

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OLAH RAGA
UNIVERSITAS NEGERI YOGYAKARTA
DENGAN TINGKAT DAKTILITAS PENUH**



Disusun Oleh

ROVIYANI

99511111

NOVAL ANGGORO RISMINAR

99511277

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA**

2004

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OLAH RAGA
UNIVERSITAS NEGERI YOGYAKARTA
DENGAN TINGKAT DAKTILITAS PENUH

Diajukan kepada Universitas Islam Indonesia
untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh derajat
Sarjana Teknik Sipil

Disusun Oleh

ROVIYANI	99511111
NOVVAL ANGGORO RISMINAR	99511277

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2004

LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OLAH RAGA
UNIVERSITAS NEGERI YOGYAKARTA
DENGAN TINGKAT DAKTILITAS PENUH**

**Diajukan kepada Universitas Islam Indonesia
untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh derajat
Sarjana Teknik Sipil pada Jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan
Universitas Islam Indonesia Yogyakarta**



Disusun Oleh

ROVIYANI

99511111

NOVVAL ANGGORO RISMINAR


99511277



Telah diperiksa dan disetujui oleh

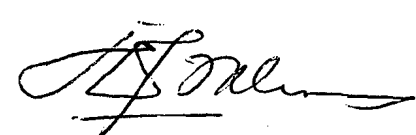
Ir. Fatkhurrohman NS, MT

Dosen Pembimbing I


Tanggal : 10/05 - 2004.

Ir. Helmy Akbar Bale, MT

Dosen Pembimbing II


Tanggal : 8/5 '04

HALAMAN MOTTO

*Gantungkan cita-citamu setinggi langit, karena walaupun tidak tercapai kita
masih jatuh diantara bintang-bintang.*

*Kebahagiaan adalah berhenti mengeluh akan segala kesulitan yang kita hadapi
dan senantiasa bersyukur karena terhindar dari cobaan-cobaan yang lain.*

*Kebaikan dalam tutur kata menciptakan percaya diri, kebaikan dalam berfikir
menciptakan kebijakan, dan kebaikan dalam memberi menciptakan cinta.*

*Kalau kita ingin dicintai, cintailah orang lain dan jadilah orang yang dapat
dicintai.*

*Yang penting adalah bukan seberapa lama kita hidup, tetapi bagaimana cara kita
hidup.*

HALAMAN PERSEMBAHAN

Tugas Akhir ini kupersembahkan untuk:

*Allah SWT yang Maha Pengasih dan Maha Penyayang
Semoga rahmat dan ridlo-Mu senantiasa mengiringi setiap langkahku*

*Rasulullah Muhammad SAW
Sang pembawa risalah kebenaran, yang telah menuntun kita dari kegelapan menuju
cahaya yang terang benderang.*

*Sumber segala inspirasiku Bapak Muh. Hasyim dan Ibu Komirah, atas doa dan kasih
sayang yang tiada ternilai. Semoga ananda senantiasa bisa menjadi seperti yang kalian
impikan.*

*Kakak-kakakku tersayang, Mba Yah, Mas Yon, Mas Rodhi, Mba Yus, Mas Johan, Mba
Yanti, terima kasih atas doanya selama ini, keponakanku Shika, Yoga, nanda, semoga
menjadi anak yang saleh dan pandai.*

Rekan TA-ku yang paling baik Anggo, makasih banget untuk kerjasamanya.

*— Ade Iik yang telah menemani hari-hariku dalam suka dan duka, tanpamu aku tidak
berarti apa-apa.*

*Mas Irfan, terima kasih atas pinjaman gambar proyeknya, semoga selalu sukses di
masa mendatang*

*Mas Lukman yang selalu baik, selalu membantuku dan memberikan yang terbaik buat
aku, terima kasih banget dan hanya Allah SWT yang akan membalas semua
kebaikanmu.*

*Shobat-shobatku, Mas Aziz, Mas Toni, Mas Fahmi, Wawan, Vivi, Papi Andi, Eko,
Anggun, Lydia, Mbah Kakung, Doni, dd Munzit, Halim, Fahrul, Ook, Iwan, Dema,
Fatkhul, Muji jaya kost, Kopadi kost, terima kasih atas perhatiannya.*

Teman-teman Sipil Angkatan 99, makasih banget teman dan tetap semangat.

*Seseorang yang baru saja mengisi hatiku yang kosong, iringilah setiap langkahku,
jadilah pelita dalam hidupku, sekarang, selamanya, selalu..... Semoga.*

(ROVIYANI)

HALAMAN PERSEMBAHAN

"Tiada anugerah terbesar bagi insan dunia, melainkan dalam perjalanan hidup selalu dipayungi lindungan dan diberi limpahan rahmat, hidayah serta inayah oleh Allah SWT"

"Sang pembawa risalah kebenaran, yang telah menuntun kita dari kegelapan menuju cahaya yang terang benderang, Rasulullah Muhammad SAW"

Dengan segenap hati Tugas Akhir ini kupersembahkan kepada :

- Ayah dan Ibuku tercinta
Terima kasih atas semua perhatian, kasih sayang, dan doa yang slalu kalian berikan kepada anakmu yang bikin repot mlulu. Smoga ananda menjadi anak yang dicita-citakan dan dibanggakan oleh kalian semua. Amin ...
- Adik-adikku yang baek
- De' Dafa Bondan, Pungky, Wulan, makasih banget loh atas dukungan morilnya. Smoga kalian jadi anak yang soleh dan berbakat ama ortu. Mas Anggo percaya kalian semuanya pinter-pinter, n' jangan lupa yah berdoa kalo abis solat.
- Rekan TA-ku
Untuk Aan thanks loh atas motivasi 'n kerjasamanya. Maapin yah klo slama ini aku slalu nyusahin dirimu, n trakhir buat kamu sukses loh berkarya di masa mendatang...
- My friends
Mas Irfan, makasih atas pinjaman gambar-gambar proyeknya.
Mas Lukman, makasih yah udah mo berkorban n' mluangkan waktunya.
Andy Wisnu & Harri Azzhari, partner bisnis yang slalu memberi support n' masukan, tuk Andy cepat dapet kerja yah...
Ii', Lidya, Wiwin, Udim(Jimmy), Nopan(13), QQ(Outea), Budi Satiawan, Eko Sulis, Fauzan(Ahonk), Mushihan, Boy Singkawang, Dayat(Roy Marten), football team Grogolan FC, n' temen-temen yg laen (sori klo g disebutin namanya), Alhamdulillah berkat perhatian, dukungan dan doa kalian akhirnya selesai juga Taku yg seabrek ini, dan hanya Allah SWT-lah yg akan membalas semua kebaikan kalian, amin.. Oh yaa khusus dua nama terakhir kapan nyusul? Ayo jgn menyerah n' putus asa (CM maksudnya..he..he..he)
- Team kps-kosan (Repidogi kps)
Echo(Tommasi), Anggun(Taqur), Ady(Kelix pelipur lara), Doni(Tom Cruise), Tojo(Badjuri), Indra(The Boss), Adi(Abu Serginho), Lisyn(.), Eyang Mur, Bule'+ anaknya(Lia), OmNunu. Untuk semuanya thank'x bgt atas bantuan dan komentar-komentarnya, maapin klo slama ini aku punya banyak salah, jgn pernah bosan yah ama aku n' always remember me...OK!
- My inspirations
Nuke, ex my girl friend, you there be still in my heart. Thank's a lot 4 your critical n' sprit, last good luck 4U...!!!
La Vecchia Signora (si Nyonya Besar), kq kalah mlulu, ayo bangkit dari keterpurukkan, kamu pasti bisa...!!!
She's gone(Steel Heart), Patience(G'n'R), Forever in one(Halloween), Unforgiven(Metallica), What it takes(Aerosmith), Not one night(Mr Big), Unwell(Matchbox20), n' many more...you're my best cool inspirations.

Anqo 'Delvecchio'

KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Assalamu'alaikum Warahmatullah Wabarakatuh

Puji syukur kami panjatkan kehadiran Allah SWT yang senantiasa melimpahkan nikmat, rahmat dan hidayah-Nya kepada kita semua, khususnya kepada kami sehingga dapat menyelesaikan tugas akhir ini. Tidak lupa shalawat serta salam kami panjatkan kehadiran Rasulullah SAW beserta keluarga, sahabat serta pengikutnya sampai akhir zaman.

Tugas akhir dengan judul **PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OLAH RAGA UNIVERSITAS NEGERI YOGYAKARTA DENGAN TINGKAT DAKTILITAS PENUH** ini diajukan sebagai syarat guna memperoleh derajat strata satu (S1) Sarjana Teknik Sipil pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Kami menyadari bahwa dalam penulisan tugas akhir ini tidak lepas dari sumbangan pemikiran dari berbagai pihak yang sangat membantu, sehingga kami dapat menyelesaikan semua hambatan yang terjadi selama penyusunan hingga selesainya tugas akhir ini. Maka pada kesempatan ini dengan penuh hormat dan kerendahan hati kami mengucapkan banyak terima kasih kepada pihak-pihak yang telah membantu, yaitu:

1. Ir. Fatkhurrohman N., MT, selaku Dosen Pembimbing I yang dengan penuh kesabaran memberikan bimbingan kepada kami dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Ir. Helmy Akbar Bale, MT, selaku Dosen Pembimbing II, yang telah memberikan masukan dan bimbingannya hingga selesainya tugas akhir ini.
3. Ir. HM. Samsudin, MT, selaku dosen tamu, yang telah merelakan waktu untuk memberikan pengujian dalam penyelesaian laporan tugas akhir ini.
4. Dr. Ir. H. Luthfi Hasan, MS, selaku Rektor Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
5. Prof. Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
6. Ir. H. Munadhir, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
7. Staf Dosen dan Karyawan Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
8. Ibu dan Ayah tercinta, atas doa, kesabaran serta dorongan yang telah diberikan kepada ananda selama ini.
9. Teman-teman seperjuangan Teknik Sipil Angkatan 99 dan semua pihak yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu, yang telah banyak membantu kami dalam penyusunan tugas akhir ini.

Kami menyadari bahwa penulisan tugas akhir ini masih jauh dari sempurna, mengingat keterbatasan ilmu, kemampuan dan pengalaman kami dalam

penelitian dan penulisan. Untuk itu kritik dan saran yang sifatnya membangun sangat kami harapkan guna perbaikan dan pengembangan selanjutnya.

Tidak ada yang dapat kami berikan selain ucapan terima kasih atas bantuan yang telah diberikan, semoga dapat diterima sebagai amal baik di sisi Allah SWT.

Akhir kata, kami berharap semoga tugas akhir ini bermanfaat dan memberikan tambahan ilmu bagi kita semua. Semoga Allah SWT senantiasa meridhoi kita semua, Amin.

Wassalamu'aliakum Warahmatullah Wabarakatuh

Jogjakarta, April 2004

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
HALAMAN MOTTO	iii
HALAMAN PERSEMBAHAN	iv
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR GAMBAR	xx
DAFTAR LAMPIRAN	xxvii
DAFTAR NOTASI	xxviii
ABSTRAKSI	xli
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Lokasi Proyek.....	2
1.3 Maksud dan Tujuan.....	2
1.4 Batasan Perencanaan.....	3
1.5 Manfaat.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5

BAB III LANDASAN TEORI.....	7
3.1 Pendahuluan.....	7
3.2 Beban-Beban Bekerja.....	8
3.3 Dasar Perencanaan Struktur Rangka Baja.....	9
3.3.1 Peraturan-Peraturan.....	9
3.3.2 Analisis Struktur.....	9
3.3.3 Perencanaan Struktur Baja.....	9
3.4 Dasar Perencanaan Struktur Beton Bertulang.....	18
3.4.1 Peraturan-Peraturan.....	18
3.4.2 Pembebanan.....	19
3.4.3 Analisis Struktur.....	21
3.4.4 Perencanaan Pelat.....	21
3.4.5 Perencanaan Struktur Portal Beton Bertulang dengan Daktilitas Penuh.....	23
3.4.6 Penulangan Balok.....	34
3.4.7 Penulangan Kolom.....	41
3.4.8 Perencanaan Pondasi.....	49
BAB IV PERENCANAAN ATAP.....	55
4.1 Perencanaan Gording (untuk Kuda-Kuda K1,K1",K2,K7,K8).....	56
4.1.1 Pembebanan Gording.....	61
4.1.2 Dimensi Gording.....	63
4.1.3 Perencanaan Sagrod.....	65
4.1.3.1 Pembebanan Sagrod.....	65

4.1.3.2	Dimensi Sagrod.....	66
4.2	Perencanaan Gording (untuk Kuda-Kuda K2,K3,K4,K5,K6).....	67
4.2.1	Pembebanan Gording.....	67
4.2.2	Dimensi Gording.....	70
4.2.3	Perencanaan Sagrod.....	72
4.2.3.1	Pembebanan Sagrod.....	72
4.2.3.2	Dimensi Sagrod.....	72
4.3	Perencanaan Rangka Kuda-Kuda.....	74
4.3.1	Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K1.....	74
4.3.1.1	Beban Mati.....	74
4.3.1.2	Beban Hidup.....	76
4.3.1.3	Beban Angin.....	76
4.3.2	Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K1”.....	82
4.3.2.1	Beban Mati.....	82
4.3.2.2	Beban Hidup.....	84
4.3.2.3	Beban Angin.....	84
4.3.3	Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K2.....	90
4.3.3.1	Beban Mati.....	90
4.3.3.2	Beban Hidup.....	91
4.3.3.3	Beban Angin.....	91
4.3.4	Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K3.....	97
4.3.4.1	Beban Mati.....	97
4.3.4.2	Beban Hidup.....	99

4.3.4.3	Beban Angin.....	99
4.3.5	Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K4.....	106
4.3.5.1	Beban Mati.....	106
4.3.5.2	Beban Hidup.....	107
4.3.5.3	Beban Angin.....	107
4.3.6	Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K5.....	114
4.3.6.1	Beban Mati.....	114
4.3.6.2	Beban Hidup.....	115
4.3.6.3	Beban Angin.....	115
4.3.7	Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K6.....	120
4.3.7.1	Beban Mati.....	120
4.3.7.2	Beban Hidup.....	121
4.3.7.3	Beban Angin.....	121
4.3.8	Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K7.....	127
4.3.8.1	Beban Mati.....	127
4.3.8.2	Beban Hidup.....	128
4.3.8.3	Beban Angin.....	128
4.3.9	Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K8.....	134
4.3.9.1	Beban Mati.....	134
4.3.9.2	Beban Hidup.....	135
4.3.9.3	Beban Angin.....	136
4.4	Pendimensian Rangka Kuda-Kuda.....	142
4.4.1	Dimensi Rangka Kuda-Kuda K1.....	142

4.4.2	Perencanaan Sambungan Baut	156
-------	----------------------------------	-----

**BAB V PERENCANAAN STRUKTUR NON PORTAL BETON
BERTULANG**

5.1	Perencanaan Pelat.....	177
5.1.1	Pembebanan Pelat.....	177
5.1.2	Penulangan Pelat Lantai.....	182
5.1.3	Penulangan Pelat Tribun.....	186
5.1.4	Penulangan Balok Tribun.....	189
5.1.5	Perencanaan Tulangan Pelat dengan Struktur Kantilever.....	197
5.1.6	Perencanaan Tulangan Lisplank.....	200
5.2	Perencanaan Balok Anak.....	203
5.2.1	Pembebanan Balok Anak.....	187
5.2.2	Distribusi Pembebanan Merata Balok Anak.....	206
5.2.2.1	Balok Anak Lantai.....	206
5.2.2.2	Balok Anak Tribun	209
5.2.3	Analisis Struktur.....	212
5.2.4	Penulangan Lentur Balok Anak.....	213
5.2.5	Penulangan Geser Balok Anak.....	220
5.3	Perencanaan Tangga.....	222
5.3.1	Perencanaan Optrede dan Antrede.....	223
5.3.2	Pembebanan Tangga dan Bordes.....	224
5.3.3	Analisis Struktur Tangga dan Bordes.....	224
5.3.4	Penulangan Pelat Tangga dan Bordes.....	225

BAB VI ANALISIS STRUKTUR PORTAL.....	227
6.1 Perhitungan Pembebanan Portal.....	228
6.1.1 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-X1).....	232
6.1.2 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-X2).....	239
6.1.3 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-X3).....	245
6.1.4 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-Y5 & Y17).	248
6.1.5 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-Y6 & Y16).	255
6.1.6 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-Y7 & Y15).	261
6.1.7 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-Y8 & Y14).	268
6.1.8 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-Y9 & Y13).	275
6.1.9 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-Y10&Y12).	282
6.1.10 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-Y11).....	286
6.1.11 Perhitungan Pembebanan PORTAL B (AS-Y1).....	293
6.1.12 Perhitungan Pembebanan PORTAL B (AS-Y2).....	300
6.1.13 Perhitungan Pembebanan PORTAL B (AS-Y3).....	305
6.1.14 Perhitungan Pembebanan PORTAL B (AS-X4 & X15)..	307
6.1.15 Perhitungan Pembebanan PORTAL B (AS-X5 & X14)..	314
6.1.16 Perhitungan Pembebanan PORTAL B (AS-X6 & X13)..	321
6.1.17 Perhitungan Pembebanan PORTAL B (AS-X7 & X12)..	327
6.1.18 Perhitungan Pembebanan PORTAL B (AS-X8 & X11)..	334
6.1.19 Perhitungan Pembebanan PORTAL B (AS-X9 & X10)..	341

BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR PORTAL BETON BERTULANG

DENGAN DAKTILITAS PENUH.....	348
7.1 Desain Balok.....	348
7.1.1 Momen Rencana Balok.....	348
7.1.2 Penulangan Lentur Balok dan Perhitungan Momen Nominal Aktual Balok.....	349
7.1.3 Gaya Geser Rencana Balok.....	362
7.1.4 Penulangan Geser Balok.....	364
7.2 Desain Kolom.....	369
7.2.1 Momen Rencana Kolom.....	371
7.2.2 Gaya Aksial Rencana Kolom.....	373
7.2.3 Perhitungan Diagram Interaksi Kolom.....	375
7.2.4 Perhitungan Kelangsingan Kolom dan Faktor Perbesaran Momen.....	377
7.2.5 Penulangan Kombinasi Lentur dan Aksial Kolom.....	381
7.2.6 Gaya Geser Rencana Kolom.....	383
7.2.7 Penulangan Geser Kolom.....	385
7.3 Desain Pertemuan Balok Kolom.....	387
7.4 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang.....	390
BAB VIII PEMBAHASAN.....	399
8.1 Umum.....	399
8.2 Atap.....	400
8.3 Pelat.....	400

8.4 Balok Tribun.....	401
8.5 Balok Anak.....	401
8.6 Balok Induk.....	402
8.7 Kolom.....	402
8.8 Pondasi.....	402
8.9 Tangga.....	403
BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN.....	409
9.1 Kesimpulan.....	409
9.2 Saran.....	410

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Beban Mati.....	19
Tabel 4.1 Pembebanan, Momen Sumbu x dan Sumbu y Gording.....	62
Tabel 4.2 Kombinasi Pembebanan LRFD.....	63
Tabel 4.3 Pembebanan, Momen Sumbu x dan Sumbu y Gording.....	68
Tabel 4.4 Kombinasi Pembebanan LRFD.....	69
Tabel 6.1 Beban Mati.....	228
Tabel 6.2 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL A (AS-X1).....	239
Tabel 6.3 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL A (AS-X2).....	245
Tabel 6.4 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL A (AS Y-5 & Y-17).....	253
Tabel 6.5 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL A (AS Y-5 & Y-17).....	254
Tabel 6.6 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL A (AS Y-6 & Y-16).....	259
Tabel 6.7 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL A (AS Y-6 & Y-16).....	261
Tabel 6.8 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL A (AS Y-7 & Y-15).....	266
Tabel 6.9 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL A (AS Y-7 & Y-15).....	268
Tabel 6.10 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL A (AS Y-8 & Y-14).....	273
Tabel 6.11 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL A (AS Y-8 & Y-14).....	275
Tabel 6.12 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL A (AS Y-9 & Y-13).....	280

Tabel 6.13 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL A (AS Y-9 & Y-13).....	282
Tabel 6.14 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL A (AS Y-10 & Y-12).....	285
Tabel 6.15 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL A (AS Y-10 & Y-12).....	286
Tabel 6.16 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL A (AS Y-11).....	290
Tabel 6.17 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL A (AS Y-11).....	292
Tabel 6.18 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL B (AS-Y1).....	300
Tabel 6.19 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL B (AS-Y2).....	304
Tabel 6.20 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL B (AS X-4 & X-15).....	312
Tabel 6.21 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL B (AS X-4 & X-15).....	314
Tabel 6.22 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL B (AS X-5 & X-14).....	319
Tabel 6.23 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL B (AS X-5 & X-14).....	320
Tabel 6.24 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL B (AS X-6 & X-13).....	325
Tabel 6.25 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL B (AS X-6 & X-13).....	327
Tabel 6.26 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL B (AS X-7 & X-12).....	332
Tabel 6.27 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL B (AS X-7 & X-12).....	333
Tabel 6.28 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL B (AS X-8 & X-11).....	338
Tabel 6.29 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL B (AS X-8 & X-11).....	338

X-11).....	340
Tabel 6.30 Distribusi Gaya Geser Gempa PORTAL B (AS X-9 & X-10).....	346
Tabel 6.31 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Depan PORTAL B (AS X-9 & X-10).....	347
Tabel 8.1 Rekapitulasi Tulangan Balok Anak Terpasang.....	404
Tabel 8.2 Rekapitulasi Tulangan Balok Tribun Terpasang.....	404
Tabel 8.3.a Rekapitulasi Tulangan Balok Terpasang Portal A.....	405
Tabel 8.3.b Rekapitulasi Tulangan Balok Terpasang Portal B.....	406
Tabel 8.4.a Rekapitulasi Tulangan Kolom Terpasang Portal A.....	407
Tabel 8.4.b Rekapitulasi Tulangan Kolom Terpasang Portal B.....	408

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lokasi Proyek.....	2
Gambar 3.1 Efek Lubang-Lubang Tak Segaris Terhadap Luas Bersih.....	16
Gambar 3.2 Daerah Yang Diarsir Dapat Terjadi Kegagalan Robekan.....	17
Gambar 3.3 Hubungan Koefisien Gempa Dasar Dengan Waktu Getar Struktur (PPKGURDG 1987).....	20
Gambar 3.4 Pembebanan Gempa Menurut PPKGURDG 1987.....	20
Gambar 3.5 Analisis Balok Bertulangan Sebelah.....	23
Gambar 3.6 Balok Portal Dengan Sendi Plastis Pada Kedua Ujungnya	26
Gambar 3.7 Pertemuan Balok Kolom Dengan Sendi Plastis Pada Kedua Ujungnya	28
Gambar 3.8 Kolom Lantai Dasar dan Lantai Atas Dengan <i>Muk</i> yang Ditetapkan Berdasarkan Kapasitas Sendi Plastis Balok.....	30
Gambar 3.9 Panel Pertemuan Balok dan Kolom Portal dalam Kondisi Terjadinya Sendi-Sendi Plastis Pada Kedua Ujung Balok.....	31
Gambar 3.10 Analisis Balok Bertulangan Rangkap Tumpuan Momen Negatif...	39
Gambar 3.11 Analisis Balok Bertulangan Rangkap Tumpuan Momen Positif dan Momen Lapangan.....	39
Gambar 3.12 Penampang Dengan Tulangan Terdistribusi Merata pada Keempat Sisinya.....	41
Gambar 3.13 Diagram Interkasi Pn-Mn.....	43
Gambar 3.14 Penempatan Tiang Pancang.....	49

Gambar 3.15 Konfigurasi Tiang Pancang.....	52
Gambar 3.16 Penurunan Pondasi Tiang.....	54
Gambar 4.1 Arah Pembebanan Gording Bentang 6 m.....	56
Gambar 4.2 Denah Rencana Kuda-kuda.....	57
Gambar 4.3 Denah Rencana Vertikal Bracing Atap Bawah.....	58
Gambar 4.4 Denah Rencana Catwalk.....	59
Gambar 4.5 Arah Pembebanan Gording Bentang 7 m.....	67
Gambar 4.6 Perencanaan Kuda-Kuda K1.....	78
Gambar 4.7 Pembebanan Kuda-Kuda K1 Sebagai Akibat dari Beban Mati dan Beban Hidup.....	79
Gambar 4.8 Pembebanan Kuda-Kuda K1 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kiri.....	80
Gambar 4.9 Pembebanan Kuda-Kuda K1 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kanan.....	81
Gambar 4.10 Perencanaan Kuda-Kuda K1”.....	86
Gambar 4.11 Pembebanan Kuda-Kuda K1” Sebagai Akibat dari Beban Mati dan Beban Hidup.....	87
Gambar 4.12 Pembebanan Kuda-Kuda K1” Sebagai Akibat dari Beban Angin Kiri.....	88
Gambar 4.13 Pembebanan Kuda-Kuda K1” Sebagai Akibat dari Beban Angin Kanan.....	89
Gambar 4.14 Perencanaan Kuda-Kuda K2.....	93

Gambar 4.15 Pembebanan Kuda-Kuda K2 Sebagai Akibat dari Beban Mati dan Beban Hidup.....	94
Gambar 4.16 Pembebanan Kuda-Kuda K2 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kiri.....	95
Gambar 4.17 Pembebanan Kuda-Kuda K2 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kanan.....	96
Gambar 4.18 Perencanaan Kuda-Kuda K3.....	102
Gambar 4.19 Pembebanan Kuda-Kuda K3 Sebagai Akibat dari Beban Mati dan Beban Hidup.....	103
Gambar 4.20 Pembebanan Kuda-Kuda K3 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kiri.....	104
Gambar 4.21 Pembebanan Kuda-Kuda K3 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kanan.....	105
Gambar 4.22 Perencanaan Kuda-Kuda K4.....	110
Gambar 4.23 Pembebanan Kuda-Kuda K4 Sebagai Akibat dari Beban Mati dan Beban Hidup.....	111
Gambar 4.24 Pembebanan Kuda-Kuda K4 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kiri.....	112
Gambar 4.25 Pembebanan Kuda-Kuda K4 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kanan.....	113
Gambar 4.26 Perencanaan Kuda-Kuda K5.....	116
Gambar 4.27 Pembebanan Kuda-Kuda K5 Sebagai Akibat dari Beban Mati dan Beban Hidup.....	117

Gambar 4.28 Pembebanan Kuda-Kuda K5 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kiri.....	118
Gambar 4.29 Pembebanan Kuda-Kuda K5 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kanan.....	119
Gambar 4.30 Perencanaan Kuda-Kuda K6.....	123
Gambar 4.31 Pembebanan Kuda-Kuda K6 Sebagai Akibat dari Beban Mati dan Beban Hidup.....	124
Gambar 4.32 Pembebanan Kuda-Kuda K6 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kiri.....	125
Gambar 4.33 Pembebanan Kuda-Kuda K6 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kanan.....	126
Gambar 4.34 Perencanaan Kuda-Kuda K7.....	130
Gambar 4.35 Pembebanan Kuda-Kuda K7 Sebagai Akibat dari Beban Mati dan Beban Hidup.....	131
Gambar 4.36 Pembebanan Kuda-Kuda K7 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kiri.....	132
Gambar 4.37 Pembebanan Kuda-Kuda K7 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kanan.....	133
Gambar 4.38 Perencanaan Kuda-Kuda K8.....	138
Gambar 4.39 Pembebanan Kuda-Kuda K8 Sebagai Akibat dari Beban Mati dan Beban Hidup.....	139
Gambar 4.40 Pembebanan Kuda-Kuda K8 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kiri.....	140

Gambar 4.41 Pembebanan Kuda-Kuda K8 Sebagai Akibat dari Beban Angin Kanan.....	141
Gambar 4.42 Penampang Profil H Beam 200x200x8x12x13.....	142
Gambar 4.43 Penampang Profil IWF 200x100x5,5x8x11.....	145
Gambar 4.44 Penampang Profil 2L 80.80.8.....	147
Gambar 4.45 Penampang Profil 2L 70.70.7.....	150
Gambar 4.46 Penampang Profil 2L 60.60.6.....	152
Gambar 4.47 Daerah yang diarsir dapat terjadi kegagalan robekan.....	164
Gambar 4.48 Profil siku dengan kaki-kaki yang diratakan menjadi satu bidang datar.....	164
Gambar 4.49 Daerah yang diarsir dapat terjadi kegagalan robekan.....	167
Gambar 4.50 Profil siku dengan kaki-kaki yang diratakan menjadi satu bidang datar.....	168
Gambar 4.51 Daerah yang diarsir dapat terjadi kegagalan robekan.....	171
Gambar 4.52 Profil siku dengan kaki-kaki yang diratakan menjadi satu bidang datar.....	172
Gambar 4.53 Daerah yang diarsir dapat terjadi kegagalan robekan.....	175
Gambar 4.54 Profil siku dengan kaki-kaki yang diratakan menjadi satu bidang datar.....	175
Gambar 5.1.a Denah Rencana Pelat Lantai 1.....	179
Gambar 5.1.b Denah Rencana Pelat Lantai 2.....	180
Gambar 5.2 Denah Rencana Tribun dan Balok Anak Tribun.....	181
Gambar 5.3 Pelat Lantai L1.....	182

Gambar 5.4 Distribusi Beban Merata Pada Bentang Pendek.....	203
Gambar 5.5 Distribusi Beban Merata Pada Bentang Panjang.....	204
Gambar 5.6 Perencanaan Balok Anak Lantai 1.....	204
Gambar 5.7 Perencanaan Balok Anak Lantai 2.....	205
Gambar 5.8 Analisis Balok Bertulangan Rangkap Tumpuan Untuk Momen Negatif.....	213
Gambar 5.9 Distribusi Gaya Geser Balok Anak Type g.....	220
Gambar 5.10 Tangga Tampak Atas.....	222
Gambar 5.11 Tangga Tampak Samping.....	222
Gambar 6.1 Distribusi Beban Merata Pada Bentang Pendek.....	230
Gambar 6.2 Distribusi Beban Merata Pada Bentang Panjang.....	230
Gambar 6.3 Denah Rencana Portal.....	231
Gambar 7.1 Analisis Balok Bertulangan Rangkap Tumpuan Untuk Momen Negatif.....	350
Gambar 7.2 Analisis Balok Bertulangan Rangkap Tumpuan Untuk Momen Positif.....	354
Gambar 7.3 Distribusi Gaya Geser Balok.....	368
Gambar 7.4 Denah Rencana Kolom.....	370
Gambar 7.5 Penampang Dengan Tulangan Terdistribusi Merata Pada Keempat Sisinya.....	375
Gambar 7.6 Diagram Mn-Pn Kolom Ukuran 500mmx500mm	376-a
Gambar 7.7 Diagram Mn-Pn Kolom Ukuran 500mmx600mm	376-b
Gambar 7.8 Diagram Mn-Pn Kolom Ukuran 500mmx700mm	376-c

Gambar 7.9 Penampang Melintang Kolom Ukuran 500mm x 500mm.....	377
Gambar 7.10 Penampang Melintang Balok Ukuran 350mm x 450mm.....	378
Gambar 7.11 Kekuatan Relatif Kolom K2 (As X-3) Sejajar Sumbu x.....	379
Gambar 7.12 Join Balok-Kolom Dalam.....	387
Gambar 7.13 Penempatan Pondasi Tiang Pancang.....	390
Gambar 7.14 Konfigurasi Tiang Pancang.....	395
Gambar 7.15 Pemasangan Tiang Pancang Tampak Samping.....	395
Gambar 7.16 Pemasangan Tiang Pancang Tampak Atas.....	396
Gambar 7.17 Penurunan Pondasi Tiang.....	397

DAFTAR LAMPIRAN

LAMPIRAN 1 Input dan Output Analisis Struktur SAP 2000

LAMPIRAN 2 Data – data Tanah

LAMPIRAN 3 Tabel Perhitungan Struktur

1. Kuda-kuda	1-207
2. Pelat	208-209
3. Balok anak	210-225
4. Balok induk	226-309
5. Kolom	310-401
6. Pondasi	402-405

LAMPIRAN 4 Gambar-gambar Perencanaan Struktur Gedung Olah Raga
Universitas Negeri Yogyakarta1-52

DAFTAR NOTASI

a	tinggi blok tekan ekivalen, mm
A_b	luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir, mm ²
A_g	luas penampang bruto, mm ²
A_g	luas penampang kolom, mm ²
A_p	luas penampang tiang pancang, mm ²
A_s	luas tulangan tarik longitudinal, mm ²
A_v	luas penampang tulangan sengkang, mm ²
A_s'	luas tulangan desak, mm ²
A_{jh}	luas tulangan sengkang horizontal, mm ²
A_{jv}	luas tulangan sengkang vertikal, mm ²
A_{ns}	luas bersih yang mengalami retakan geser, mm ²
A_{nt}	luas penampang netto, mm ²
A_{nt}	luas bersih yang mengalami retakan tarik, mm ²
A_{sc}	luas tulangan longitudinal tarik luas tulangan join vertikal, mm ²
A_{sc}'	luas tulangan longitudinal tekan, mm ²
A_{si}	luas penampang tulangan baja, mm ²
A_{tg}	luas bruto yang mengalami pelelehan tarik, mm ²
A_{vg}	luas bruto yang mengalami pelelehan geser, mm ²
A_{s1}	luas penampang tulangan baja lapis satu, mm ²
A_{s2}	luas penampang tulangan baja lapis dua, mm ²

