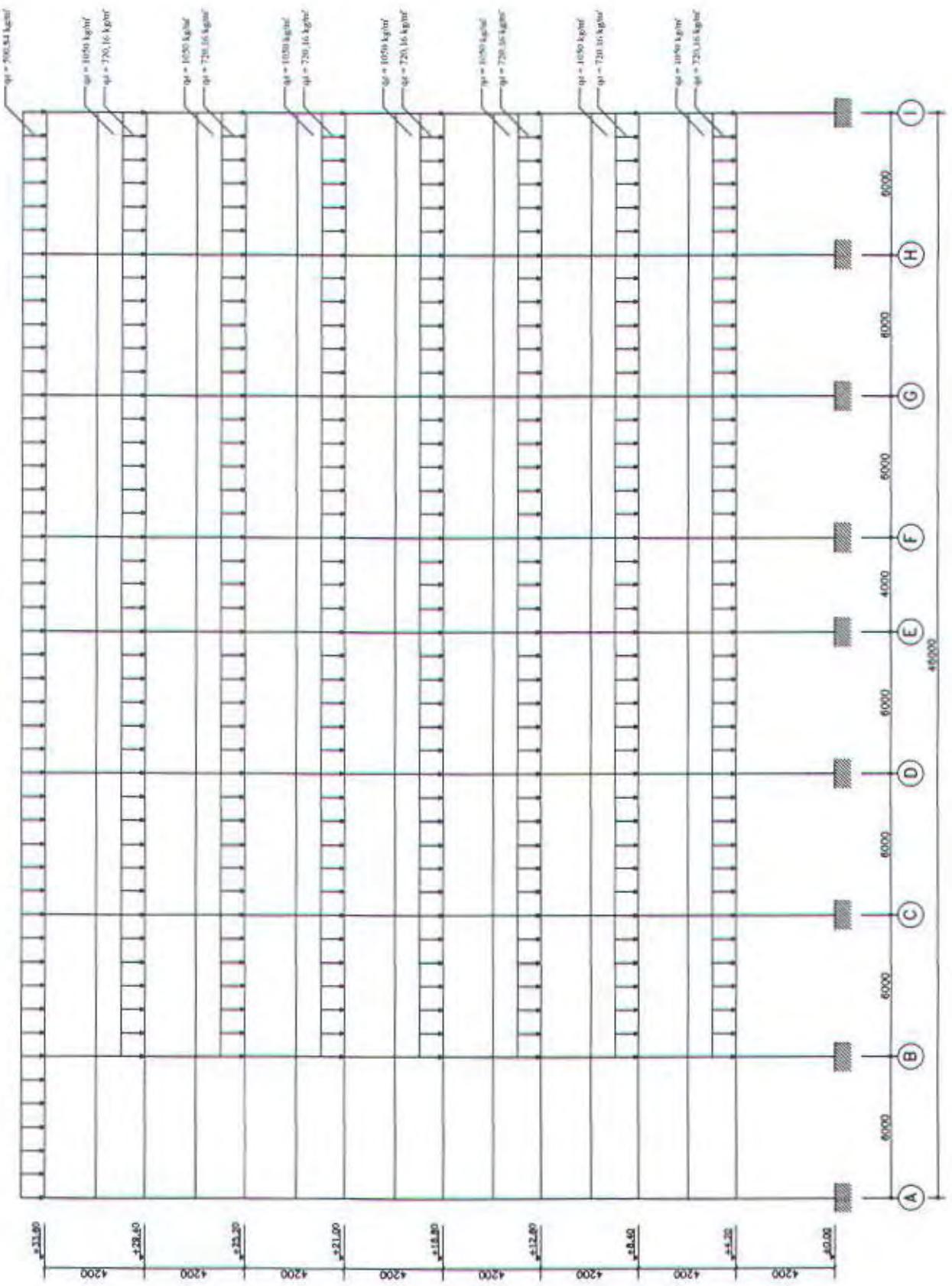
Level	Height (m)	Tributari Height (m)	Searah Angin				Gaya (Kg)	Dibalik Angin				Gaya (Kg)			
			Ce	Cq	qs	Iw		P (Kg/m ²)	Ce	Cq	qs				
Atap	36,85	3,25	1,20	0,8	61,52	1	59,059	1798,35	1,20	0,5	61,52	1	36,912	1123,97	2922,32
8	33,6	4,2	1,16	0,8	61,52	1	57,091	1738,41	1,20	0,5	61,52	1	36,912	1123,97	2862,38
7	29,4	4,2	1,11	0,8	61,52	1	54,630	1663,48	1,20	0,5	61,52	1	36,912	1123,97	2787,45
6	25,2	4,2	1,05	0,8	61,52	1	51,677	1573,56	1,20	0,5	61,52	1	36,912	1123,97	2697,53
5	21	4,2	0,99	0,8	61,52	1	48,724	1483,64	1,20	0,5	61,52	1	36,912	1123,97	2607,61
4	16,8	4,2	0,92	0,8	61,52	1	45,279	1378,74	1,20	0,5	61,52	1	36,912	1123,97	2502,71
3	12,6	4,2	0,85	0,8	61,52	1	41,834	1273,83	1,20	0,5	61,52	1	36,912	1123,97	2397,80
2	8,4	4,2	0,74	0,8	61,52	1	36,420	1108,98	1,20	0,5	61,52	1	36,912	1123,97	2232,95
1	4,2	4,2	0,62	0,8	61,52	1	30,514	929,15	1,20	0,5	61,52	1	36,912	1123,97	2053,12



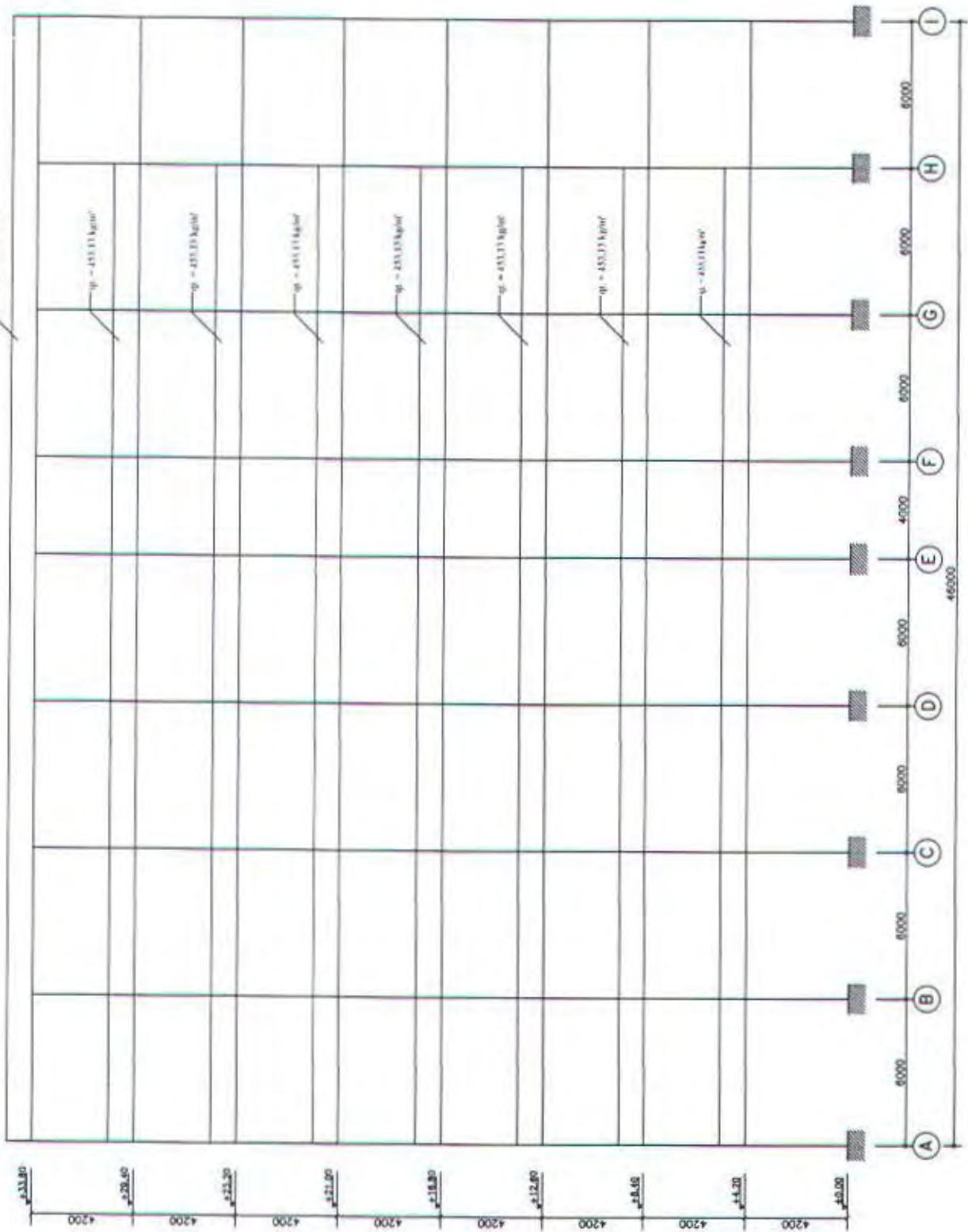
Portal Memanjang os 1 Akibat Beban Mati

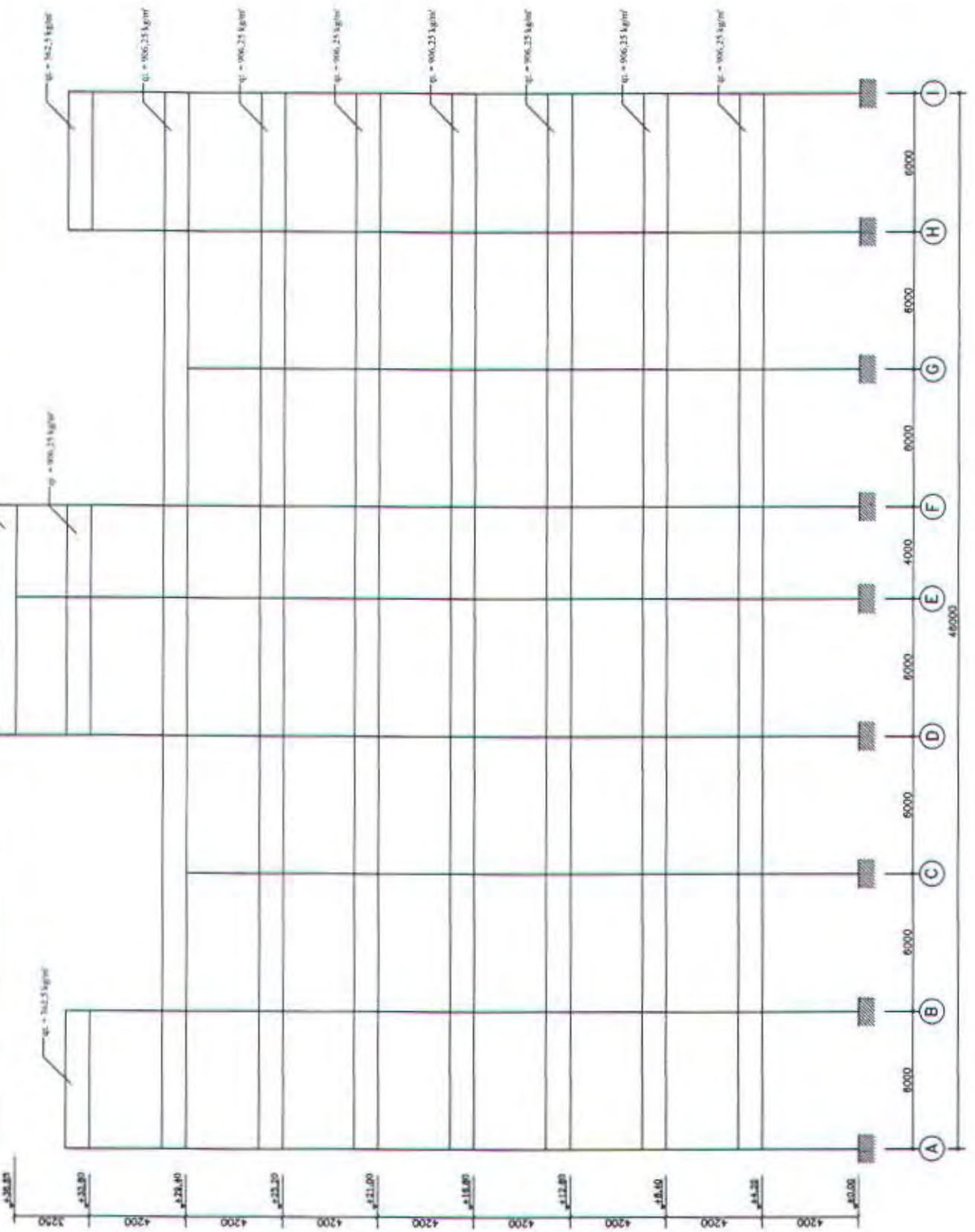


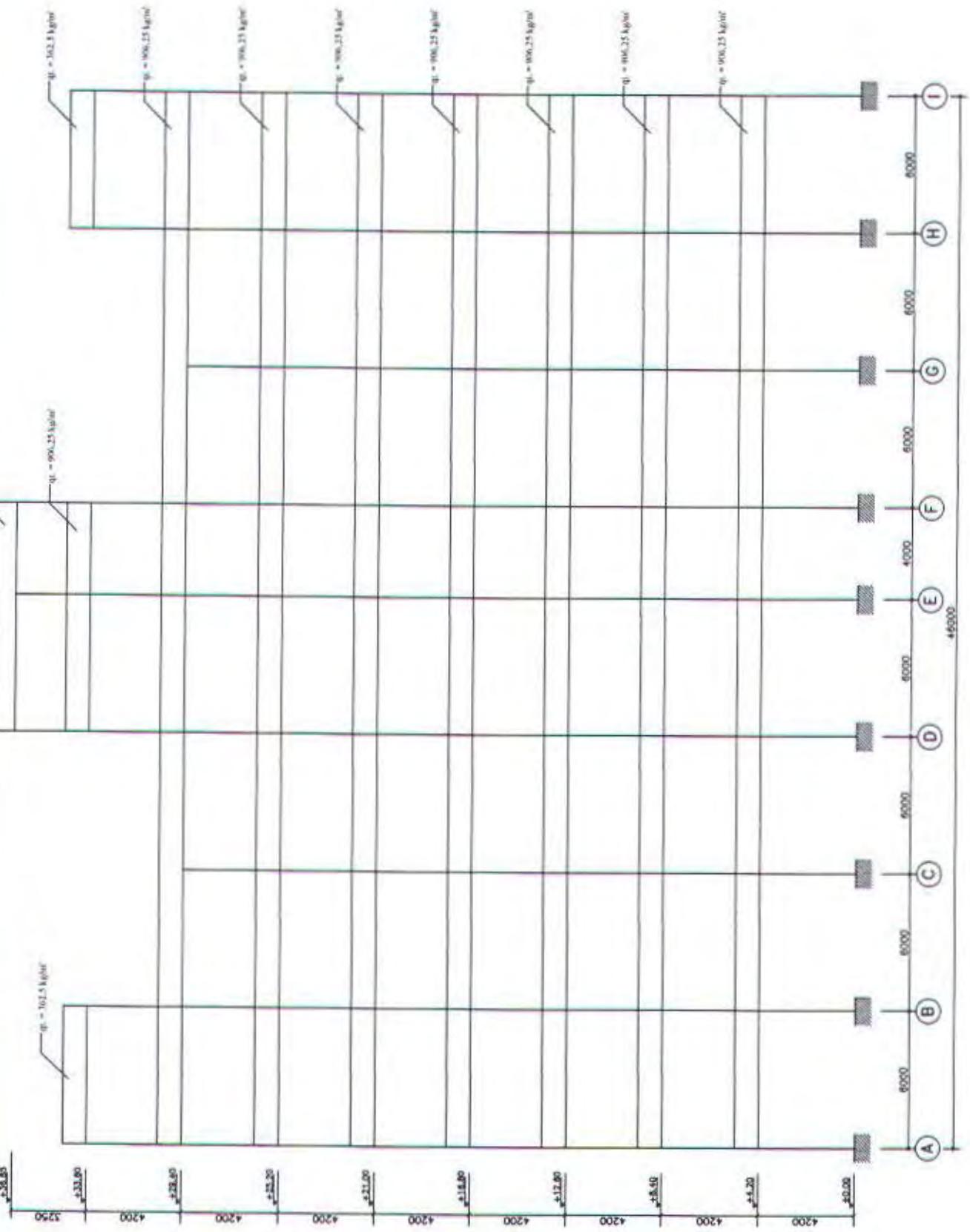




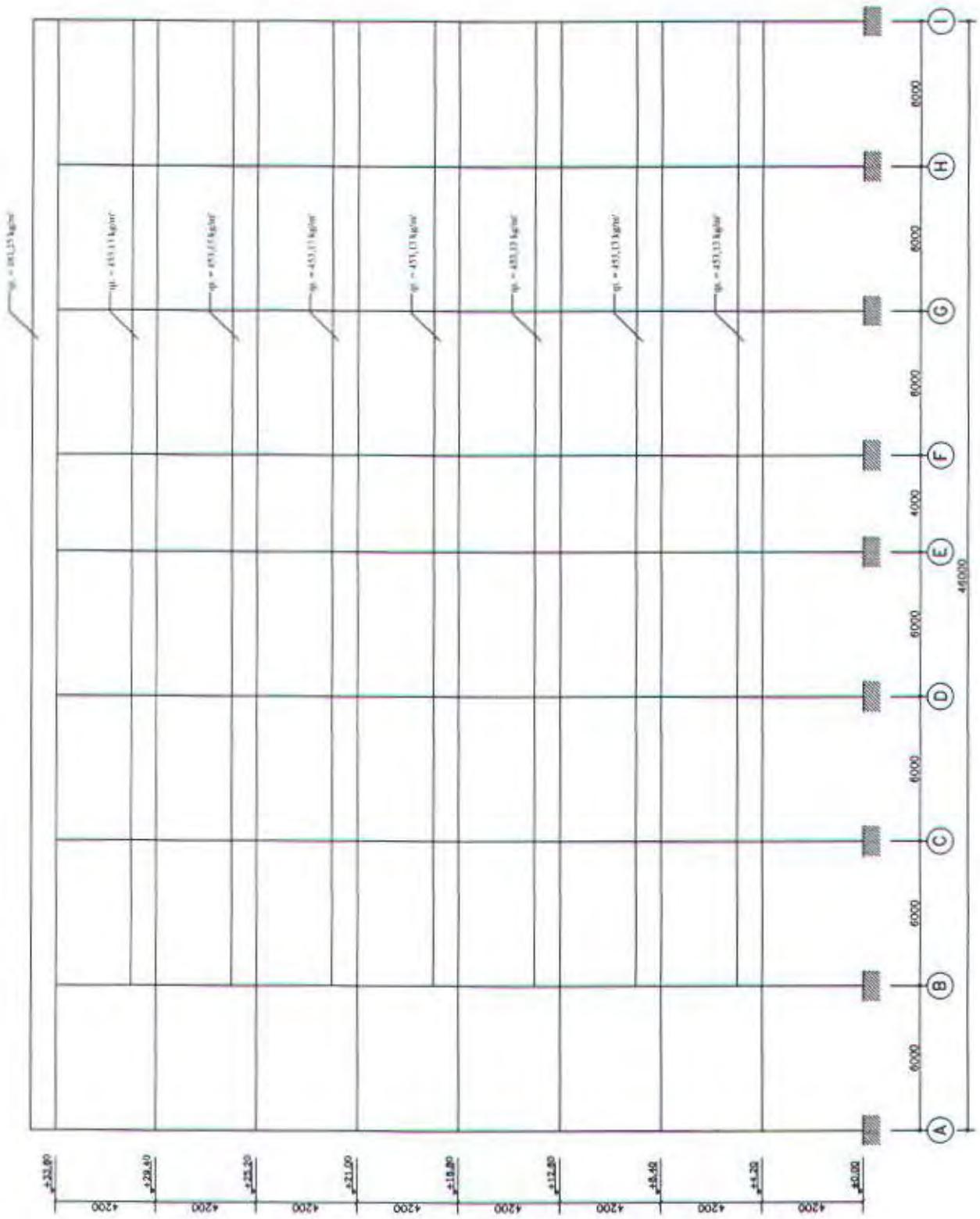
Portal Memanjang as 1 Akibat Beban Hidup