A_{s3}	luas penampang tulangan baja lapis tiga, mm^2
A_{s4}	luas penampang tulangan baja lapis empat, mm^2
$A_{s\ min}$	luas tulangan tarik longitudinal minimal, mm^2
$A_{s\ perlu}$	luas tulangan tarik longitudinal perlu, mm^2
$A_{s\ susut}$	luas tulangan susut, mm^2
B	lebar penampang pondasi, m
b	lebar penampang, mm
B_g	lebar bersih pile cap, m
b_f	lebar pelat sayap, mm
b_j	lebar efektif join, mm
b_w	lebar badan penampang balok, mm
b_w	lebar komponen kolom terkecil, mm
C	koefisien gempa dasar
C	gaya tekan pada beton, N
c	nilai kohesi tanah,
C_c	gaya tekan beton, N
C_c	<i>compression index</i> (didapat dari uji konsolidasi)
C_m	faktor koreksi
C_s	gaya tekan baja, N
C_{ka}	gaya desak beton dalam inti join kanan, N
C_{ki}	gaya desak beton dalam inti join kiri, N
c_u	<i>undrained cohesion</i> , t/m^2
c_1	koefisien angin tiup

c_2	koefisien angin hisap
D	beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan layan tetap
D	diameter tiang, m
d	diameter lubang, mm
d	tinggi efektif penampang, mm
d	spasi (jarak as-as tiang)
d_b	diameter baut nominal pada daerah tak berulir, mm
d_i	jarak tulangan, mm
E	beban gempa.
e	eksentrisitas yang terjadi, m
e'	eksentrisitas gaya terhadap titik berat tulangan tarik, m
E_c	modulus elastisitas beton, $= 4700 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
E_s	modulus elastisitas baja, 200000 MPa
e_b	eksentrisitas pada kondisi seimbang, m
e_0	<i>initial void ratio</i> (angka pori awal)
El_b	kekakuan batang balok
El_k	kekakuan batang kolom
f	unit tahanan friksi
F_i	beban horizontal, kN
f_r	tegangan tekan residual pada pelat sayap, MPa
f_s	tegangan baja tarik, MPa

f_u	tegangan tarik putus yang terendah dari baut atau pelat, MPa
f_y	tegangan leleh baja, MPa
f_{cr}	tegangan kritis penampang, MPa
f_c'	tegangan desak beton, MPa
f_s'	tegangan baja desak, MPa
f_u^b	tegangan tarik putus baut, MPa
f_{si}	tegangan baja tarik, MPa
H	beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air.
H	tinggi lapisan lempung, m
h	tinggi kolom dari titik pertemuan ke titik pertemuan, m
h	tinggi total penampang beton, mm
h_c	tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau, m
h_i	tinggi struktur setiap tingkat dari penjepit lateral, m
h_n	tinggi bersih kolom, m
I	faktor keutamaan struktur
I	inersia penampang tiang, mm ⁴
i	nomor lapis tulangan
I_g	inersia penampang beton, mm ⁴
K	faktor jenis struktur
k	faktor panjang efektif
k_c	faktor panjang tekuk
L	beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung termasuk kejutan tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin,

	hujan, dan lain-lain.
L	panjang batang tarik/tekan, mm
L	panjang tiang pancang, m
L_a	beban hidup di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan, dan material, atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak.
L_g	panjang bersih pile cap, m
L_x	panjang bentang pendek, m
L_y	panjang bentang panjang, m
l_b	bentang balok dari pusat ke pusat kolom, m
l_n	bentang bersih balok, m
l_u	panjang bebas kolom tanpa penopang, m
l_{ka}	bentang balok sebelah kanan dari titik pertemuan ke titik pertemuan, m
l_{ki}	bentang balok sebelah kiri dari titik pertemuan ke titik pertemuan, m
l_{nka}	bentang bersih balok sebelah kanan kolom, m
l_{nki}	bentang bersih balok sebelah kiri kolom, m
m	panjang pile cap, m
M_c	momen berfaktor yang digunakan untuk perencanaan komponen struktur tekan, kNm
M_n	kapasitas momen / kuat lentur nominal penampang, kNm
M_p	kuat lentur plastis / momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh, kNm
M_r	momen batas tekuk, kNm

M_u	momen lentur ultimit akibat beban luar, kNm
M_x	momen tinjauan arah x, kNm
M_y	momen tinjauan arah y, kNm
M_n^e	momen terhadap pusat plastis, Nmm
$M_{D,b}$	momen lentur balok portal akibat beban mati, kNm
$M_{D,k}$	momen pada kolom akibat beban mati, kNm
$M_{E,b}$	momen lentur balok portal akibat beban gempa, kNm
$M_{E,k}$	momen pada kolom akibat beban gempa, kNm
$M_{L,b}$	momen lentur balok portal akibat beban hidup, kNm
$M_{L,k}$	momen pada kolom akibat beban hidup, kNm
$M_{u,k}$	kuat lentur ultimit kolom, kNm
M_{E,k^+}	momen pada kolom akibat beban gempa arah tegak lurus portal, kNm
$M_{L,b,R}$	momen lentur balok portal akibat beban hidup tereduksi, kNm
$M_{u,k \text{ atas}}$	momen rencana kolom pada ujung atas dihitung pada muka balok, kNm
$M_{u,k \text{ bawah}}$	momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok, kNm
M_{kap}	momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom, kNm
M'_{kap}	momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok atau bidang muka kolom yang lain, kNm
$M_{kap,k}$	momen kapasitas kolom, kNm
$M_{kap,ka}$	momen kapasitas lentur balok di sebelah kanan bidang muka kolom, kNm

- $M_{kap,ki}$ momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri bidang muka kolom, kNm
- $M_{kap,ka\perp}$ momen kapasitas lentur balok di sebelah kanan bidang muka kolom arah tegak lurus portal, kNm
- $M_{kap,ki\perp}$ momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri bidang muka kolom arah tegak lurus portal, kNm
- $M_{kap, k \text{ bawah}}$ kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar, kNm
- $M_{nak,b}$ kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan yang terpasang, kNm
- $M'_{nak,b}$ kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan yang terpasang pada ujung balok atau bidang muka kolom yang lain, kNm
- $M_{nak, k \text{ bawah}}$ kuat lentur nominal aktual ujung dasar kolom lantai dasar (berdasarkan luas tulangan aktual yang terpasang), kNm
- M_{n1} kuat momen pas. kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik, kNm
- M_{n2} kuat momen pas. kopel tulangan baja tekan dan baja tarik tambahan, kNm
- M_{1b}, M_{2b} momen-momen ujung terfaktor pada kolom yang posisinya berlawanan, kNm
- M_{2b} momen terfaktor akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan, kNm
- M_{2s} momen terfaktor akibat beban yang menimbulkan goyangan, kNm
- N banyaknya garis tulangan
- n banyaknya lubang dalam garis potongan
- n jumlah lantai di atas kolom yang ditinjau
- n lebar pile cap, m

n	jumlah tiang pancang dalam satu kelompok
N_c	<i>Bearing capacity factor</i>
N_n	kuat tekan / tarik nominal komponen struktur, N
N_u	kuat tarik perlu yang merupakan gaya aksial tarik / tekan akibat beban terfaktor, N
N_u	gaya aksial yang terjadi pada kolom yang ditinjau, kN
$N_{E,k}$	gaya aksial kolom akibat beban gempa, kN
$N_{g,k}$	gaya aksial kolom akibat beban gravitasi, kN
$N_{u,k}$	beban aksial rencana kolom, kN
$N_{E,k,\perp}$	gaya aksial kolom akibat beban gempa arah tegak lurus portal, kN
n_1 dan n_2	jumlah tiang pada kelompok tiang1
N_c^*, N_q^*, N_γ^*	<i>Bearing capacity factor</i>
P	kapasitas tiang tunggal berdasarkan kekuatan beton, kN
P	gaya aksial yang terjadi, kN
P	kapasitas kelompok tiang yang diperlukan, kN
s	penurunan total, m
SF_1	angka keamanan untuk tahanan ujung, 3
SF_2	angka keamanan untuk tahanan friksi, 2
W	berat tiang pancang, kN
P_c	beban tekuk <i>Euler</i> , kN
P_n	gaya aksial nominal, kN
P_u	beban rencana aksial terfaktor, kN

P_{cs}	gaya permanen dalam baja prategang yang terletak di sepertiga bagian tengah tinggi kolom, kN
P_{total}	gaya aksial total yang terjadi, kN
ϕP_n	kapasitas kolom terhadap keruntuhan tarik ataupun tekan, kN
$\sum P_u, \sum P_c$	jumlah untuk semua kolom dalam satu tingkat, kN
Q	gaya aksial total, kN
Q_p	tahanan ujung (<i>end bearing</i>), kN
Q_s	tahanan friksi, kN
q_p	unit daya dukung tanah
Q_{all}	kapasitas tiang tunggal, kN
$\sum Q_u$	jumlah kapasitas tiang individu
$\sum Q_u$	jumlah kapasitas kelompok tiang berdasarkan blok
r	jari-jari girasi terkecil profil, mm
R_d	kuat rencana, N
R_n	kuat nominal, N
R_n	faktor reduksi
R_u	beban terfaktor atau kuat perlu, N
r_l	faktor modifikasi tegangan untuk memperhitungkan ada atau tidak adanya ulir baut pada bidang geser.
S	modulus penampang elastis
S	jarak antar tulangan pelat, mm
s	jarak tulangan geser, mm

s_g	jarak antara sumbu lubang pada arah sejajar sumbu komponen struktur, mm
T	waktu getar alami struktur, detik
T	gaya tarik pada baja tulangan, N
t	tebal penampang, mm
T_d	kuat tarik rencana baut, N
T_n	kuat tarik nominal baut, N
t_f	tebal pelat sayap, mm
t_p	tebal lapis tertipis di dalam sambungan, mm
t_p	tebal pelat sambung, mm
t_w	tebal pelat badan, mm
T_{ka}, T_{ki}	gaya tarik baja dalam inti beton di sebelah kanan dan kiri join, N
T_l	gaya tarik, N
u	jarak antara sumbu lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur, mm
V_b	gaya gempa dasar, kN
V_c	gaya geser yang ditahan oleh beton, kN
V_d	kuat geser rencana baut, N
V_g	gaya geser balok akibat beban grafitasi, kN
V_n	kuat geser nominal baut, N
V_s	gaya geser yang ditahan tulangan geser, kN
$V_{D,b}$	gaya geser balok akibat beban mati, kN
$V_{D,k}$	gaya geser kolom akibat beban mati, kN

$V_{E,b}$	gaya geser balok akibat gempa, kN
$V_{E,k}$	gaya geser kolom akibat beban gempa, kN
$V_{L,b}$	gaya geser balok akibat beban hidup, kN
$V_{L,k}$	gaya geser kolom akibat beban hidup, kN
$V_{s,k}$	gaya geser yang ditahan tulangan geser kolom, kN
$V_{u,b}$	gaya geser rencana balok, kN
$V_{u,k}$	kuat geser rencana kolom, kN
$V_{E,k,\perp}$	gaya geser kolom akibat beban gempa arah tegak lurus portal, kN
V_{jh}	kuat geser horizontal perlu, kN
V_{jv}	kuat geser vertikal perlu, kN
V_{kol}	gaya geser horizontal kolom pada join, kN
W	beban angin
W_D	beban mati yang diakibatkan oleh berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap
W_i	beban pada tiap lantai, kN
W_L	beban hidup yang diakibatkan oleh semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung termasuk beban-beban yang berasal dari barang-barang yang berpindah-pindah
W_t	berat kombinasi beban mati dan beban hidup yang direduksi, kN
W_w	beban angin yang diakibatkan oleh semua beban yang bekerja pada gedung yang disebabkan oleh selisih dari tekanan udara, yang nilainya dikalikan dengan koefisien angin (c)
w_u	beban merata terfaktor, kN/m ²

x	koefisien momen menurut tabel koefisien momem (PBI, 1971)
x	jarak serat tekan terluar ke garis netral, mm
Z	modulus penampang plastis
Z_{ka}, Z_{ki}	kopel momen antara gaya desak beton dan gaya tarik baja dalam inti beton di sebelah kanan dan kiri join.
α	sudut kemiringan atap
α	<i>adhesion factor</i>
α_k	faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah.
β	faktor reduksi tinggi blok tegangan tekan ekivalen beton, 0,85
β_d	rasio perbandingan momen beban mati terfaktor terhadap momen total terfaktor
γ	berat volume tanah, kN/m ³
λ	perbandingan lebar terhadap tebal (kelangsingan).
λ_c	parameter kelangsingan batang tekan
λ_p	batas perbandingan lebar terhadap tebal untuk penampang kompak
λ_r	batas perbandingan lebar terhadap tebal untuk penampang tak-kompak.
ϕ	diameter tulangan pelat, mm
ϕ	faktor reduksi kekuatan
ϕ_f	faktor reduksi kekuatan saat fraktur
ϕ_o	faktor penambahan kekuatan
ω_d	faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur

ρ	rasio tulangan
ρ_b	rasio tulangan terhadap luas beton efektif dalam keadaan seimbang
ρ_{maks}	rasio tulangan maksimum
ρ_{min}	rasio tulangan minimum
ϵ_s	regangan tulangan baja tarik
ϵ_s'	regangan tulangan baja tekan
ϵ_y	regangan leleh baja
ϵ_{cu}	regangan beton, = 0,003
ϵ_{si}	regangan tulangan baja tekan maupun tarik
ψ	kekakuan relatif
ψ_A, ψ_B	faktor kekakuan ujung
δ_b	faktor pembesar untuk momen akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan berarti
δ_s	faktor pembesar untuk momen akibat beban yang menimbulkan goyangan
Δp	unit panjang tiang, m
$\sum p \cdot \Delta L$	luas selimut tiang, m ²
$\Delta p_{(i)}$	tegangan yang terjadi di tengah-tengah lapisan lempung, t/m ²
$P_{o(i)}$	tegangan vertikal efektif di tengah-tengah lapis lempung, t/m ²
$\Delta s_{(i)}$	penurunan masing-masing lapis lempung, m
$\sum \Delta s$	jumlah penurunan pada masing-masing lapis lempung, m

ABSTRAKSI

Perencanaan struktur suatu bangunan secara keseluruhan bertujuan untuk menghasilkan suatu struktur yang stabil, cukup kuat, mampu layan, awet, ekonomis dan mudah dilaksanakan. Struktur dikatakan stabil apabila tidak mudah terguling atau tergeser selama umur bangunan yang direncanakan, cukup kuat dan mampu layan apabila kemungkinan terjadi kegagalan struktur dan kehilangan kemampuan layan selama umur bangunan yang direncanakan adalah kecil dan dalam batas yang direncanakan.

Perencanaan struktur beton bertulang dengan konsep daktilitas menetapkan suatu taraf perencanaan terhadap beban gempa yang menjamin struktur agar tidak rusak karena gempa kecil atau sedang, tetapi saat dilanda gempa kuat yang jarang terjadi struktur tersebut mampu berperilaku daktil dengan memancarkan energi gempa dan sekaligus membatasi beban gempa yang masuk ke dalam struktur. Struktur beton bertulang dalam perencanaan ini menggunakan daktilitas penuh sehingga harus direncanakan terhadap beban siklis gempa kuat sedemikian rupa dengan pendetailan khusus agar mampu menjamin terjadinya sendi-sendi plastis dengan pemencaran energi yang diperlukan.

Sebagai hasil dari perencanaan ini meliputi perencanaan atap dengan metode LRF_D (Load Resistance Factor Design) dari AISC, perencanaan pelat lantai, perencanaan pelat tribun dan balok tribun, perencanaan tangga, perencanaan balok anak, perencanaan balok induk, perencanaan kolom dan perencanaan pondasi tiang pancang.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

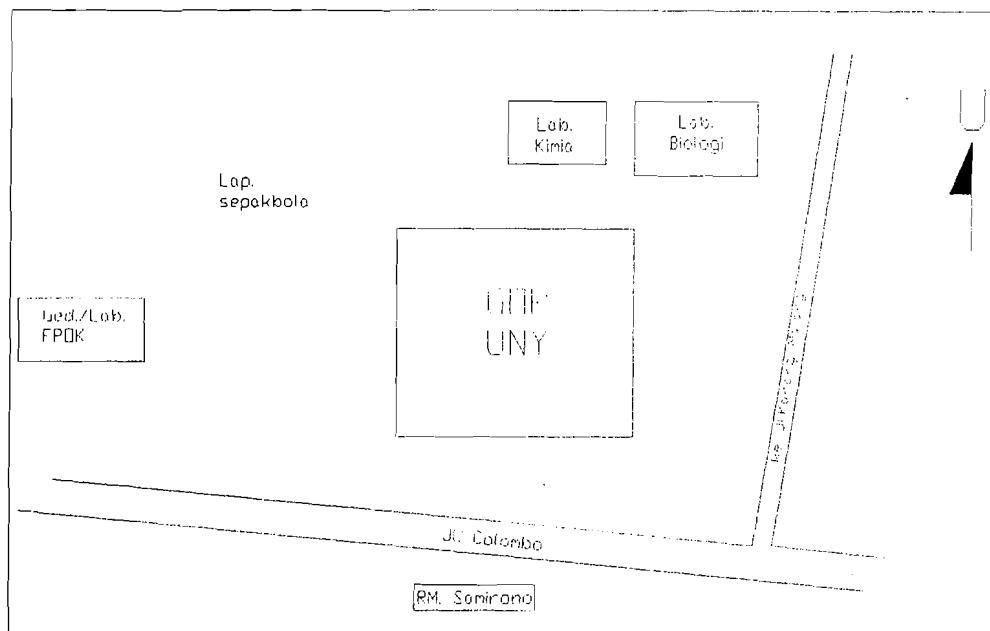
Pembangunan Nasional Indonesia yang bertujuan mewujudkan masyarakat adil dan makmur dapat tercapai apabila terdapat penguasaan ilmu dan teknologi serta profesionalisme di segala bidang. Penguasaan ilmu dan teknologi merupakan elemen penting dalam menghadapi kompetisi di masa yang akan datang.

Seiring perkembangan dunia rancang bangun gedung di Indonesia menuntut para lulusan sarjana khususnya sarjana teknik sipil agar mampu mengaplikasikan ilmunya secara maksimal di lapangan bukan hanya memiliki kemampuan secara teoritis.

Untuk mengantisipasi permasalahan ini penulis mengambil tugas akhir tentang Perencanaan Gedung Olah Raga Universitas Negeri Yogyakarta Dengan Tingkat Daktilitas Penuh sebagai penerapan ilmu yang didapat di bangku kuliah untuk merencanakan suatu bangunan sebagai bekal untuk mempersiapkan diri dalam dunia kerja yang akan dijalani secara profesional.

1.2 Lokasi Proyek

Proyek Pembangunan Gedung Olah Raga Universitas Negeri Yogyakarta terletak di Jalan Colombo, Yogyakarta.



Gambar 1.1 Peta Lokasi Proyek

1.3 Maksud dan Tujuan

Perencanaan Gedung Olah Raga Universitas Negeri Yogyakarta ini dimaksudkan untuk mendapatkan alternatif desain yang efektif dan efisien dengan tingkat keamanan sesuai dengan yang telah disyaratkan. Perencanaan ini bertujuan untuk mengaplikasikan ilmu ketekniksipilan yang telah diperoleh, sehingga dapat dijadikan bekal dalam menghadapi dunia kerja di bidang konstruksi.