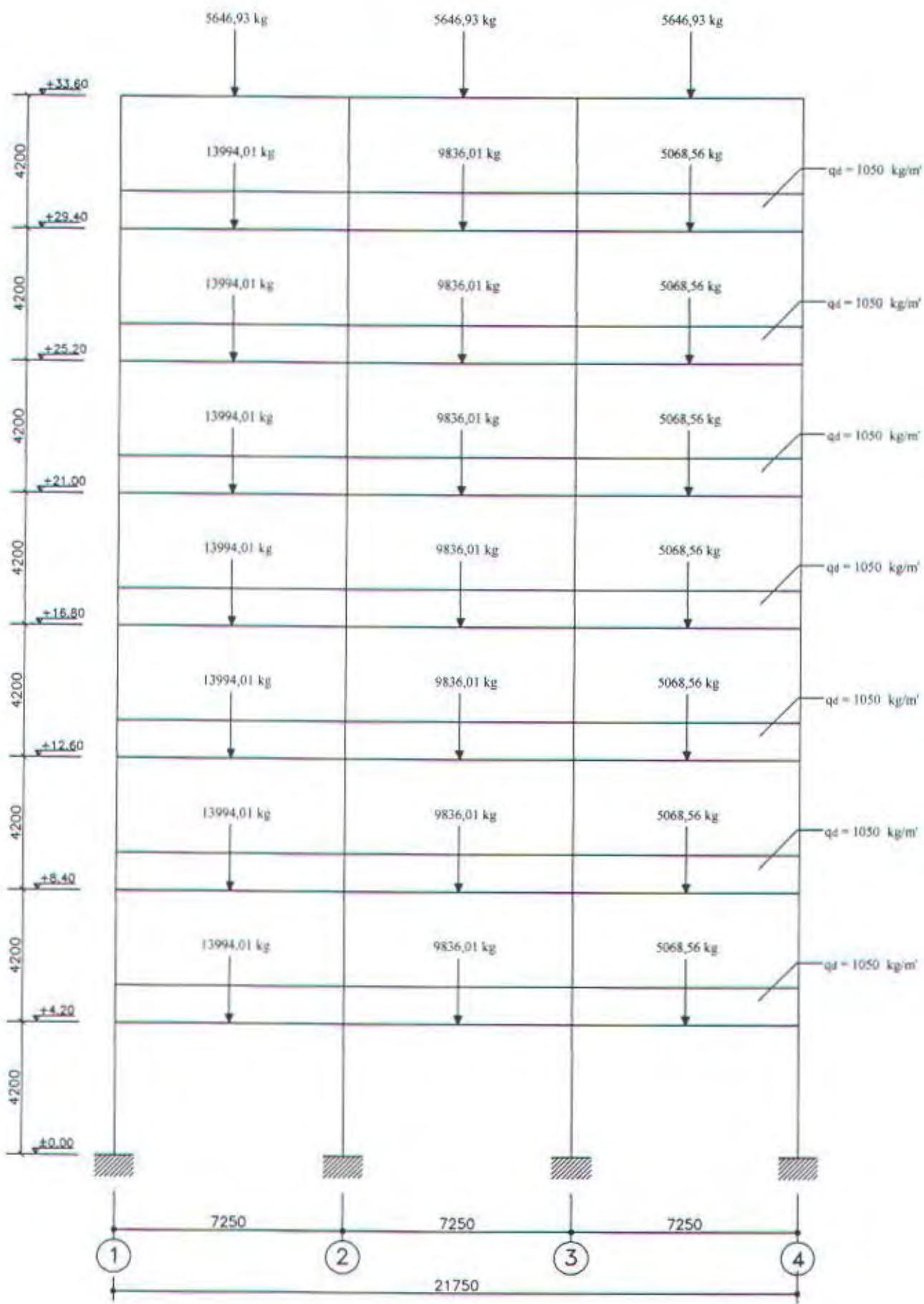




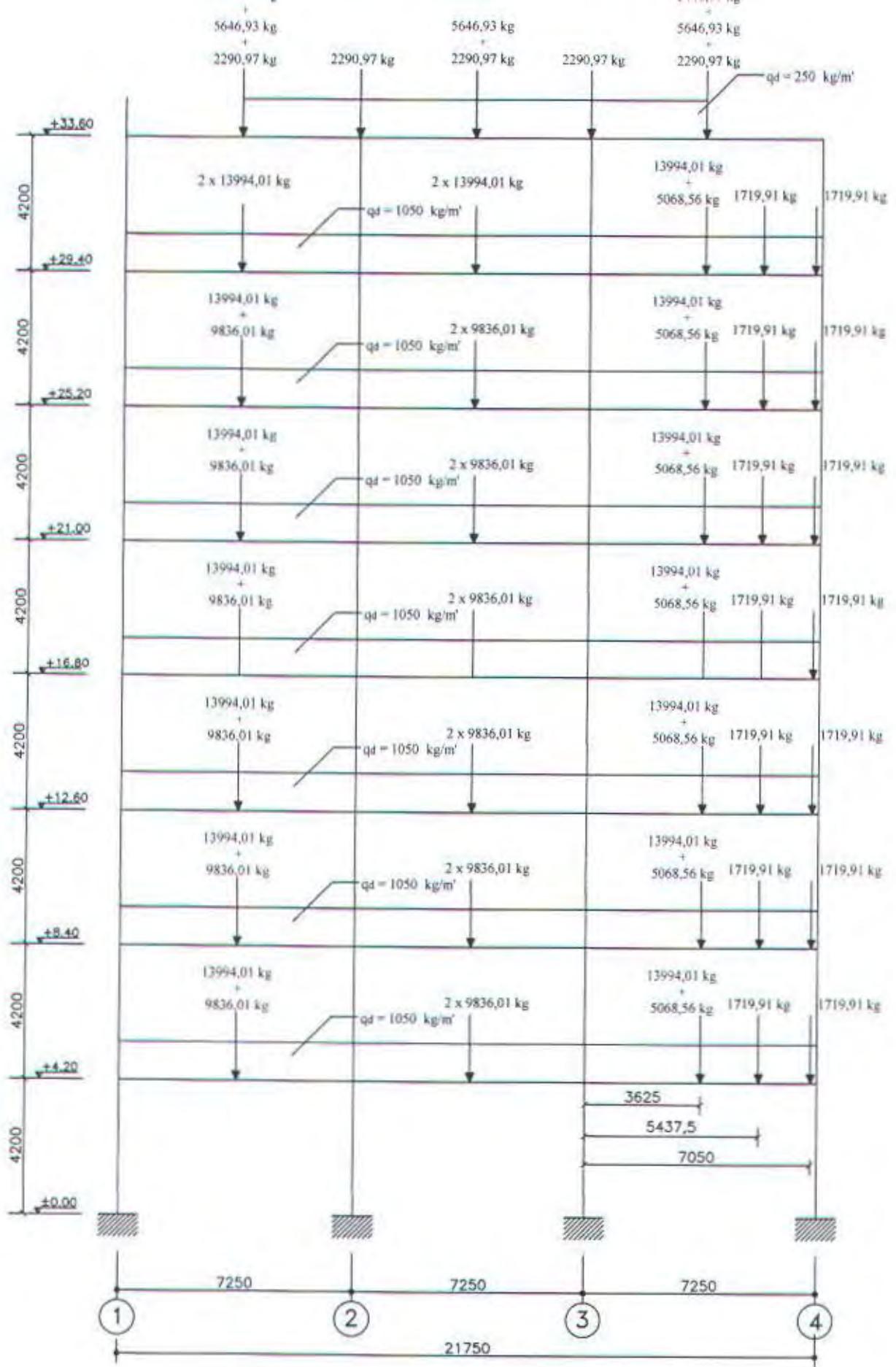


Portal Memanjang as 4 Akibat Beban Hidup

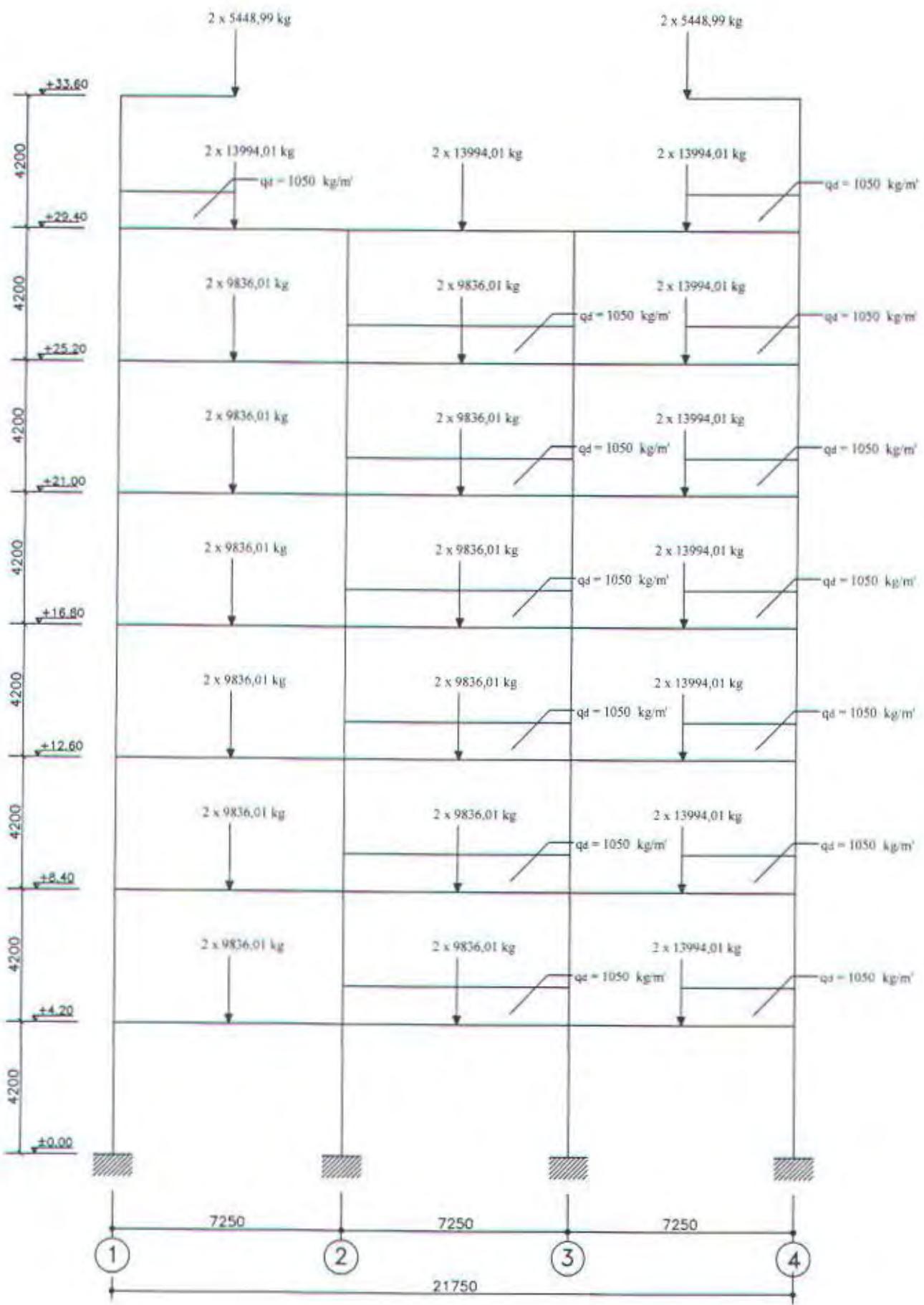




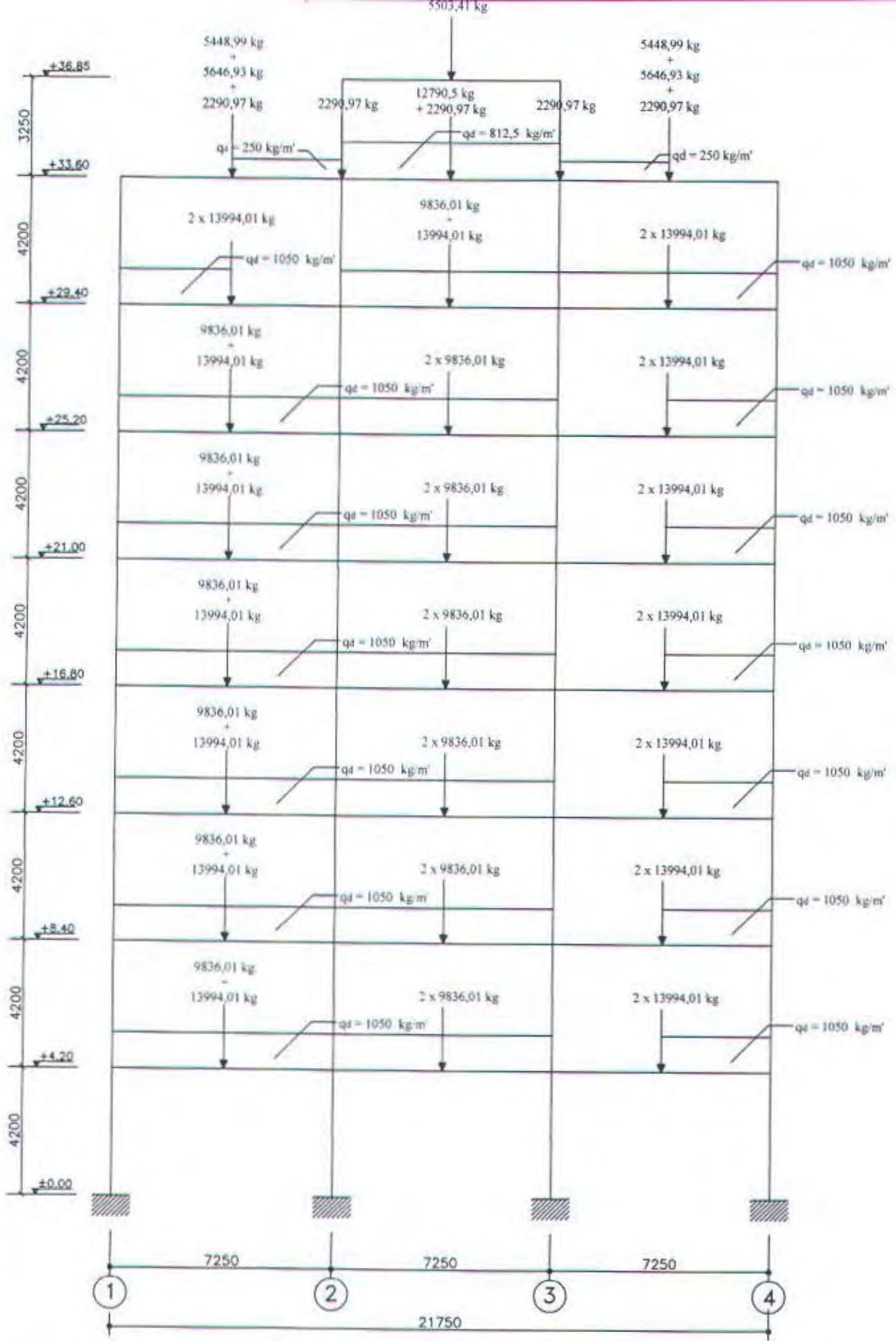
Portal Melintang as A Akibat Beban Mati



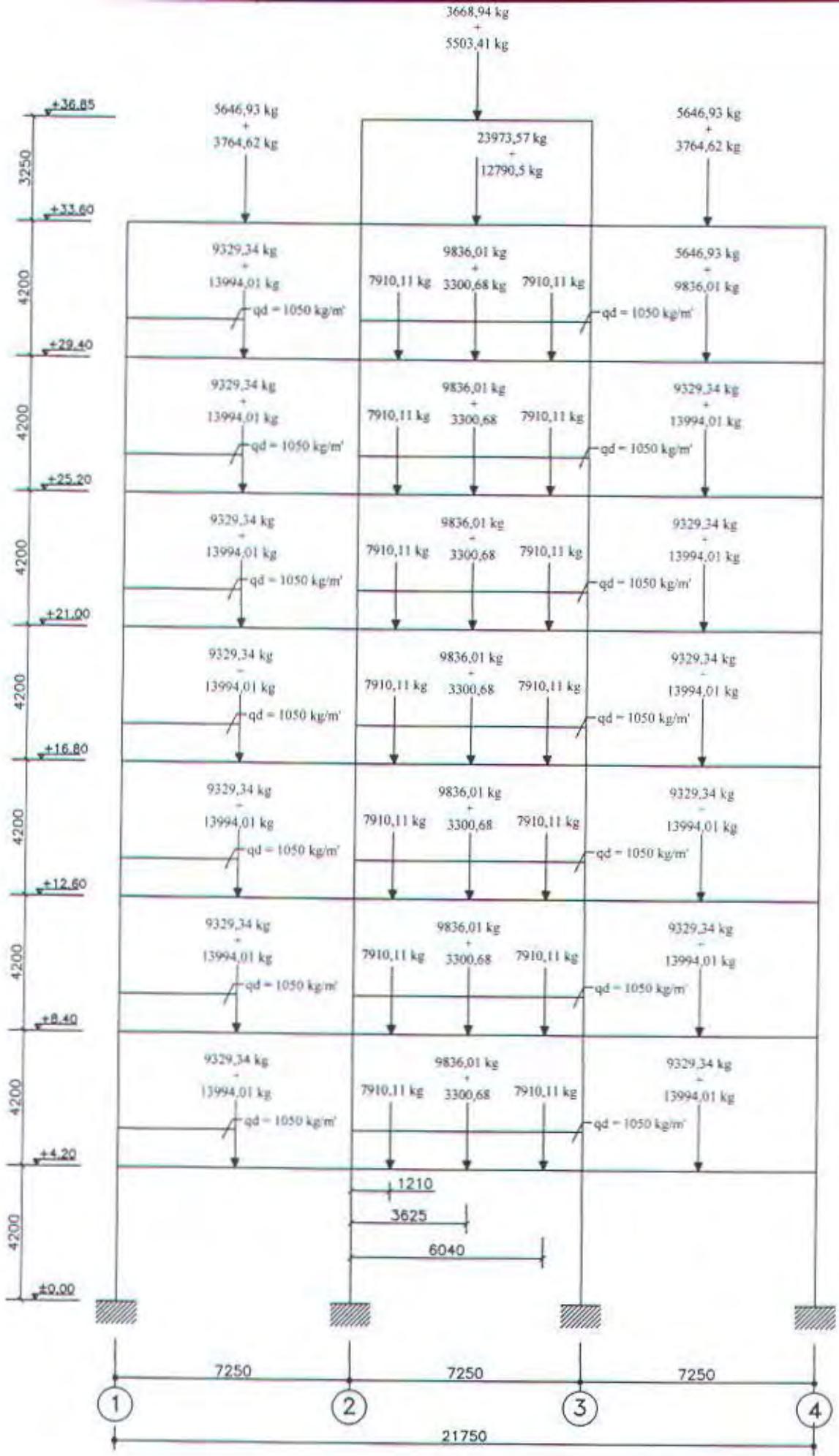
Portal Melintang as B Akibat Beban Mati

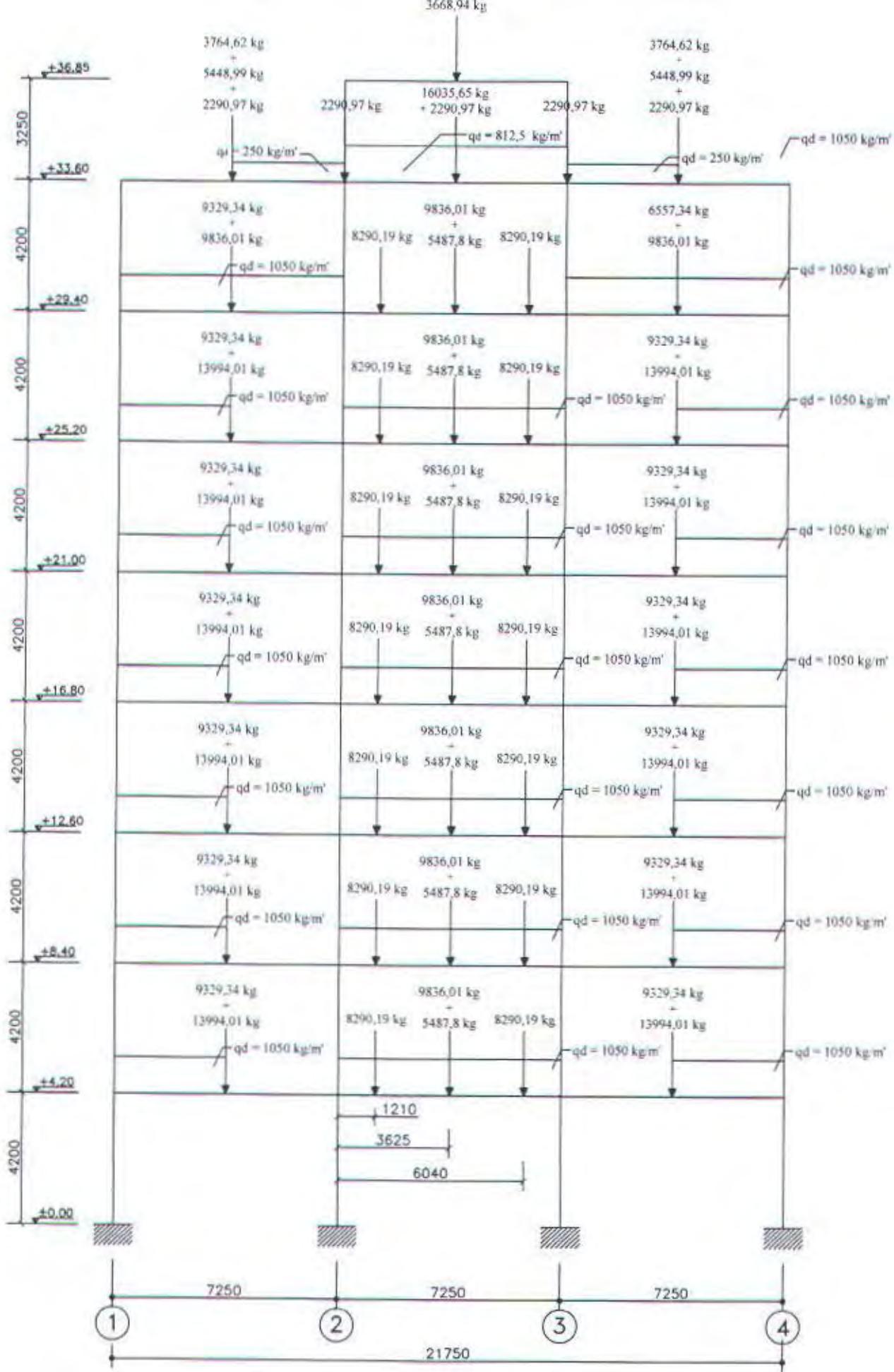


Portal Melintang as C Akibat Beban Mati

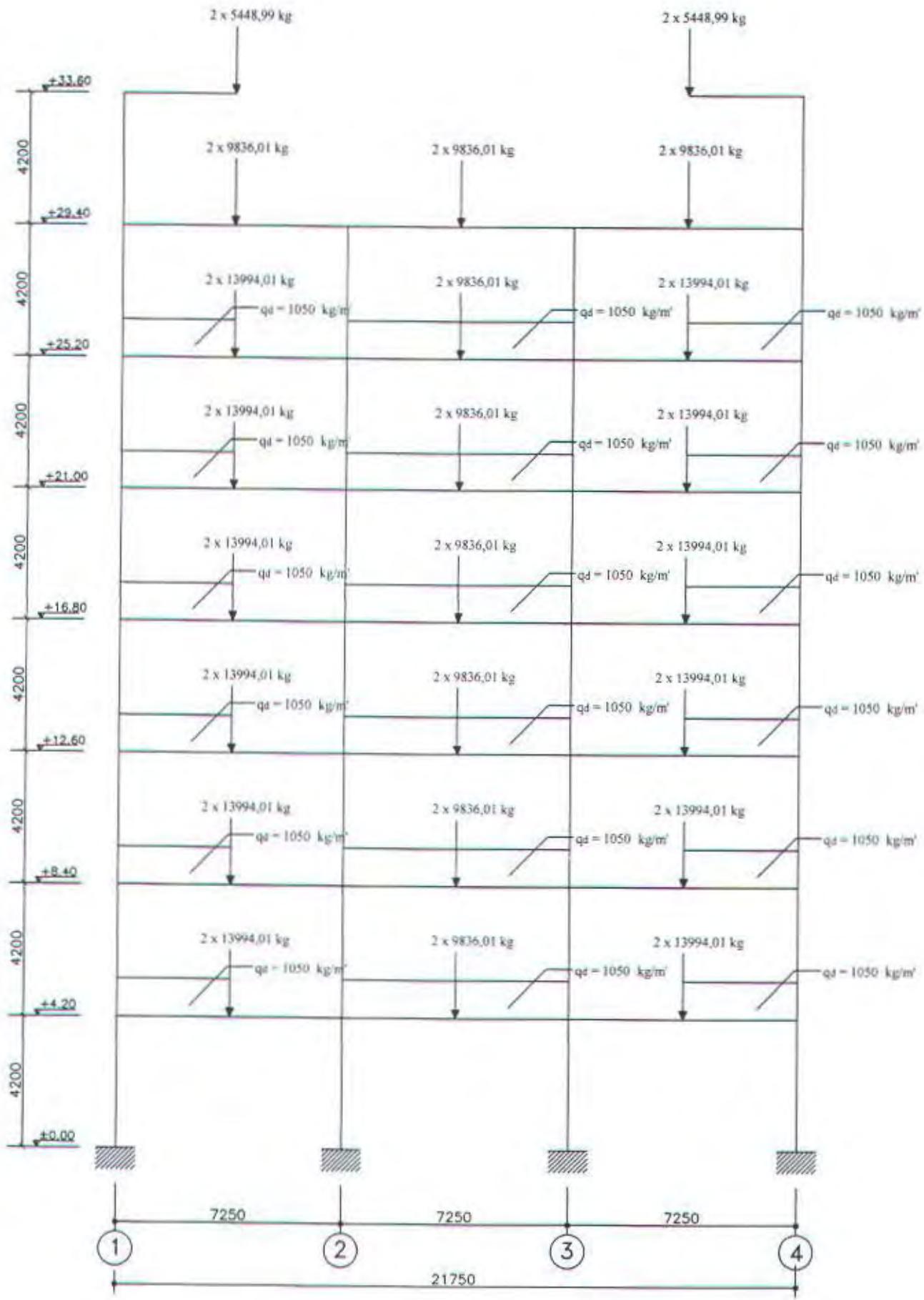


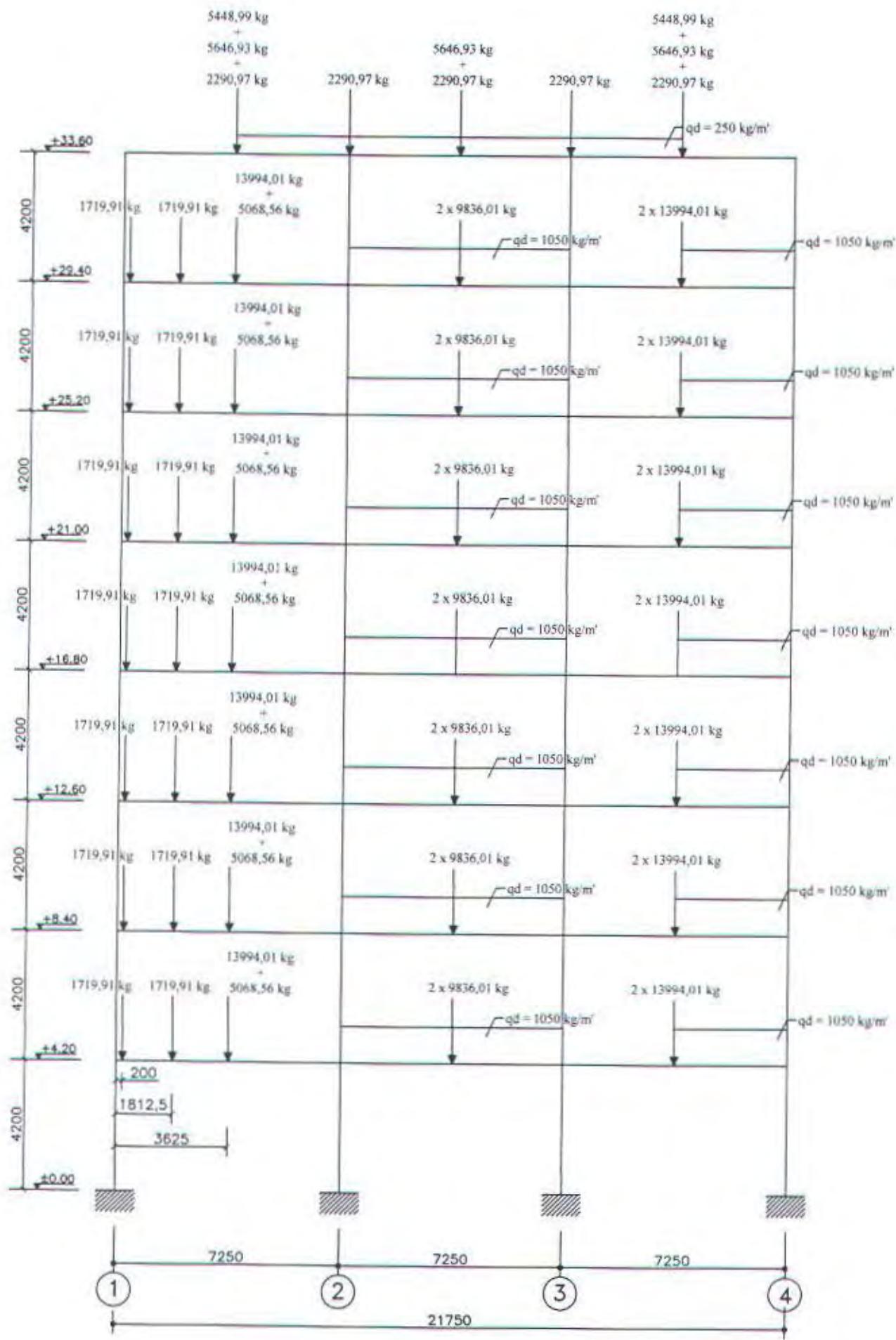
Portal Melintang as D Akibat Beban Mati

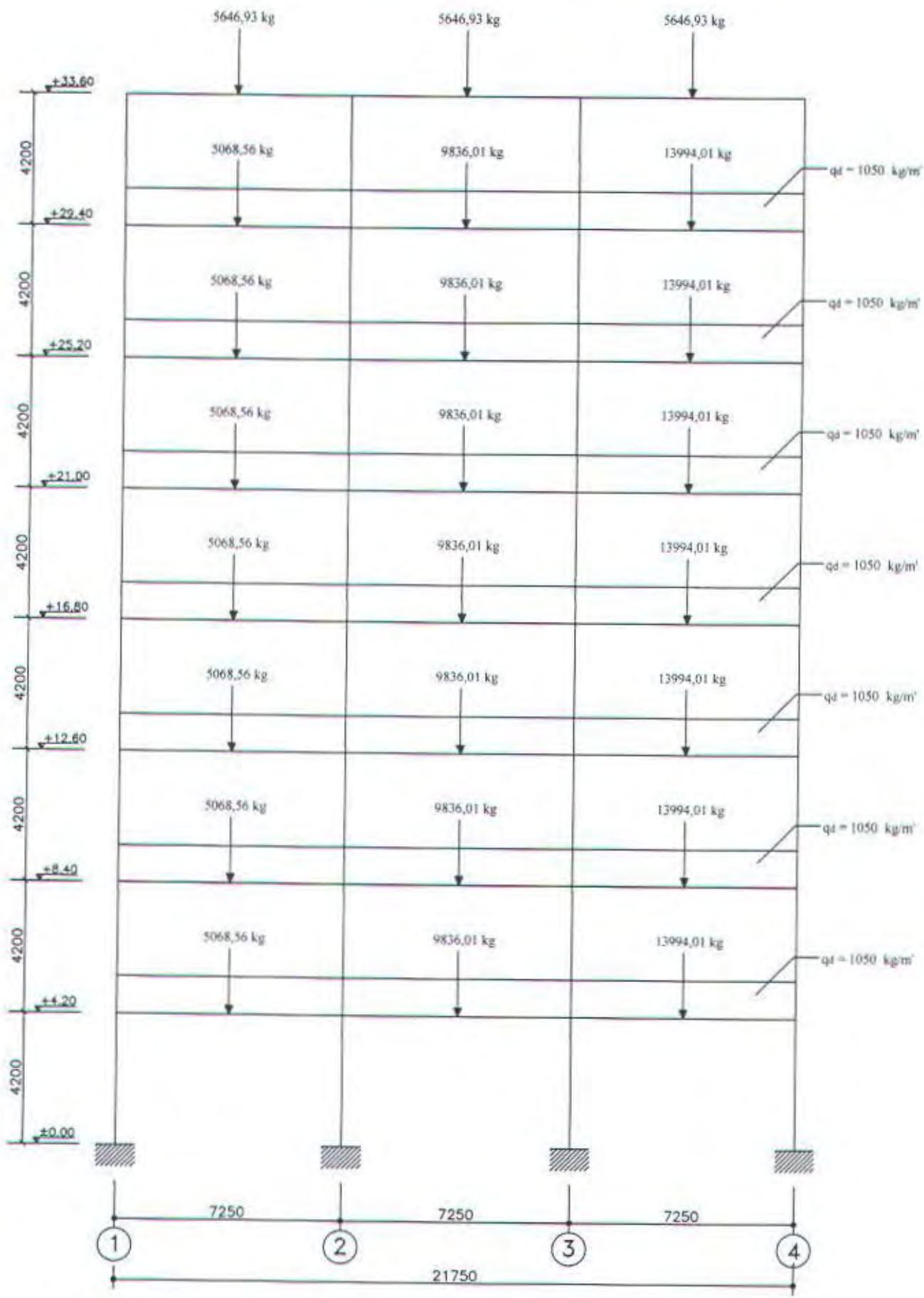




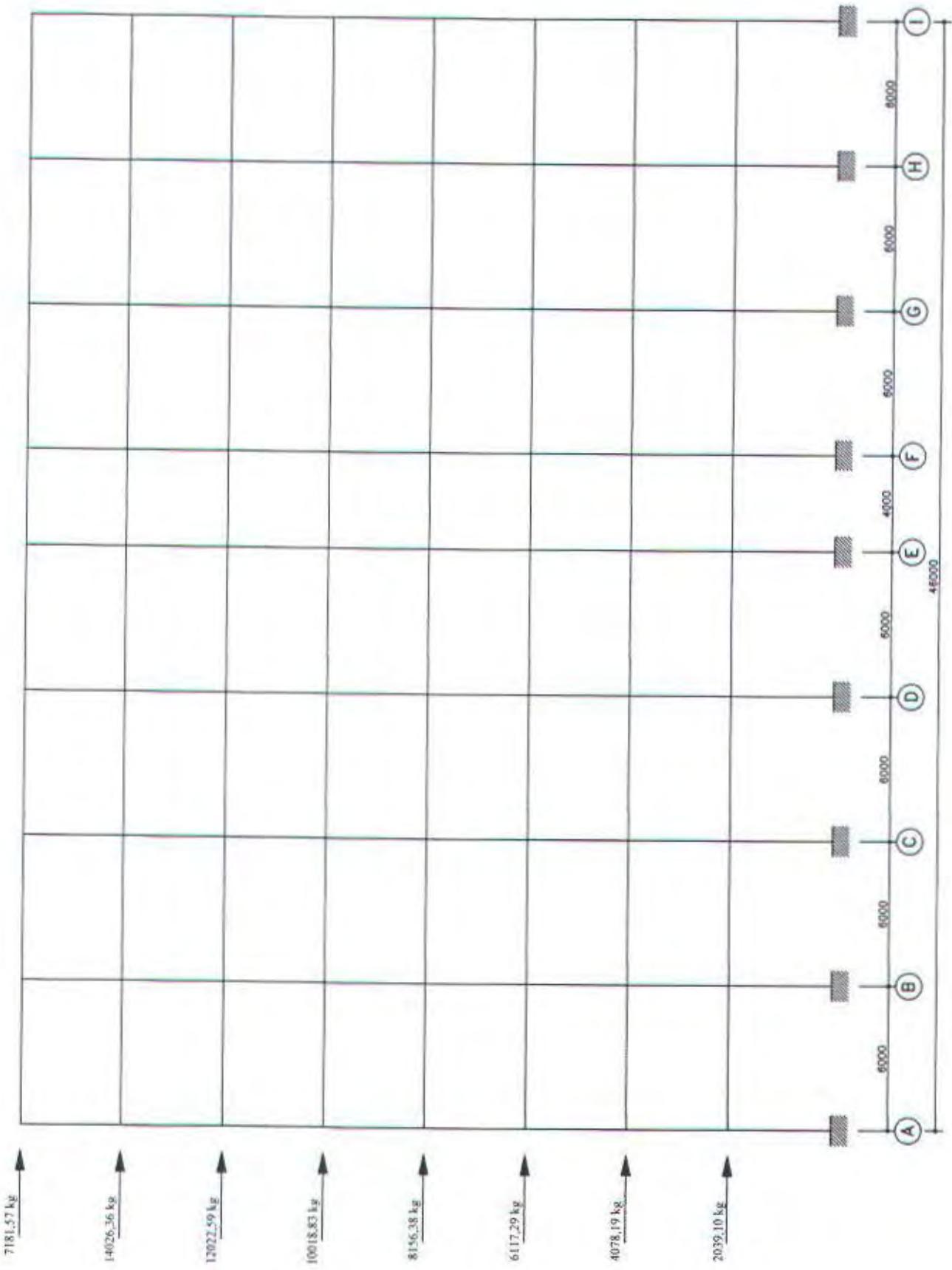
Portal Melintang as F Akibat Beban Mati



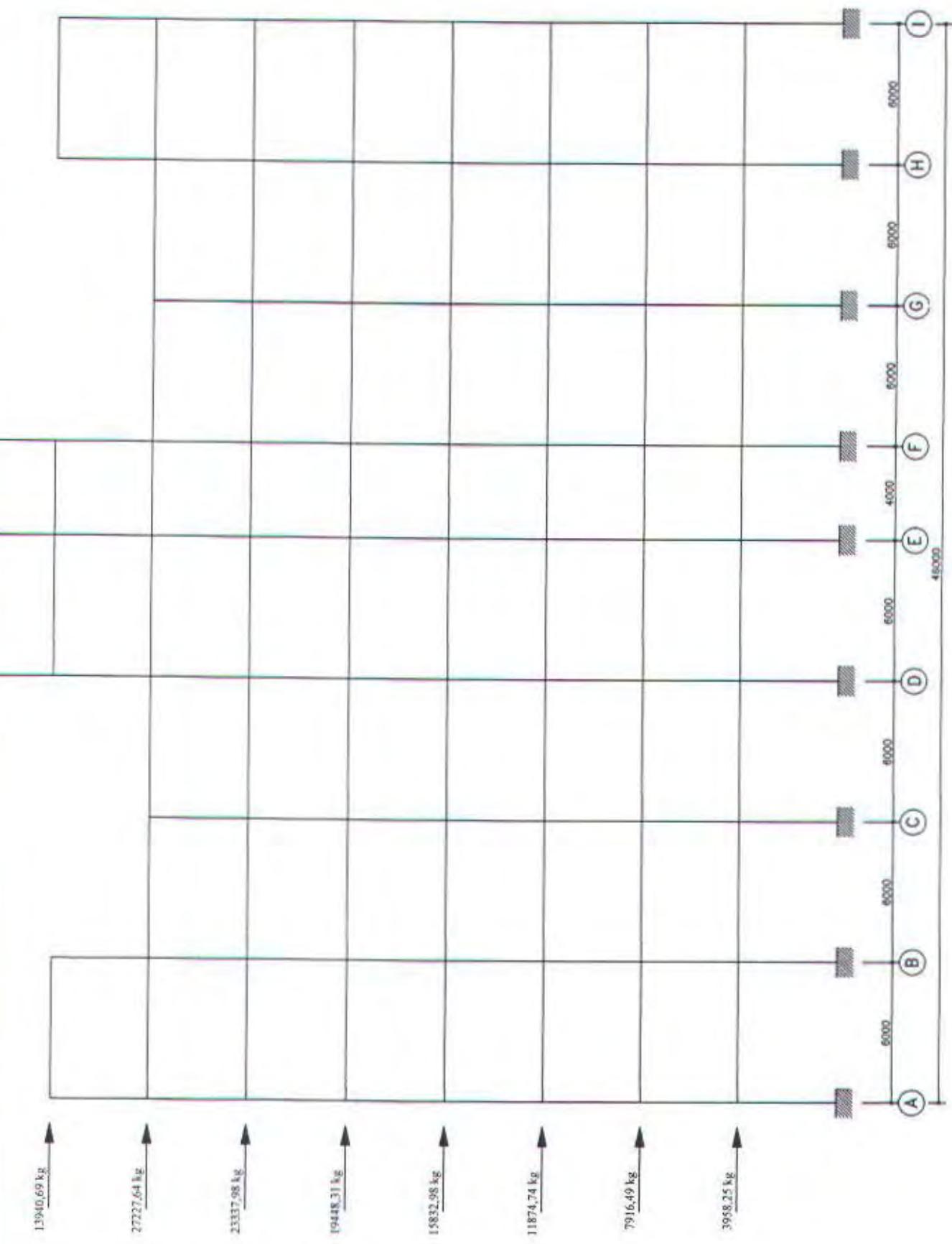