Adapun tujuan dari perencanaan ini adalah memperoleh hasil perencanaan akhir dari data-data arsitektural dan lapangan, yang meliputi:

1. Perencanaan atap
2. Perencanaan pelat lantai
3. Perencanaan tribun
4. Perencanaan tangga
5. Perencanaan balok dan kolom
6. Perencanaan pondasi

1.4 Batasan Perencanaan

Sebagai batasan ruang lingkup dalam perancangan Gedung Olah Raga Universitas Negeri Yogyakarta Dengan Tingkat Daktilitas Penuh pada penyusunan Tugas Akhir ini, adalah sebagai berikut :

1. Perancangan ini meliputi perhitungan struktur bangunan dari atas sampai bawah, tidak termasuk Rencana Anggaran dan Biaya (RAB).
2. Perencanaan atap menggunakan mutu baja profil BJ 37 dengan tegangan leleh (f_y) = 240 MPa
Mutu baut non fulldrat A325-X : tegangan leleh (f_y) = 205 MPa, kuat tarik (f_u) = 825 MPa.
3. Perencanaan struktur beton bertulang menggunakan mutu beton dengan kuat desak rencana (f_c') = 20 MPa. Digunakan baja tulangan polos (BJTP) untuk $\emptyset \leq 12$ mm dengan tegangan leleh (f_y) = 240 MPa, sedangkan baja tulangan ulir (BJTD) untuk $\emptyset > 12$ mm dengan tegangan leleh (f_y) = 400 MPa.

4. Perencanaan pondasi diperhitungkan berdasarkan data karakteristik tanah yang ada dengan menggunakan jenis pondasi tiang pancang.
5. Bentuk dan tata letak struktur bangunan tetap, sesuai gambar kerja yang ada.
6. Analisa mekanika struktur dengan program SAP 2000 non linier versi 7.42.
7. Analisa output menggunakan program aplikasi Microsoft Access dan Microsoft Excel.
8. Perencanaan konstruksi baja berdasarkan metode LRFD (Load Resistance Factor Design) dari AISC.
9. Aturan gempa mengacu kepada Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung 1987.
10. Perencanaan struktur beton bertulang dengan daktilitas penuh menurut Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SK SNI T-15-1991-03.

1.5 Manfaat

Manfaat yang diperoleh dari perencanaan ini adalah memberikan tambahan ilmu dan wawasan baru bagi penulis dalam bidang perencanaan khususnya dalam menganalisis perencanaan pada suatu proyek konstruksi bangunan gedung bertingkat.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Struktur yang direncanakan dengan peraturan-peraturan pembebanan gempa dapat menahan gaya gempa lebih besar, karena struktur tersebut direncanakan dan didesain dengan baik agar dapat berdeformasi sampai keadaan inelastisnya tanpa menunjukkan keruntuhan (**Gideon HK,1993**).

Untuk mengendalikan perilaku elastoplastis dalam struktur pada waktu menahan gaya gempa merupakan dasar untuk pencadangan energi yang dipakai dalam perencanaan struktur daktail, dimana perilaku struktur setelah melampaui batas elastis harus tetap terjamin dengan baik, sehingga keruntuhan getas dapat dihindari, dengan menempatkan sendi-sendi plastis pada balok (*strong column weak beam*) yang memungkinkan pemencaran energi berlangsung di banyak tempat dan memperkecil bahaya ketidakstabilan struktur (**Istimawan Dipohusodo, 1994**).

Ukuran daktilitas suatu struktur adalah faktor daktilitas simpangan yang didefinisikan sebagai perbandingan antara defleksi lateral pada akhir batas setelah elastis dan defleksi lateral pada luluh pertama (**Park Paulay,1975**).

Struktur dengan tingkat daktilitas terbatas mempunyai $\mu = 2$, dan faktor jenis struktur $K_{min} = 2$, sedangkan struktur dengan daktilitas penuh mempunyai $\mu = 4$, dan faktor jenis struktur $K_{min} = 1$ (**Bambang Budiono,1989**).

Perencanaan struktur dengan daktilitas menggunakan metode kekuatan batas dan beban kerja terfaktor sehingga struktur direncanakan pada suatu batas akhir keruntuhan (SK SNI T-15-1991-03).

Komponen struktur beton direncanakan sedemikian rupa sehingga tidak terjadi retak yang berlebihan pada penampang sewaktu mendukung beban kerja, dan masih mempunyai cukup keamanan serta cadangan kekuatan untuk menahan beban dan tegangan lebih lanjut tanpa mengalami keruntuhan (**Istimawan Dipohusodo,1994**).

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Perencanaan Gedung Olah Raga Universitas Negeri Yogyakarta terdiri dari perencanaan atap berdasarkan Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung dengan metode LRFD, dan perencanaan struktur beton bertulang dengan daktilitas penuh menurut Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SK SNI T-15-1991-03.

Struktur rangka atap direncanakan untuk menghasilkan suatu struktur yang stabil, cukup kuat, mampu layan, awet, ekonomis dan mudah dilaksanakan. Suatu struktur dikatakan stabil apabila tidak mudah terguling atau tergeser selama umur bangunan yang direncanakan. Suatu struktur dikatakan cukup kuat dan mampu layan apabila kemungkinan terjadi kegagalan struktur dan kehilangan kemampuan layan selama umur bangunan yang direncanakan adalah kecil dan dalam batas yang direncanakan.

Perencanaan struktur beton bertulang dengan konsep daktilitas menetapkan suatu taraf perencanaan terhadap beban gempa yang menjamin struktur agar tidak rusak karena gempa kecil atau sedang, tetapi saat dilanda gempa kuat yang jarang terjadi struktur tersebut mampu berperilaku daktil dengan memencarkan energi gempa dan sekaligus membatasi beban gempa yang masuk ke dalam struktur.

3.2 Beban –beban Bekerja

Perencanaan suatu struktur untuk keadaan-keadaan stabil batas, kekuatan batas, dan kemampuan layan batas harus memperhitungkan pengaruh-pengaruh dari aksi-aksi sebagai akibat dari beban-beban berikut ini menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung :

1. Beban mati (W_D) ialah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap.
2. Beban hidup (W_L) ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung termasuk beban – beban yang berasal dari barang – barang yang berpindah – pindah. Beban hidup menurut PPIUG 1983 untuk gedung olah raga adalah 5 kN/m^2 .
3. Beban angin (W_W) ialah semua beban yang bekerja pada gedung yang disebabkan oleh selisih dari tekanan udara, yang nilainya dikalikan dengan koefisien angin (c). Untuk perencanaan dalam tugas akhir ini menggunakan atap segitiga majemuk dengan kriteria sebagai berikut :

- Untuk bidang – bidang atap dipihak angin (c_1),

$$\alpha < 65^\circ \quad (0,02 \alpha - 0,4) \quad \dots\dots\dots(3.1)$$

- Untuk semua bidang atap dibelakang angin (c_2),

$$\text{untuk semua } \alpha \quad -0,4 \quad \dots\dots\dots(3.2)$$

dengan c_1 adalah koefisien angin tiup, c_2 adalah koefisien angin hisap, α adalah sudut kemiringan atap.

4. Beban gempa ialah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa.

3.3 Dasar Perencanaan Struktur Rangka Baja

Dasar perencanaan struktur rangka baja meliputi peraturan-peraturan dan perencanaan struktur baja.

3.3.1 Peraturan-Peraturan

Peraturan-peraturan yang digunakan dalam perencanaan antara lain sebagai berikut:

1. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (LRFD) 2000.
2. Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987.

3.3.2 Analisis Struktur

Analisis struktur menggunakan program aplikasi komputer SAP 2000, dengan input data-data koordinat-koordinat titik nodal sesuai bentuk dan ukuran struktur rangka atap, luas penampang profil, inersia profil, modulus elastisitas baja $E = 200000$ MPa sebagai data-data elemen batang, dan beban titik pada tiap titik buhul. Data-data keluaran program berupa reaksi dukungan dan gaya-gaya batang untuk kepentingan perencanaan.

3.3.3 Perencanaan Struktur Baja

Perencanaan struktur baja menurut Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (LRFD) 2000, meliputi kombinasi pembebanan, perencanaan untuk lentur, perencanaan akibat gaya tekan, perencanaan akibat gaya tarik, dan perencanaan sambungan baut.

1. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan dalam perencanaan struktur baja dengan metode LRFD adalah sebagai berikut :

$$1,4D$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5(L_a \text{ atau } H)$$

$$1,2D + 1,6(L_a \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8W)$$

$$1,2D + 1,3W + \gamma_L L + 0,5(L_a \text{ atau } H)$$

$$1,2D + 1,0E + \gamma_L L$$

$$0,9D - (1,3W \text{ atau } 1,0E)$$

dengan: D adalah beban mati, L adalah beban hidup, L_a adalah beban hidup di atap selama perawatan atau penggunaan, H adalah beban hujan, W adalah beban angin, dan E adalah beban gempa, dengan $\gamma_L = 0,5$ bila $L < 5 \text{ kN/m}^2$, dan $\gamma_L = 1$ bila $L \geq 5 \text{ kN/m}^2$.

2. Perencanaan Untuk Lentur

Perencanaan lentur terdapat pada perencanaan gording, komponen struktur yang memikul lentur harus memenuhi ketentuan:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \dots\dots\dots(3.3)$$

dengan M_u adalah momen lentur perlu (kNm), ϕ adalah faktor reduksi ($\phi = 0,9$) dan M_n adalah kuat lentur nominal penampang (kNm).

Kuat lentur nominal penampang ditentukan menurut penampang kompak, penampang tidak kompak, dan penampang langsing dengan batas maksimum sebagai berikut:

$$\text{- penampang kompak: } \lambda \leq \lambda_p \dots\dots\dots(3.4)$$

$$\text{- penampang tak-kompak: } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \dots\dots\dots(3.5)$$

dengan ketentuan sebagai berikut:

- untuk pelat sayap

$$\lambda = b_f/t_f$$

$$\lambda_p = 170/\sqrt{f_y} \text{ (dalam MPa)}$$

$$\lambda_r = 370/\sqrt{f_y - f_r} \text{ (dalam MPa)}$$

- untuk pelat badan

$$\lambda = h/t_w$$

$$\lambda_p = 1680/\sqrt{f_y} \text{ (dalam MPa)}$$

$$\lambda_r = 2550/\sqrt{f_y - f_r} \text{ (dalam MPa)}$$

Keterangan; λ adalah perbandingan lebar terhadap tebal (kelangsingan), λ_p adalah batas perbandingan lebar terhadap tebal untuk penampang kompak, λ_r adalah batas perbandingan lebar terhadap tebal untuk penampang tak-kompak, b_f adalah lebar pelat sayap (mm), t_f adalah tebal pelat sayap (mm), h adalah tinggi bersih balok pelat berdinding penuh (mm), t_w adalah tebal pelat badan (mm), f_y adalah tegangan leleh baja (MPa), dan f_r adalah tegangan tekan residual pada pelat sayap (MPa).

a. Penampang kompak

Kekuatan nominal M_n untuk penampang kompak, adalah:

$$M_n = M_p \dots\dots\dots(3.6)$$

b. Penampang tak kompak

Kekuatan nominal M_n untuk penampang tak kompak adalah:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \cdot [(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)] \dots\dots\dots(3.7)$$

dengan; M_p (kuat lentur plastis) adalah momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh = Zf_y (kNm), Z adalah modulus penampang plastis, M_r adalah momen batas tekuk = $S(f_y - f_r)$ (kNm), S adalah modulus

penampang elastis, f_y adalah tegangan leleh baja (MPa), dan f_r adalah tegangan sisa (MPa).

3. Perencanaan akibat gaya tarik aksial

a. Kuat tarik rencana

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor N_u , harus memenuhi:

$$N_u \leq \phi \cdot N_n \dots\dots\dots(3.8)$$

dengan $\phi \cdot N_n$ adalah kuat tarik rencana yang besarnya diambil sebagai nilai terendah di antara dua perhitungan menggunakan harga-harga ϕ dan N_n di bawah ini:

$$\phi = 0,9 \text{ untuk } N_n = A_g \cdot f_y \dots\dots\dots(3.9)$$

$$\phi = 0,75 \text{ untuk } N_n = A_{nt} \cdot f_u \dots\dots\dots(3.10)$$

dengan; N_n adalah kuat tarik nominal (N), N_u adalah kuat tarik perlu yang merupakan gaya aksial tarik akibat beban terfaktor (N), ϕ adalah faktor reduksi kekuatan, A_g adalah luas penampang bruto (mm^2), A_{nt} adalah luas penampang netto (mm^2), f_y adalah tegangan leleh (MPa), dan f_u adalah tegangan tarik putus (MPa).

b. Syarat angka perbandingan kelangsingan batang tarik

$$L/r < 240 \dots\dots\dots(3.11)$$

dengan; L adalah panjang batang tarik (mm), dan r adalah jari-jari girasi terkecil profil (mm).

4. Perencanaan akibat gaya tekan aksial

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

a. Syarat angka perbandingan kelangsingan batang tekan

$$L_k/r < 200 \quad \dots\dots\dots(3.12)$$

dengan; $L_k = k_c L$; k_c adalah faktor panjang tekuk = 1, L adalah panjang batang tekan (mm), dan r adalah jari-jari girasi profil terkecil (mm).

b. Syarat kuat tekan nominal terfaktor

$$\phi \cdot N_n \geq N_u \quad \dots\dots\dots(3.13)$$

dengan; $\phi = 0,85$, N_n adalah kuat tekan nominal komponen struktur (N), N_u adalah kuat tekan perlu yang merupakan gaya aksial tekan akibat beban terfaktor (N).

c. Kuat tekan nominal dihitung sebagai berikut:

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g (f_y/\omega) \quad \dots\dots\dots(3.14)$$

dengan ketentuan sebagai berikut:

untuk $\lambda_c \leq 0,25$ maka, $\omega = 1$

untuk $0,25 < \lambda_c < 1,2$, maka $\omega = 1,43/(1,6-0,67 \lambda_c)$

untuk $\lambda_c \geq 1,2$, maka $\omega = 1,25 \lambda_c^2$

keterangan; A_g adalah luas penampang bruto (mm^2), f_{cr} adalah tegangan kritis penampang (MPa), f_y adalah tegangan leleh baja (MPa).

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \dots\dots\dots(3.15)$$

dengan; λ_c adalah parameter kelangsingan batang tekan, $L_k = k_c L$; k_c adalah faktor panjang tekuk = 1; L adalah panjang batang tekan (mm), r adalah jari-jari girasi terkecil dari profil (mm), f_y adalah tegangan leleh baja (MPa), E adalah modulus elastisitas baja (MPa).

5. Perencanaan sambungan baut

a. Kekuatan baut

Suatu baut yang memikul gaya terfaktor, R_u , harus memenuhi

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad \dots\dots\dots(3.16)$$

dengan; ϕ adalah faktor reduksi kekuatan, R_n adalah kuat nominal baut.

b. Baut dalam geser

Kuat geser rencana dari satu baut dihitung sebagai berikut:

$$V_d = \phi_f \cdot V_n = \phi_f \cdot r_l \cdot f_u^b \cdot A_b \quad \dots\dots\dots(3.17)$$

dengan; $r_l = 0,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser, $r_l = 0,4$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser, $\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur, f_u^b adalah tegangan tarik putus baut (MPa), A_b adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir (mm^2).

Kuat geser nominal baut yang mempunyai beberapa bidang geser (bidang geser majemuk) adalah jumlah kekuatan masing-masing yang dihitung untuk setiap bidang geser.

c. Baut yang memikul gaya tarik

Kuat tarik rencana satu baut dihitung sebagai berikut:

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f 0,75 \cdot f_u^b \cdot A_b \quad \dots\dots\dots(3.18)$$

dengan; $\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur, f_u^b adalah tegangan tarik putus baut (MPa), A_b adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir (mm^2).

d. Kuat tumpu

Kuat tumpu rencana bergantung pada yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Apabila jarak lubang tepi terdekat dengan sisi pelat dalam arah kerja gaya lebih besar daripada 1,5 kali diameter lubang, jarak antar lubang lebih besar daripada 3 kali diameter lubang, dan ada lebih dari satu baut dalam arah kerja gaya, maka kuat rencana tumpu dapat dihitung sebagai berikut:

$$R_d = \phi_f R_n = 2,4 \cdot \phi_f d_b t_p f_u \dots\dots\dots(3.19)$$

dengan; $\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur, d_b adalah diameter baut nominal pada daerah tak berulir (mm), t_p adalah tebal pelat (mm), dan f_u adalah tegangan tarik putus yang terendah dari baut atau pelat (MPa).

e. Tata letak baut

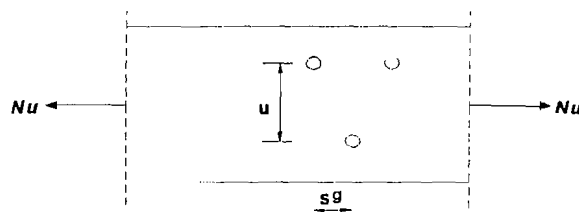
Tata letak baut harus memenuhi persyaratan:

- Jarak antar pusat baut tidak boleh kurang dari 3 kali diameter nominal baut.
- Jarak antar pusat pengencang tidak boleh melebihi $15t_p$ (t_p = tebal lapis tertipis di dalam sambungan)
- Jarak tepi minimum: $1,75 \cdot d_b$ (tepi dipotong dengan tangan), $1,50 \cdot d_b$ (tepi dipotong dengan mesin) dan $1,25 d_b$ (tepi profil bukan hasil potongan) dengan d_b adalah diameter nominal baut pada daerah tak berulir.