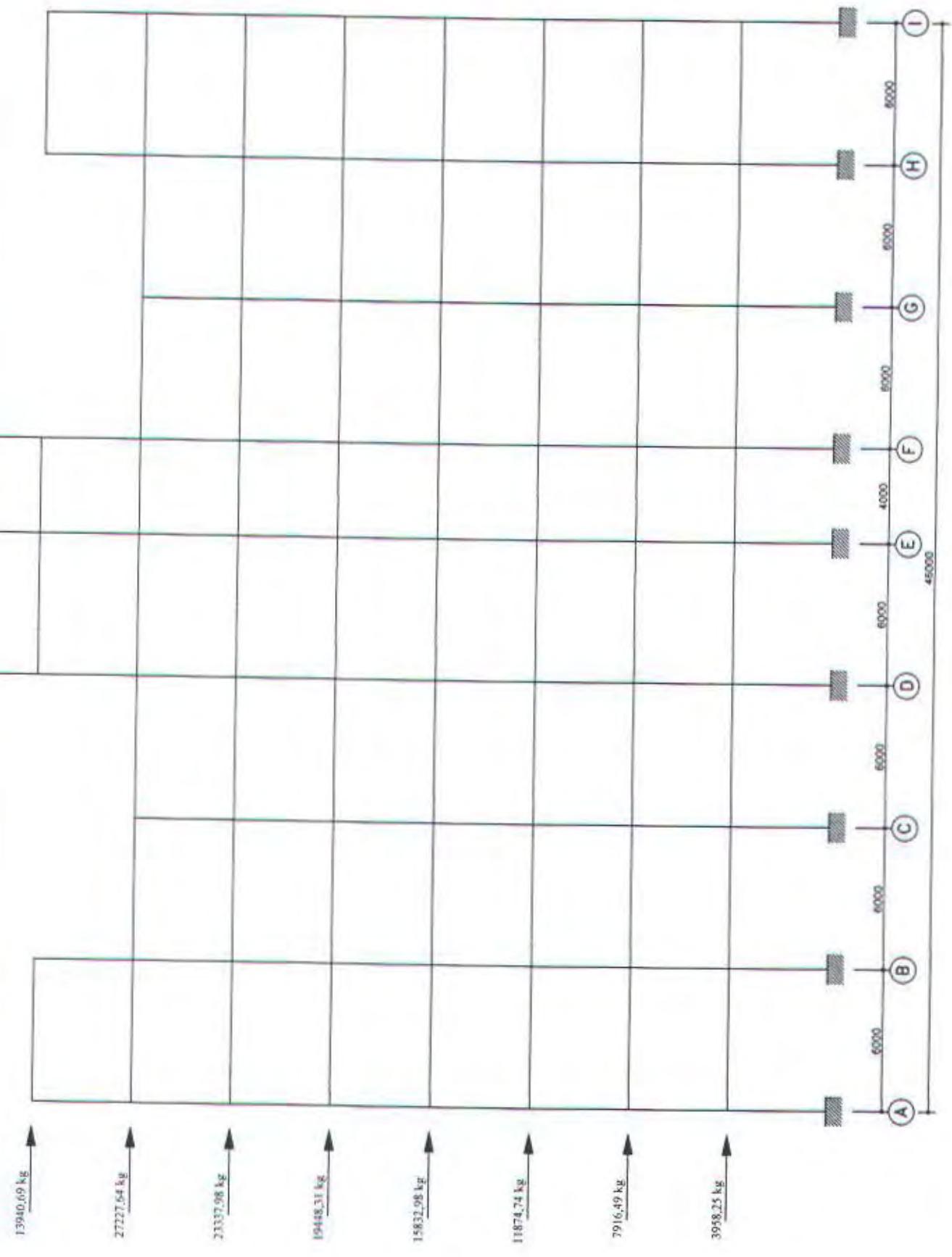


Portal Melintang as I Akibat Beban Mati

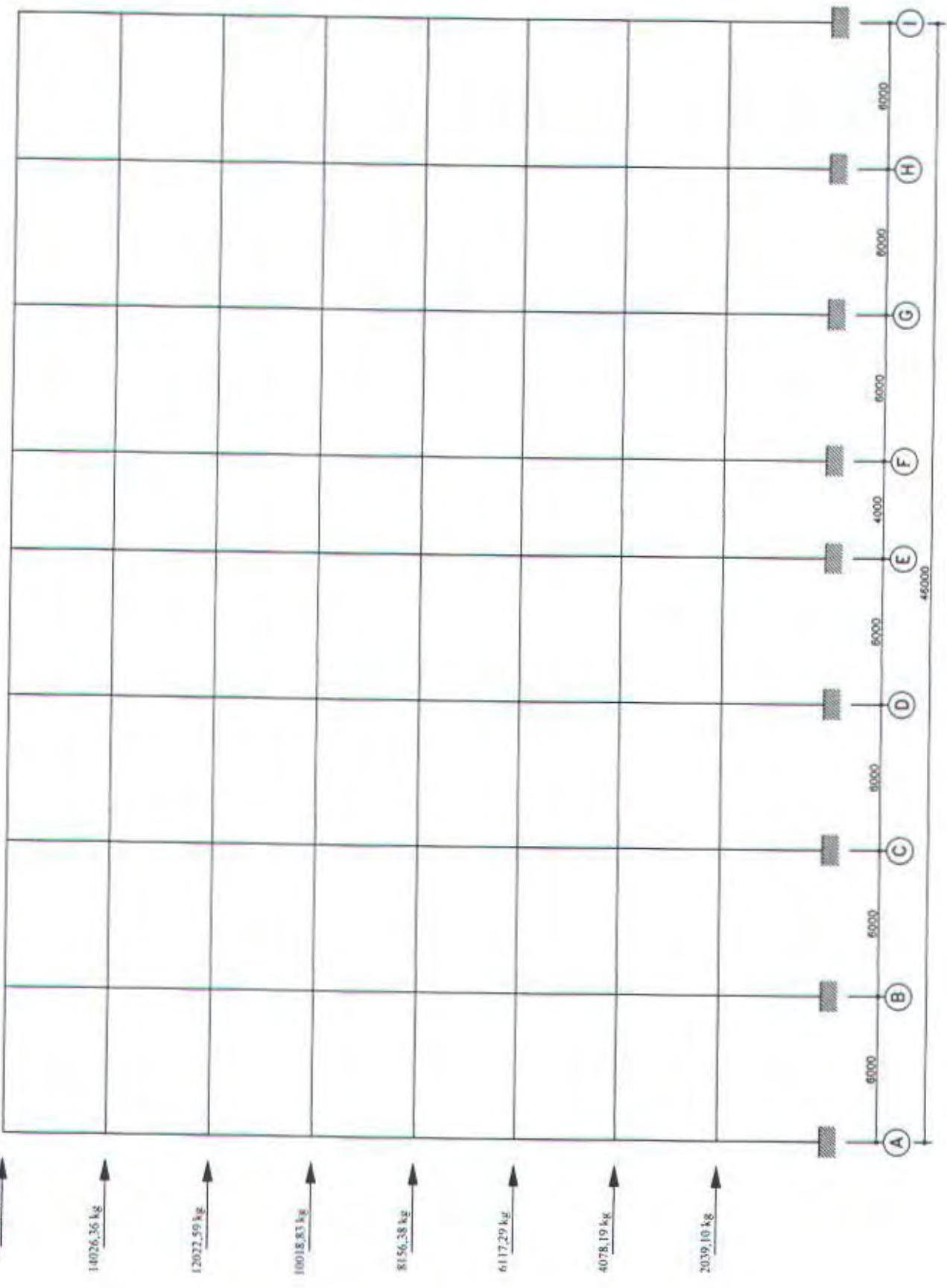


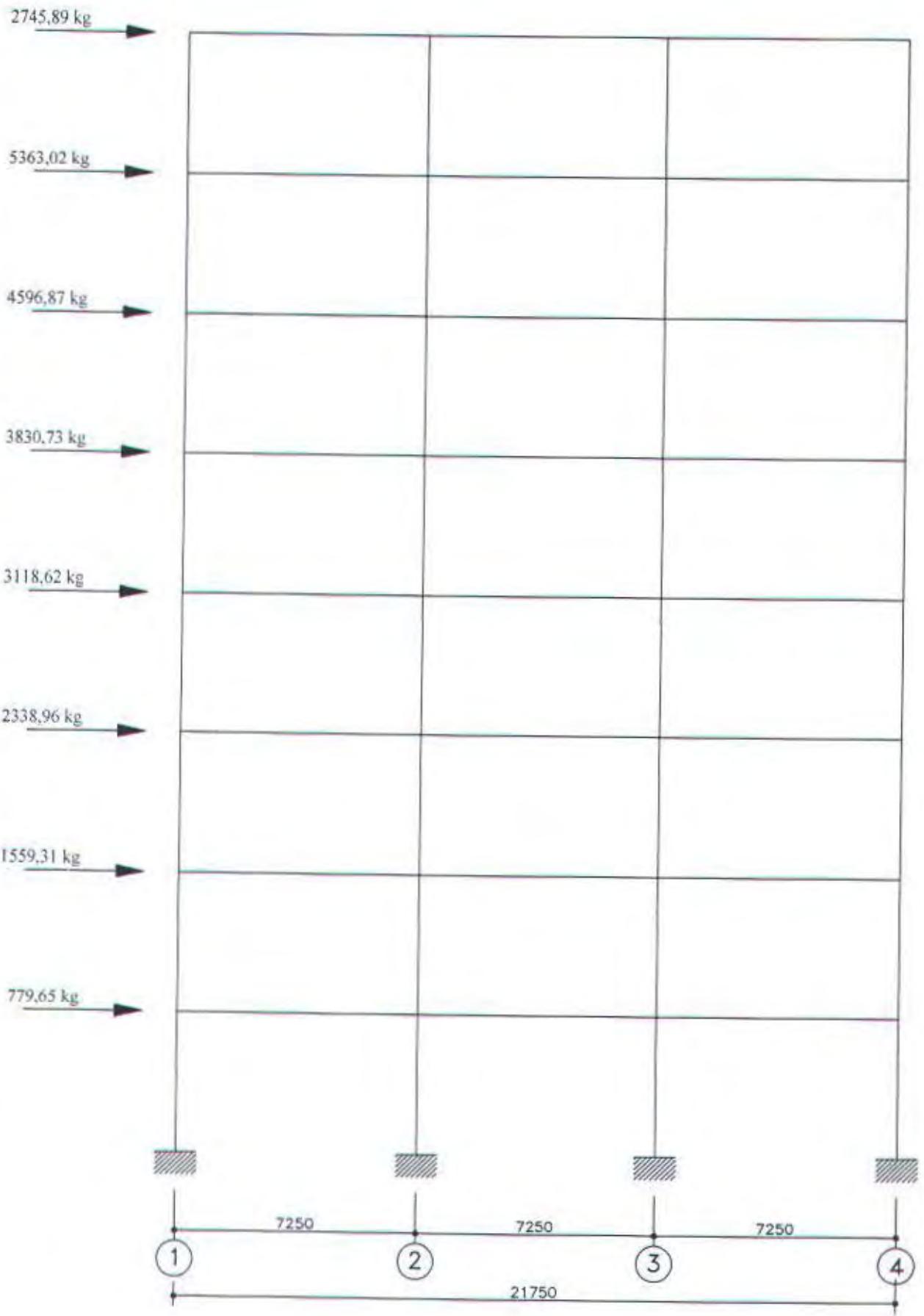
Portal Memanjang as 1 Akibat Beban Gempa





Portal Memanjang as 4 Akibat Beban Gempa

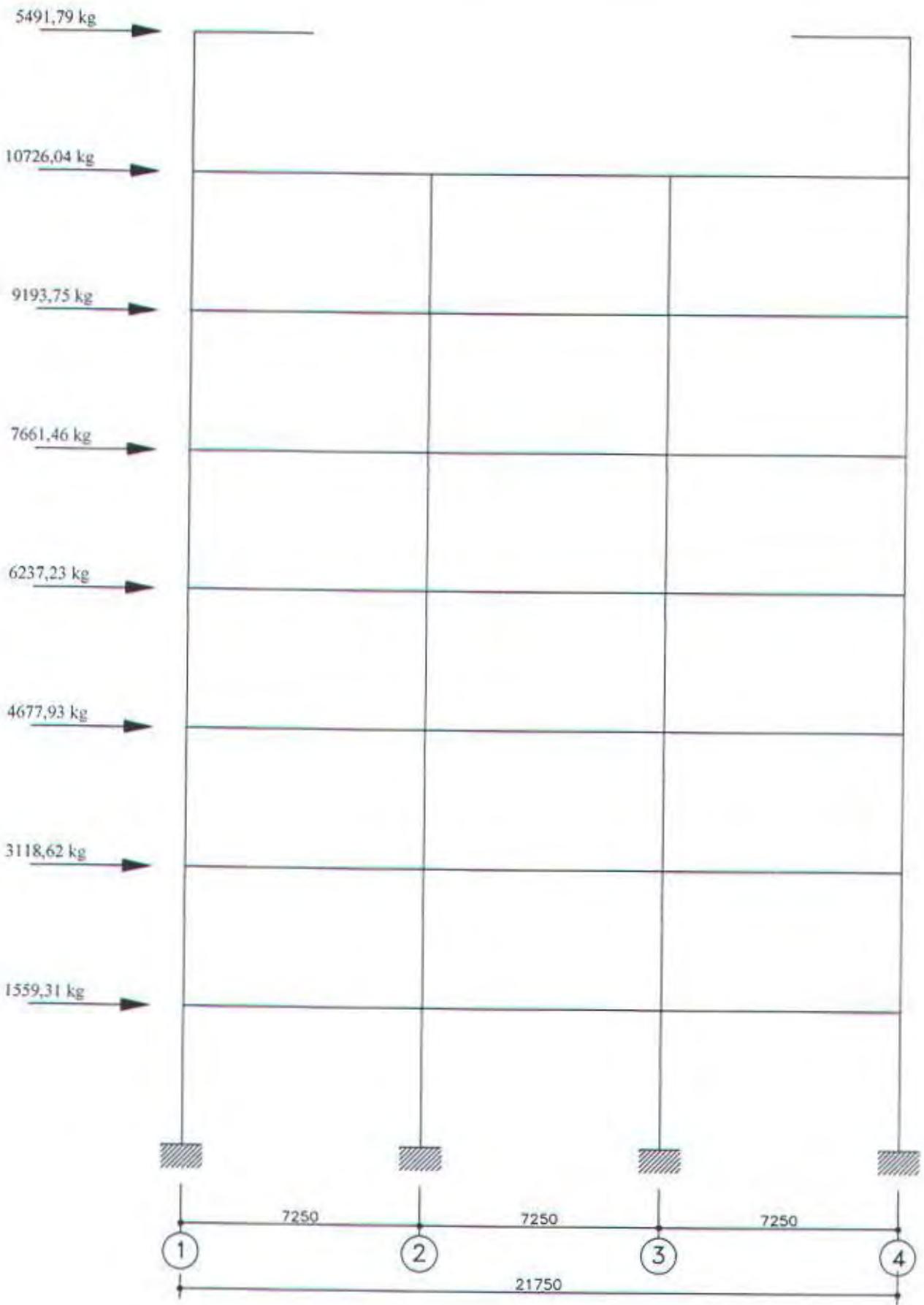




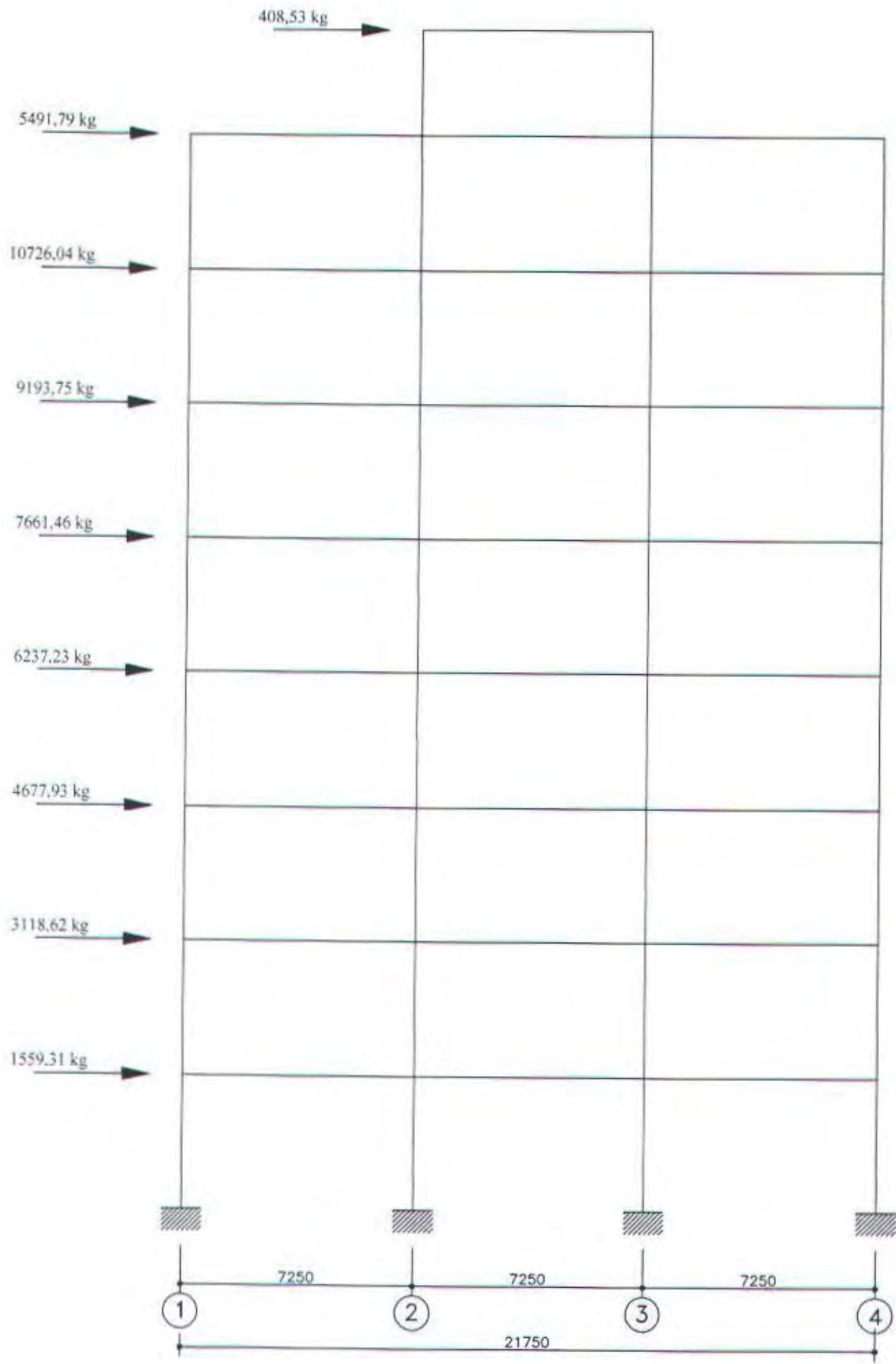
Portal Melintang as A Akibat Beban Gempa

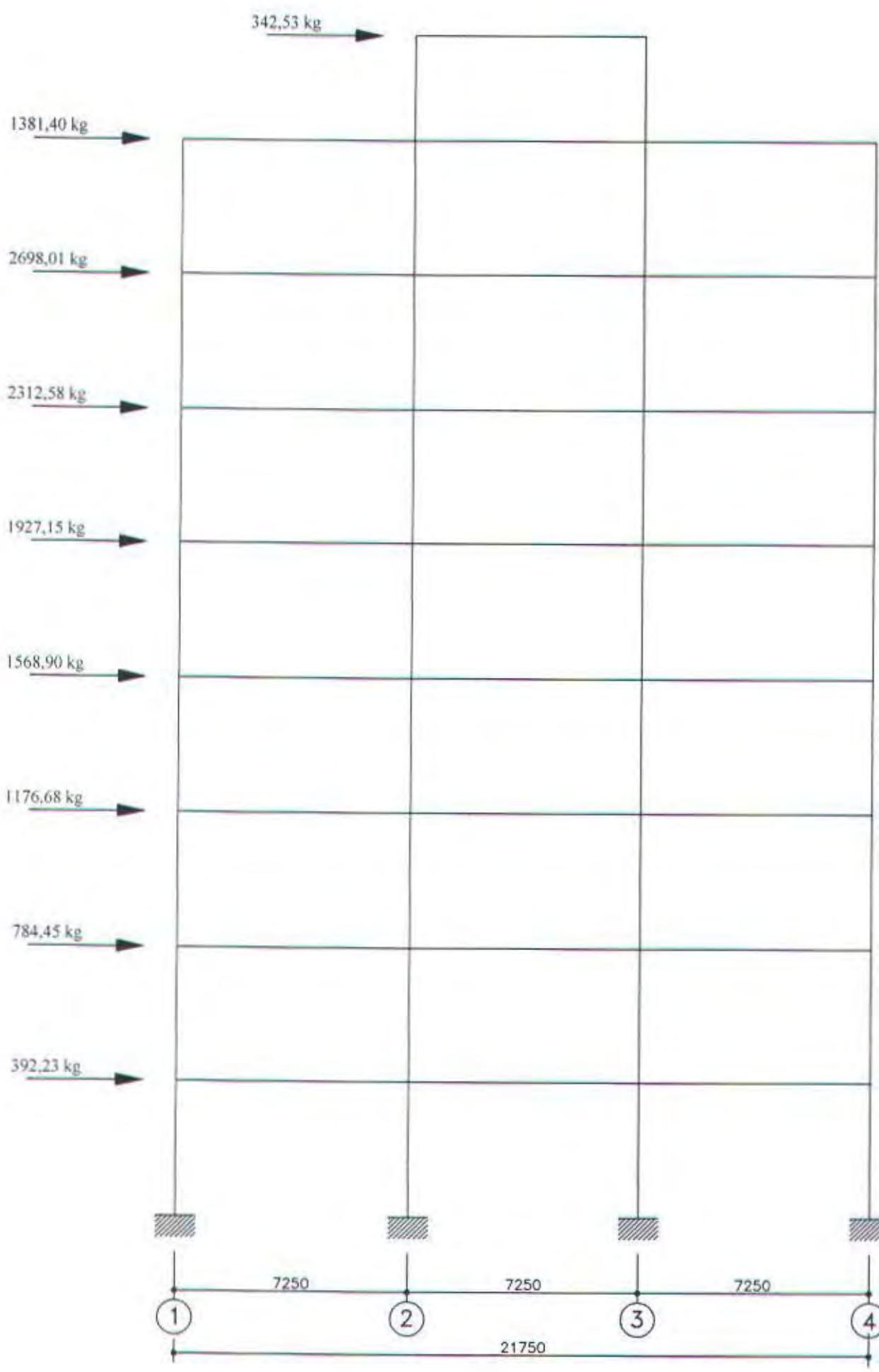


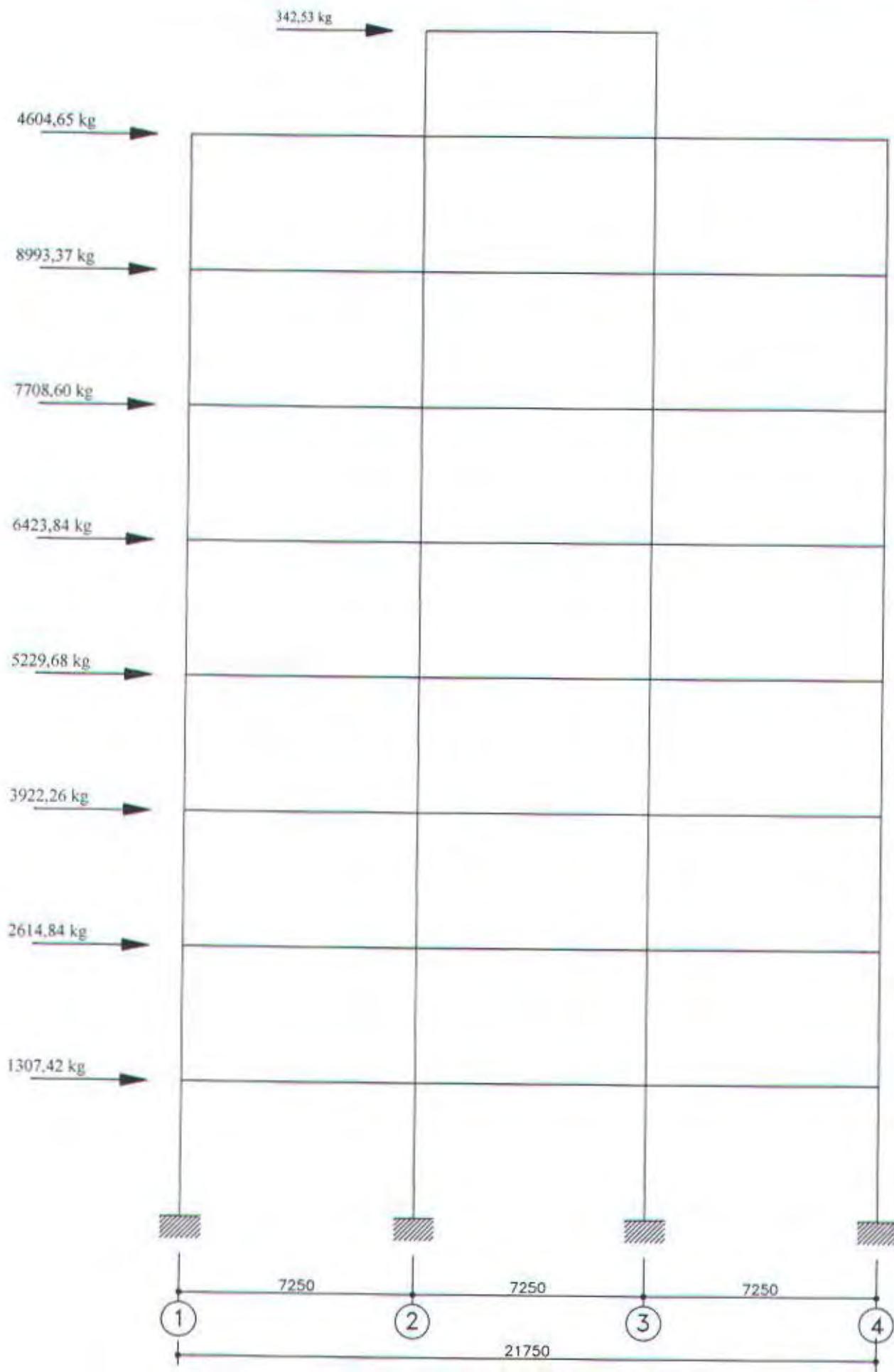
Portal Melintang as B Akibat Beban Gempa



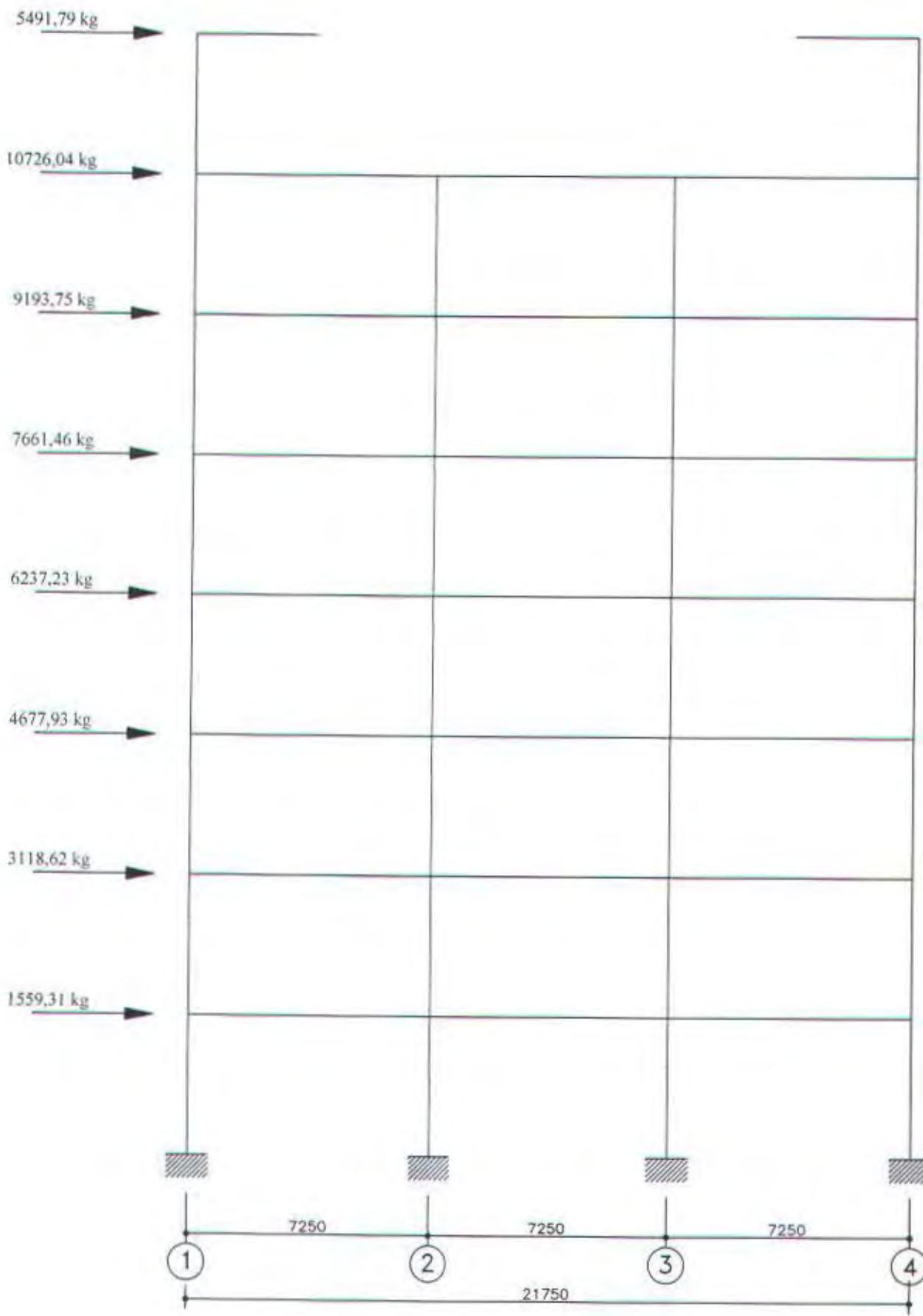
Portal Melintang as C Akibat Beban Gempa



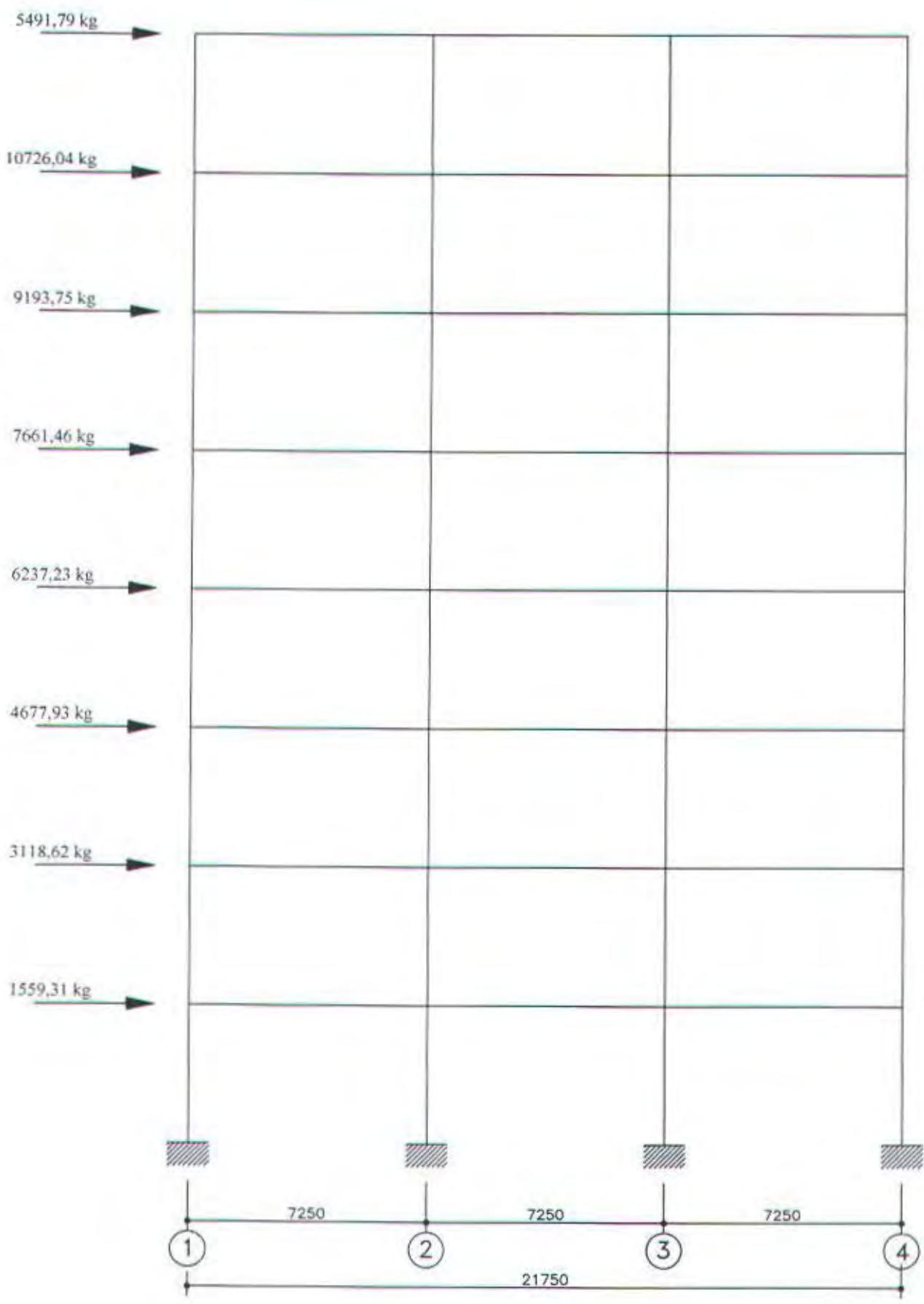




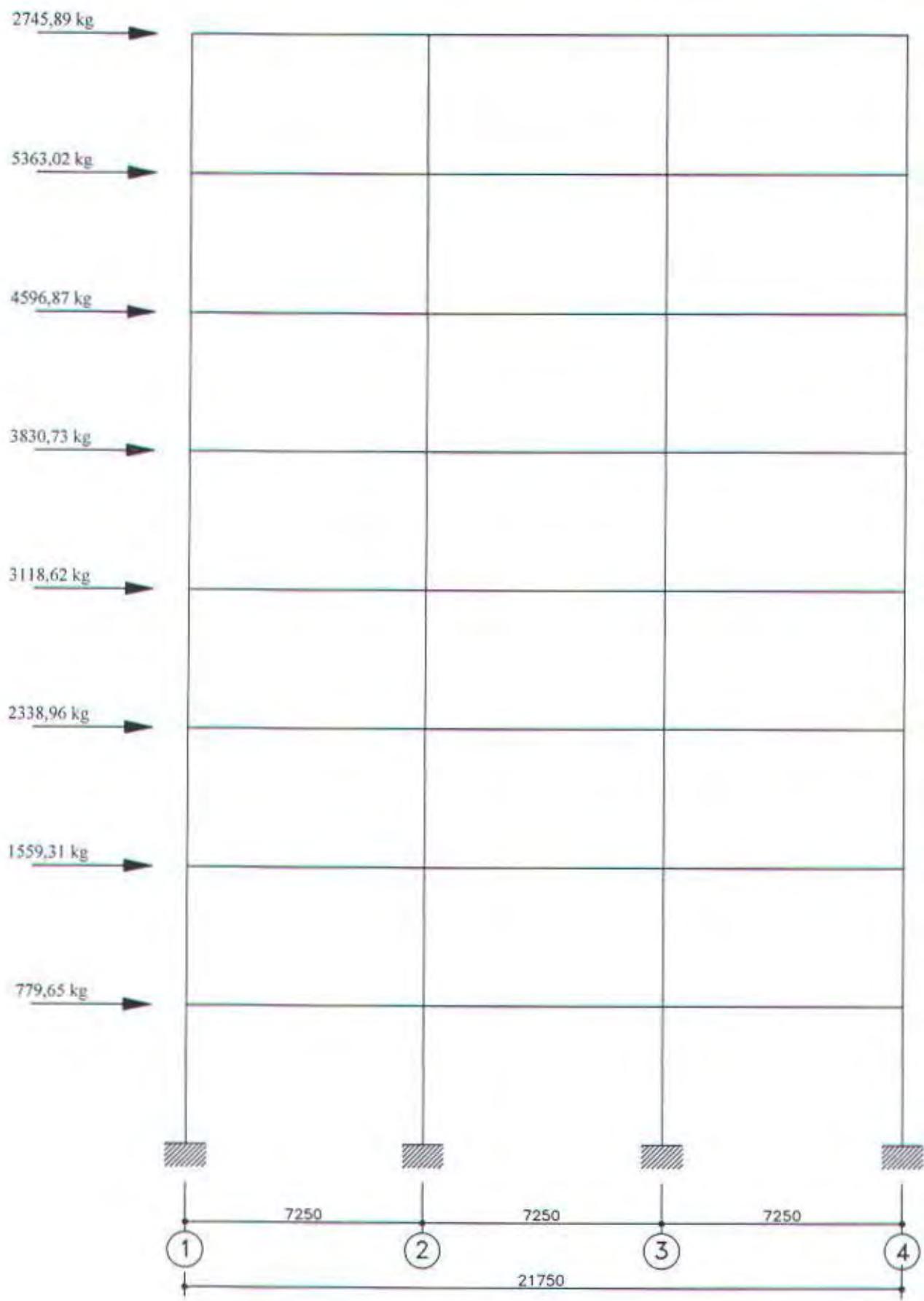
Portal Melintang as F Akibat Beban Gempa