- jarak tepi maksimum: 12 kali tebal pelat lapis luar tertipis dalam sambungan dan 150 mm.

f. Efek lubang baut terhadap luas netto penampang profil

Efek lubang baut mempengaruhi luas bersih penampang profil, dijelaskan pada Gambar 3.1:



Gambar 3.1 Efek lubang-lubang tak segaris terhadap luas bersih

$$A_{nt} = A_g - n \cdot d \cdot t + \sum s_g^2 \cdot t / 4u \dots\dots\dots(3.20)$$

dengan; A_g adalah luas penampang bruto (mm^2), t adalah tebal penampang (mm), d adalah diameter lubang (mm), n adalah banyaknya lubang dalam garis potongan, s_g adalah jarak antara sumbu lubang pada arah sejajar sumbu komponen struktur (mm), dan u adalah jarak antara sumbu lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur (mm).

6. Kegagalan Robekan pada Lubang Baut

Bila material yang direkatkan oleh baut tersebut cukup tipis, keadaan batas kegagalan robekan, yang dikenal sebagai geser blok, dapat mempengaruhi kekuatan suatu batang tarik seperti sambungan pada ujung suatu batang. Persamaan berikut ini dapat digunakan untuk mewakili kekuatan nominal T_n (Salmon dan Johnson, 1992)

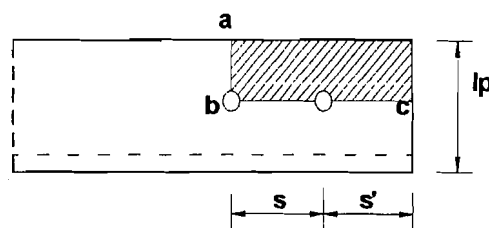
1. Pelelehan geser-retakan tarik

$$T_n = 0,6f_y A_{vg} + f_u A_{nt} \dots\dots\dots(3.21)$$

2. Retakan geser-pelelehan tarik

$$T_n = 0,6f_u A_{ns} + f_y A_{tg} \dots\dots\dots(3.22)$$

dengan; A_{vg} adalah luas bruto yang mengalami pelelehan geser = (panjang b-c) x tebal (lihat Gambar 3.2), A_{nt} adalah luas bersih yang mengalami retakan tarik = (panjang a-b – luas lubang) x tebal (lihat Gambar 3.2), A_{ns} adalah luas bersih yang mengalami retakan geser = (panjang b-c – luas lubang) x tebal (lihat Gambar 3.2), A_{tg} adalah luas bruto yang mengalami pelelehan tarik = (panjang a-b) x tebal (lihat Gambar 3.2).



Gambar 3.2 Daerah yang diarsir dapat terjadi kegagalan robekan

3.4 Dasar Perencanaan Struktur Beton Bertulang

Dasar perencanaan struktur beton bertulang meliputi, peraturan-peraturan, analisis struktur, perencanaan pelat, perencanaan struktur portal dengan daktilitas penuh, penulangan balok, dan penulangan kolom.

3.4.1 Peraturan-Peraturan

Peraturan-peraturan yang dipergunakan antara lain:

1. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SK SNI T-15-1991-03.
2. Petunjuk Perencanaan Beton Bertulang dan Struktur Dinding Bertulang Untuk Rumah dan Gedung 1987.
3. Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987.
4. Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung 1987.
5. Pedoman Beton Indonesia 1971.

3.4.2 Pembebanan

1. Beban mati

Beban mati sesuai dengan PPURDG 1987, ditetapkan seperti tercantum pada Tabel 3.1

Tabel 3.1 Beban Mati

No.	Jenis Material	Beban
1.	Beton bertulang	24 kN/m ³
2.	Tegel	24 kN/m ³
3.	Spesi	21 kN/m ³
4.	Tembok	2,5 kN/m ²

2. Beban hidup

Beban hidup menurut PPURDG 1987, untuk Gedung Olah Raga ditetapkan = 5 kN/m² dan beban hidup pekerja atap ditetapkan = 1 kN/m².

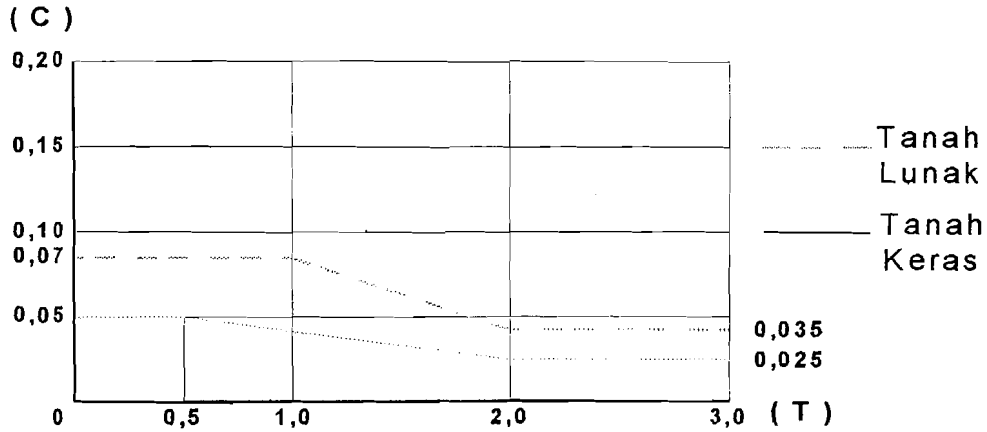
3. Beban gempa

Pembebanan gempa khusus pada portal, ditentukan berdasarkan persyaratan dan analisis gaya-gaya dalam struktur dalam batas elastik dengan pembebanan gempa menurut PPKGURDG 1987.

$$V_b = C.I.K.W_r \dots\dots\dots(3.23)$$

dengan V_b adalah gaya gempa dasar, C adalah koefisien gempa dasar, I adalah faktor keutamaan struktur = 1,5 (bangunan), K adalah faktor jenis struktur, W_r adalah berat kombinasi beban mati dan beban hidup yang direduksi.

Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 3 ditentukan dengan menggunakan waktu getar alami struktur seperti pada gambar berikut :



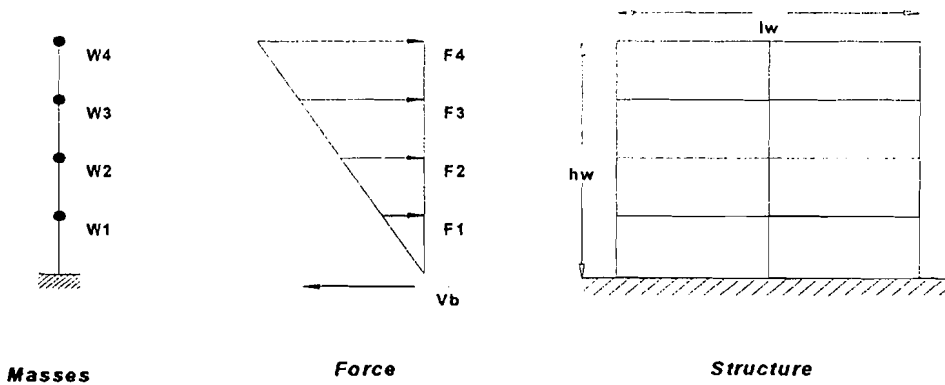
Gambar 3.3 Hubungan koefisien gempa dasar dengan waktu getar struktur.

(PPKGURDG 1987)

Waktu getar alami T untuk portal beton ditentukan dengan persamaan,

$$T = 0,06H^{3/4} \dots\dots\dots(3.24)$$

dengan H adalah tinggi struktur.



Gambar 3.4 Pembebanan gempa menurut PPKGURDG 1987

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times V_b \quad ; \text{ untuk } \frac{h_w}{l_w} < 3,0 \quad \dots\dots(3.25a)$$

$$F_i = 0,9 \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times V_b + (0,1 V_b \text{ dipuncak}) \quad ; \text{ untuk } \frac{h_w}{l_w} \geq 3,0 \quad \dots\dots(3.25b)$$

dengan: F_i adalah beban horizontal, W_i adalah beban pada tiap lantai, dan h_i adalah tinggi struktur setiap tingkat dari penjepit lateral.

Distribusi ini mendekati ragam satu dengan suatu penyesuaian apabila ragam kedua atau ragam yang lebih besar mempengaruhi respon dinamis struktur dengan rasio tinggi dan lebar $\geq 3,0$

3.4.3 Analisis Struktur

Analisis struktur menggunakan program aplikasi komputer SAP 2000, dengan input data-data koordinat-koordinat titik nodal sesuai bentuk dan ukuran portal, ukuran penampang balok dan kolom, modulus elastisitas beton $E = 4700 \sqrt{f'_c}$ MPa sebagai data-data elemen, dan pembebanan titik dan merata. Data-data keluaran program berupa momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial untuk kepentingan perencanaan balok dan kolom.

3.4.4 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat dengan sistem pelat 2 arah ($L_y/L_x < 2$), dengan ketentuan sebagai berikut:

- a. Besar momen lentur dalam arah bentang pendek dan bentang panjang (PBI, 1971)

$$M = 0,001 \cdot x \cdot w_u \cdot L_x^2 \quad \dots\dots\dots(3.26)$$

dengan; w_u adalah beban merata terfaktor, x adalah koefisien momen menurut tabel koefisien momen (PBI, 1971) yang tergantung kondisi tumpuan dan L_y/L_x , L_x adalah panjang bentang pendek.

b. Analisis penulangan pelat

Analisis penulangan pelat dengan menganggap pelat adalah balok bertulangan tarik sebelah, dengan anggapan diagram regangan dan tegangan, kopel momen gaya-gaya dalam seperti dalam Gambar 3.5, langkah-langkah perhitungan sebagai berikut (Kadir Aboe, 1998):

1. Hitung: $M_n = M_u/0,8$ (3.27)

2. Dari persamaan momen nominal

$$M_n = C.(d-a/2) \text{(3.28)}$$

$$M_n = 0,85.f'_c.b.a.(d-a/2) \text{(3.29)}$$

Didapat persamaan kuadrat sebagai berikut

$$0,85.f'_c.b.a^2 - 2.0,85.f'_c.b.a + 2.M_n = 0 \text{(3.30)}$$

didapat a

3. Keseimbangan gaya dalam memberikan

$$C = T \text{(3.31)}$$

$$0,85.f'_c.b.a = A_s.f_y \text{(3.32)}$$

jadi dapat ditentukan luas tulangan perlu

$$A_{s \text{ perlu}} = 0,85.f'_c.b.a/f_y \text{(3.33)}$$

4. Untuk keperluan penulangan, dipilih yang terbesar antara $A_{s \text{ perlu}}$ dan $A_{s \text{ min}}$ (SK-SNI, 1991)

$$A_{s \text{ min}} = 0,0025.b.h \text{(3.34)}$$

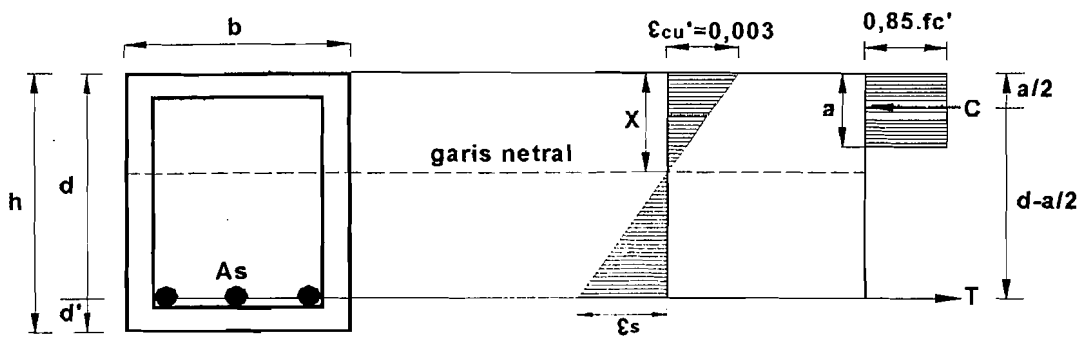
5. Tentukan luas penulangan susut (SK-SNI,1991)

$$A_{s \text{ susut}} = 0,0014 \cdot b \cdot h \quad \dots\dots\dots(3.35)$$

6. Tentukan jarak antar tulangan pelat

$$S = (1/4 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot 1000) / A_s \quad \dots\dots\dots(3.36)$$

dengan ϕ adalah diameter tulangan pelat



Gambar 3.5 Analisis balok bertulangan sebelah

3.4.5 Perencanaan Struktur Portal Beton Bertulang Dengan Daktilitas Penuh

Struktur dengan tingkat daktilitas tingkat 3 atau penuh harus direncanakan, terhadap beban siklis gempa kuat sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu menjamin terjadinya sendi-sendi plastis dengan pemencaran energi yang diperlukan. Dalam hal ini beban gempa rencana dapat diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur, K minimum sebesar 1,0. (Kusuma dan Andriono, 1993)

Langkah-langkah perencanaan struktur portal beton bertulang dengan daktilitas penuh adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

Kuat lentur perlu balok portal yang dinyatakan dengan $M_{u,b}$ harus ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan tanpa atau dengan beban gempa menurut SK-SNI-1991, sebagai berikut:

$$M_{u,b} = 1,2.M_{D,b} + 1,6.M_{L,b} \dots \dots \dots (3.37)$$

$$M_{u,b} = 1,05.(M_{D,b} + M_{L,b,R} + M_{E,b}) \dots \dots \dots (3.38)$$

$$M_{u,b} = 0,9.(M_{D,b} + M_{E,b}) \dots \dots \dots (3.39)$$

dengan: $M_{D,b}$ adalah momen lentur balok portal akibat beban mati, $M_{L,b}$ adalah momen lentur balok portal akibat beban hidup, $M_{L,b,R}$ adalah momen lentur balok portal akibat beban hidup tereduksi (koefisien reduksi beban hidup menurut PPKGURDG 1987, pengguna gedung olah raga = 0,5), dan $M_{E,b}$ adalah momen lentur balok portal akibat beban gempa.

Khusus untuk portal daktilitas penuh perlu dihitung kapasitas lentur sendi plastis balok yang besarnya ditentukan sebagai berikut:

$$M_{kap,b} = \phi_o . M_{nak,b} \dots \dots \dots (3.40)$$

dengan: $M_{kap,b}$ adalah kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan yang terpasang, $M_{nak,b}$ adalah kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan yang terpasang, ϕ_o adalah faktor penambahan kekuatan yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk $f_y < 400$ MPa, dan 1,40 untuk $f_y > 400$ MPa, dan f_y adalah kuat leleh tulangan lentur balok.

2. Perencanaan Balok Portal terhadap Beban Geser

Dengan konsep desain kapasitas, kuat geser balok portal dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok tersebut, dengan tanda yang berlawanan (positif dan negatif), menurut persamaan berikut (lihat Gambar 3.6)

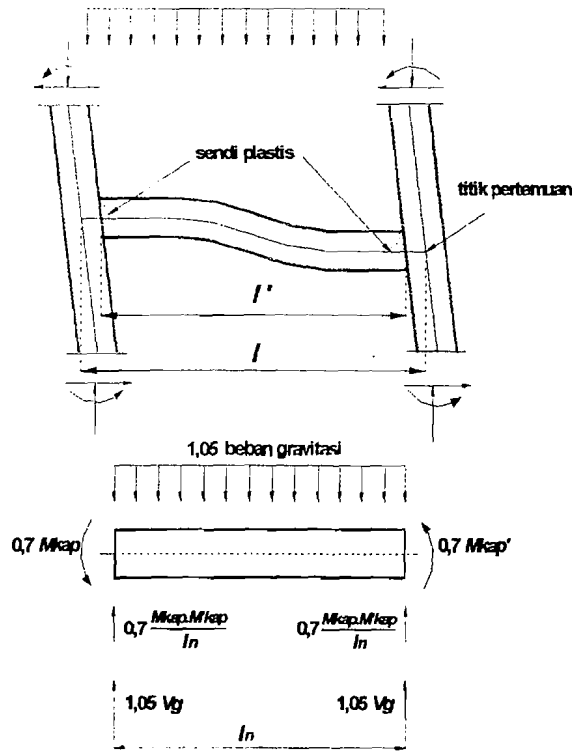
$$V_{u,b} = 1,05V_g + 0,7 \cdot \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{l_n} \dots\dots\dots(3.41)$$

$$V_{u,b} = 1,05 \cdot (V_{D,b} + V_{L,b}) \pm 0,7 \cdot \phi \cdot \left[\frac{M_{nak,b} + M'_{nak,b}}{l_n} \right] \dots\dots\dots(3.42)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari:

$$V_{u,b} = 1,05(V_{D,b} + V_{L,b} + (4,0/K)V_{E,b}) \dots\dots\dots(3.43)$$

dengan: M_{kap} adalah momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom, M'_{kap} adalah momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok atau bidang muka kolom yang lain, l_n adalah bentang bersih balok, $V_{D,b}$ adalah gaya geser balok akibat beban mati, $V_{L,b}$ adalah gaya geser balok akibat beban hidup, $V_{E,b}$ adalah gaya geser balok akibat gempa, dan K adalah faktor jenis struktur ($K > 1,0$).



Gambar 3.6 Balok portal dengan sendi plastis pada kedua ujungnya

3. Perencanaan Kolom Portal terhadap Beban Lentur dan Aksial

Kuat lentur kolom portal dengan daktilitas penuh yang ditentukan pada bidang muka balok $M_{u,k}$ harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut, yakni sebagai berikut (lihat Gambar 3.6) :

$$M_{u,k} = 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot (M_{kap,ki} + M_{kap,ka}) \dots \dots \dots (3.44)$$

Dalam segala hal, kuat lentur kolom portal harus memperhatikan pengaruh gempa arah tegak lurus portal sebesar 30%, momen rencana kolom, dapat juga ditulis:

$$M_{u,k} = \frac{h_n}{h} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot \left[\begin{array}{l} \frac{l_{ki,x}}{l_{nki,x}} \cdot M_{kap,b,ki} + \frac{l_{ka,x}}{l_{nka,x}} \cdot M_{kap,b,ka} \\ + 0,3 \cdot \left(\frac{l_{ki,y}}{l_{nki,y}} \cdot M_{kap,b,ki,\perp} + \frac{l_{ka,y}}{l_{nka,y}} \cdot M_{kap,b,ka,\perp} \right) \end{array} \right] \dots\dots\dots (3.45)$$

tetapi dalam segala hal tak perlu lebih besar dari:

$$M_{u,k} = 1,05 \cdot [M_{D,k} + M_{I,k} + 4,0/K (M_{E,k} + 0,3 \cdot M_{E,k,\perp})] \dots\dots\dots (3.46)$$

dengan: h adalah tinggi kolom dari titik pertemuan ke titik pertemuan, h_n adalah tinggi bersih kolom, ω_d adalah faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan, diambil = 1,3 kecuali lantai 1 dan yang paling atas diambil = 1, dan α_k adalah faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah.

faktor distribusi momen kolom portal dapat dihitung dengan rumus (Kusuma dan Andriano, 1993)

- untuk faktor distribusi momen kolom atas

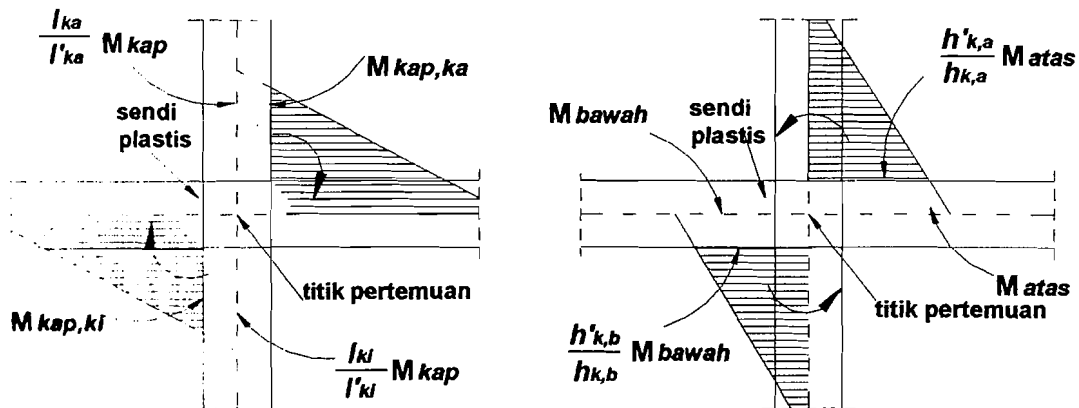
$$\alpha_{ka} = M_{E,k \text{ l t } i + \text{atas}} / (M_{E,k \text{ l t } i + \text{atas}} + M_{E,k \text{ l t } i \text{ bawah}}) \dots\dots\dots (3.47a)$$

- untuk faktor distribusi momen kolom bawah

$$\alpha_{kb} = M_{E,k \text{ l t } i + \text{bawah}} / (M_{E,k \text{ l t } i + \text{bawah}} + M_{E,k \text{ l t } i \text{ atas}}) \dots\dots\dots (3.47b)$$

dengan: l_{ki} adalah bentang balok sebelah kiri dari titik pertemuan ke titik pertemuan, l_{nki} adalah bentang bersih balok sebelah kiri, l_{ka} adalah bentang balok sebelah kanan dari titik pertemuan ke titik pertemuan, l_{nka} adalah bentang bersih balok sebelah kanan, $M_{kap,ki}$ adalah momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri bidang muka kolom, $M_{kap,ka}$ adalah momen kapasitas lentur balok di sebelah kanan bidang muka kolom, $M_{kap,ki\perp}$ adalah momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri

bidang muka kolom arah tegak lurus portal, $M_{kap,ka\perp}$ adalah momen kapasitas lentur balok di sebelah kanan bidang muka kolom arah tegak lurus portal, $M_{D,k}$ adalah momen pada kolom akibat beban mati, $M_{L,k}$ adalah momen pada kolom akibat beban hidup, $M_{E,k}$ adalah momen pada kolom akibat beban gempa, $M_{E,k\perp}$ adalah momen pada kolom akibat beban gempa arah tegak lurus portal, dan K adalah faktor jenis struktur ($K > 1,0$).



Gambar 3.7 Pertemuan balok kolom dengan sendi plastis pada ujung balok di sebelah kiri dan kanan

Sedangkan beban aksial rencana, $N_{u,k}$ yang bekerja pada kolom portal dengan daktilitas penuh dihitung dari:

$$N_{u,k} = [0,7.R_n(\sum M_{kap,b} + 0,3. \sum M_{kap,b,\perp})/l_b + 1,05 N_{g,k} \dots \dots \dots (3.48)$$

tapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari:

$$N_{u,k} = 1,05 [N_{g,k} + 4,0/K(N_{E,k} - 0,3 N_{E,k\perp})] \dots \dots \dots (3.49)$$

dengan:

R_n adalah faktor reduksi yang ditentukan sebesar

1,0 untuk $1 < n < 4$

1,1-0,025n untuk $4 < n < 20$

0,6 untuk $n > 20$

n adalah jumlah lantai di atas kolom yang ditinjau, l_b adalah bentang balok dari pusat ke pusat kolom.

$$\sum M_{kap,b} = \sum M_{kap,b,ki} + \sum M_{kap,b,ka} \dots \dots \dots (3.50)$$

$$\sum M_{kap,b,\perp} = \sum M_{kap,b,ki,\perp} + \sum M_{kap,b,ka,\perp} \dots \dots \dots (3.51)$$

dengan: $N_{g,k}$ adalah gaya aksial kolom akibat beban gravitasi, $N_{E,k}$ adalah gaya aksial kolom akibat beban gempa, dan $N_{E,k,\perp}$ adalah gaya aksial kolom akibat beban gempa arah tegak lurus portal.

4. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Geser

Kuat geser kolom portal dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung-ujung balok-balok yang bertemu pada kolom tersebut, harus dihitung dengan cermat sebagai berikut (lihat pula Gambar 3.8)

Untuk kolom lantai dasar

$$V_{u,k} = (M_{u,k \text{ atas}} + M_{kap,k \text{ bawah}})/h^2 \dots \dots \dots (3.52)$$

Untuk kolom lantai paling atas

$$V_{u,k} = (2 M_{kap,k})/h^2 \dots \dots \dots (3.53)$$

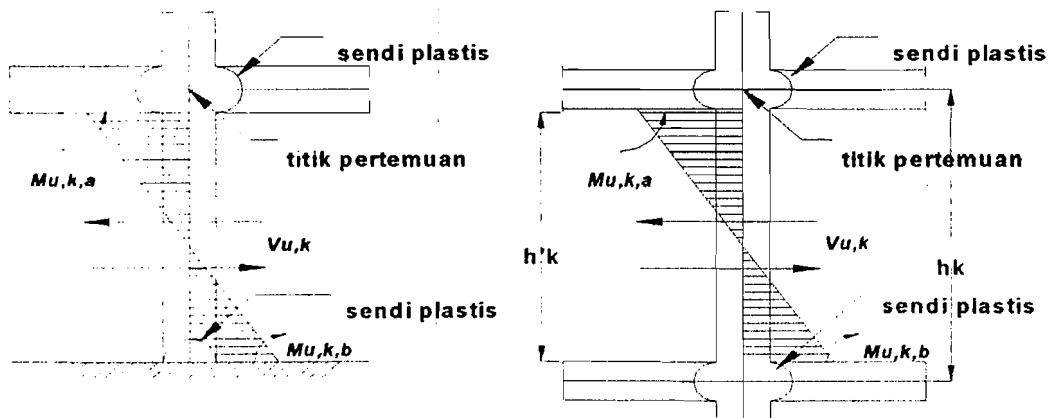
Untuk kolom tiap lantai

$$V_{u,k} = (M_{u,k \text{ atas}} + M_{u,k \text{ bawah}})/h^2 \dots \dots \dots (3.54)$$

dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari:

$$V_{u,k} = 1,05 [M_{D,k} + M_{L,k} + 4,0/K (V_{E,k} + 0,3 V_{E,k,\perp})] \dots \dots \dots (3.55)$$

dengan: $M_{kap, k}$ adalah momen kapasitas kolom, $M_{u, k \text{ atas}}$ adalah momen rencana kolom pada ujung atas dihitung pada muka balok menurut persamaan, $M_{u, k \text{ bawah}}$ adalah momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok menurut persamaan, $M_{kap, k \text{ bawah}}$ adalah kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar = $\phi_o M_{nak, k \text{ bawah}}$, $M_{nak, k \text{ bawah}}$ adalah kuat lentur nominal aktual ujung dasar kolom lantai dasar (berdasarkan luas tulangan aktual yang terpasang), h'_k adalah tinggi bersih kolom, $V_{D, k}$ adalah gaya geser kolom akibat beban mati, $V_{L, k}$ adalah gaya geser kolom akibat beban hidup, $V_{E, k}$ adalah gaya geser kolom akibat beban gempa, dan $V_{E, k, \perp}$ adalah gaya geser kolom akibat beban gempa arah tegak lurus portal.



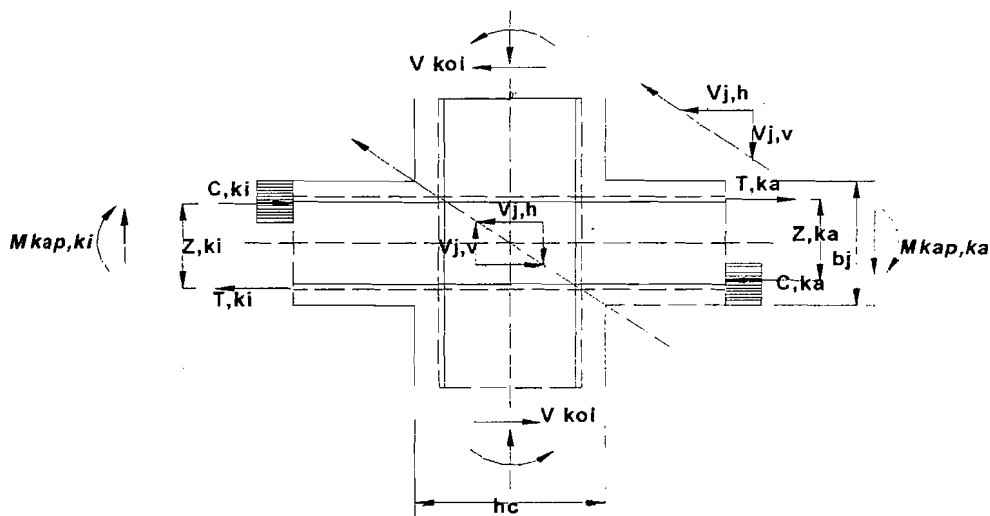
Gambar 3.8 Kolom lantai dasar dan kolom lantai atas dengan $M_{u, k}$ yang ditetapkan berdasarkan kapasitas sendi plastis balok

5. Perencanaan Panel Pertemuan Balok Kolom

Panel pertemuan balok kolom portal harus diproporsikan sedemikian rupa, sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horizontal perlu $V_{u, h}$ dan kuat geser vertikal perlu $V_{u, v}$ yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi

plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom itu, seperti ditunjukkan dalam Gambar.

Gaya-gaya membentuk keseimbangan pada join rangka adalah seperti yang terlihat pada Gambar, dimana gaya geser horizontal.



Gambar 3.9 Panel pertemuan balok dan kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \dots \dots \dots (3.56)$$

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,70(M_{kap, ki} / Z_{ki}) \dots \dots \dots (3.57)$$

$$T_{ka} = C_{ka} \cdot 0,70(M_{kap, ka} / Z_{ka}) \dots \dots \dots (3.58)$$

$$V_{kol} = 0,70 \frac{((I_{ki} / I'_{ki}) M_{kap,ki} + (I_{ka} / I'_{ka}) M_{kap,ka})}{1/2(h_{k,a} + h_{k,b})} \dots \dots \dots (3.59)$$

Tegangan geser horizontal nominal dalam join adalah:

$$V_{jh} = V_{jh} / b_j h_c \dots \dots \dots (3.60)$$

dengan: b_j adalah lebar efektif join (mm), h_c adalah tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau, dan V_{jh} tidak boleh lebih besar dari $1,5\sqrt{f'_c}$ (MPa). Gaya geser horizontal V_{jh} ini ditahan oleh dua mekanisme kuat geser inti join,

yaitu:

- a. Strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung join yang memikul gaya geser V'_{ch}
- b. Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horizontal dan strat beton diagonal daerah tarik join yang memikul gaya geser V_{sh}

Besarnya V_{ch} harus diambil sama dengan nol kecuali bila:

- a. Tegangan tekan rata-rata minimal pada penampang bruto kolom beton di atas join, termasuk tegangan prategang, apabila ada, melebihi nilai $0,1 f'_c$, maka:

$$V_{ch} = 2/3 \sqrt{(N_{u,k} / A_g) - 0,1 f'_c} b_j h_c \dots \dots \dots (3.61)$$

- b. Balok diberi gaya prategang yang melewati join maka:

$$V_{ch} = 0,7 P_{cs} \dots \dots \dots (3.62)$$

Dengan P_{cs} adalah gaya permanan dalam baja prategang yang terletak di sepertiga bagian tengah tinggi kolom.

- c. Seluruh balok pada join dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok diukur dari muka kolom, maka:

$$V_{ch} = 0,5 (A_s' / A_s) V_{jh} (N_{u,k} / (0,4 A_g f'_c)) \dots \dots \dots (3.63)$$

Dimana rasio A_s' / A_s tidak boleh diambil lebih besar dari satu.

Bila $\rho_c < 0,1 f'_c$ maka

$$V_{sh} = V_{jh} - 2/3 \sqrt{(N_{u,k} / A_g) - (0,1 f'_c)} b_j h_c \dots \dots \dots (3.64)$$

Pada join rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis

$$V_{sh} = V_{jh} - 0,5(A_s'/A_s)V_{jh}(1 + N_{u,k}/(0,4A_g f'_c)) \dots \dots \dots (3.65)$$

Luas total efektif dari tulangan geser horizontal yang melewati bidang kritis diagonal dengan yang diletakkan di daerah tekan join efektif b_j tidak boleh kurang dari:

$$A_{jh} = V_{jh}/f_y \dots \dots \dots (3.66)$$

Kegunaan sengkang horizontal ini harus didistribusikan secara merata diantara tulangan balok longitudinal atas dan bawah.

Geser join vertikal V_{jv} dapat dihitung dari

$$V_{jv} = V_{jh} (h_c/b_j) \dots \dots \dots (3.67)$$

Sedangkan tulangan join geser vertikal didapat dari:

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \dots \dots \dots (3.68)$$

menjadi

$$V_{cv} = A_{sc}' \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left[0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g f'_c} \right] \dots \dots \dots (3.69)$$

dengan: A_{sc}' adalah luas tulangan longitudinal tekan, A_{sc} adalah luas tulangan longitudinal tarik luas tulangan join vertikal.

Luas tulangan sengkang vertikal tidak boleh kurang dari:

$$A_{jv} = V_{sv}/f_y \dots \dots \dots (3.70)$$

3.4.6 Penulangan Balok

a. Analisis Balok Terlentur Bertulangan Rangkap

Penulangan lentur balok bertulangan rangkap adalah menyangkut penentuan kuat nominal lentur suatu penampang M_{nak}^+ dan M_{nak}^- pada kedua ujung komponen balok, dan penentuan momen nominal pada tengah bentang. Momen nominal aktual balok harus lebih besar atau sama dengan momen ultimit balok sebagai tanda tulangan lentur yang terpakai aman.

Langkah-langkah perencanaan balok bertulangan rangkap adalah sebagai berikut (Dipohusodo, 1996)

1. Tentukan rasio tulangan (ρ):

$$\rho_{min} < \rho \leq \rho_{maks} \dots\dots\dots(3.71)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.72)$$

$$\rho_{min} = 1,4/f_y \dots\dots\dots(3.73)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots(3.74)$$

dengan; ρ adalah rasio tulangan, f'_c adalah kuat desak beton, f_y adalah tegangan leleh ijin baja, $\beta_1 = 0,85$ untuk $f'_c \leq 30$ MPa dan $\beta_1 = 0,85 - 0,008(f'_c - 30)$ untuk $f'_c > 30$ MPa.