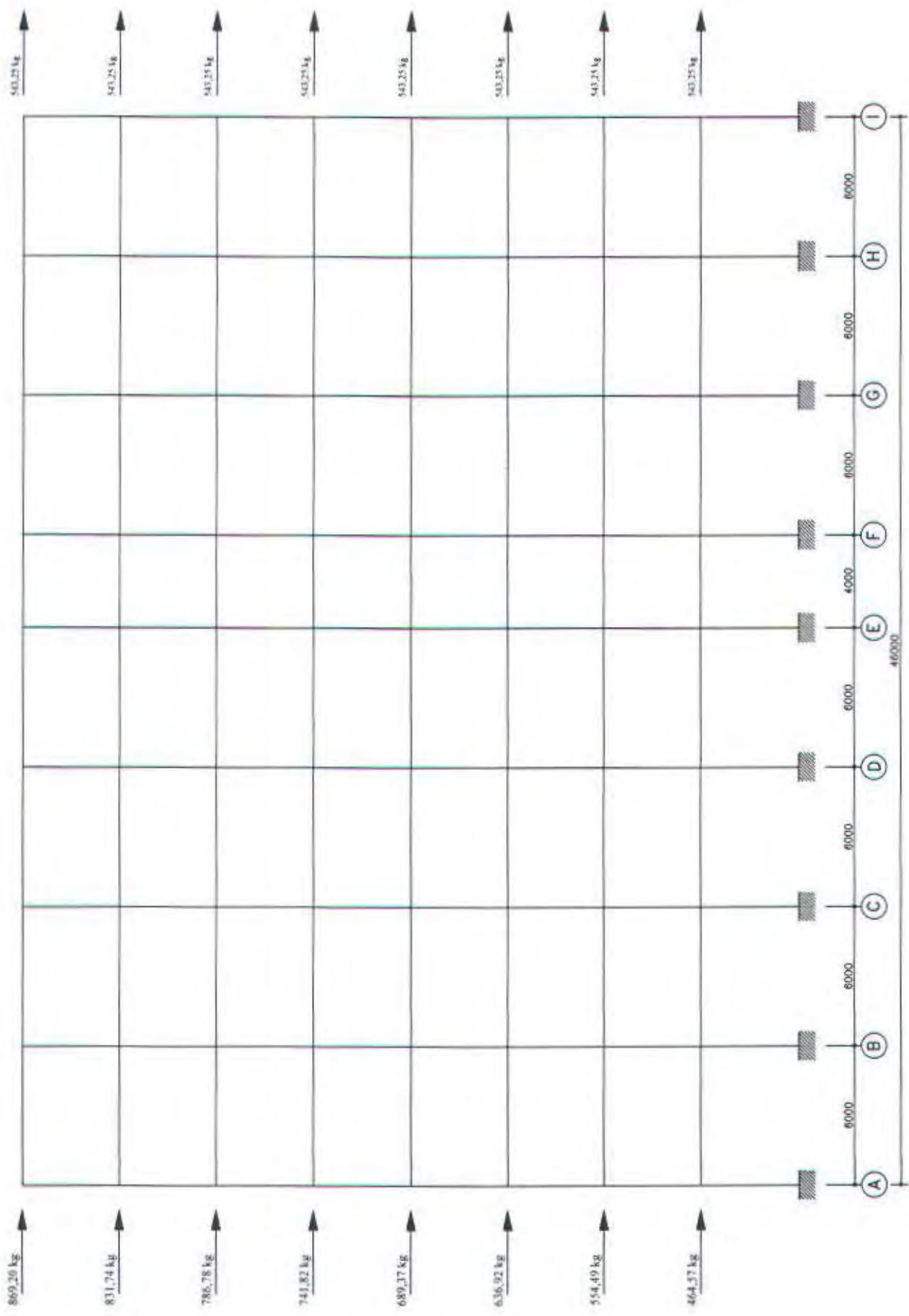
Portal Melintang as G Akibat Beban Gempa

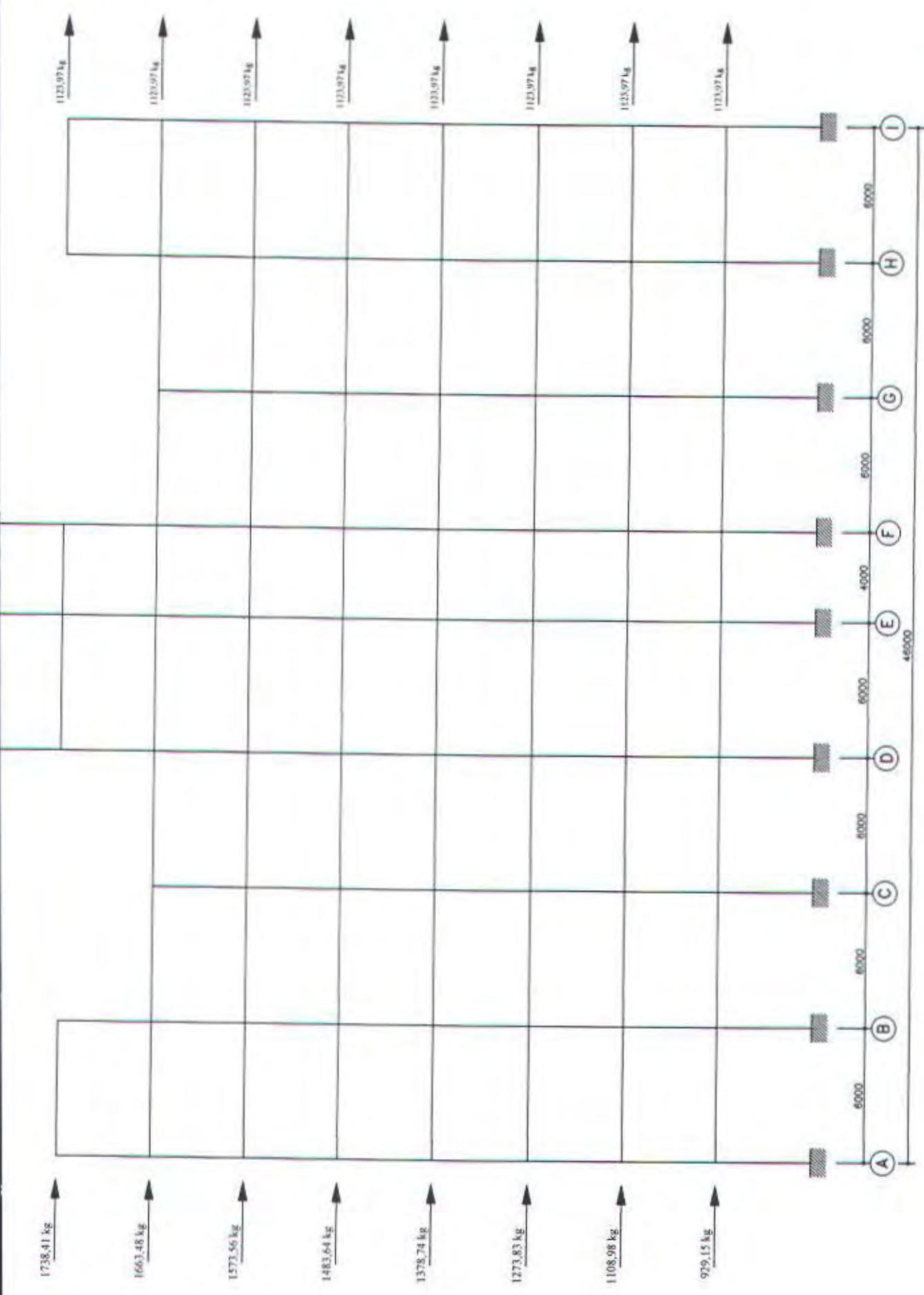


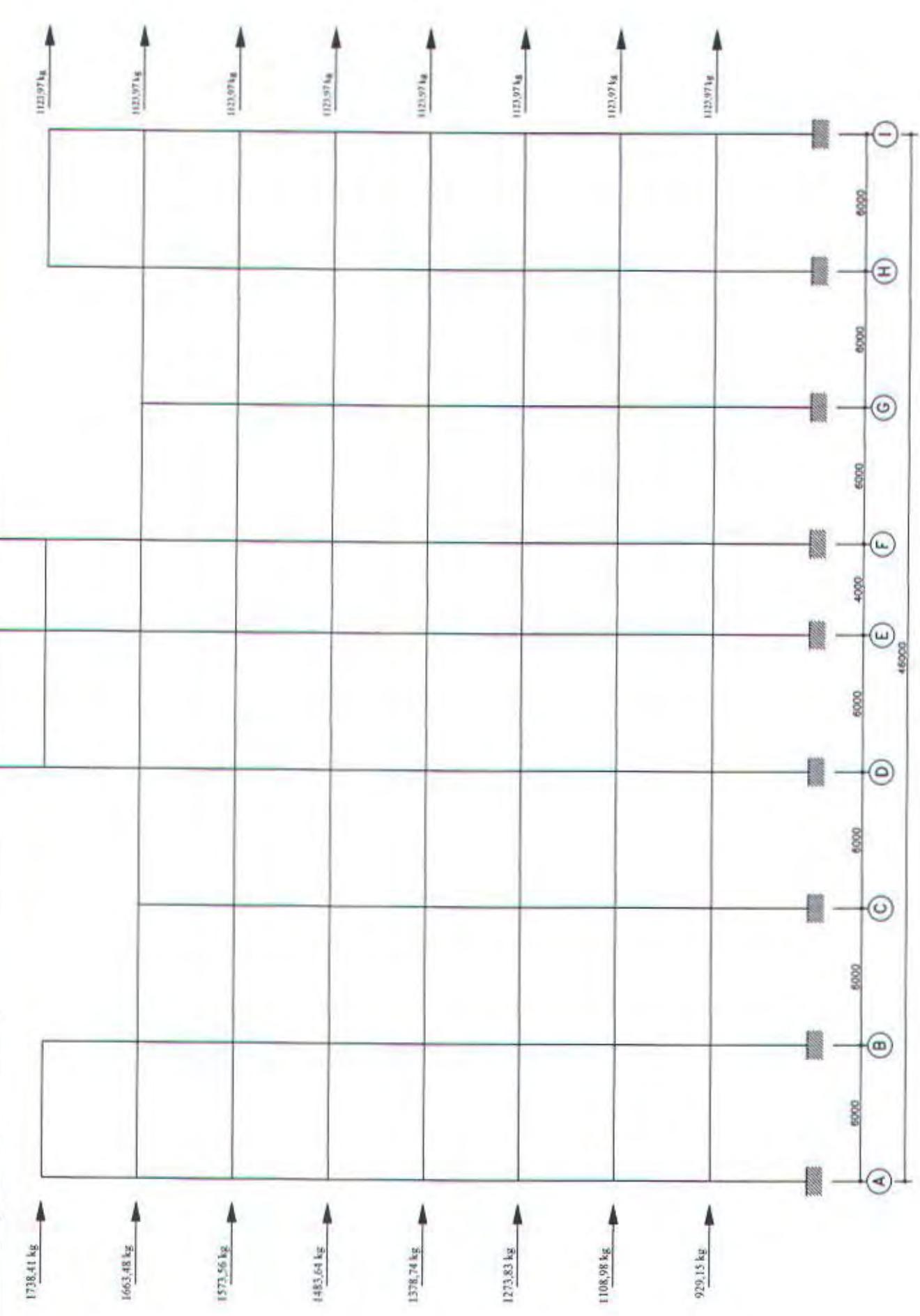
Portal Melintang as H Akibat Beban Gempa

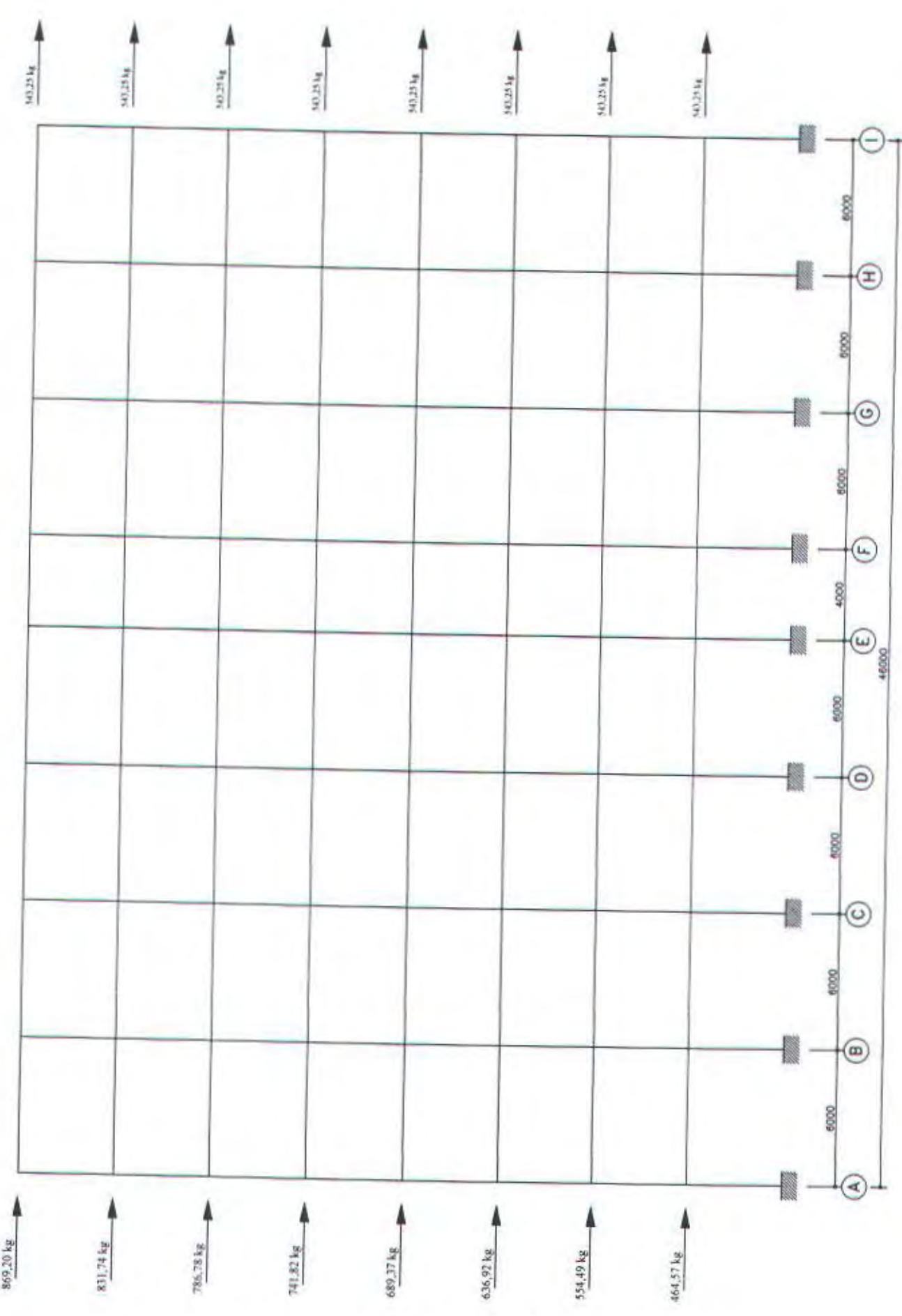


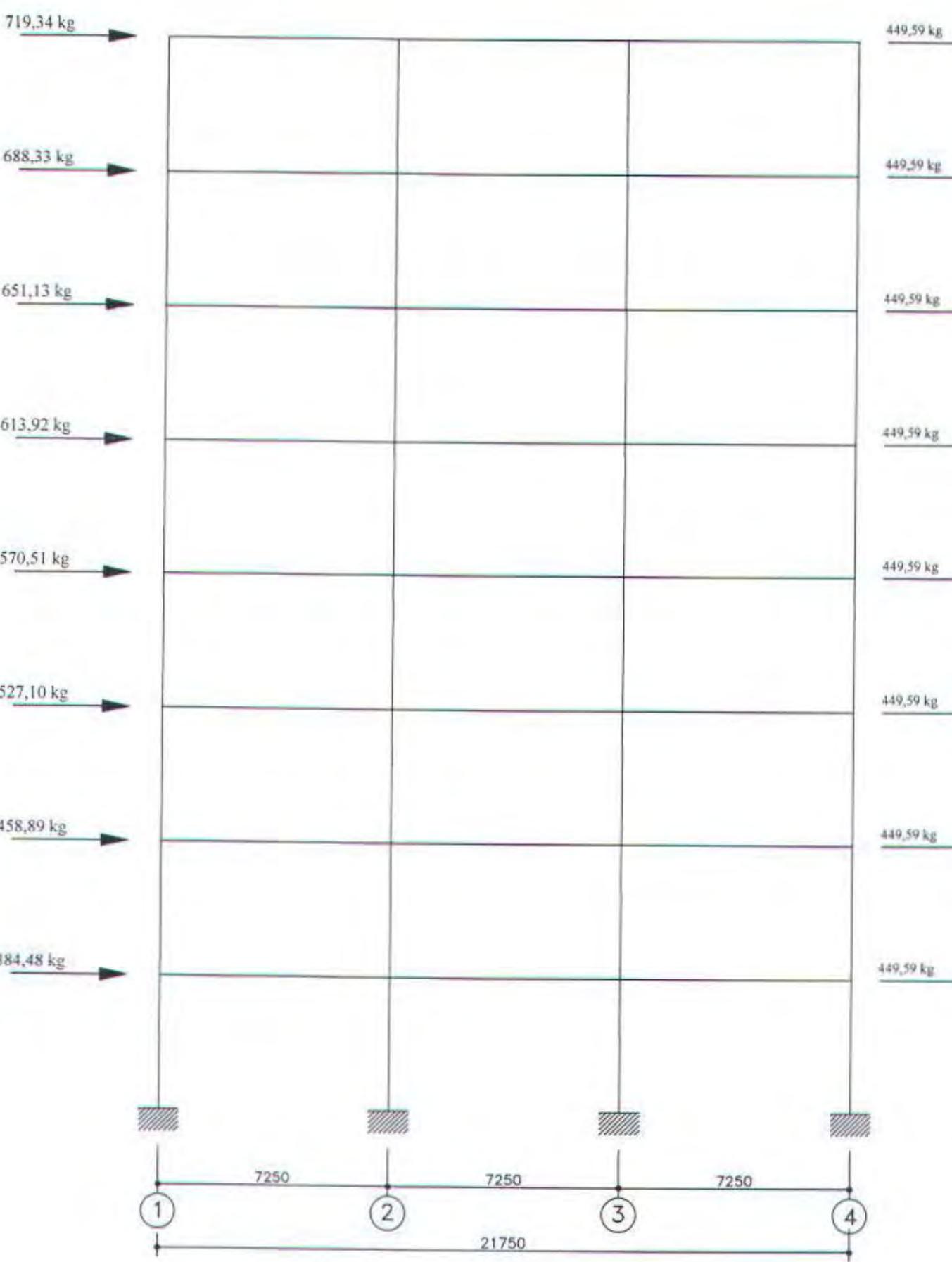
Portal Melintang as I Akibat Beban Gempa



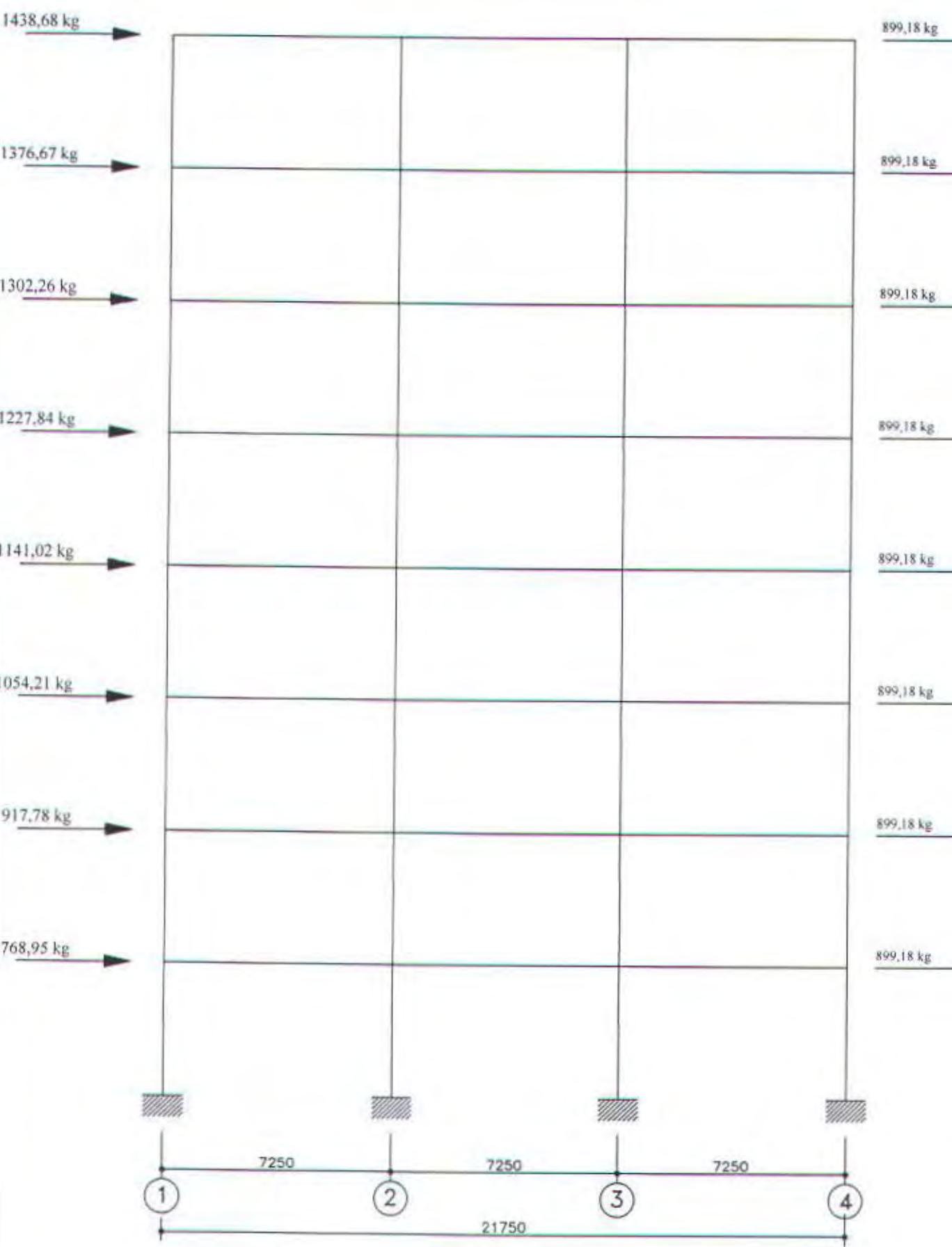




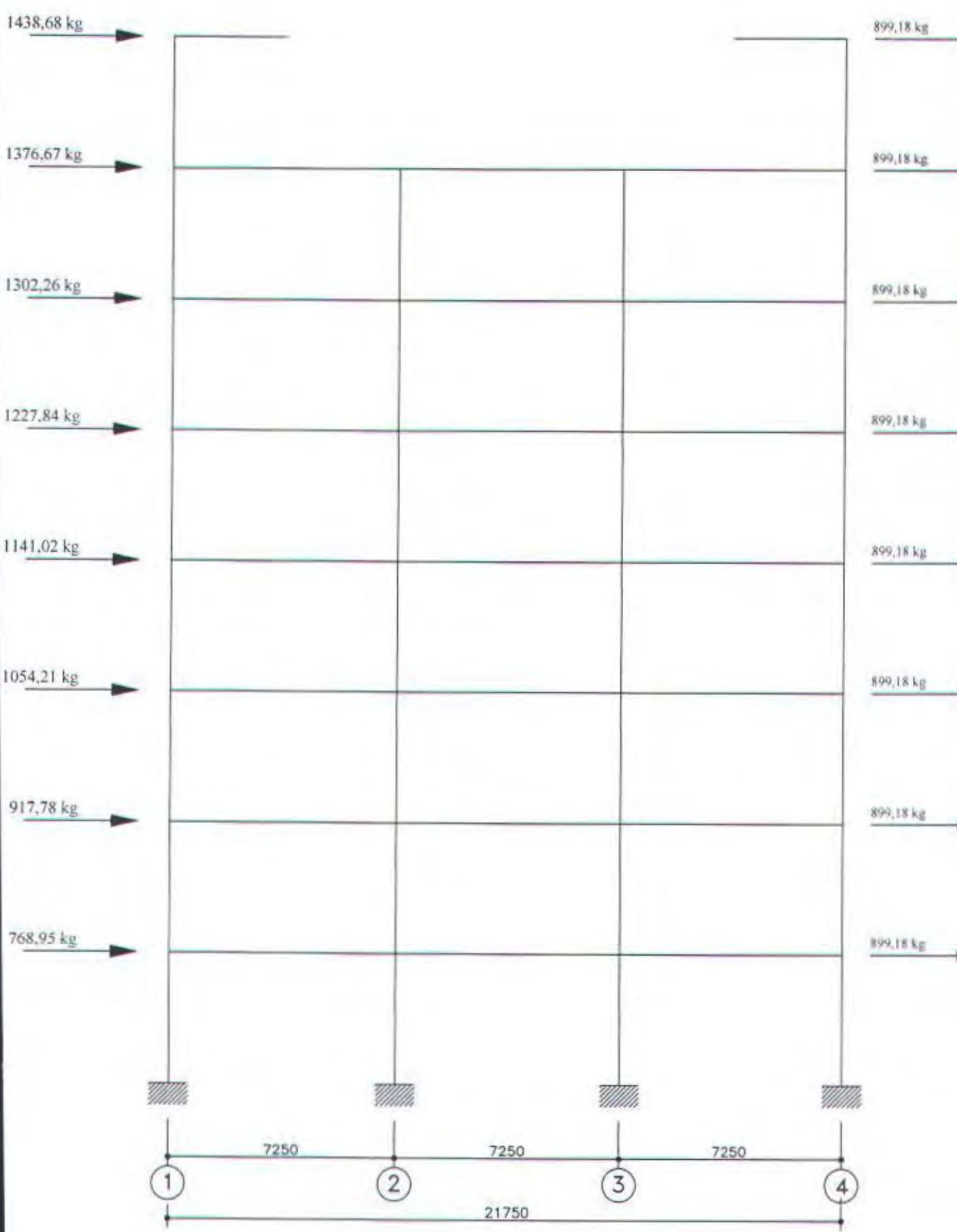




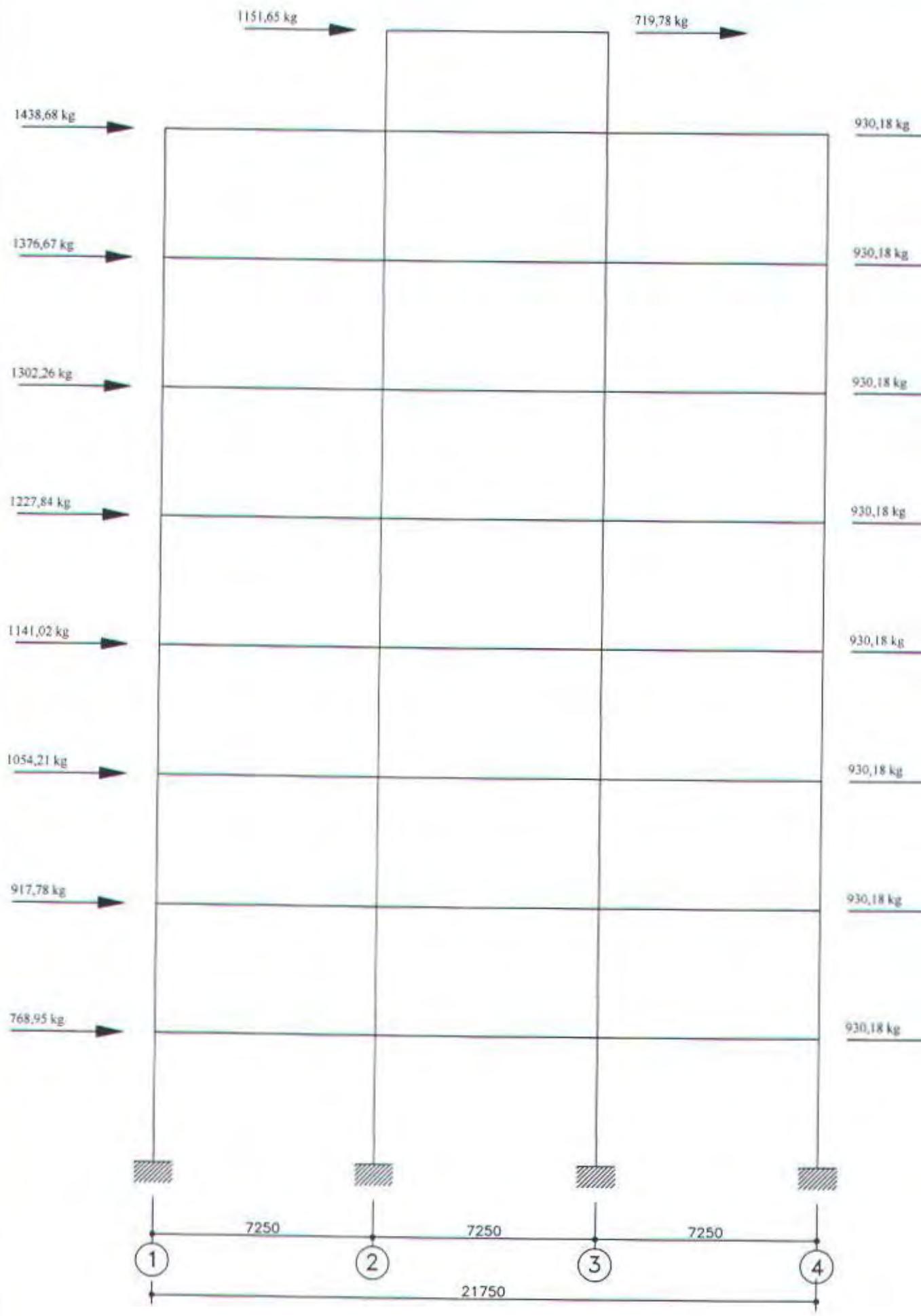
Portal Melintang as A Akibat Beban Angin



Portal Melintang as B Akibat Beban Angin



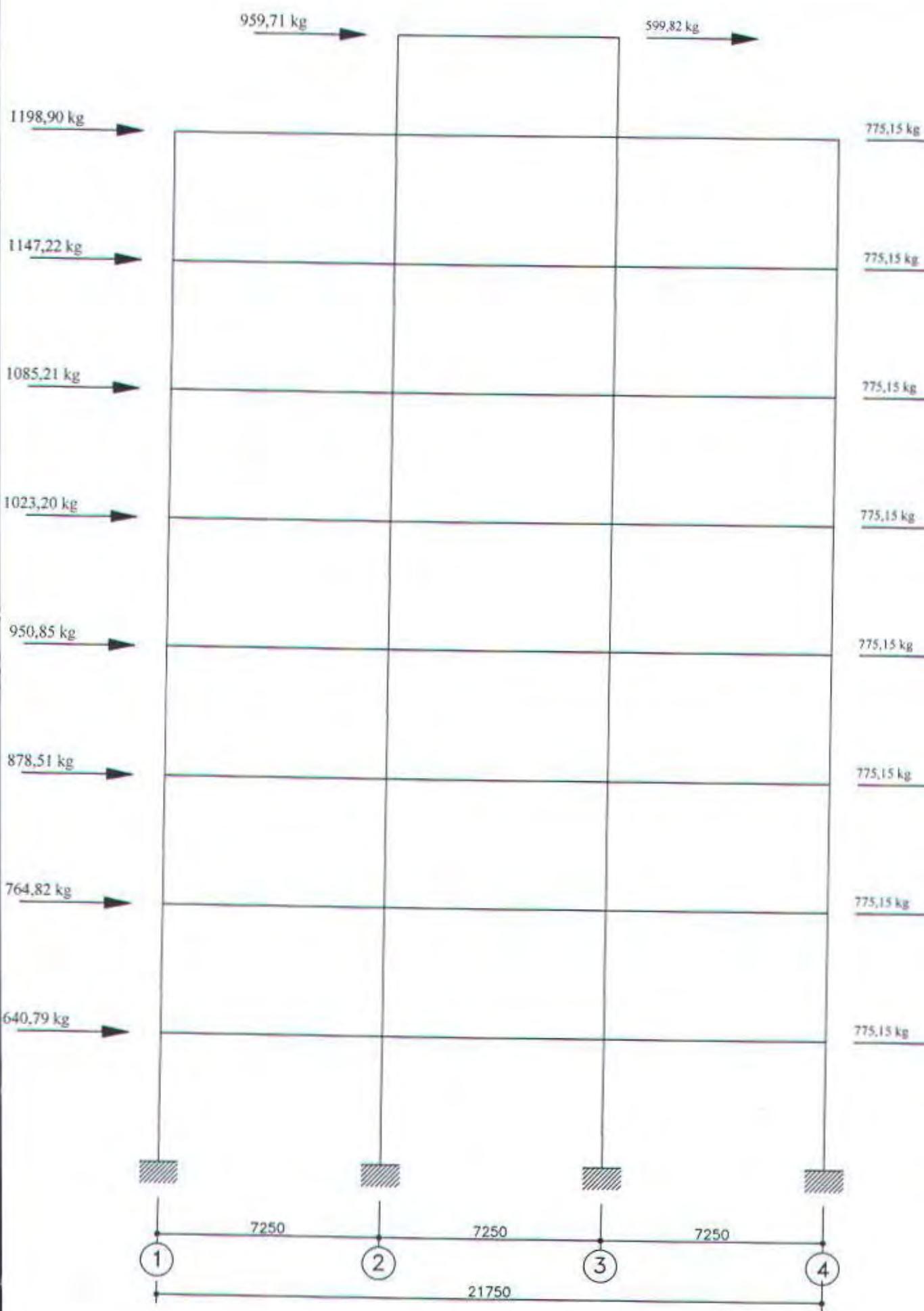
Portal Melintang as C Akibat Beban Angin



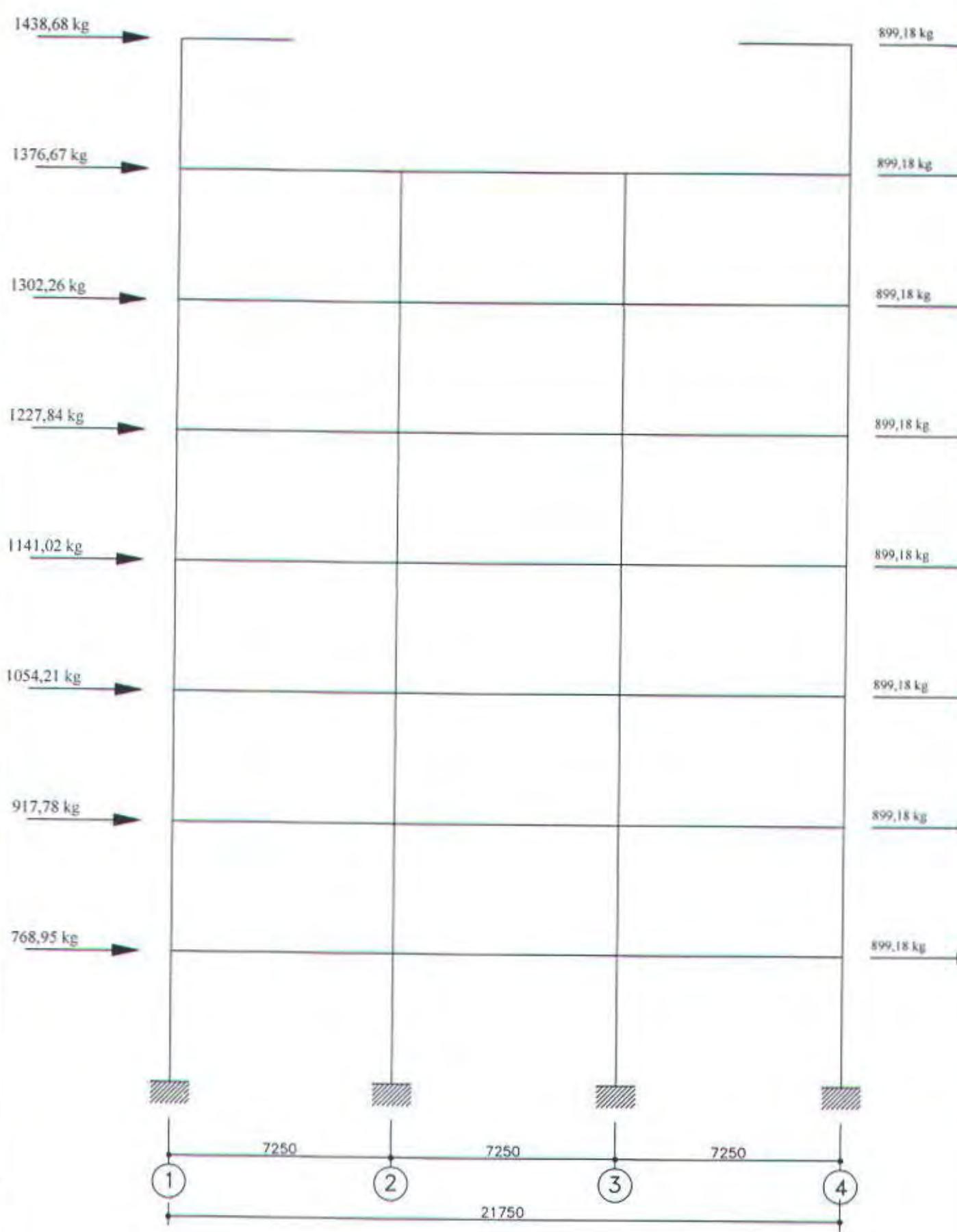
Portal Melintang as D Akibat Beban Angin

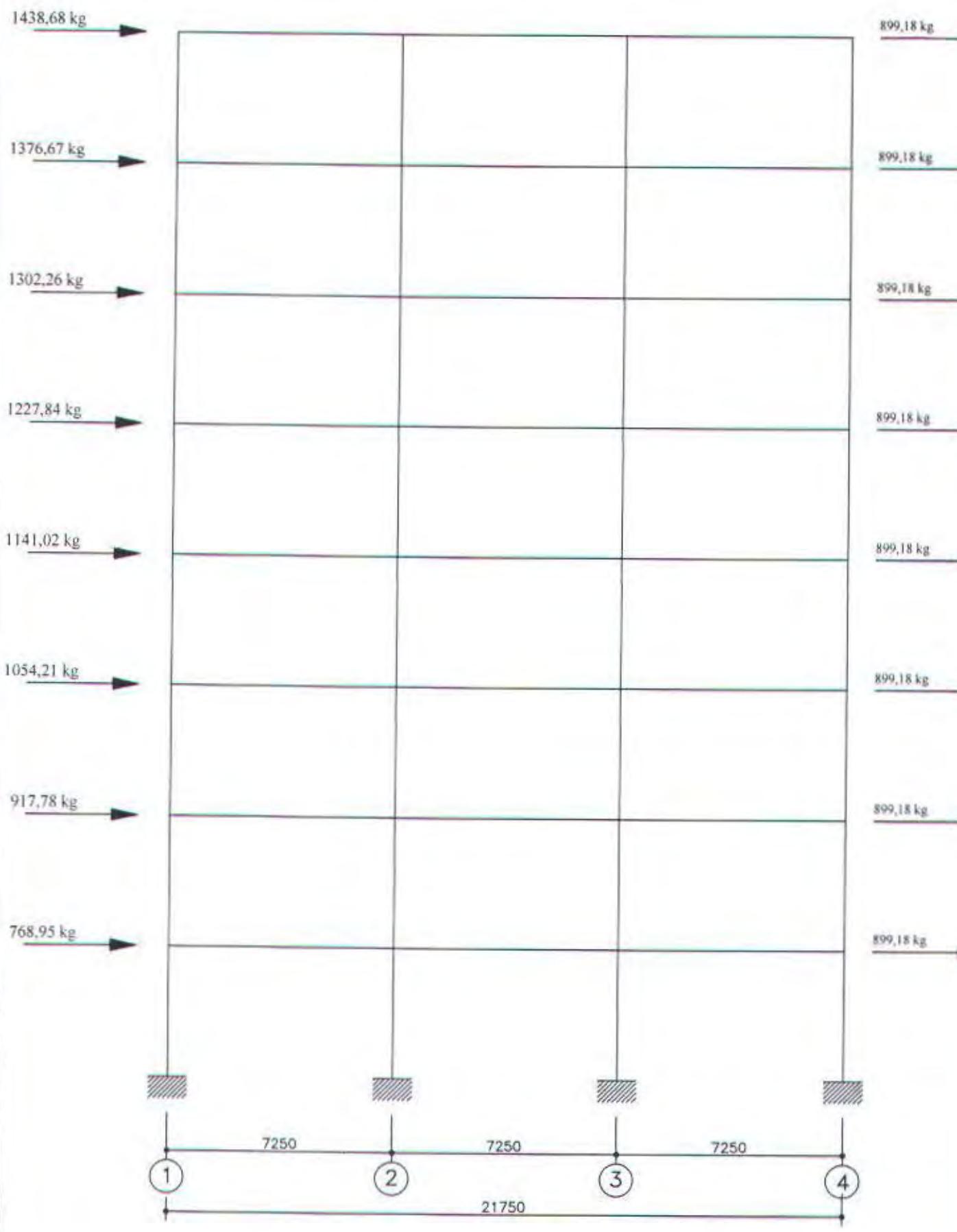


Portal Melintang as E Akibat Beban Angin

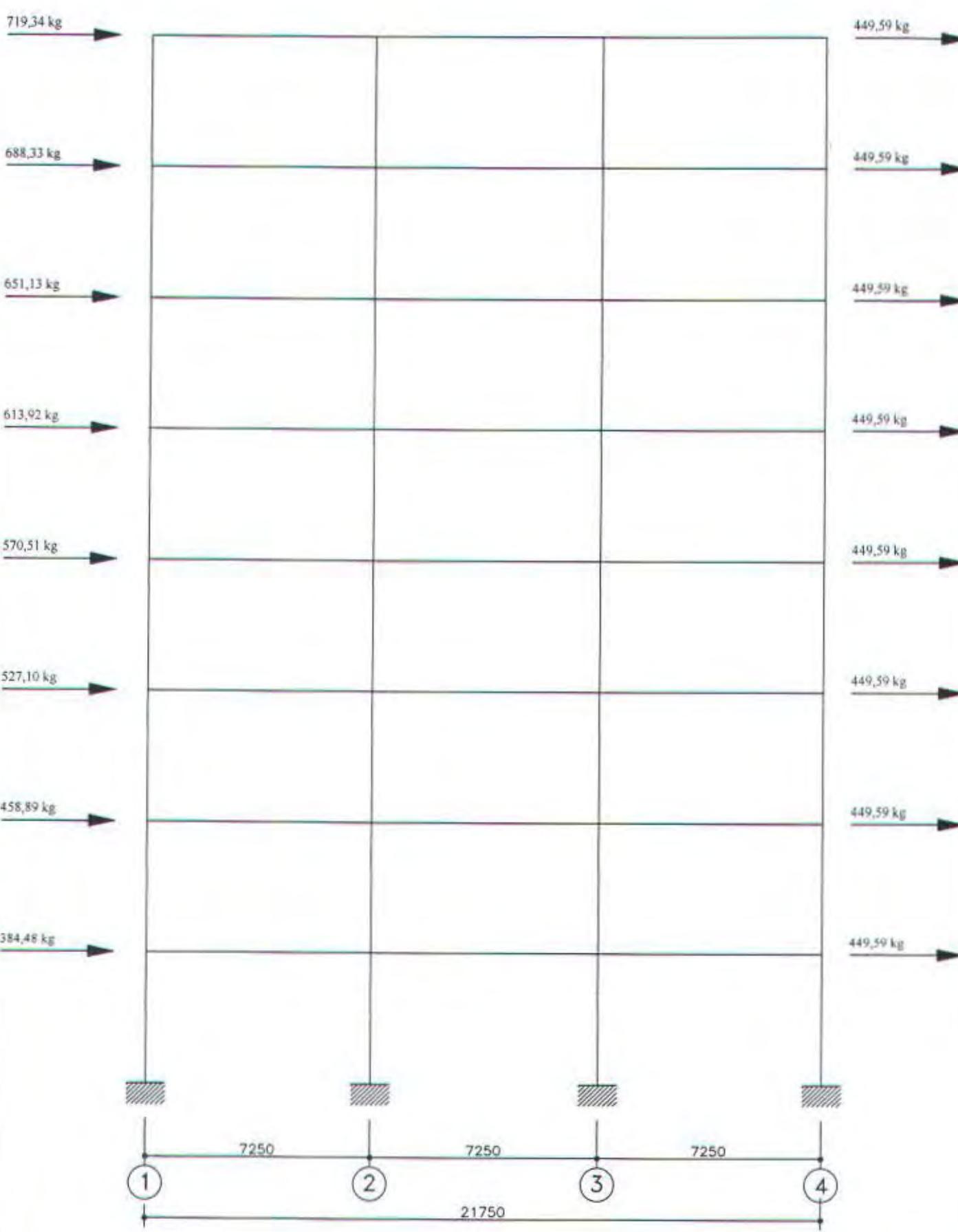


Portal Melintang as F Akibat Beban Angin

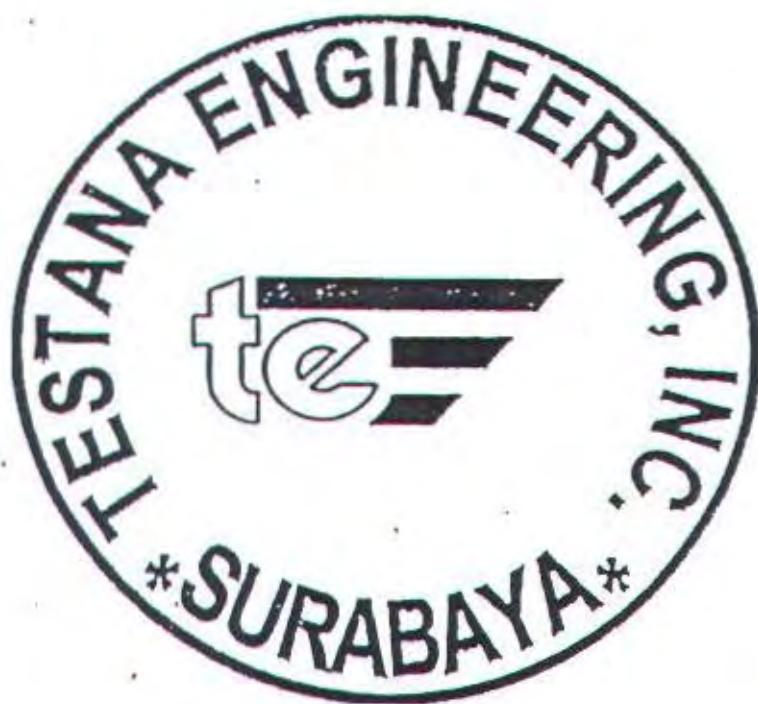




Portal Melintang as H Akibat Beban Angin



Portal Melintang as I Akibat Beban Angin



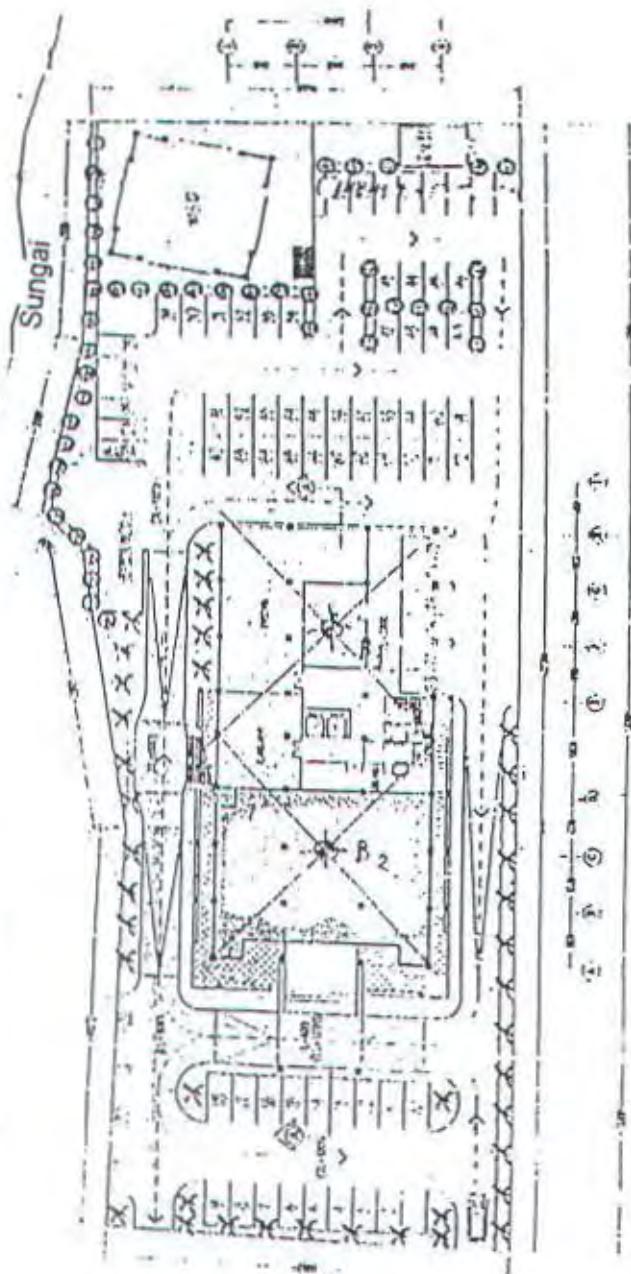
LAMPIRAN



Bangunan 1 lantai

Bangunan 2 lantai

Jalan raya



Rumah tetangga

A.1. Letak titik-titik uji penyelidikan tanah



TESTANA ENGINEERING, Inc.

A.BL.1. BORING LOG

BOREHOLE #: BH - 1

PROJECT : Bangunan B Lantai

COORDINATE :

- 7.50 m

SITUATION : Jl. B. Farman 100, Malang.

DEPTH :

± 22 m

GROUND WATER LEVEL

GROUND SURFACE LEVEL ± 6.00 m.

PTH.

SOIL DESCRIPTION

STANDARD

PENETRATION TEST

STRENGTH TEST

ATTERBERG

LIMITS

S

Gs

eo

PTH. No.	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST					STRENGTH TEST					ATTERBERG LIMITS					S	Gs	eo
		0	10	20	30	40	TYPE	C	φ	γ	0	20	40	60	80	100			
0	Silt and clay, dark grey, inorganic, trace sand, contains organic material at the upper part.																		
1	Silt and clay, brown, inorganic, little sand, medium to stiff.																		
2	-																		
3	-																		
4	-																		
5	-																		
6	-																		
7	Silt and clay, brown, inorganic, some sand, trace gravel, medium to very stiff.						UU	0.40	23	-	36	42	57	60	60	60	1.60	2.66	1.36
8	-																		
9	Sand and silt, dark brown, little gravel, loose.						UU	0.20	24	-	35	40	42	46	46	46	1.63	2.59	1.22
10	-																		
11	Silt and sand, brown, little clay, stiff.																		
12	-																		
13	-																		
14	Sand and gravel, greyish brown, trace silt, very dense.																		
15	-																		
16	Sand, greyish brown, trace silt, very dense.																		
17	-																		
18	End of boring																		

0 to 10 % = Trace
 10 to 20 % = Little
 20 to 35 % = Some
 35 to 50 % = And

- = Thin Watered
- = SPT
- = Cohesion intercept, kg/cm²
- = Internal friction angle, deg

UU = Unconsolidated unstrained
 CU = Consolidated unstrained
 CD = Consolidated drained
 SPT = Standard penetration test (blows / ft)
 CU = Unconfined compression strength, kg/cm²

O = Vm = Moisture content %
 A = Wp = Plastic limit %
 A' = WI = Liquid limit %
 γ = Bulk density, t/m³
 Gs = Specific gravity
 R = Void ratio

JECT : Bangunan B Lantai

ATIO : Jl. B. Parman 100, Malang.

COORDINATE

DEPTH

GROUND WATER LEVEL

+ 7.50 m

GROUND SURFACE LEVEL

+ 8.00 m.

TH	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST					STRENGTH TEST					ATTERBERG LIMITS					γ	Gs	eo
		0	10	20	30	40	TYPE	C	φ	γc	0	20	40	60	80	100			
3	2.1																		
3	• Silt and clay, dark grey, inorganic, trace to little sand.																		
1																			
1	2.2																		
3	Silt and clay, brown, inorganic, trace sand, medium.																		
4																			
1	2.3																		
1	Silt and sand, brown, inorganic, some clay, trace gravel, stiff to very stiff.																		
1																			
1	2.4																		
1	Sand and silt, dark brown, little gravel, loose to medium.																		
1																			
1	2.5																		
1	Silt and sand, brown, little clay, cemented at some depths, very stiff.																		
1																			
1	2.6																		
1	Sand and gravel, greyish brown, very dense.																		
1																			
1	2.7																		
1	End of boring																		

0 to 10 % = Trace
 10 to 20 % = Little
 20 to 30 % = Some
 35 to 50 % = A lot

= Thin Walled
 = SPT
 C = Cohesion intercept, kilopascals
 φ = Internal friction angle, deg

UU = Unconsolidated undrained
 CU = Consolidated undrained
 CD = Consolidated drained
 SPT = Standard penetration test (blows / ft)
 QU = Unconfined compression strength, kilopascals

O = γ = Moisture content, %
 • = Vp = Plastic limit, %
 Δ = WL = Liquid limit, %
 γ = Bulk density, t/m³
 Gs = Specific gravity
 eo = Viscosity

WIDE YLANGUE OR STABLE

Designation	Width W mm	Area A mm ²	Depth d mm	Web Thickness tw mm	Flange Thickness tf mm	Flange Width B mm	Corner Radius r mm	Distance (a)		Axis X-X		Axis Y-Y		Flange Widths			
								Crease (b)		Crease (c)		Crease (d)		Crease (e)			
								mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
400x300	364	912	18	302	54	785.0	62.0	28.0	4.44	44.13	1.630	6.55	12.221	1.419			
900x300	243	369.8	900	16	360	28	785.0	56.0	38.0	5.26	49.65	9.140	84.3	6.39	10.174		
1113	270.9	890	15	299	23	783.0	51.9	35.0	5.50	52.95	345.000	7.760	35.70	10.300	6.83		
800x350	241	307.6	808	16	302	30	732.0	58.0	32.0	5.63	43.65	338.000	8.400	33.26	11.850	9.15	
191	267.4	800	14	300	26	732.0	54.0	28.0	5.77	49.53	292.000	7.290	35.00	11.700	7.82		
215	273.6	703	15	362	23	595.0	56.0	28.0	5.92	49.58	254.000	6.410	32.30	9.950	6.62		
700x280	185	235.5	700	13	300	24	596.0	52.0	30.0	6.25	45.33	237.000	6.760	29.40	12.900	8.53	
165	211.5	692	13	300	29	596.0	48.0	28.0	7.50	45.33	221.000	5.760	29.30	10.800	7.22		
175	222.4	594	14	302	23	492.0	51.0	23.0	6.57	35.60	137.000	6.620	24.90	13.600	7.01		
600x300	151	192.5	588	12	300	20	492.0	42.0	25.0	7.50	41.53	118.000	4.020	24.80	9.020	6.85	
137	174.5	582	12	300	17	492.0	45.0	26.0	8.82	41.53	102.600	3.530	24.30	7.670	5.11		
600x300	134	107.7	612	13	202	23	522.0	45.0	22.0	4.39	49.64	105.000	3.580	24.60	3.180	3.14	
120	152.5	606	12	201	20	522.0	42.0	22.0	5.93	44.03	90.400	2.980	24.30	2.720	2.71		
106	134.4	600	11	200	17	522.0	39.0	22.0	5.88	48.03	77.600	2.590	24.00	2.280	2.28		
94.6	120.5	596	10	199	15	522.0	37.0	22.0	6.63	52.84	68.700	2.310	23.90	1.980	4.355		
500x300	128	163.5	483	11	300	18	400.0	44.0	26.0	8.33	26.94	71.000	2.910	20.80	8.110	5.41	
114	145.5	482	11	300	15	400.0	41.0	26.0	10.55	36.94	60.400	2.500	20.40	6.750	4.51		
163	131.3	506	11	301	19	428.0	39.0	20.0	5.29	39.49	56.500	2.230	20.70	2.580	2.57		
500x265	89.7	114.2	500	10	200	16	428.0	36.0	20.0	6.25	43.44	47.800	1.910	20.50	2.140	2.14	
79.5	101.3	496	9	199	14	428.0	34.0	20.0	7.11	48.26	41.200	1.690	20.30	1.840	1.85		
450x300	124	157.4	440	11	300	18	24	356.0	42.0	24.0	6.33	32.94	55.100	2.550	18.90	8.110	5.41
106	135	434	10	299	15	24	356.0	39.0	24.0	9.97	36.24	46.800	2.160	18.60	6.690	4.88	
450x260	76	96.76	450	9	200	14	18	386.0	32.0	18.0	7.14	43.59	33.500	1.490	18.60	1.870	1.87
66.2	84.3	445	8	199	12	18	386.0	30.0	18.0	8.20	49.04	28.700	1.290	18.50	1.580	1.59	
605	770.1	498	45	432	70	22	314.0	92.0	22.0	3.99	2.12	298.000	12.000	24.50	94.400	11.16	
415	523.6	458	30	417	50	22	314.0	72.0	22.0	4.17	16.68	187.000	8.170	19.70	60.500	9.468	
283	560.7	428	29	467	35	22	314.0	57.0	22.0	5.21	16.92	149.000	5.570	18.80	39.400	10.40	
232	529.4	414	13	405	25	22	314.0	50.0	22.0	7.23	17.80	23.500	4.490	18.70	31.000	10.25	
250	254.9	405	16	403	24	22	314.0	46.0	22.0	8.70	20.02	78.000	3.840	17.50	26.200	1.360	
197	250.7	408	21	408	21	22	314.0	43.0	22.0	9.71	15.25	70.900	3.540	17.50	23.300	1.179	
172	218.7	400	13	400	21	22	314.0	43.0	22.0	9.53	24.64	56.600	3.330	17.50	22.400	1.120	
165	214	394	12	414	21	22	314.0	40.0	22.0	11.24	7.20	59.700	3.030	16.70	20.600	9.85	
147	186.8	394	11	393	13	18	314.0	37.0	22.0	11.62	7.12	25.50	1.12	13.50	9.55	10.14	
140	178.5	398	15	392	15	22	314.0	37.0	22.0	13.49	7.22	42.600	2.525	16.60	15.350	8.94	
107	136	390	10	303	16	22	314.0	38.0	22.0	9.38	32.03	37.700	1.980	16.70	7.210	4.81	
52.3	121.1	386.10	9	299	14	22	314.0	36.0	22.0	16.68	33.59	33.700	1.740	16.70	6.240	4.18	
65	84.12	400	8	269	13	16	342.0	29.3	16.0	7.69	43.54	23.700	1.150	16.80	1.730	4.51	
400x250	55.6	72.16	395	7	199	11	16	342.0	27.0	16.0	9.05	49.76	20.000	1.010	16.70	1.450	4.18
400x350	107	136	390	10	303	16	22	314.0	38.0	22.0	9.38	32.03	37.700	1.980	16.70	7.210	4.81
52.3	121.1	386.10	9	299	14	22	314.0	36.0	22.0	16.68	33.59	33.700	1.740	16.70	6.240	4.18	
65	84.12	400	8	269	13	16	342.0	29.3	16.0	7.69	43.54	23.700	1.150	16.80	1.730	4.51	
400x250	55.6	72.16	395	7	199	11	16	342.0	27.0	16.0	9.05	49.76	20.000	1.010	16.70	1.450	4.18