2. Anggap bahwa segenap penulangan meluluh, maka: $f_s = f'_s = f_y$ dan $A_{s2} = A'_s$

3. Tentukan tinggi efektif balok

$$d' = P(\text{selimut beton}) + \emptyset \text{ tul. Sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. lentur} \dots\dots\dots(3.75)$$

$$d = h - d' \dots\dots\dots(3.76)$$

4. Tentukan A_s dan A'_s , dengan cara berikut ini:

Tentukan luas tulangan tarik (seimbang dengan beton tekan)

$$A_{s1} = \rho \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots(3.77)$$

Hitung gaya tarik.

$$T_1 = A_{s1} \cdot f_y \quad \dots\dots\dots(3.78)$$

Untuk pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan tarik

$$M_{n1} = T_1 \cdot (d - a/2) \quad \dots\dots\dots(3.79)$$

dengan:

$$a = \beta_1 \cdot x \quad \dots\dots\dots(3.80)$$

$$x = \frac{600}{(600 + f_y)} \times d \quad \dots\dots\dots(3.81)$$

Dari momen rencana balok M_u , didapat $M_n = 0,8 \cdot M_u$ (3.82)

Jika, $M_{n1} < (M_n = 0,8 \cdot M_u)$ (3.83)

Kelebihan yang harus ditahan oleh tambahan tulangan tarik dan tulangan tekan:

$$M_{n2} = M_n - M_{n1} \quad \dots\dots\dots(3.84)$$

$$M_{n2} = C_s \cdot (d - d') \text{ atau } M_{n2} = T_2 \cdot (d - d') \quad \dots\dots\dots(3.85)$$

$$T_2 = C_s = M_{n2}/(d - d') \quad \dots\dots\dots(3.86)$$

Dianggap baja tekan telah leleh saat beton tekan mencapai regangan hancur

0,003 dan $f_s' = f_y$

Luas tulangan tekan:

$$A_s' = C_s/f_s \quad \dots\dots\dots(3.87)$$

Tambahan luas tulangan tarik:

$$A_{s2} = T_2/f_y \quad \dots\dots\dots(3.88)$$

Luas tulangan tarik:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad \dots\dots\dots(3.89)$$

4. Dengan menggunakan keseimbangan gaya-gaya dalam, hitunglah tinggi blok tegangan tekan = a

$$T = C_c + C_s \dots\dots\dots(3.90)$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A_s' \cdot (f_y - 0,85 f'_c) \dots\dots\dots(3.91)$$

didapat a

5. tentukan letak garis netral

$$x = a / \beta_1 \dots\dots\dots(3.92)$$

6. Dengan menggunakan diagram regangan memeriksa regangan tulangan baja tekan maupun tarik, untuk membuktikan apakah anggapan pada langkah awal benar.

$$\epsilon_s' = [(x - d') / x] \epsilon_{cu} \dots\dots\dots(3.93)$$

$$\epsilon_s = [(d - x) / x] \epsilon_{cu} \dots\dots\dots(3.94)$$

Jika $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$ dan $\epsilon_y \leq \epsilon_s$, anggapan awal benar

Jika $\epsilon_s' < \epsilon_y \leq \epsilon_s$, anggapan awal salah

Dengan menganggap $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, yang berarti tulangan baja tarik telah meluluh, akan timbul salah satu dari dua kondisi berikut ini:

- Kondisi I: $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$, menunjukkan bahwa anggapan pada langkah awal betul dan tulangan baja tekan meluluh.
- Kondisi II: $\epsilon_s' \leq \epsilon_y$, menunjukkan bahwa anggapan pada langkah awal tidak betul dan tulangan baja tekan belum luluh.

Kondisi I:

7. Periksa rasio tulangan,

$$\rho = A_{s1} / (b \cdot d) \dots\dots\dots(3.95)$$

$\rho_{\min} < \rho \leq \rho_{\max}$, memenuhi syarat

8. Hitunglah kapasitas momen teoritis M_{nak} ,

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots(3.96)$$

$$C_s = A_s \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad \dots\dots\dots(3.97)$$

$$M_{nak} = C_c [d - (a/2')] + C_s \cdot (d - d') \quad \dots\dots\dots(3.98)$$

$$M_{nak} \geq M_u \quad \text{-tulangan aman-}$$

dengan: $\Phi = 0,8$

Kondisi II:

7. Diperlukan mencari letak garis netral, dengan mengacu pada Gambar 3.10 dan

3.11 menggunakan keseimbangan gaya-gaya horizontal, akan didapat nilai x .

$$T = C_c + C_s \quad \dots\dots\dots(3.99)$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + f'_s \cdot A_s' \quad \dots\dots\dots(3.100)$$

sedangkan,

$$a = \beta_1 \cdot x \text{ dan } f'_s \cdot A_s' - \epsilon_s \cdot E_s = [(x - d')0,003/x] \cdot E_s \quad \dots\dots\dots(3.101)$$

dengan melakukan beberapa substitusi didapatkan:

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x + 0,003 [(x - d')0,003/x] E_s \cdot A_s' \quad \dots\dots\dots(3.102)$$

Apabila persamaan tersebut dikalikan dengan x , akan didapat:

$$A_s \cdot f_y \cdot x = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x^2 + x \cdot 0,003 E_s \cdot A_s' - d' \cdot 0,003 E_s \cdot A_s' \quad \dots\dots\dots(3.103)$$

setelah dilakukan pengelompokan, didapatkan persamaan:

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1) x^2 + (0,003 E_s \cdot A_s' - A_s \cdot f_y)x - d'(0,003) E_s \cdot A_s' = 0 \quad \dots\dots\dots(3.104)$$

dengan memasukkan nilai $E_s = 200000$ MPa, persamaan menjadi:

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1) x^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y)x - 600 \cdot d' \cdot A_s' = 0 \quad \dots\dots\dots(3.105)$$

didapatkan nilai x dari persamaan kuadrat.

8. Menghitung tegangan pada tulangan baja tekan,

$$f_s' = [(x - d') / x] 600 \dots\dots\dots(3.106)$$

9. Periksa rasio tulangan

$$A_{s2} \cdot f_y = A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots(3.107)$$

$$A_{s1} = A_s - A_{s2} \dots\dots\dots(3.108)$$

$$\rho = A_{s1} / (b \cdot d) \dots\dots\dots(3.109)$$

$\rho_{min} < \rho \leq \rho_{maks}$, memenuhi syarat

10. Dapatkan a dengan menggunakan persamaan: $a = \beta_1 \cdot x \dots\dots\dots(3.110)$

11. Hitunglah kapasitas momen teoritis M_{nak} ,

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots(3.111)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots(3.112)$$

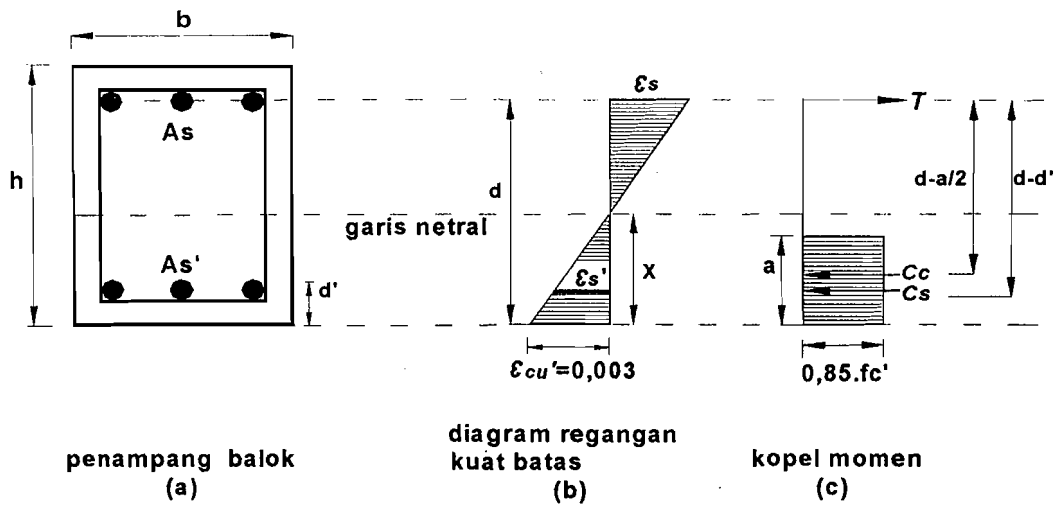
$$M_{nak} = C_c [d - (a/2)] + C_s \cdot (d - d') \dots\dots\dots(3.113)$$

$$M_{mak} \geq M_u \quad \text{-tulangan aman-} \dots\dots\dots(3.114)$$

Dari momen rencana balok didapat momen tumpuan negatif, momen tumpuan positif, dan momen lapangan. Dengan demikian masing-masing direncanakan sesuai dengan letak penulangan masing-masing.

1. Perencanaan penulangan lentur tumpuan momen negatif

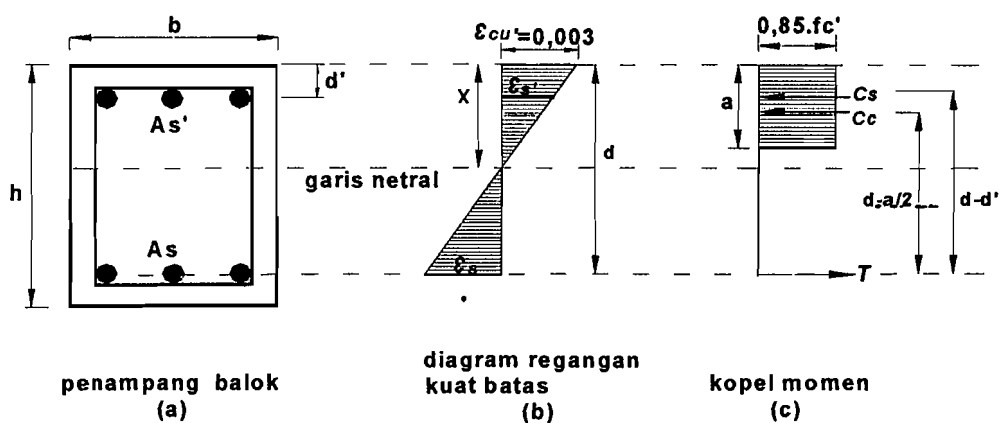
Pada momen tumpuan negatif maka A_s sebagai tulangan tarik berada di atas, dan A_s' sebagai tulangan tekan berada di bawah pada penampang balok, perencanaan tulangan rangkap sesuai Gambar 3.10 berikut ini:



Gambar 3.10 Analisis balok bertulangan rangkap tumpuan momen negatif

2. Perencanaan penulangan lentur tumpuan momen positif dan momen lapangan

Pada momen tumpuan positif dan momen lapangan, maka A_s sebagai tulangan tarik berada di bawah, dan A_s' sebagai tulangan tekan berada di atas pada penampang balok, perencanaan tulangan rangkap sesuai Gambar 3.11 berikut ini:



Gambar 3.11 Analisis balok bertulangan rangkap tumpuan momen positif dan momen lapangan

b. Penulangan Geser Balok

Penulangan geser balok disesuaikan menurut perencanaan daktilitas penuh. Penulangan geser balok dihitung dengan rumus sebagai berikut (Kusuma dan Andriono, 1993):

$$V_{u,b}/\phi \leq V_c + V_s \dots\dots\dots(3.115)$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(3.116)$$

$$V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d)/s \dots\dots\dots(3.117)$$

dengan $V_{u,b}$ adalah gaya geser rencana balok, $\phi = 0,6$, V_c adalah gaya geser yang ditahan oleh beton, V_s adalah gaya geser yang ditahan tulangan geser, f'_c adalah kuat tekan beton, f_y adalah tegangan ijin leleh baja, b_w adalah lebar badan penampang balok, d adalah tinggi efektif balok, dan s adalah jarak tulangan geser.

- Penulangan geser pada daerah sendi plastis minimum $2.h$ dari muka kolom ke tengah bentang, $V_c = 0$
- Penulangan geser pada daerah di luar sendi plastis dari $2h$ ke arah tengah bentang ,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(3.118)$$

- Jarak sengkang maksimum pada lokasi sendi plastis (SK-SNI,1991)

$$- d/4 \dots\dots\dots(3.119a)$$

$$- 8 \times \text{diameter tulangan pokok} \dots\dots\dots(3.119b)$$

$$- 24 \times \text{diameter sengkang} \dots\dots\dots(3.119c)$$

$$- 200 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.119d)$$

$$- 1600 \cdot f_y \cdot A_{s,1} / [(A_{s,a} + A_{s,b}) \cdot f_y] \dots\dots\dots(3.119e)$$

$$- \text{Jarak sengkang maksimum di luar sendi plastis : } d/2 \text{ (SK-SNI,1991)} \dots\dots\dots(3.119f)$$

3.4.7 Penulangan Kolom

a. Analisis Penulangan Lentur dan Aksial Kolom

Penulangan lentur dan aksial kolom dianalisis dengan menggunakan diagram interaksi kolom. Tulangan terdistribusi secara simetris dengan memperhatikan keserasian regangan. Misal: penampang dengan empat lapis tulangan (lihat Gambar 3.12) dengan gaya aksial tekan bekerja pada salah satu sumbu utamanya. Jarak masing-masing tulangan terhadap serat beton yang tertekan, d_i dapat ditentukan sebagai berikut (Wahyudi dan Rahim, 1997):

Untuk lapis pertama $A_{s1} : d_1 = d'$(3.120a)

Kedua $A_{s2} : d_2 = d' + 1.(h - 2d')/3$(3.120b)

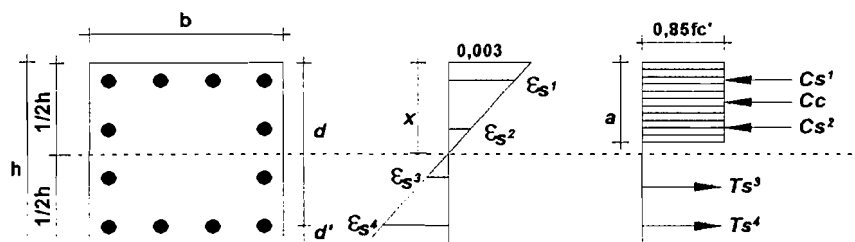
Ketiga $A_{s3} : d_3 = d' + 2.(h - 2d')/3$(3.120c)

Keempat $A_{s4} : d_4 = d' + 3.(h - 2d')/3$(3.120e)

Dengan melihat bentuk persamaan tersebut, dapat dibuat rumus umum untuk jarak tulangan d_i sebagai berikut:

$$d_i = d' + [(i - 1)(h - 2d')]/(N - 1).....(3.121)$$

dengan: i adalah nomor lapis tulangan, dan N adalah banyaknya garis tulangan.



Gambar 3.12 Penampang dengan tulangan terdistribusi merata pada ke-4 sisinya

Besarnya regangan yang terjadi pada lapis tulangan ke-i, dapat ditetapkan melalui perbandingan segitiga, dengan regangan maksimum pada beton adalah 0,003. Dengan demikian untuk tulangan ke-i:

$$\epsilon_{si} = 0,003 \cdot [(x - di)/x] \dots \dots \dots (3.122)$$

Sebagaimana sebelumnya x adalah jarak sumbu netral terhadap serat terluar.

Dengan memperhatikan persamaan tersebut, dapat diketahui bahwa harga ϵ_{si} akan negatif untuk regangan tarik ataupun positif untuk regangan tekan.

Selanjutnya, tegangan pada lapis tulangan ke-i dapat dirumuskan menjadi:

$$f_{si} = \epsilon_{si} \cdot E_s \dots \dots \dots (3.123)$$

$$f_{si} = 0,003 \cdot [(x - di)/x] \cdot 200000 \dots \dots \dots (3.124)$$

Bila:

$$\epsilon_{si} \geq f_y / E_s, \text{ maka } f_{si} = f_y \dots \dots \dots (3.125a)$$

$$f_y / E_s > \epsilon_{si} > -f_y / E_s, \text{ maka } f_{si} = \epsilon_{si} \cdot E_s \dots \dots \dots (3.125b)$$

$$\epsilon_{si} \leq -f_y / E_s, \text{ maka } f_{si} = -f_y \dots \dots \dots (3.125c)$$

Gaya pada tulangan ke-i, menjadi:

$$C_{si} = f_{si} \cdot A_{si} \dots \dots \dots (3.126)$$

Untuk gaya desak serat beton:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \dots \dots \dots (3.127)$$

Dengan mengacu pada Gambar 3.12, dapat disusun persamaan keseimbangan:

$$P_n - C_c - \sum f_{si} \cdot A_{si} = 0 \dots \dots \dots (3.128)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum f_{si} \cdot A_{si} \dots \dots \dots (3.129)$$

Momen terhadap pusat plastisnya adalah:

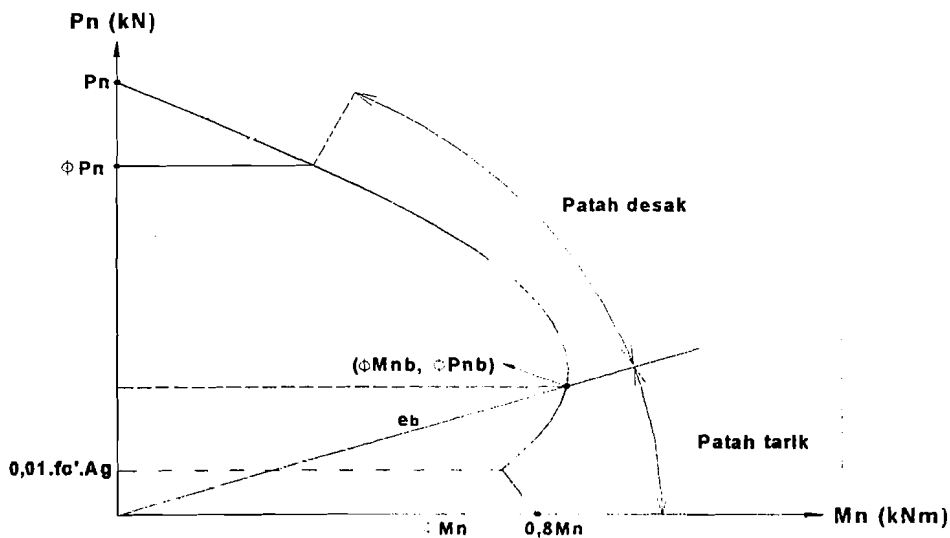
$$M_n^e = C_c \cdot 1/2 \cdot (h - a) + \sum_{i=1}^n f_{si} \cdot A_{si} \cdot (1/2 \cdot h - d_i) \dots \dots \dots (3.130)$$

Perlu diperhatikan bahwa bila:

$$d_i < a, \text{ maka harga } f_{si} = f_{si} - 0,85 \cdot f'_c \dots \dots \dots (3.131a)$$

$$d_i > a, \text{ maka harga } f_{si} = f_{si} \dots \dots \dots (3.131b)$$

Selanjutnya berdasarkan kombinasi antara momen nominal (M_n) yang ada dan gaya aksial nominal (P_n) diwujudkan dalam bentuk diagram, yang dinamakan dengan Diagram Interaksi Kolom seperti gambar di bawah ini:



Gambar 3.13 Diagram interaksi Pn-Mn

b. Pengaruh Kelangsingan Kolom

Kelangsingan kolom berpengaruh kepada perbesaran momen, syarat menurut SK-SNI-1991, kolom tidak langsing jika:

$k \cdot l_u / r < 34 - 12M_{1b} / M_{2b}$, untuk komponen struktur tekan yang ditahan terhadap goyangan ke samping.