Design No.	Length, L	Area, A	Depth, d	Web thickness, t	Flange thickness, f	Center distance, c	Compact Section						Plastic Functions																			
							AS-N		AS-V		AS-X		AS-Y		AS-N		AS-V															
							No.	Value	No.	Value	No.	Value	No.	Value	No.	Value	No.	Value														
250x50	159	202	136	14	352	22	57	57.0	8.00	79.88	47.69	15.39	16.04	909	6.5	2527	1.573															
	156	194.4	150	19	357	19	51	57.0	9.39	14.65	42.85	2.35	12.79	14.40	809	6.5	175	1.536														
	154	173.9	150	12	350	19	51	57.0	9.21	23.20	40.36	2.35	12.59	13.60	776	8.4	175	1.175														
	152	165.6	144	16	354	16	51	57.0	11.08	17.40	35.35	2.35	12.50	14.20	11.80	8.11	2527	1.024														
	150	146	144	19	348	15	51	57.0	7.75	27.84	31.90	2.35	15.10	16.20	645	8.3	175	0.949														
	148	138.4	138	13	351	13	51	57.0	7.50	13.50	21.41	2.35	14.20	15.20	11.70	8.11	2527	0.949														
	146	130.5	101.5	9	350	12	51	57.0	7.50	8.52	30.93	2.35	12.79	13.60	5.74	8.11	175	0.914														
	144	122.5	58.15	5.56	356	5	51	57.0	7.50	10.38	34.79	1.35	14.39	15.20	2.74	6.4	175	0.861														
	142	114	159	7	153	11	51	57.0	7.50	14.76	43.76	1.35	14.39	15.20	2.74	6.4	175	0.817														
	140	106.8	146	5	174	9	51	56.9	7.50	9.57	51.06	1.35	14.39	15.20	9.1	5.8	175	0.761														
	138	104.8	144	11	301	17	51	56.9	7.50	8.85	21.35	2.35	13.29	13.30	5.14	7.57	175	0.729														
	136	96.8	350	15	305	15	51	56.9	7.50	18.0	19.17	1.35	15.06	15.20	7.54	7.57	175	0.718														
	134	89.8	360	10	366	15	51	56.9	7.50	18.0	15.69	20.56	1.35	15.69	15.20	4.66	7.26	175	0.677													
	132	81.8	298	9	299	14	51	56.9	7.50	18.6	11.65	13.50	1.35	15.06	15.20	4.50	7.11	175	0.653													
	130.7	101.5	194	12	302	12	51	56.9	7.50	18.0	15.58	20.03	1.35	15.58	15.20	4.17	7.01	175	0.631													
	128.5	82.36	298	9	201	14	51	56.9	7.50	18.0	7.18	26.71	1.35	13.66	13.30	365	7.16	175	0.557													
	126.3	72.38	294	8	299	12	51	56.9	7.50	18.0	8.53	20.04	11.36	853	12.50	1.900	189	7.17	175	0.538												
	124.1	56.78	150	6.5	150	9	51	56.9	7.50	15.0	8.33	40.36	7.216	461	12.40	3.68	63	3.29	175	0.514												
	122	40.80	298	5.5	149	8	51	56.9	7.50	13.0	9.31	47.70	6.320	424	12.40	4.42	59	3.29	175	0.491												
	120.7	154.7	250	14	253	14	51	56.9	7.50	16.0	9.11	14.03	11.96	919	10.50	3.850	304	6.09	175	0.466												
	118.5	92.18	250	9	250	14	51	56.9	7.50	16.0	9.93	21.82	10.80	857	13.80	3.650	292	6.29	175	0.442												
	116.5	84.7	248	8	249	15	51	56.9	7.50	16.0	9.58	24.54	9.950	809	10.80	3.350	269	6.29	175	0.407												
	114.4	92.06	244	11	252	11	51	56.9	7.50	16.0	9.00	21.6	17.89	7.99	10.30	2.940	233	5.98	175	0.356												
	112.1	56.24	244	7	173	11	51	56.9	7.50	16.0	11.45	17.85	8.799	7.20	10.30	1.940	113	4.18	175	0.355												
	110.6	37.66	250	6	125	9	51	56.9	7.50	16.0	7.95	28.05	6.120	302	10.40	634	113	4.18	175	0.355												
	108.5	27.6	37.66	6	125	12	51	56.9	7.50	12.0	6.94	35.71	4.050	324	10.40	47	7.79	175	0.355													
	106.3	32.57	32.63	5	124	8	51	56.9	7.50	12.0	7.75	42.87	3.540	285	10.40	245	41.1	7.79	175	0.355												
	104.1	65.7	32.63	108.8	10	202	16	51	56.9	7.50	13.0	6.31	15.64	6.530	628	8.83	2.260	218	5.13	175	0.351											
	102.0	59.2	71.53	200	12	204	12	51	56.9	7.50	13.0	6.31	15.64	6.530	628	8.35	1.700	167	4.88	175	0.351											
	100.9	63.53	200	8	200	12	51	56.9	7.50	13.0	8.53	19.54	4.720	8.62	1.600	1.600	166	5.02	175	0.343												
	99.1	39.91	194	5	199	13	51	56.9	7.50	13.0	8.33	26.09	4.050	324	10.40	507	676	3.61	175	0.343												
	97.1	37.16	179	5.5	161	9	51	56.9	7.50	13.0	9.0	14.0	1.320	1.320	7.77	8.30	507	676	3.61	175												
	95.1	83.69	208	10	202	16	51	56.9	7.50	13.0	11.0	6.25	30.61	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175												
	93.0	208.6	21.53	12	204	12	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175												
	91.9	49.9	63.53	200	8	200	12	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175											
	90.6	39.91	194	5	199	13	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175												
	88.5	37.64	175	5	90	8	51	56.9	7.50	13.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175													
	86.4	40.14	156	7	159	11	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175												
	84.3	25.84	148	6	160	9	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175												
	82.1	12.85	51.21	7.5	175	1	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175												
	80.0	5.5	12.85	5	175	7	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175												
	77.9	1.74	12.85	12.85	12.85	8	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175												
	75.8	8.74	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175												
	73.7	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175											
	71.6	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175										
	69.5	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175									
	67.4	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175								
	65.3	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175							
	63.2	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175						
	61.1	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175					
	59.0	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175				
	56.9	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175			
	54.8	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175		
	52.7	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175	
	50.6	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4	2.22	200	41	175
	48.5	1.74	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	12.85	51	56.9	7.50	13.0	11.0	7.05	15.84	1.540	8.24	13.4			

Unreduced point distance (L_p and L_r) of WF (Hot rolled profile) Table

E modulus, E = 2.100E+05 MPa
 G modulus, G = 8.100E+04 MPa

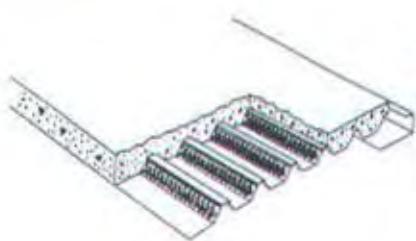
f_t = 70 MPa
 f_y = 240 MPa

signature	Thickness		Depth		Width bf	Corner radius r	Sectional Area A	Elastic Section Modulus- Sr	Moment of Inertia Iy	Radius of gyration ry	Non-warping torsional constant J	Warping torsional constant Nv	X ₁	X ₂	L _p	L _r	
	tw	t	d	h													
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm	mm ⁴	mm ¹⁰			mm	mm	
400x300	13	34	512	376	544	302	28	364	10900	15700	8.58	9553941.33	3.020E+13	15651.13	3.02E-14	3415	8558
	15	25	500	372	544	300	28	309.8	9140	12500	6.39	5542741.33	2.3252E+13	13140.70	1.31E-13	3327	5935
	15	23	590	357	544	299	28	270.9	7760	10300	6.15	3374788.67	1.9256E+13	11293.48	4.88E-13	3207	5787
400x300	16	30	508	375	748	302	28	307.6	6400	13600	6.70	5457269.33	2.0540E+13	15378.01	1.22E-14	3488	3521
	15	26	500	374	748	300	28	267.4	7290	11700	5.62	4356700.00	1.7523E+13	13570.44	1.06E-13	2465	7473
	14	22	792	370	748	300	28	243.4	6410	9930	5.39	2813770.67	1.4574E+13	11833.37	3.70E-13	3327	6290
400x300	15	26	702	562	652	302	28	273.6	6700	12900	5.86	5153169.33	1.4359E+13	16243.60	3.08E-14	3671	9270
	13	24	720	576	652	300	28	235.5	5750	10800	5.78	3242281.33	1.2332E+13	13904.65	1.06E-12	3530	7843
	13	20	592	572	652	300	28	211.5	4980	9020	5.53	2077481.33	1.0161E+13	12199.90	1.45E-13	3403	5627
500x200	14	23	594	571	548	302	28	222.4	4520	10600	6.96	2950860.00	8.6062E+12	15071.69	4.53E-14	3522	9225
	12	20	588	568	548	300	28	192.5	4020	8920	6.85	1915648.00	7.2590E+12	13845.51	4.45E-13	3565	7030
	12	17	582	565	548	300	28	174.5	3530	7570	6.63	1298248.00	6.1052E+12	12358.44	4.04E-13	3452	6815
500x200	13	23	512	589	566	202	22	107.7	3360	3150	4.31	2052990.00	2.7403E+12	12751.09	5.88E-14	2244	4572
	12	20	606	556	566	201	22	152.5	2980	2720	4.22	1398016.00	2.3238E+12	14201.58	1.64E-13	2197	4985
	11	17	600	563	566	200	22	134.4	2590	2280	4.12	906182.00	1.9280E+12	12350.07	5.24E-13	2145	4233
500x300	10	15	596	581	565	199	22	120.5	2310	1950	4.05	636416.57	1.6625E+12	10587.03	1.35E-12	2108	3702
	11	18	488	470	452	300	26	153.5	2910	8110	7.04	1366937.33	4.4732E+12	14890.25	1.05E-13	3625	8729
	11	15	482	457	452	300	28	145.5	2500	6750	6.82	875537.33	3.5803E+12	13085.51	3.36E-13	3551	7424
500x205	11	19	503	487	468	201	20	131.3	2230	2580	4.43	1126742.00	1.5247E+12	15808.90	6.43E-14	2306	5826
	10	16	509	454	468	200	20	114.2	1910	2140	4.33	702133.33	1.2494E+12	13588.49	2.97E-13	2254	4895
	9	14	496	482	468	199	20	101.3	1690	1840	4.27	477761.33	1.0690E+12	11931.23	8.44E-13	2223	4238
450x300	11	16	440	422	404	300	24	157.4	2550	5110	7.18	1345641.33	3.5062E+12	16542.02	5.33E-14	3733	9881
	10	15	434	419	404	299	24	135	2150	5590	7.04	807416.67	2.9331E+12	14009.54	2.09E-13	3605	8205
	9	14	450	436	422	200	18	96.78	1490	1370	4.40	468412.67	8.8711E+11	13095.97	4.51E-13	2291	4794
450x205	9	12	446	434	422	199	18	84.3	1290	1550	4.33	301269.33	7.4218E+11	11323.05	1.47E-12	2254	4075
	8	12	435	428	358	432	22	770.1	12000	9400	11.10	10959250.00	4.3075E+13	70189.92	6.05E-19	5779	84313
	7	10	450	458	408	358	417	22	528.6	8170	60500	10.70	37872000.00	2.5147E+13	50261.46	3.25E-13	5571
400x400	20	35	428	393	358	407	22	380.7	5570	39400	10.40	12588083.33	1.5185E+13	35063.84	1.37E-13	5414	30336
	18	28	414	388	358	405	22	295.4	4480	31600	10.20	6622992.00	1.1547E+13	29816.48	7.25E-13	5310	24282
	16	24	405	392	358	403	22	254.9	3840	26200	10.10	4202837.33	9.5508E+12	24705.11	2.35E-13	5258	20757
400x400	21	21	400	379	358	408	22	250.7	3540	23800	9.75	3624138.00	8.5362E+12	24579.00	3.03E-13	5076	20017
	13	21	400	379	358	400	22	218.7	3330	22400	10.10	2731775.33	8.0439E+12	21274.75	7.37E-13	5258	17875
	15	18	354	375	358	405	22	214.4	3030	20000	9.65	2270592.00	7.0437E+12	21105.77	1.04E-14	5024	16943
400x300	11	18	394	376	358	398	22	186.8	2850	18900	10.10	1706256.67	5.8848E+12	18156.31	2.54E-14	5258	15255
	15	15	398	383	368	402	22	178.5	2520	16300	9.54	1318500.00	5.9560E+12	17644.95	4.53E-14	4957	14003
	10	16	390	374	358	300	22	126	1980	7210	7.28	938533.33	2.5178E+12	16538.30	6.43E-14	3790	10015
400x200	9	14	386	372	358	259	22	120.1	1740	6240	7.21	633964.67	2.1578E+12	14535.05	1.82E-13	3754	8712
	8	13	400	387	374	200	16	84.12	1190	1740	4.54	356762.67	8.4900E+11	13343.02	4.29E-13	2354	5039

HARYS DIKOREAS

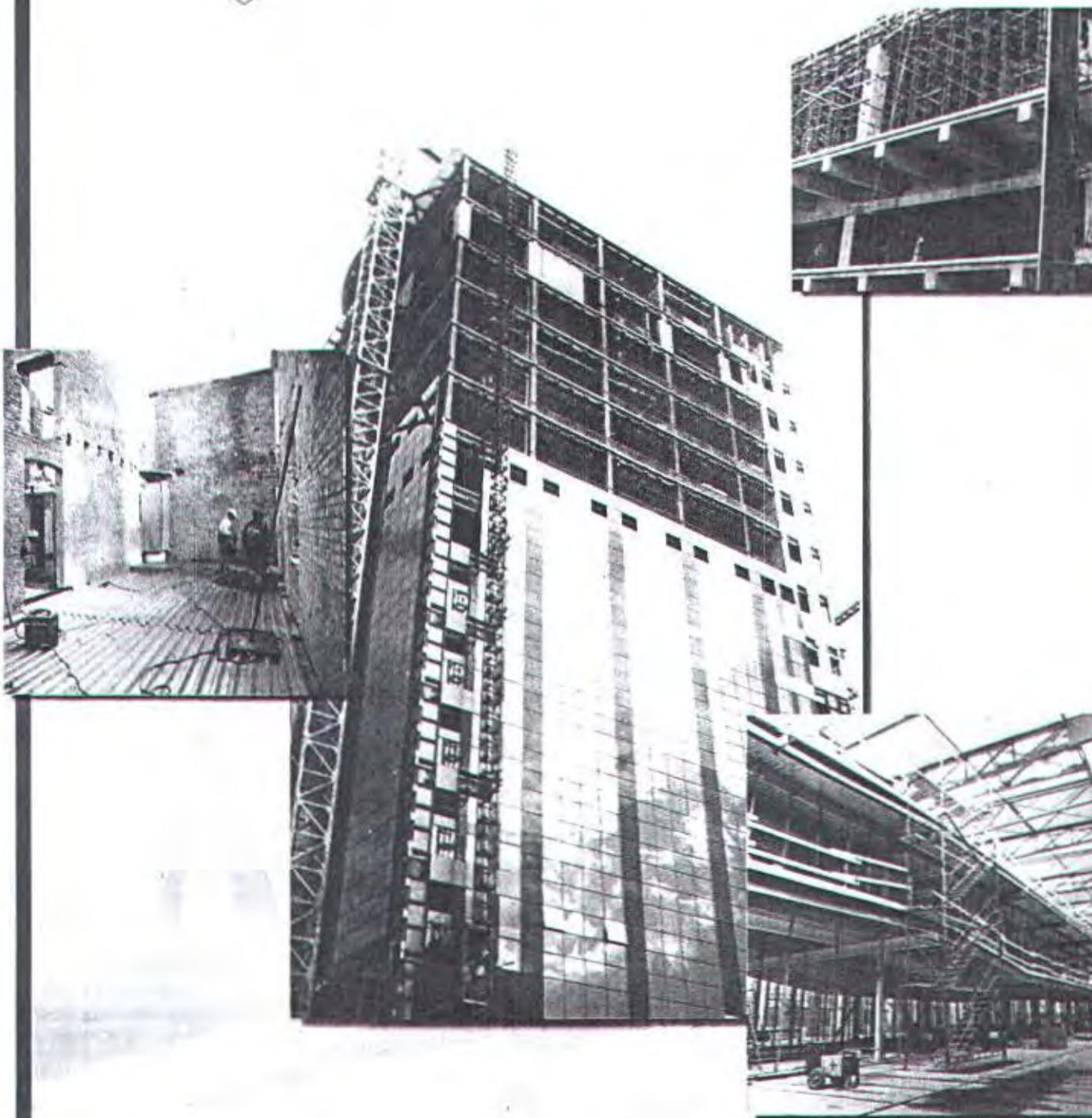
Designation	Thickness		Depth		Width bf	Corner radius r	Sectional Area A	Elastic Section Modulus Sx	Moment of Inertia Iy	Radius of Gyration ry	Non warping torsional constant J	Warping torsional constant Ex	X ₁	X ₂	L _p	U	
	tw	tf	d	h													
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	mm	mm ⁴	mm ⁴	mm ⁴	X ₁	X ₂	mm	mm
350x350	14	22	358	334	312	352	20	202	2670	15000	8.50	2734108.67	4.4500E-12	25743.59	2.18E-15	4633	19050
	19	19	350	331	312	357	20	190.4	2450	14400	8.53	2345778.00	3.9454E-12	25521.12	3.03E-15	4441	18110
	12	19	350	331	312	360	20	173.9	2300	13500	8.54	1780145.33	3.7955E-12	22172.34	7.05E-15	4602	16305
	18	16	344	328	312	354	20	166.6	2050	11200	8.43	1392640.00	3.1818E+12	21535.99	1.12E-14	4353	15103
	10	16	344	328	312	343	20	146.	1940	11200	8.78	781205.534674	3.1949E+12	1555.82	3.45E-14	4571	11654
	13	13	339	325	312	351	20	153.3	1670	9380	8.53	742586.00	2.4741E-12	18517.82	6.27E-14	4337	12532
350x250	9	14	340	326	312	250	20	101.5	1280	3650	8.20	533149.33	9.6366E-14	18557.48	8.19E-14	3124	8314
	8	12	339	324	312	245	20	88.15	1130	3290	8.22	340096.00	8.1032E-14	14427.17	2.67E-13	3062	7105
350x175	7	11	350	339	328	172	14	83.14	725	9840	8.55	192784.67	2.8229E+11	13048.14	6.93E-14	2055	4255
	5	9	346	337	325	174	14	52.68	641	792	8.53	105150.00	2.2455E+11	10754.44	3.24E-12	2022	3454
300x300	11	17	304	287	270	201	18	134.8	1540	7730	7.37	110566.33	1.5911E+12	22977.24	7.20E-15	3344	14470
	15	15	300	285	270	305	18	134.8	1440	7100	7.28	200000.00	1.4454E+12	23252.03	8.44E-15	3780	14043
	10	15	300	285	270	305	18	119.8	1360	6750	7.51	255000.00	1.3757E+12	20402.44	1.88E-14	3910	12745
	9	14	298	284	270	299	18	110.8	1270	6240	7.51	612580.57	1.2577E+12	18502.24	3.49E-14	3910	11747
300x200	12	12	294	282	270	302	18	107.7	1150	5520	7.5	503424.00	1.0952E+12	18558.32	5.02E-14	3723	11054
	9	14	298	284	270	201	18	83.36	893	1900	7.77	433305.00	3.8207E+11	19506.82	3.37E-14	2433	7741
	8	12	294	282	270	200	18	72.38	771	1600	7.71	275480.00	3.1810E+11	18817.00	1.12E-13	2452	6559
300x150	5.5	9	300	291	282	150	13	46.78	481	503	3.29	957147.5	1.0717E+11	12949.05	1.11E-12	1713	3544
	5.5	8	296	290	282	149	13	40.8	424	442	3.29	55497.92	9.2733E+10	11259.78	3.22E-12	1713	3052
250x250	14	14	250	236	222	255	16	104.7	919	3880	6.09	589536.00	5.3672E+11	26406.24	4.56E-15	3171	13378
	9	14	250	236	222	250	16	92.18	837	3550	6.29	511279.33	5.0765E+11	22950.40	1.07E-14	3275	12009
	8	13	248	235	222	249	16	84.7	901	3350	6.29	402590.00	4.8181E+11	18784.96	3.21E-14	3275	9829
250x175	11	11	244	233	222	232	16	82.06	720	2940	5.39	322102.00	3.9819E+11	20595.26	3.14E-14	3113	10256
	7	11	244	233	222	175	16	56.24	502	984	4.18	180665.33	1.3335E+11	18404.25	7.51E-14	2175	5499
250x125	6	3	250	241	232	125	12	37.66	324	294	2.79	77454.20	4.2543E+10	15278.44	4.12E-13	1433	3546
	5	8	248	240	232	124	12	32.68	295	255	2.79	51992.00	3.6607E+10	13256.42	1.20E-12	1453	3077
200x200	10	16	208	192	176	262	13	83.69	628	2200	5.13	610261.33	2.0257E+11	32983.51	9.59E-16	2571	14078
	12	12	200	188	176	204	13	71.53	498	1700	4.88	338384.00	1.5003E+11	28549.22	3.94E-15	2541	11590
200x150	8	12	200	188	176	200	13	53.53	472	1500	5.02	260437.33	1.4133E+11	24978.18	8.86E-15	2613	10431
	6	9	194	185	178	150	13	39.01	277	507	3.61	85572.00	4.3316E+10	19117.71	8.72E-14	1879	5741
200x100	5.5	8	200	192	184	130	11	27.16	184	134	2.22	44337.87	1.2288E+10	17286.03	2.53E-13	1156	3192
	4.5	7	195	181	184	99	11	23.13	169	113	2.21	28227.07	1.0324E+10	14553.15	8.78E-13	1151	2694
175x175	7.5	11	175	164	153	175	12	51.21	330	954	4.38	176798.95	6.5057E+10	26423.05	7.57E-15	2293	5530
	5.5	8	169	161	153	125	12	29.65	181	261	2.97	51151.79	1.6375E+10	19720.57	9.42E-14	1545	4672
175x125	5	8	175	167	159	90	9	23.04	139	97.5	2.05	37345.00	6.7770E+09	19342.14	1.24E-13	1072	2315
	7	10	150	140	130	150	11	40.14	219	503	3.75	114865.33	2.7553E+10	25418.23	6.01E-15	1352	6555
150x100	6	9	143	139	130	100	11	26.04	138	151	3.07	57550.00	7.2454E+09	29195.19	1.43E-14	1234	5165
	5	7	150	143	136	75	8	17.85	88.8	49.5	1.86	22516.57	2.5182E+09	20830.23	7.05E-13	564	1577
125x125	6.5	9	125	115	107	125	10	30.31	136	293	3.11	70544.98	9.8555E+09	31163.69	4.32E-15	1519	3053
	6	8	125	117	109	50	9	19.84	86.1	29.2	1.32	28329.00	9.5551E+08	30285.82	9.30E-15	687	3326
100x100	6	8	103	93	84	100	10	21.90	76.5	124	2.47	40181.33	2.5213E+09	35541.41	2.57E-15	1295	7303
	5	7	103	93	86	50	8	11.85	37.5	14.8	1.12	15019.67	3.1533E+08	32604.42	7.70E-15	583	3038

HARUS DILOKESKSI



COMBIDECK®

Structural Floor Decking



Corrugated Steel Sheet Manufacturing

Website : www.phi-steel.co.id

d. Combideck®, instalasi yang lebih mudah
Anda tidak akan mengalami kesulitan untuk pemasangan utilitas, **plumbing**, ventilasi, **electrical equipment**, openings, bahkan gantungan plafon, semua dapat dilakukan dengan mudah karena Combideck® dapat dikombinasikan secara fleksibel.

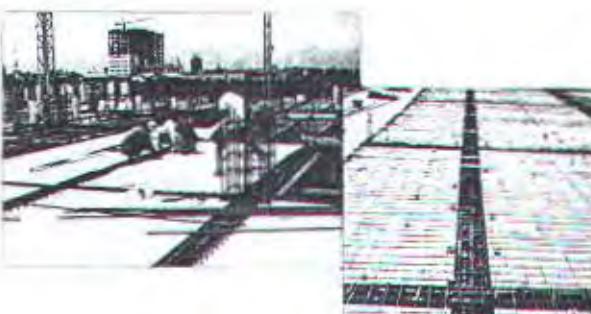


5. Combideck®, dukungan pelayanan yang menyeluruh.

Dengan pengalaman pada proyek-proyek besar yang tersebar diseluruh Indonesia, Divisi Technical Support PHI-Steel akan membantu anda memenuhi segala keperluan informasi teknis yang anda butuhkan **Drawings**, **Technical Advice**, **Project Supervision**, dan pelayanan pendukung lainnya.

6. Combideck®, ketahanan terhadap kebakaran.

Melalui simulasi kerusakan yang mendekati keadaan sebenarnya (sesuai standar ISO 834-1975, BS 476 Part 8:1972) pelat lantai komposit Combideck® telah memenuhi ketentuan yang disyaratkan untuk dapat bertahan dengan aman terhadap kebakaran selama 120 menit, tanpa kerusakan berarti.



7. Combideck®, tulangan tambahan yang diperlukan

Besi tulangan tambahan akan diperlukan terhadap kasus-kasus berikut :

- a. Tulangan susut
- b. Tulangan negatif pada pelat lantai menerus
- c. Tulangan positif tambahan untuk memenuhi syarat ketahanan terhadap kebakaran dalam kondisi tertentu.

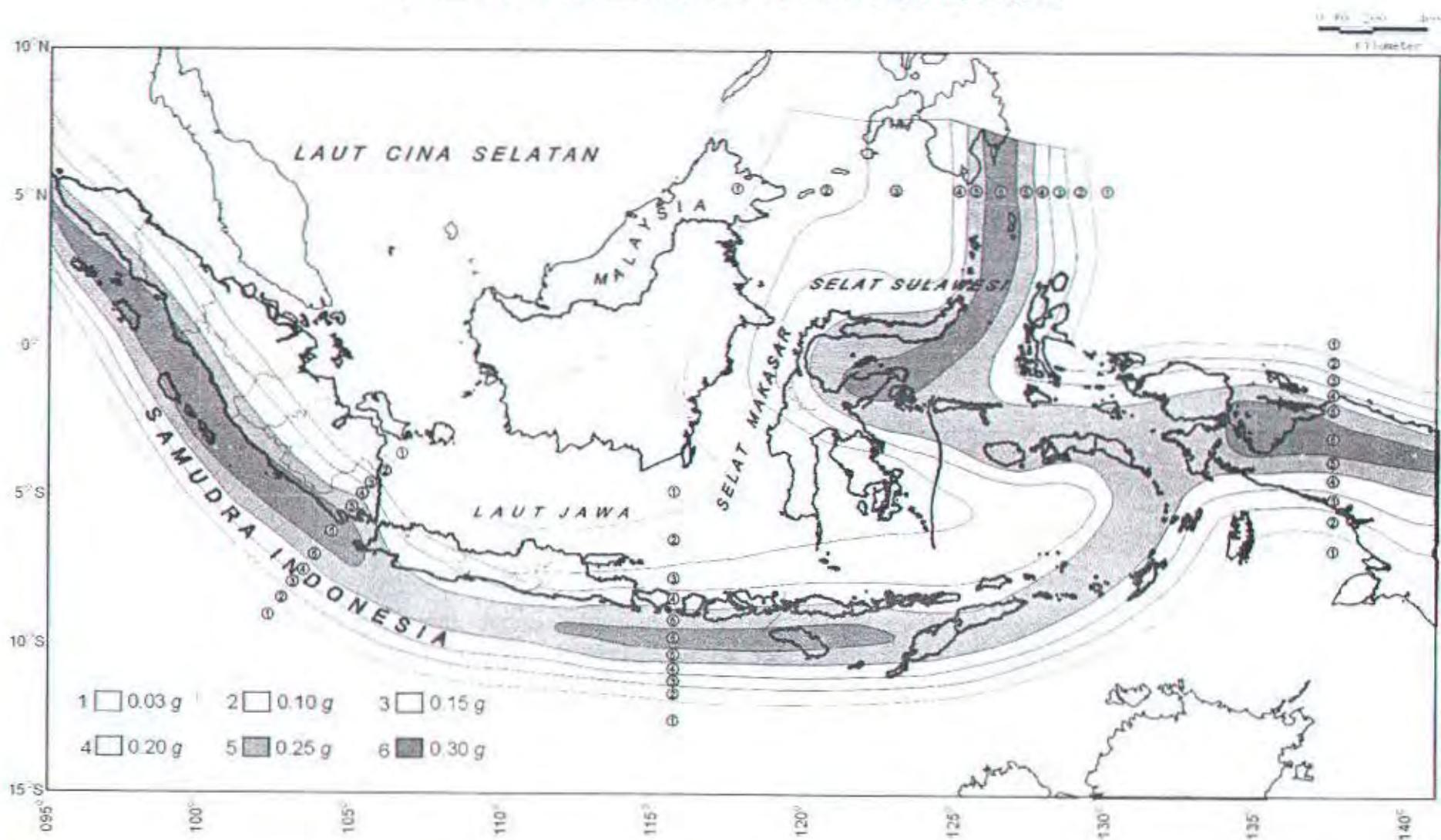
8. Combideck®, proses produksi dengan teknologi tinggi

Combideck® dengan proses produksi yang sempurna didukung oleh mesin Roll Forming buatan Eropa yang memiliki tingkat akurasi dan kepresisan yang tinggi. Setiap lembar Combideck® yang dihasilkan adalah jawaban atas permintaan kualitas yang anda butuhkan.



Combideck® adalah Structural Floor Decking yang telah teruji secara ilmiah dengan hasil yang menunjukkan performa yang sangat memuaskan, melalui serangkaian pengujian terhadap pembebanan struktural secara statis maupun dinamis oleh Institut Teknologi Bandung pada tahun 1998 dan terdaftar pada Dirjen Hak Cipta No. 018112, sertifikat Merek No. 393863.

PETA GEMPA INDONESIA



$$I = I_1 I_2$$

(1)

di mana :

- I₁ Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung, sedangkan
- I₂ Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut. Faktor-faktor Keutamaan I₁, I₂ dan I ditetapkan menurut Tabel 1.

Tabel 1 Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I ₁	I ₂	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5
Catatan :			
Untuk semua struktur bangunan gedung yang ijin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya Standar ini maka Faktor Keutamaan, I, dapat dikalikan 80%.			

4.2 Struktur gedung beraturan dan tidak beraturan

4.2.1 Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut :

4.3.3 Apabila V_n adalah pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_n = \frac{V_y}{f_1} = \frac{V_c}{R} \quad (4)$$

di mana :

f_1 faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur gedung dan nilainya ditetapkan sebesar :

$$f_1 = 1,6 \quad (5)$$

dan R disebut faktor reduksi gempa menurut persamaan :

$$1,6 \leq R = \mu f_1 \leq R_m \quad (6)$$

Dalam pers.(6) $R = 1,6$ adalah faktor reduksi gempa untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan R_m adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan menurut Pasal 4.3.4.

Dalam Tabel 2 dicantumkan nilai R untuk berbagai nilai μ yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya menurut Pasal 4.3.4.

Tabel 2 Parameter daktilitas struktur gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R pers. (6)
Elastik penuh	1,0	1,6
	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
Daktilit parsial	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
	5,0	8,0
Daktilit penuh	5,3	8,5

Tabel 3 Faktor duktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R _m Pers. (5)	f Pers. (39)
1. Sistem dinding penumperu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitas secara lengkap. Dinding penumperu atau sistem bresling memikul hampir semua beban gravitas. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresling).	1. Dinding geser beton berulang 2. Dinding penumperu dengan rangka baja ringan dan bresling terik 3. Rangka bresling di mana breslingnya memikul beban gravitas a.Baja b.Beton berulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,7 1,0 2,8 2,8 1,8	4,5 2,8 4,4 2,8	2,8 2,2 2,2 2,2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitas secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresling).	1. Rangka bresling eksentris baja (RBE) 2. Dinding geser beton berulang 3. Rangka bresling biasa a.Baja b.Beton berulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6) 4. Rangka bresling konsentrik khusus a.Baja 5. Dinding geser beton berulang berangkai daktail 6. Dinding geser beton berulang kantilever daktail penutup 7. Dinding geser beton berulang kantilever daktail parzial	4,3 3,3 3,0 3,0 4,1 4,0 3,6 3,3	7,0 5,5 5,0 5,0 6,4 6,5 6,0 5,5	2,8 2,8 2,2 2,2 2,2 2,8 2,0 2,8
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitas secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK) a.Baja b.Beton berulang 2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPHM) 3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB) a.Baja b.Beton berulang 4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	5,2 5,2 3,3 2,7 2,1 4,0	8,5 8,5 5,5 4,5 3,5 6,5	2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8
5. Sistem ganda (Terdiri dari: 1) rangka ruang yang memiliki seluruh beban gravitas; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresling dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mempunyai momokl sifat kurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan mempertimbangkan interaksi/sistem ganda)	1. Dinding geser a.Beton berulang dengan SRPMK beton berulang b.Beton berulang dengan SRPMB baja c.Beton berulang dengan SRPMK beton berulang 2. RBE baja a.Dengan SRPMK baja b.Dengan SRPMB baja 3. Rangka bresling biasa a.Baja dengan SRPMK baja b.Baja dengan SRPMB baja c.Beton berulang dengan SRPMK beton berulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6) d.Beton berulang dengan SRPMK beton berulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6) 4. Rangka bresling konsentrik khusus a.Baja dengan SRPMK baja b.Baja dengan SRPMB baja	5,2 2,6 4,0 5,2 2,6 4,0 2,6 2,6 4,0 2,6 4,0 2,6 2,6 2,6 2,6 2,6 2,6	8,5 4,2 6,5 8,5 4,2 6,5 4,2 4,2 6,5 4,2 6,5 4,2 4,2 4,2 4,2 2,2	2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2,8 2
5. Sistem struktur gedung kolom kantilever: (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2

4.6.2 Batuan dasar adalah lapisan batuan di bawah muka tanah yang memiliki nilai hasil Test Penetrasi Standar N paling rendah 60 dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai hasil Test Penetrasi Standar yang kurang dari itu, atau yang memiliki kecepatan rambat gelombang geser v_s yang mencapai 750 m/detik dan tidak ada lapisan batuan lain di bawahnya yang memiliki nilai kecepatan rambat gelombang geser yang kurang dari itu.

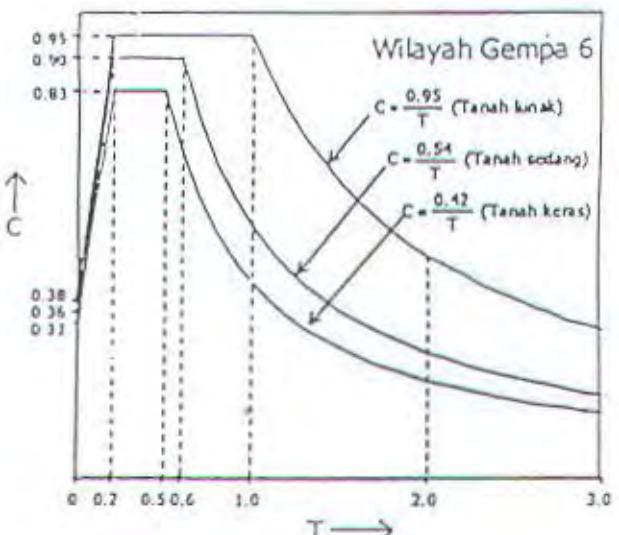
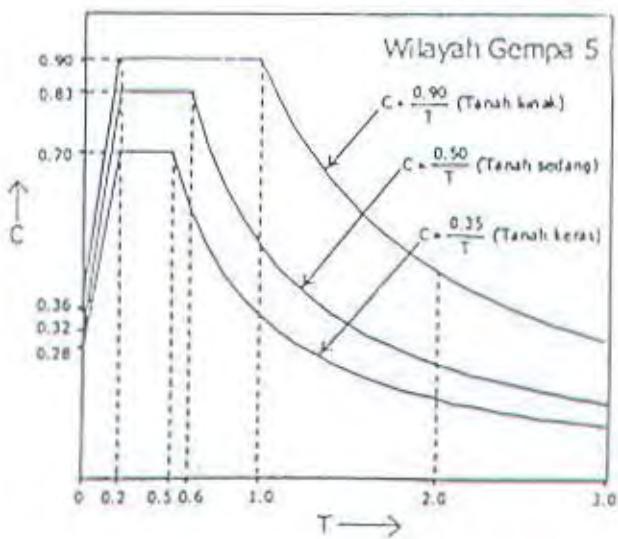
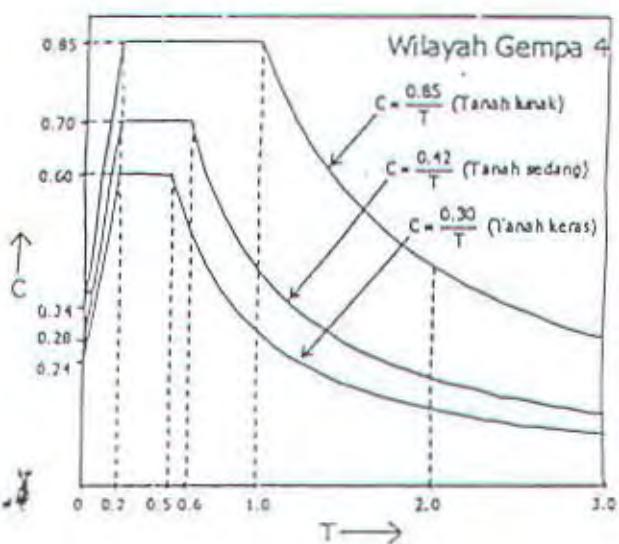
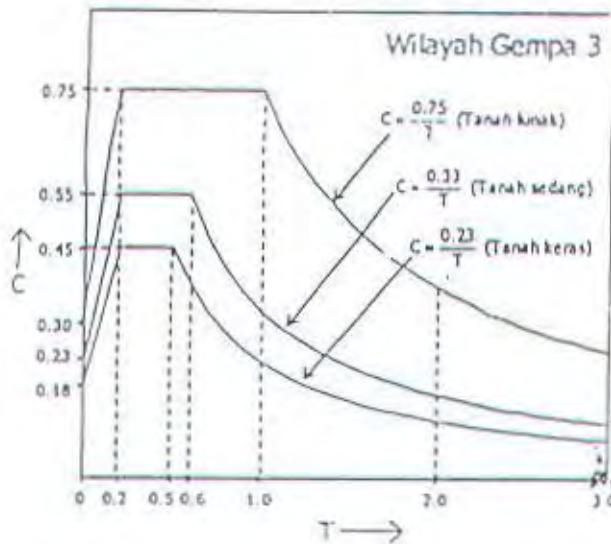
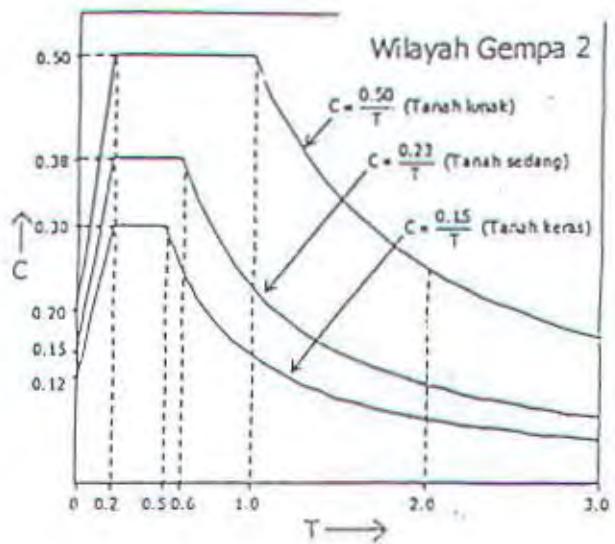
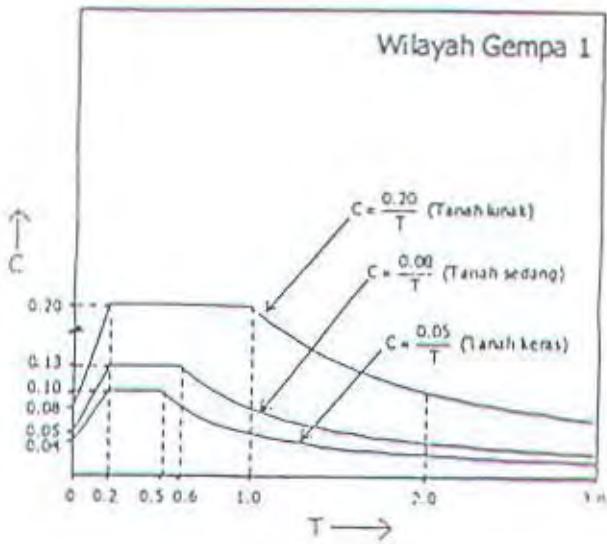
4.6.3 Jenis tanah ditetapkan sebagai Tanah Keras, Tanah Sedang dan Tanah Lunak, apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam Tabel 4.

Tabel 4 Jenis-jenis tanah

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

Dalam Tabel 4 \bar{v}_s , \bar{N} dan \bar{S}_u adalah nilai rata-rata berbobot besaran itu dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya yang harus dihitung menurut persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n t_i}{\sum_{i=1}^n t_i/v_{si}} \quad (13)$$



Gambar 2 Respons spektrum gempa rencana

4.8 Pengaruh gempa vertikal

4.8.1 Unsur-unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi seperti balkon, kanopi dan balok kantilever berbentang panjang, balok transfer pada struktur gedung tinggi yang memikul beban gravitas dari dua atau lebih tingkat di atasnya serta balok beton pratekan berbentang panjang, harus diperhitungkan terhadap komponen vertikal gerakan tanah akibat pengaruh Gempa Rencana, berupa beban gempa vertikal nominal statik ekivalen yang harus ditinjau bekerja ke atas atau ke bawah yang besarnya harus dihitung sebagai perkalian Faktor Respons Gempa vertikal C_v dan beban gravitasi, termasuk beban hidup yang sesuai.

4.8.2 Faktor Respons Gempa vertikal C_v yang disebut dalam Pasal 4.8.1 harus dihitung menurut persamaan :

$$C_v = \psi \cdot A_o \cdot I \quad (20)$$

di mana koefisien ψ bergantung pada wilayah gempa tempat struktur gedung berada dan ditetapkan menurut Tabel 7, dan A_o adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5, sedangkan I adalah Faktor Keutamaan gedung menurut Tabel 1.

Tabel 7 Koefisien ψ untuk menghitung faktor respons gempa vertikal C_v

Wilayah gempa	ψ
1	0,5
2	0,5
3	0,5
4	0,6
5	0,7
6	0,8

5 Perencanaan umum struktur gedung

5.1 Struktur atas dan struktur bawah

5.1.1 Struktur atas suatu gedung adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di atas muka tanah, sedangkan struktur bawah adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di bawah muka tanah, yang terdiri dari struktur besmen - kalau ada -

- untuk dinding geser beton bertulang berangkai
 - * komponen dinding yang mengalami tarikan aksial : 50%
 - * komponen dinding yang mengalami tekanan aksial : 80%
 - * komponen balok perangkai dengan tulangan diagonal : 40%
 - * komponen balok perangkai dengan tulangan memanjang : 20%

5.5.2 Modulus elastisitas beton E_e harus ditetapkan sesuai dengan mutu (kuat tekan) beton yang dipakai, sedangkan modulus elastisitas baja ditetapkan sebesar $E_s = 200$ GPa.

5.5.3 Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, kekakuan unsur struktur yang ditetapkan dalam Pasal 5.5.1 harus dipakai baik dalam analisis statik maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

5.6 Pembatasan waktu getar alami fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien ζ untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya n menurut persamaan

$$T_1 < \zeta n \quad (25)$$

di mana koefisien ζ ditetapkan menurut Tabel 8.

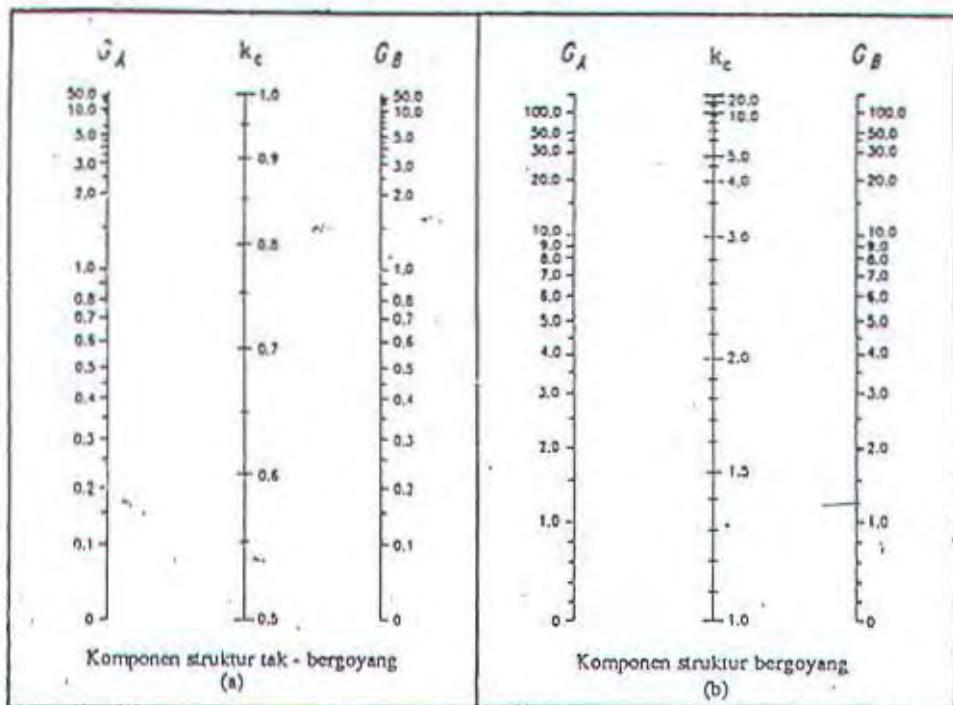
Tabel 8 Koefisien ζ yang membatasi waktu getar alami Fundamental struktur gedung

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

Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Nilai k_c teoritis	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Nilai k_c yang diangurkan untuk kolom yang mendekati kondisi ideal	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Kode ujung	 Jepit  Scadi  Roll tanpa putaran sudut  Ujung bebas					

Gambar 7.6-1
Nilai k_c untuk kolom dengan ujung-ujung yang ideal.



Gambar 7.6-2

- (a) Nilai k_c untuk komponen struktur tak bergoyang, dan (b) untuk komponen struktur bergoyang.

TABLE 16-F
TABLE 16-G

1997 UNIFORM BUILDING CODE

TABLE 16-F—WIND STAGNATION PRESSURE (q_s) AT STANDARD HEIGHT OF 33 FEET (10,058 mm)

Basic wind speed (mph) ¹ ($\times 1.61$ for km/h)	(70)	(80)	(90)	(100)	(110)	(120)	(130)
Pressure q_s (psf) ($\times 0.0479$ for kN/m ²)	12.6	16.4	20.8	25.6	31.0	36.9	43.3

Wind speed from Section 1618.

—TABLE 16-G—COMBINED HEIGHT, EXPOSURE AND GUST FACTOR COEFFICIENT (C_e)¹

HEIGHT ABOVE AVERAGE LEVEL OF ADJOINING GROUND (feet) $\times 304.8$ for mm	EXPOSURE D	EXPOSURE C	EXPOSURE B
0-15	1.39	1.06	0.62
20	1.45	1.13	0.67
25	1.50	1.19	0.72
30	1.54	1.23	0.76
40	1.62	1.31	0.84
60	1.73	1.43	0.95
80	1.81	1.53	1.04
100	1.88	1.61	1.13
120	1.93	1.67	1.20
160	2.02	1.79	1.31
200	2.10	1.87	1.42
300	2.23	2.05	1.63
400	2.34	2.19	1.80

Values for intermediate heights above 15 feet (4572 mm) may be interpolated.

TABLE 16-H—PRESSURE COEFFICIENTS (C_q)

STRUCTURE OR PART THEREOF	DESCRIPTION	C_q FACTOR
1. Primary frames and systems	<p>Method 1 (Normal force method)</p> <p>Walls:</p> <ul style="list-style-type: none"> Windward wall Leeward wall <p>Roofs¹:</p> <ul style="list-style-type: none"> Wind perpendicular to ridge Leeward roof or flat roof Windward roof <ul style="list-style-type: none"> less than 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to less than 9:12 (75%) Slope 9:12 (75%) to 12:12 (100%) Slope > 12:12 (100%) <i>bentling leat</i> Wind parallel to ridge and flat roofs 	<p>0.8 inward 0.5 outward</p> <p>0.7 outward</p> <p>0.7 outward 0.9 outward or 0.3 inward 0.4 inward 0.7 inward 0.7 outward</p>
	<p>Method 2 (Projected area method)</p> <p>On vertical projected area</p> <p>Structures 40 feet (12,192 mm) or less in height</p> <p>Structures over 40 feet (12,192 mm) in height</p> <p>On horizontal projected area²</p>	<p>1.3 horizontal any direction 1.4 horizontal any direction 0.7 upward</p>
2. Elements and components not in areas of discontinuity ³	<p>Wall elements</p> <p>All structures</p> <p>Enclosed and unenclosed structures</p> <p>Partially enclosed structures</p> <p>Parapet walls</p> <p>Roof elements⁴</p> <p>Enclosed and unenclosed structures</p> <p>Slope < 7:12 (58.3%)</p> <p>Slope 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)</p> <p>Partially enclosed structures</p> <p>Slope < 2:12 (16.7%)</p> <p>Slope 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%)</p> <p>Slope > 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)</p>	<p>1.2 inward 1.2 outward 1.6 outward 1.3 inward or outward</p> <p>1.3 outward 1.3 outward or inward</p> <p>1.7 outward 1.6 outward or 0.8 inward 1.7 outward or inward</p>
3. Elements and components in areas of discontinuities ^{4,5}	<p>Wall corners⁶</p> <p>Roof eaves, rakes or ridges without overhangs⁷</p> <p>Slope < 2:12 (16.7%)</p> <p>Slope 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%)</p> <p>Slope > 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)</p> <p>For slopes less than 2:12 (16.7%)</p> <p>Overhangs at roof eaves, rakes or ridges, and canopies</p>	<p>1.5 outward or 1.2 inward</p> <p>2.3 upward 2.6 outward 1.6 outward</p> <p>0.5 added to values above</p>
4. Chimneys, tanks and solid towers	<p>Square or rectangular</p> <p>Hexagonal or octagonal</p> <p>Round or elliptical</p>	<p>1.4 any direction 1.1 any direction 0.8 any direction</p>
5. Open-frame towers ^{7,8}	<p>Square and rectangular</p> <p>Diagonal</p> <p>Normal</p> <p>Triangular</p>	<p>4.0 3.6 3.2</p>
6. Tower accessories (such as ladders, conduit, lights and elevators)	<p>Cylindrical members</p> <p>2 inches (51 mm) or less in diameter</p> <p>Over 2 inches (51 mm) in diameter</p> <p>Flat or angular members</p>	<p>1.0 0.8 1.3</p>
7. Signs, flagpoles, lightpoles, minor structures ⁹		1.4 any direction

¹For one story or the top story of multistory partially enclosed structures, an additional value of 0.5 shall be added to the outward C_q . The most critical combination shall be used for design. For definition of partially enclosed structures, see Section 1616.

² C_q values listed are for 10-square-foot (0.93 m²) tributary areas. For tributary areas of 100 square feet (9.29 m²), the value of 0.3 may be subtracted from C_q , except for areas at discontinuities with slopes less than 7 units vertical in 12 units horizontal (58.3% slope) where the value of 0.8 may be subtracted from C_q . Interpolation may be used for tributary areas between 10 and 100 square feet (0.93 m² and 9.29 m²). For tributary areas greater than 1,000 square feet (92.9 m²), use primary frame values.

³For slopes greater than 12 units vertical in 12 units horizontal (100% slope), use wall element values.

⁴Local pressures shall apply over a distance from the discontinuity of 10 feet (3048 mm) or 0.1 times the least width of the structure, whichever is smaller.

⁵Discontinuities at wall corners or roof ridges are defined as discontinuous breaks in the surface where the included interior angle measures 170 degrees or less.

⁶Load is to be applied on either side of discontinuity but not simultaneously on both sides.

⁷Wind pressures shall be applied to the total normal projected area of all elements on one face. The forces shall be assumed to act parallel to the wind direction.

⁸Factors for cylindrical elements are two thirds of those for flat or angular elements.



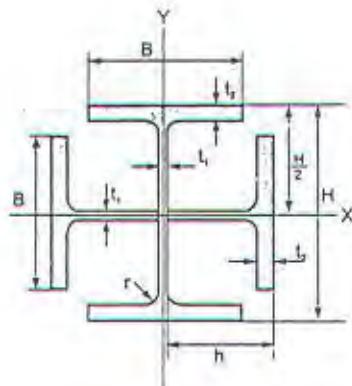
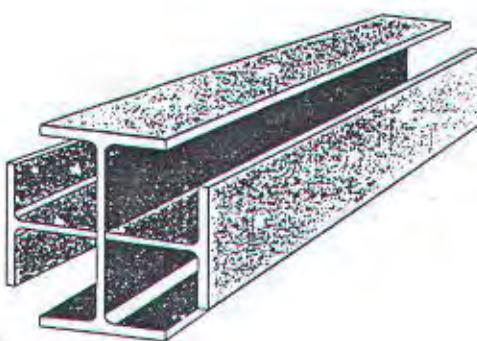
TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I	SEISMIC IMPORTANCE ¹ FACTOR, L	WIND IMPORTANCE FACTOR, L
1. Essential facilities ²	Group I, Division 1: Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
1. Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
1. Special occupancy structures ³	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
1. Standard occupancy structures ³	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
1. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

² The limitation of I_p for panel connections in Section 1633.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.

³ Structural observation requirements are given in Section 1702.

⁴ For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems, the value of I_p shall be taken as 1.5.



METRIC SIZE

SECTION INDEX	STANDARD SECTIONAL DIMENSION					SECTIONAL AREA	UNIT WEIGHT	INFORMATIVE REFERENCE						
	DEPTH OF SECTION	FLANGE WIDTH	THICKNESS	CORNER RADIUS				GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA	RADIUS OF GYRATION OF AREA		MODULUS OF SECTION			
				WEB	FLANGE	r	A		I _x	I _y	I _x	I _y		
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
K 150 x 75	150	75	5.0	7	8	8	35.70	28.0	718	767	4.48	4.64	95.4	99.1
K 200 x 100	200	100	5.5	8	11	11	54.32	42.6	1,974	2,095	6.03	6.21	197.4	203.9
K 198 x 99	198	99	4.5	7	11	11	46.36	36.4	1,694	1,778	6.04	6.23	171.1	175.6
K 250 x 125	250	125	6	9	12	12	75.32	59.2	4,344	4,567	7.59	7.79	347.5	350.9
K 248 x 124	248	124	5	8	12	12	65.36	51.4	3,765	3,924	7.59	7.75	303.6	310.2
K 300 x 150	300	150	5.5	9	13	13	93.56	73.4	7,718	8,073	9.08	9.29	514.5	526.9
K 298 x 149	298	149	5.5	8	13	13	81.60	64.0	6,762	7,024	9.10	9.28	453.8	462.9
K 350 x 175	350	175	7	11	14	14	126.28	99.2	14,554	15,128	10.75	10.95	831.7	847.5
K 346 x 174	346	174	6	9	14	14	105.36	82.8	11,892	12,321	10.62	10.62	687.4	700.0
K 400 x 200	400	200	8	13	16	16	168.24	132.0	25,440	26,519	12.30	12.55	1,272.0	1,299.9
K 396 x 199	396	199	7	11	16	16	144.32	113.2	21,450	22,267	12.19	12.19	1,063.3	1,105.1
K 450 x 200	450	200	9	14	18	18	193.52	152.0	35,370	36,851	13.52	13.52	1,572.0	1,605.7
K 500 x 200	500	200	10	16	20	20	228.40	179.2	49,940	52,189	14.79	15.17	1,997.6	2,046.6
K 600 x 200	600	200	11	17	22	22	268.80	212.0	79,880	83,229	17.24	17.24	2,662.7	2,724.4
K 588 x 300	588	300	12	20	26	26	385.00	302.0	127,020	132,585	18.16	18.16	4,320.4	4,413.5
K 700 x 300	700	300	13	24	28	28	471.00	369.7	211,800	220,791	21.21	21.65	6,051.4	6,193.3
K 800 x 300	800	300	14	26	28	28	534.80	419.8	303,700	315,027	23.83	24.27	7,592.5	7,740.2

NOTE :

- h = H/2 = height of T-Beam.
- Tolerance, h = ± 2 mm.
- Material specification refer to Wide Flange Shape.
- Welded specification as per AWS E - 6013.
- K 700 x 300 and K 800 x 300 are made from IWF import.



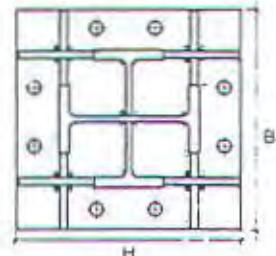
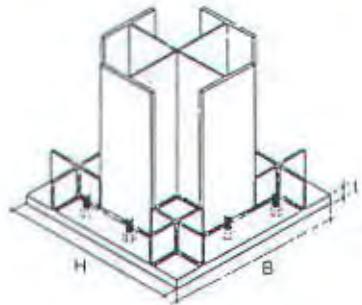
P.T. GUNUNG GARUDA
Steel Is Our Business

FIXED BASE PLATES

FOR KING CROSS

METRIC SIZE

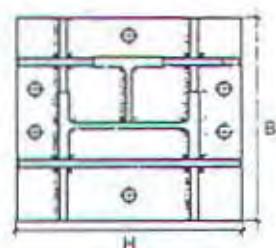
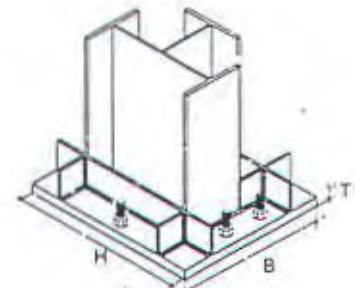
PART NO.	H	B	THICKNESS	WEIGHT	FOR COLUMN KING CROSS
	mm	mm	mm	kg	
BMK - 01	302	302	24	17.18	K - 150 x 75
BMK - 02	352	352	28	27.23	K - 200 x 100
BMK - 03	350	350	26	25.00	K - 198 x 99
BMK - 04	426	426	32	45.59	K - 255 x 125
BMK - 05	424	424	30	42.34	K - 248 x 124
BMK - 06	476	476	34	60.47	K - 300 x 150
BMK - 07	450	450	30	47.69	K - 298 x 149
BMK - 08	550	550	39	92.61	K - 355 x 175
BMK - 09	522	522	35	74.86	K - 345 x 174
BMK - 10	600	600	47	132.82	K - 400 x 200
BMK - 11	572	572	35	97.60	K - 395 x 199
BMK - 12	650	650	44	145.23	K - 450 x 200
BMK - 13	700	700	46	176.94	K - 500 x 200
BMK - 14	800	800	47	236.13	K - 600 x 200
BMK - 15	788	788	52	253.47	K - 588 x 300
BMK - 16	900	900	54	343.36	K - 700 x 300
BMK - 17	1000	1000	55	431.75	K - 800 x 300



FOR QUEEN CROSS

METRIC SIZE

PART NO.	H	B	THICKNESS	WEIGHT	FOR COLUMN QUEEN CROSS
	mm	mm	mm	kg	
BMQ - 01	302	265	22	13.82	Q - 150 x 75
BMQ - 02	376	326	27	25.98	Q - 200 x 100
BMQ - 03	374	326	25	23.85	Q - 198 x 99
BMQ - 04	450	388	31	42.49	Q - 250 x 125
BMQ - 05	424	362	29	34.94	Q - 245 x 124
BMQ - 06	500	425	34	56.72	Q - 300 x 150
BMQ - 07	474	400	30	44.65	Q - 298 x 149
BMQ - 08	550	463	37	73.96	Q - 350 x 175
BMQ - 09	522	436	33	58.96	Q - 345 x 174
BMQ - 10	600	500	41	98.56	Q - 400 x 200
BMQ - 11	598	498	38	88.54	Q - 395 x 199
BMQ - 12	650	525	43	115.19	Q - 450 x 200
BMQ - 13	700	550	45	136.00	Q - 500 x 200
BMQ - 14	800	600	47	177.10	Q - 600 x 200
BMQ - 15	788	644	51	203.17	Q - 588 x 300
BMQ - 16	900	700	54	267.06	Q - 700 x 300
BMQ - 17	1000	750	55	323.81	Q - 800 x 300



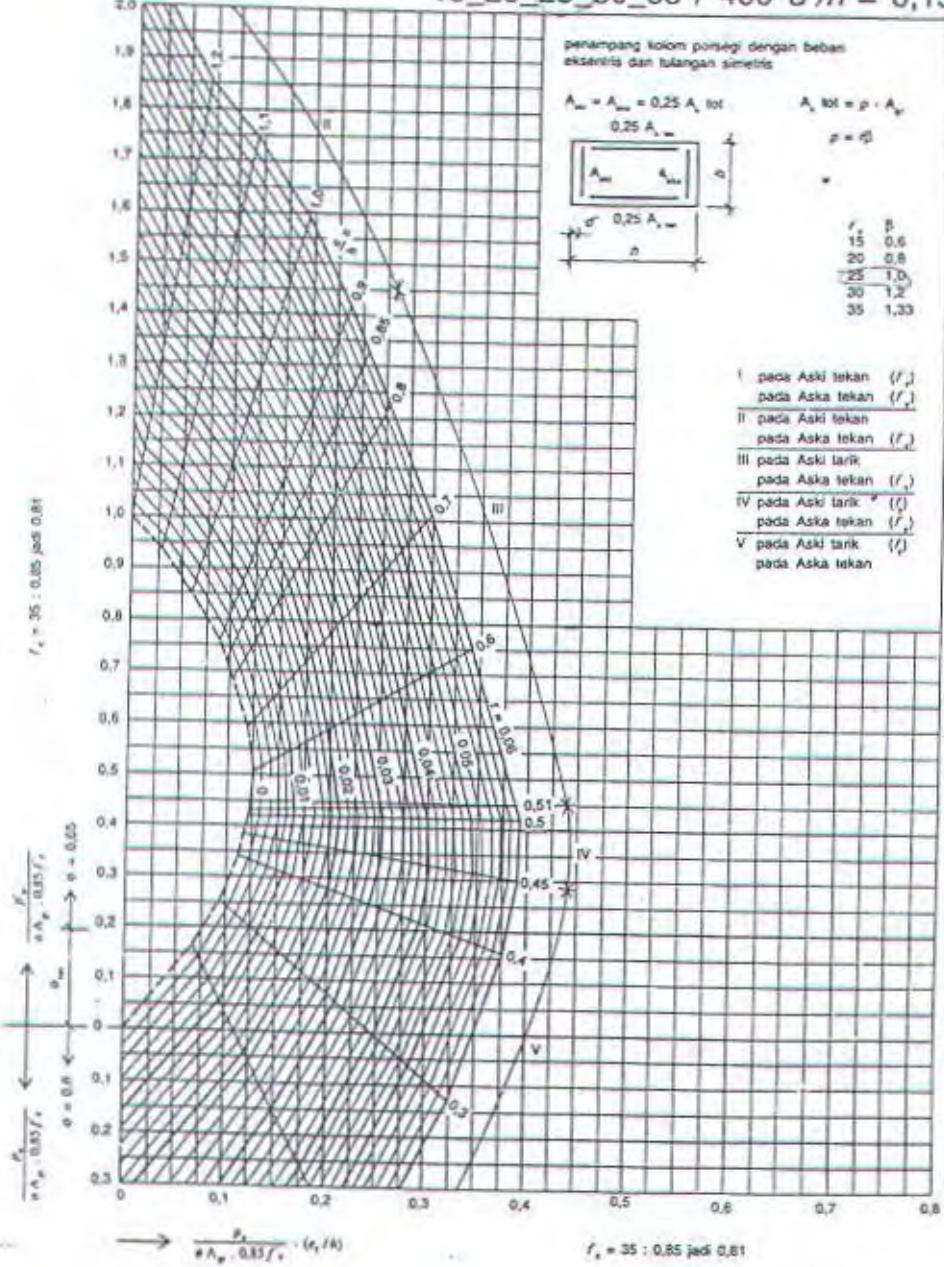
NOTES :

Material specification as per JIS G 3101 ; SS 400

TOLERANCE (mm)	
t	H, B
± 0.5	± 2

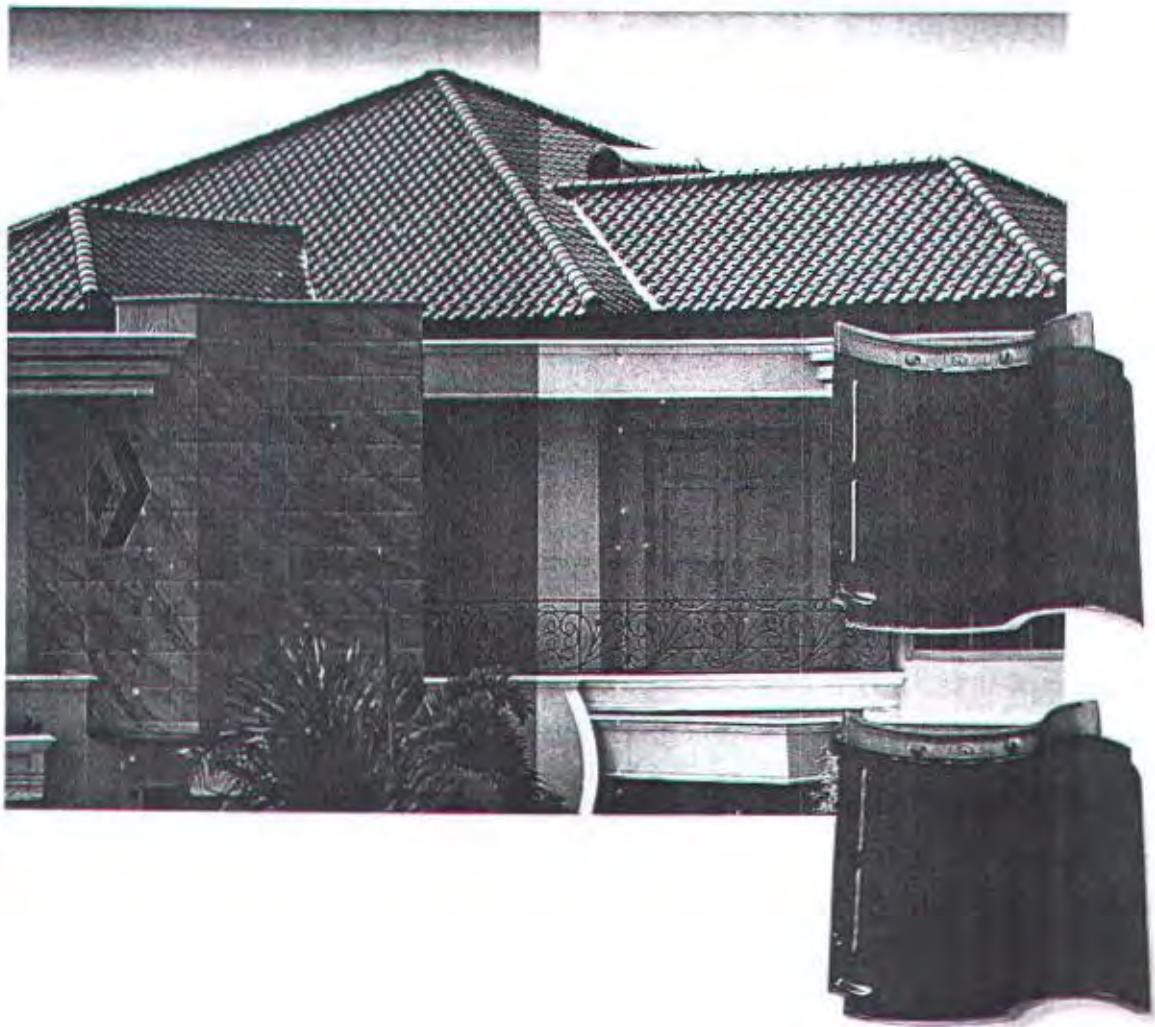


15_20_25_30_35 / 400 $d'/h = 0,15$



Gambar 6.2.e

KANMURI



Genteng Keramik Berglazur
"Tipe Espanica"

RELIABILITY & QUALITY IS OUR BUSINESS



L y m a n G r o u p

Lyman Group, yang merupakan Holding Company dari Kanmuri yg didirikan pada tahun 1950, oleh founder Bapak Lie Siong Tay bergerak dalam bisnis trading dan usaha komoditi.

Kini Lyman group telah berkembang dan memiliki lingkup bisnis perkayuan, agrobisnis, property, manufaktur dan general trading.

Hasil dari Lyman Group di antaranya, Perumahan Mediterania, Perumahan & Apartemen Puri Kencana, Hotel Shangrila, Wisma 46 BNI, Keramik Roman/Royal, Plywood Albatross, Lantai Kayu Gracewood, Genteng Kanmuri, dsb.

Bisnis dari Lyman group berkembang sangat pesat, karena didukung oleh manajemen yang baik, etos kerja yang disiplin serta sumber daya manusia yang berkualitas. Tak terlepas dari itu, Kanmuri yang merupakan bagian dari Lyman Group, juga memiliki kualitas bahan bangunan yang sama. Dengan motto perusahaan **Reliability and Quality is our business.**





Wine Red



Matt Orange



Matt Green



Matt Brown



Maroon



Tosca



Blue



Penangkal petir
KE 2 PP



Lisplang kiri
KE 3



Setengah
KE 5



Ujung Jurai
KE 6



Ujung nok kanan
KE 7 A



Ujung nok kiri
KE 7 B



Nok 2 arah
KE 10 A



Nok 2 arah kanan
KE 10 B



Nok 2 arah kiri
KE 10 C



Nok 4 arah jurai
KE 11

[W a r n a G e n t e n g K a n m u r i]



Natural



Brown



Green



Hiasan akhir
KE 1 HA



Pemanas air
KE 1 PA



Nok
KE 2



Lisplang kiri hiasan akhir
KE 3 HA



Lisplang kanan
KE 4



Lisplang kanan hiasan akhir
KE 4 HA



Nok 3 arah kanan
KE 8 A



Nok 3 arah kiri
KE 8 B



Hiasan sudut jurai
KE 9 + 9 A

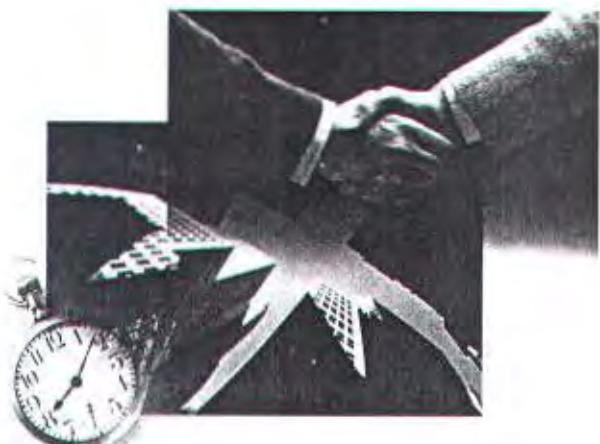
K o m i t m e n P e l a y a n a n k a m i



Salah satu tradisi dari **Lyman Group**, yang juga termasuk Kanmuri didalamnya, adalah tanggung jawab terhadap kepuasan partner bisnis atau konsumen.

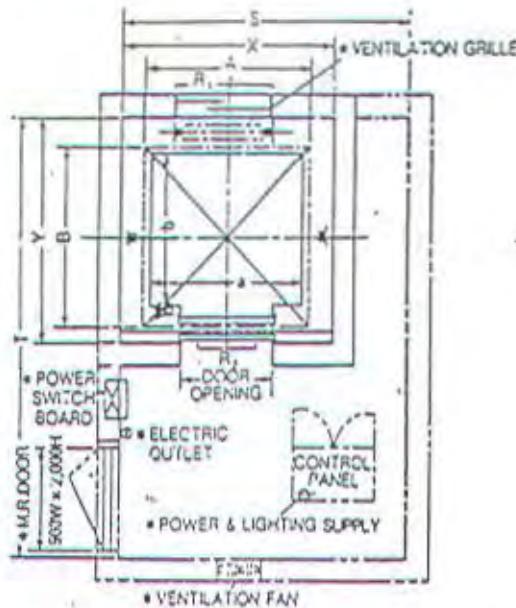
Dengan manajemen kerja yang profesional, selain menghasilkan mutu produksi yang terbaik, kami berusaha memenuhi target pemesanan & distribusi dengan cepat dan tepat waktu. Pengaturan distribusi Kanmuri dikelola dengan rapi dan teratur, sehingga memudahkan pengiriman kepada distributor dan konsumen.

Kami sadar akan pentingnya waktu bagi dunia usaha, oleh sebab itu ketepatan waktu merupakan salah satu komitmen kami yang utama.

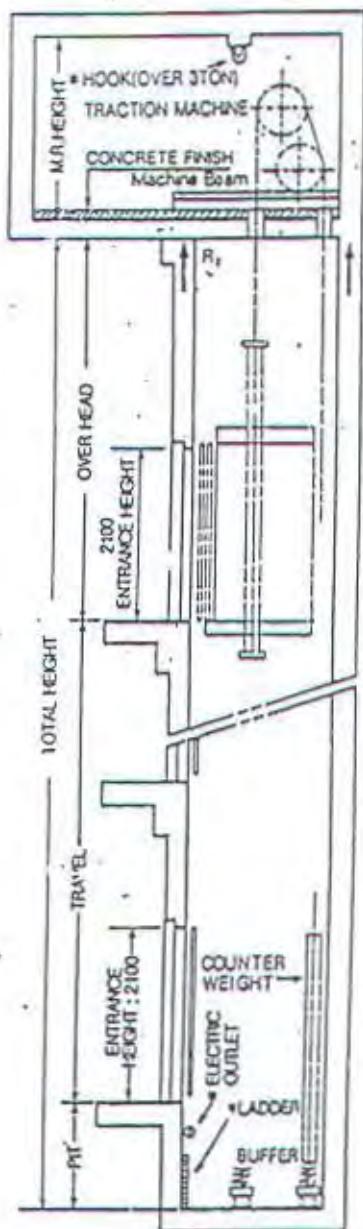


HOISTWAY & MACHINE ROOM

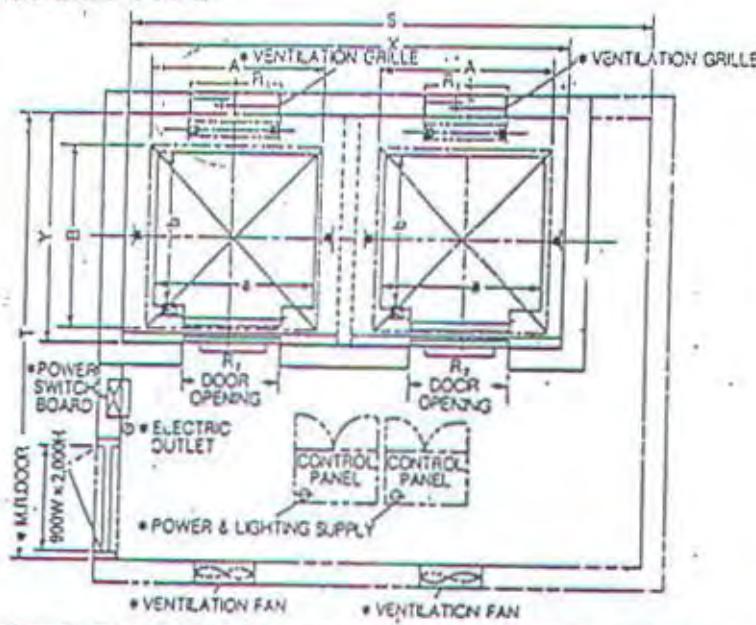
SIMPLEX TYPE



ELEVATION SECTION



DUPLEX TYPE



NOTE1. Considerations in hoistway

SPEED(m/min)	60	90	105
M/C ROOM HEIGHT(H)	2,200	2,200	2,200
OVERHEAD(OH)	4,600	4,800	5,000
PIT(P)	1,500	1,800	2,100

NOTE2. Calculation formula of heat generation in machine room
 $Kcal/H = F \times L \times S$ F (Factor): 1/40
 (Hour) (Factor) (Rated load(kg)) (Rated speed(m/min))

NOTE3. Items marked* shall be furnished by the building contractor.

NOTE4. The ventilation grille, fan and, anti-vibration structure should be furnished so that the temperature in machine room may be maintained under 40°C and humidity under 90%.

STANDARD SPECIFICATION OF PASSENGER ELEVATOR

SPEED f/min)	CAPACITY PERS- ONS	OPEN- ING kg	CAR SIZE		HOISTWAY				MACHINE ROOM SIZE				REACTION		
			INSIDE mm	OUTSIDE AXB aXb	SIMPLEX		DUPLEX		SIMPLEX		DUPLEX		R ₁	R ₂	
					X	Y	X	Y	S	T	S	T	kg	kg	
60	6	450	800	1,400×850	1,450×1,032	1,750	1,450	3,600	1,450	2,100	3,200	4,150	3,200	3,600	2,000
	8	550	800	1,400×1,030	1,450×1,212	1,800	1,630	3,650	1,630	2,100	3,400	4,200	3,400	4,050	2,220
	9	600	800	1,400×1,100	1,450×1,282	1,800	1,700	3,650	1,700	2,100	3,600	4,200	3,600	4,100	2,450
	10	680	800	1,400×1,250	1,450×1,432	1,800	1,830	3,650	1,830	2,200	3,600	4,300	3,600	4,200	2,810
	11	750	800	1,400×1,350	1,450×1,532	1,800	1,930	3,650	1,930	2,200	3,700	4,300	3,700	4,550	2,700
	13	900	900	1,600×1,350	1,650×1,532	2,050	2,000	4,350	2,000	2,350	3,700	4,600	3,700	5,100	3,750
	15	1,000	900	1,600×1,500	1,650×1,682	2,050	2,150	4,200	2,150	2,350	3,850	4,600	3,850	5,450	4,300
	17	1,150	1,000	1,800×1,500	1,850×1,700	2,300	2,250	4,700	2,250	2,600	3,900	5,100	3,900	6,600	5,100
			1,100	2,000×1,350	2,050×1,547	2,500	2,100	5,100	2,100	2,600	3,800	5,500	4,600		
	20	1,350	1,000	1,800×1,700	1,890×1,897	2,300	2,450	4,700	2,450	2,600	4,200	5,100	4,200	7,800	6,000
			1,100	2,000×1,500	2,050×1,700	2,500	2,250	5,100	2,250	2,600	4,000	5,500	4,000		
90	24	1,600	1,100	2,000×1,750	2,050×1,947	2,500	2,500	5,100	2,500	2,900	4,300	5,550	4,300	8,500	6,000
			1,100	2,150×1,600	2,240×1,797	2,650	2,350	5,400	2,350	3,050	4,200	5,950	4,200		
	8	550	800	1,400×1,030	1,450×1,212	1,800	1,630	3,650	1,630	2,200	4,500	4,300	4,500	4,200	2,500
	9	600	800	1,400×1,100	1,450×1,282	1,800	1,700	3,650	1,700	2,200	4,700	4,300	4,700	4,500	3,100
	10	680	800	1,400×1,250	1,450×1,432	1,800	1,830	3,650	1,830	2,200	5,000	4,300	5,000	4,900	3,400
	11	750	800	1,400×1,350	1,450×1,532	1,800	1,930	3,650	1,930	2,200	5,200	4,300	5,200	4,900	3,400
	13	900	900	1,600×1,350	1,650×1,532	2,100	2,100	4,300	2,100	2,500	5,200	4,800	5,200	5,500	4,100
	15	1,000	900	1,500×1,500	1,650×1,682	2,100	2,250	4,300	2,250	2,500	5,300	4,800	5,300	6,100	4,600
			1,000	1,800×1,300	1,850×1,482	2,300	2,100	4,600	2,100	2,700	5,100	5,000	5,100		
	17	1,150	1,000	1,800×1,500	1,890×1,700	2,300	2,250	4,700	2,250	2,800	5,500	5,250	5,500	8,400	7,750
			1,100	2,000×1,250	2,050×1,547	2,500	2,100	5,100	2,100	3,000	5,500	5,650	5,500		
	20	1,350	1,000	1,800×1,700	1,890×1,897	2,300	2,450	4,700	2,450	2,800	5,900	5,250	5,900	10,000	8,250
			1,100	2,000×1,500	2,050×1,700	2,500	2,250	5,100	2,250	3,000	5,500	5,650	5,500		
105	24	1,600	1,100	2,000×1,750	2,050×1,947	2,500	2,500	5,100	2,500	3,050	6,100	5,650	6,100	11,550	8,500
			1,100	2,150×1,600	2,240×1,797	2,650	2,350	5,400	2,350	3,150	5,800	5,950	5,000		

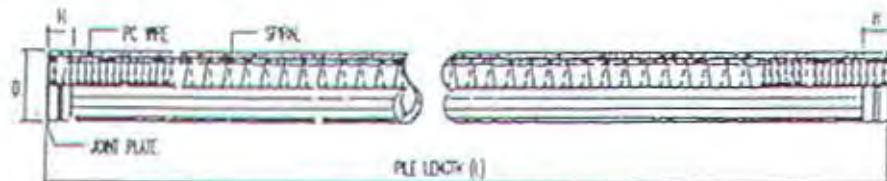
Design and Manufacturing Reference

Item	Reference	Description
Design	JIS A 5335 - 1985	Prestressed Spun Concrete Piles
	ACI 543R-74 / 1980	Recommendation for Design, Manufacture and Installation of Concrete Piles
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes
Manufacturing	JIS A 5335 - 1985 WKA-II-IK-007	Prestressed Spun Concrete Piles Piles Manufacturing Works Instruction

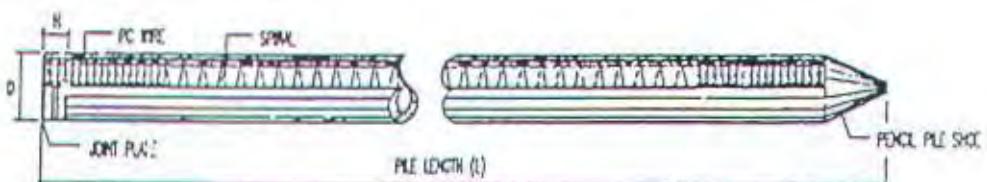
Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1985	Standard specification for Concrete Aggregates	
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes	
Cement	SII 0013 - 1981	Quality and testing method of Portland cements	Standard Product type I Special order: type-II or V
Admixture	ASTM C494 - 1985	Standard specification for chemical admixture for concrete	Type-A: water reducing admixtures
Concrete	JIS A 1132 - 1985	Method of Making and Curing Concrete Specimens	
	JIS A 1108 - 1985	Method of Test Compressive Strength of Concrete	
	NI 2 - PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes	Compressive Strength at 28 days : 600 kgf/cm ²
PC Wire	JIS G 3536 - 1985	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and Strand for Prestressed Concrete	SWPD1
Spiral Wire	JIS A 3532 - 1985	Low Carbon Steel Wire	SWMA
Joint Plate	JIS G 3101 - 1987	Rolled steel for general structures	SS 41
Welding	ANSI / AWS D1.1-1990	Structural Welding Code-Steel	AWS A.S.1 / E 6013 NIKKO STEEL R826/ RD 260, LION-26, or Equivalent

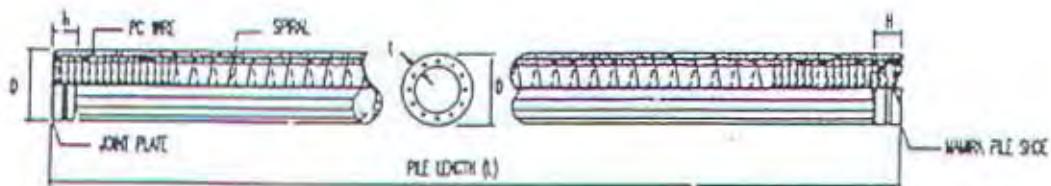
SHAPE AND DIMENSIONS



MIDDLE PILE

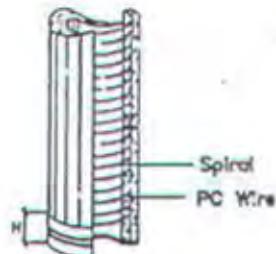
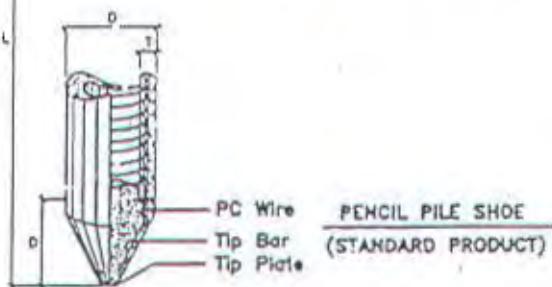
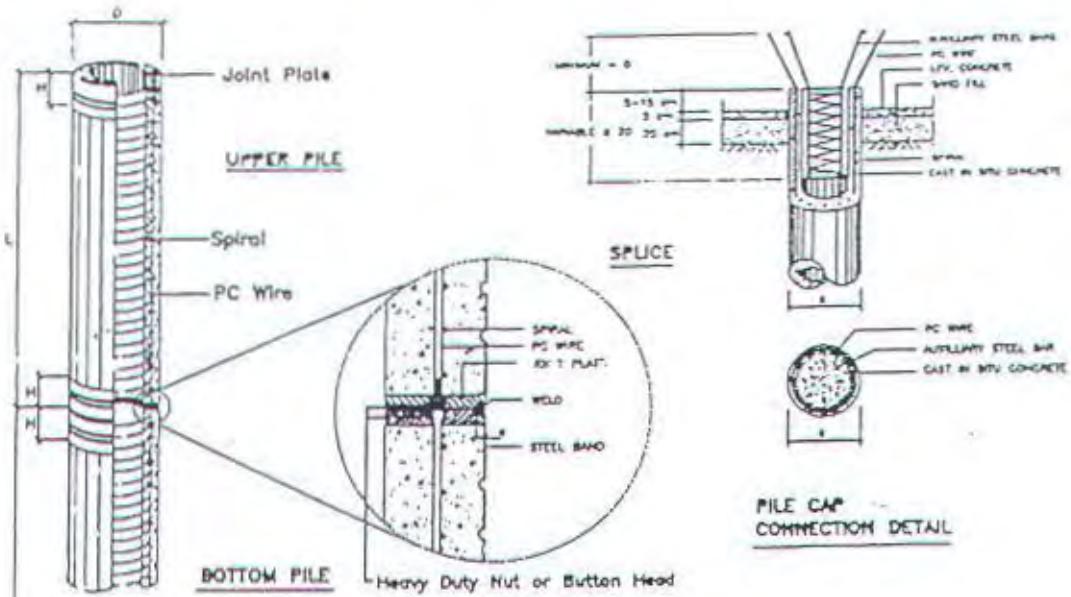


BOTTOM PILE (PENCIL SHOE)
(STANDARD PRODUCT)



BOTTOM PILE (MAHIRA SHOE)
(SPECIAL DESIGN)

Outside Diameter (D-mm)	Wall Thickness (T-mm)	Length of Single Pile (L-m)	Steel Band Length (H-mm) ²⁾	Pencil Shoe Length (D-mm)	Unit Weight ³⁾ (W - kg/m)
300	60	6-13	100	300	110
350	65	6-15	100	350	140
400	75	6-16	150	400	200
450	80	6-16	150	450	240
500	90	6-16	150	500	300
600	100	6-16	150	600	400



**MAMIRA PILE SHOE
(SPECIAL ORDER)**

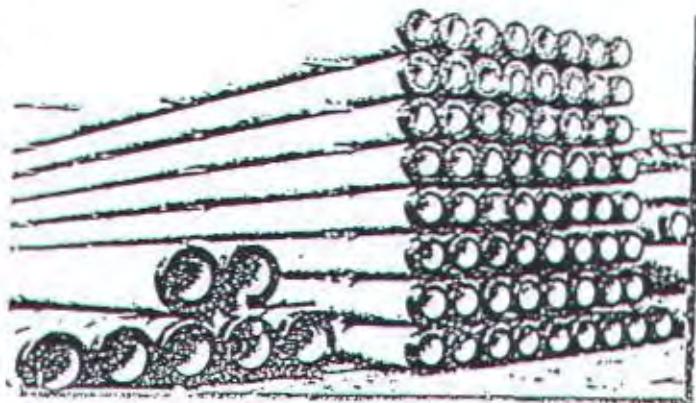
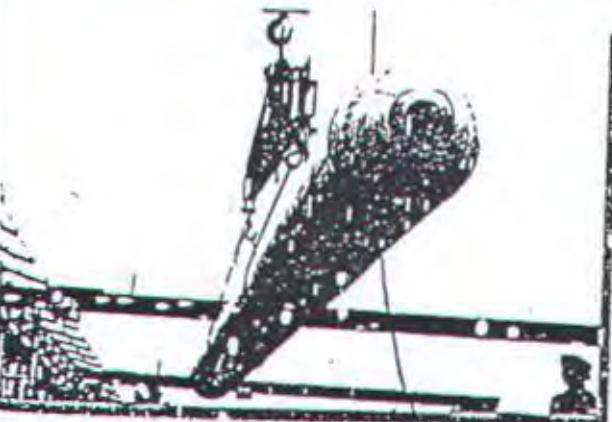
**Mamira Pile Shoe
(Special design)**

**Thickness
of Weld**

D (mm)	T (mm)	H (mm)	a (mm)
300	60	100	8
350	65	100	10
400	75	150	10
450	80	150	10
500	90	150	10
600	100	150	10

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Section Modulus (cm ³)	Bending Moment Capacity (tf.m)		Allowable Axial Load (tf)
					Crack	Ultimate	
300	60	A2	452	2368.70	2.50	2.75	72.60
		A3		2389.60	3.00	3.50	70.75
		B		2431.40	3.50	4.00	67.50
		C		2478.70	4.00	4.80	65.40
350	65	A1	582	3646.00	3.50	3.75	93.10
		A3		3693.90	4.20	5.00	89.50
		B		3741.70	5.00	6.00	86.40
		C		3787.60	6.00	7.00	85.00
400	75	A2	765	5483.50	5.50	6.25	121.10
		A3		5537.40	6.50	7.25	117.60
		B		5591.30	7.50	8.25	114.40
		C		5678.20	9.00	10.00	111.50
450	80	A1	929	7591.60	7.50	8.25	149.50
		A2		7655.60	8.50	9.25	145.80
		A3		7717.10	10.0	11.0	143.80
		B		7783.80	11.0	12.0	139.10
		C		7929.00	12.50	13.50	134.90
500	90	A1	1159	10505.00	10.00	11.75	185.30
		A2		10579.30	12.50	14.25	181.70
		A3		10653.50	14.00	16.00	178.20
		B		10727.80	15.00	17.00	174.90
		C		10944.60	17.00	19.00	169.00
600	100	A1	1570	17482.80	17.00	25.50	252.70
		A2		17577.70	19.00	28.50	249.00
		A3		17792.70	22.00	33.00	243.20
		B		17949.60	25.00	35.00	238.30
		C		18263.40	29.00	38.00	229.50

Note: 1) Piles generally comply to JIS A 3335 - 1985
and modified to suit to ACI 343 - 1979, ISCE and PBI - 1971
2) Specified concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² or 28 days
3) Allowable axial load is applicable to pile acting as a short pile.

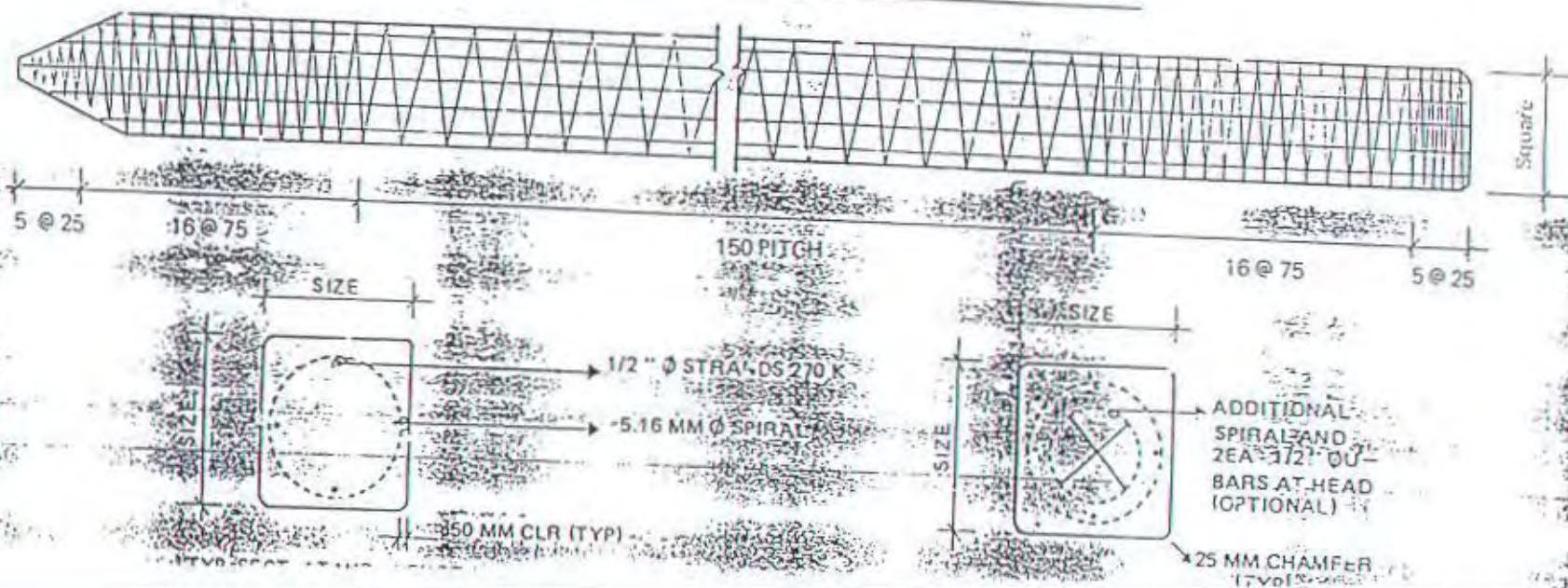


PILE SIZE MM	LENGTH OF PILES/No. OF STRAND							AREA MM ²	WEIGHT KG / M	K 450 CONC		K 500 CONC	
	12 M	13 - 14 M	15 - 16 M	17 - 18 M	19 - 20 M	21 - 22 M	23 - 25 M			AXIAL LOAD MT	MU KG M	AXIAL LOAD MT	M KG
200	4 - 9.52	4 - 9.52	-	-	-	-	-	40,000	96	52	1,319	49	1,
250	4 - 9.52	4 - 9.52	5 - 9.52	6 - 9.52	4 - 12.70	-	-	62,500	150	61	2,579	75	3,
300	4 - 9.52	5 - 9.52	6 - 9.52	4 - 12.70	5 - 12.70	6 - 12.70	-	90,000	216	90	4,465	111	5,
350	4 - 9.52	5 - 9.52	4 - 12.70	5 - 12.70	6 - 12.70	7 - 12.70	9 - 12.70	122,500	295	122	7,082	151	8,
400	4 - 12.70	4 - 12.70	5 - 12.70	6 - 12.70	7 - 12.70	8 - 12.70	10 - 12.70	160,000	385	160	10,561	197	12,
450	5 - 12.70	5 - 12.70	6 - 12.70	7 - 12.70	8 - 12.70	9 - 12.70	11 - 12.70	202,500	487	204	15,060	251	18,
500	6 - 12.70	6 - 12.70	7 - 12.70	8 - 12.70	9 - 12.70	11 - 12.70	13 - 12.70	250,000	602	251	20,641	309	24,

NOTATIONS :

1. Prestressing strands shall be uncoated, bright seven-wire, stress relieved 270K meeting ASTM A - 416.
 2. Spiral shall be formed from cold drawn bright basic wire meeting ASTM A - 82 or 6 mm O bar U - 24.
 3. Piles can be designed to meet clients' design criteria.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE SOLID SQUARE PILES



GAMBAR PERENCANAAN