$k \cdot l_u / r < 22$, untuk komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping.

dengan: k adalah faktor panjang efektif, l_u adalah panjang bebas kolom tanpa penopang, $r = \sqrt{I_g/A_g}$ adalah jari-jari girasi, M_{1b} dan M_{2b} adalah momen-momen ujung terfaktor pada kolom yang posisinya berlawanan. Momen M_{2b} adalah momen ujung terfaktor yang lebih besar dan selalu positif, sedangkan momen M_{1b} bernilai negatif apabila komponen kolom terlentur dalam lengkungan ganda, dan positif bila terlentur dalam lengkungan tunggal.

Faktor panjang efektif k merupakan fungsi dari faktor kekangan ujung ψ_A dan ψ_B untuk masing-masing titik ujung atas dan bawah. Kekakuan relatif ψ adalah nilai banding antara jumlah kekakuan kolom dibagi dengan panjang kolom dan jumlah kekakuan balok dibagi dengan panjang balok, yang didefinisikan sebagai (Wang dan Salmon 1993):

$$\psi = \frac{(\sum EI_k / l_k)}{(\sum EI_b / l_b)} \dots\dots\dots (3.132)$$

Untuk ujung kolom berupa sendi, nilai $\psi = \infty$, sedangkan ujung jepit, nilai $\psi = 0$

Untuk EI_k kekuatan batang kolom boleh ditetapkan sebagai:

$$EI_k = \frac{(E_c \cdot I_g / 2,5)}{(1 + \beta_d)} \dots\dots\dots (3.133)$$

Untuk EI_b kekutan batang balok boleh ditetapkan sebagai:

$$EI_b = \frac{(E_c \cdot I_g / 5)}{(1 + \beta_d)} \dots\dots\dots (3.134)$$

dengan: $E_c = 4700 \sqrt{f_c}$ adalah modulus elastisitas beton, I_g adalah inersia penampang beton, β_d adalah rasio perbandingan momen beban mati terfaktor terhadap momen total terfaktor.

Untuk menetapkan faktor panjang efektif kolom k , maka nilai ψ_A dan ψ_B diplotkan ke dalam grafik *nomogram* atau grafik *alignment* portal bergoyang.

c. Metode Pembesaran Momen Pada Kolom Langsing

Pada kolom langsing dengan ketentuan $klu < 100$, hitungan kekuatan kolom dilakukan dengan metode pembesaran momen. Perancangan dari kolom tersebut didasarkan atas pembesaran momen yang bekerja sedemikian sehingga kolom tersebut bisa direncanakan sebagai kolom pendek (Sudarmoko, 1995)

Pembesaran momen dihitung dengan rumus (SK-SNI, 1991):

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \dots \dots \dots (3.135)$$

dengan: M_c adalah momen berfaktor yang digunakan untuk perencanaan komponen struktur tekan, δ_b adalah faktor pembesar untuk momen akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan berarti, δ_s adalah faktor pembesar untuk momen akibat beban yang menimbulkan goyangan, M_{2b} adalah momen terfaktor akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan, dan M_{2s} adalah momen terfaktor akibat beban yang menimbulkan goyangan.

Faktor δ_b dan δ_s adalah pembesar momen yang secara empiris dapat ditentukan sebagai berikut:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1,0 \dots \dots \dots (3.136)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \geq 1,0 \dots \dots \dots (3.137)$$



dimana P_c adalah beban tekuk Euler,

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \dots\dots\dots (3.138)$$

dengan: P_u adalah beban rencana aksial terfaktor, $\sum P_u$ dan $\sum P_c$ adalah jumlah untuk semua kolom dalam satu tingkat, C_m adalah faktor koreksi seperti ditentukan berikut ini:

Untuk komponen struktur portal ditopang tertahan ke arah samping (berpengaku) dan tanpa beban transversal pada dukungan,

$$C_m = 0,60 + 0,40(M_{1b}/M_{2b}) \geq 0,40 \dots\dots\dots (3.139)$$

Untuk komponen struktur portal tanpa pengaku, $C_m = 1$

d. Kontrol Kapasitas Kolom Dengan Persamaan Whitney

Dari hasil analisis perhitungan kolom didapat gaya aksial serta momen-momen akibat pembesaran, kemudian hasil – hasil perhitungan diplotkan ke dalam Diagram Interaksi Kolom Pn-Mn .

Bila $e > e_b$,

maka kontrol kapasitas kolom dengan rumus Whitney kondisi keruntuhan tarik.

Bila $e < e_b$,

maka kontrol kapasitas kolom dengan rumus Whitney kondisi keruntuhan tekan. dengan e adalah eksentrisitas yang terjadi, e_b adalah eksentrisitas pada kondisi seimbang .

Kontrol kapasitas kolom terhadap keruntuhan tarik dengan keseimbangan momen diperhitungkan terhadap titik berat tulangan tarik, dengan demikian eksentrisitas diperhitungkan sebagai :

$$e' = \left[e + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] \dots\dots\dots (3.140)$$

dengan e' adalah eksentrisitas gaya terhadap titik berat tulangan tarik,

Kapasitas kolom terhadap keruntuhan tarik ditentukan dari,

$$\phi P_n = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \cdot \left[\left(1 - \frac{e'}{d} \right) + \sqrt{\left(\left(1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right)} \right] > P_u \dots (3.141)$$

Sedangkan kapasitas kolom terhadap keruntuhan tekan ditentukan dengan cara,

$$\phi P_n = \frac{A'_s \cdot f_y}{\frac{e}{(d-d')} + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18} > P_u \dots (3.142)$$

$$\phi = 0,65$$

e. Penulangan Geser Kolom

Penulangan geser kolom menurut SK-SNI T-15-1991-03 dibagi dalam dua arah yaitu dalam daerah l_o dan diluar l_o . Daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis adalah sepanjang l_o dari muka kolom yang ditinjau dimana l_o tidak boleh kurang dari:

$$- l_o \geq h, \text{ bila } N_{u,k} \leq 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c \dots (3.143a)$$

$$- l_o \geq 1,5 \cdot h, \text{ bila } N_{u,k} > 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c \dots (3.143b)$$

$$- 1/6 \text{ bentang bersih kolom} \dots (3.143c)$$

$$- 450 \text{ mm} \dots (3.143d)$$

- Penulangan geser kolom dengan daktilitas penuh

1. Penulangan geser dalam daerah l_o

$$V_{u,k} / \phi \leq V_{s,k} \dots (3.144)$$

$$V_{s,k} = (A_v \cdot f_y \cdot d) / s \dots (3.145)$$

dengan : $V_{u,k}$ adalah gaya geser rencana kolom, $\phi = 0,6$, A_v adalah luas penampang tulangan sengkang, f_y adalah tegangan ijin leleh baja, d adalah tinggi efektif kolom, dan s adalah jarak tulangan geser.

Tulangan geser kolom harus dipasang pada daerah l_o dengan jarak maksimum (SK-SNI T-15-1991-03):

- $\frac{1}{4}$.dimensi komponen struktur terkecil
- 8 kali diameter tulangan longitudinal
- 100 mm

2. Penulangan geser daerah di luar l_o

$$V_{u,k} / \phi \leq V_c + V_{s,k} \dots \dots \dots (3.146)$$

dengan gaya geser yang ditahan beton:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \dots \dots \dots (3.147)$$

dengan: N_u adalah gaya aksial yang terjadi pada kolom yang ditinjau, A_g adalah luas penampang kolom, dan b_w adalah lebar komponen kolom terkecil.

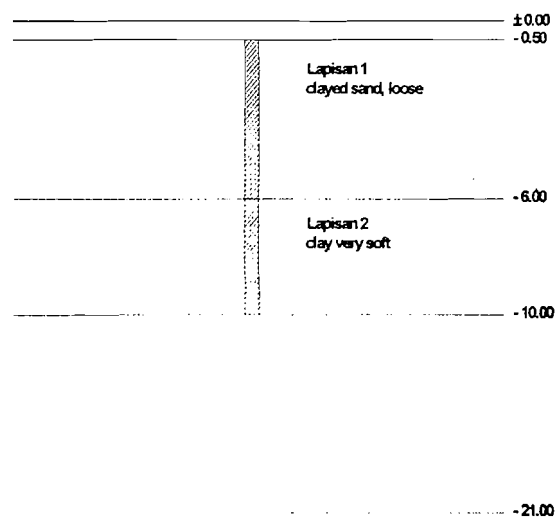
Tulangan geser kolom harus dipasang pada daerah di luar l_o dengan jarak maksimum (SK-SNI T-15-1991-03):

- 200 mm

3.4.8 Perencanaan Pondasi

Dari data tanah diketahui bahwa jenis tanah pada Gedung Olah Raga Universitas Negeri Yogyakarta adalah lempung, sehingga pondasi yang dipergunakan dalam perancangan ini adalah pondasi tiang pancang.

Langkah-langkah perencanaan pondasi tiang pada tanah lempung adalah sebagai berikut:



Gambar 3.14 Penempatan tiang pancang

1. Menghitung kapasitas tiang tunggal

a. Berdasarkan kekuatan tanah

- Tahanan ujung (Q_p)

Tahanan ujung (*end bearing*) adalah tahanan tiang yang didasarkan pada daya dukung ujung tiang.

Rumus umum untuk menghitung tahanan ujung pada pondasi dalam adalah:

$$Q_p = A_p \cdot q_p \dots \dots \dots (3.148)$$

$$q_p = c.N_c^* + \bar{q} N_q^* + \gamma.B.N_\gamma^* \dots \dots \dots (3.149)$$

dengan: Q_p adalah tahanan ujung (end bearing), A_p adalah luas penampang tiang, q_p adalah unit daya dukung tanah, c adalah nilai kohesi tanah, N_c^*, N_q^*, N_γ^* adalah *Bearing capacity factor*, B adalah lebar penampang pondasi, dan γ adalah berat volume tanah.

Pada pondasi dalam, nilai B relatif kecil, sehingga: $\gamma.B.N_\gamma^* = 0$

$$\text{maka: } q_p = c.N_c^* + \bar{q} N_q^* \dots \dots \dots (3.150)$$

$$Q_p = A_p.(c.N_c^* + \bar{q} N_q^*) \dots \dots \dots (3.151)$$

Pada tanah lempung sudut geser dalam tanah (ϕ) kecil, sehingga $\bar{q} N_q^*$ juga kecil.

Nilai N_c^* pada tanah lempung = 9, maka rumus untuk mencari Q_p pada tanah lempung menjadi:

$$Q_p = A_p.9.c_u \dots \dots \dots (3.152)$$

dengan: Q_p adalah tahanan ujung, A_p adalah luas penampang tiang, dan c_u adalah *undrained cohesion*.

- Tahanan friksi (Q_s)

Tahanan friksi (*friction resistance*) adalah tahanan tiang yang didapatkan dari hasil gesekan selimut tiang dengan tanah.

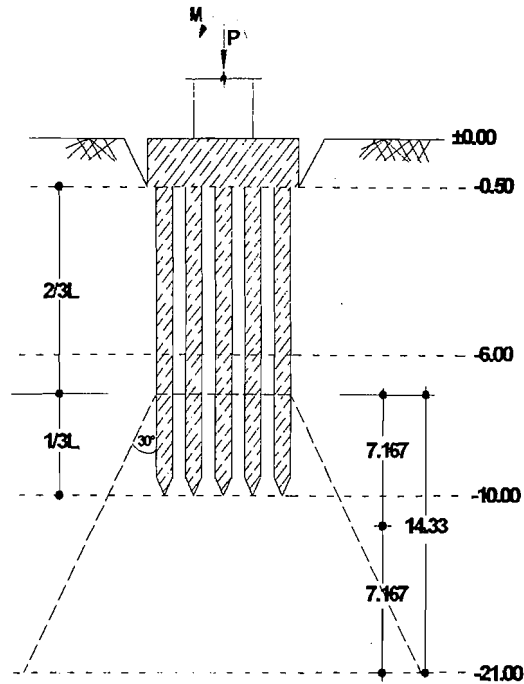
Rumus umum tahanan friksi adalah sebagai berikut:

$$Q_s = \sum p.\Delta L.f \dots \dots \dots (3.153)$$

dengan: Q_s adalah tahanan friksi, Δp adalah unit panjang tiang, $\sum p.\Delta L$ adalah luas selimut tiang, dan f adalah unit tahanan friksi

Tahanan friksi pada tanah lempung

3. Perhitungan penurunan pondasi tiang



Gambar 3.16 Penurunan pondasi tiang

Tahapan perhitungan penurunan pondasi tiang pada tanah lempung adalah sebagai berikut:

- Menghitung tegangan yang terjadi di tengah masing-masing lapis lempung.

$$\Delta p_{(i)} = \frac{Q}{(B_g + z_1) \cdot (L_g + z_2)} \dots \dots \dots (3.168)$$

dengan: $\Delta p_{(i)}$ adalah tegangan yang terjadi di tengah-tengah lapisan lempung, Q adalah gaya aksial total, L_g adalah panjang bersih pile cap, dan B_g adalah lebar bersih pile cap.

- Menghitung tegangan vertikal efektif di tengah masing-masing lapis lempung.

$$P_{0(i)} = \sum H \cdot \gamma \dots \dots \dots (3.169)$$

dengan: $P_{0(i)}$ adalah tegangan vertikal efektif di tengah-tengah lapis lempung, H adalah tinggi lapisan lempung, dan γ adalah berat volume tanah.

- Menghitung penurunan masing-masing lapis lempung.

$$\Delta s_{(i)} = \left[\frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \right] \log \left[\frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \right] \dots \dots \dots (3.170)$$

dengan: $\Delta s_{(i)}$ adalah penurunan masing-masing lapis lempung, C_c adalah compression index (didapat dari uji konsolidasi), e_0 adalah initial void ratio (angka pori awal), H adalah tinggi lapisan lempung, $P_{0(i)}$ adalah tegangan vertikal efektif di tengah-tengah lapis lempung, dan $\Delta p_{(i)}$ adalah tegangan yang terjadi di tengah-tengah lapisan lempung.

- Menghitung penurunan total

$$s = \sum \Delta s \dots \dots \dots (3.171)$$

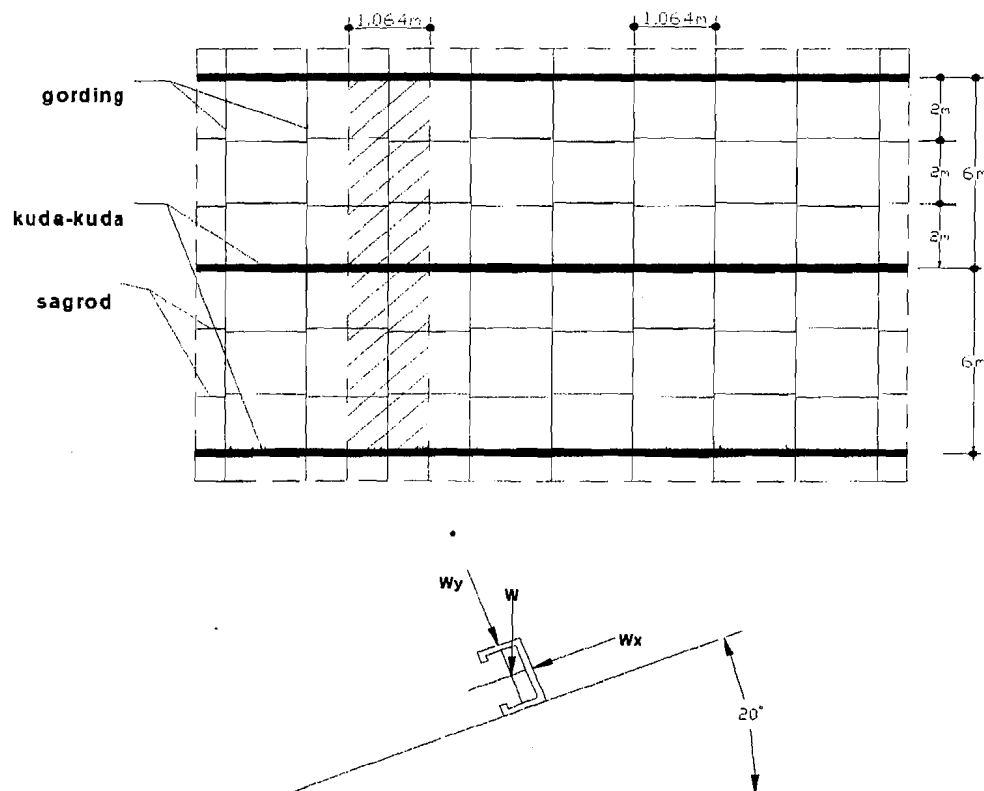
dengan: s adalah penurunan total, dan $\sum \Delta s$ adalah jumlah penurunan pada masing-masing lapis lempung.

BAB IV

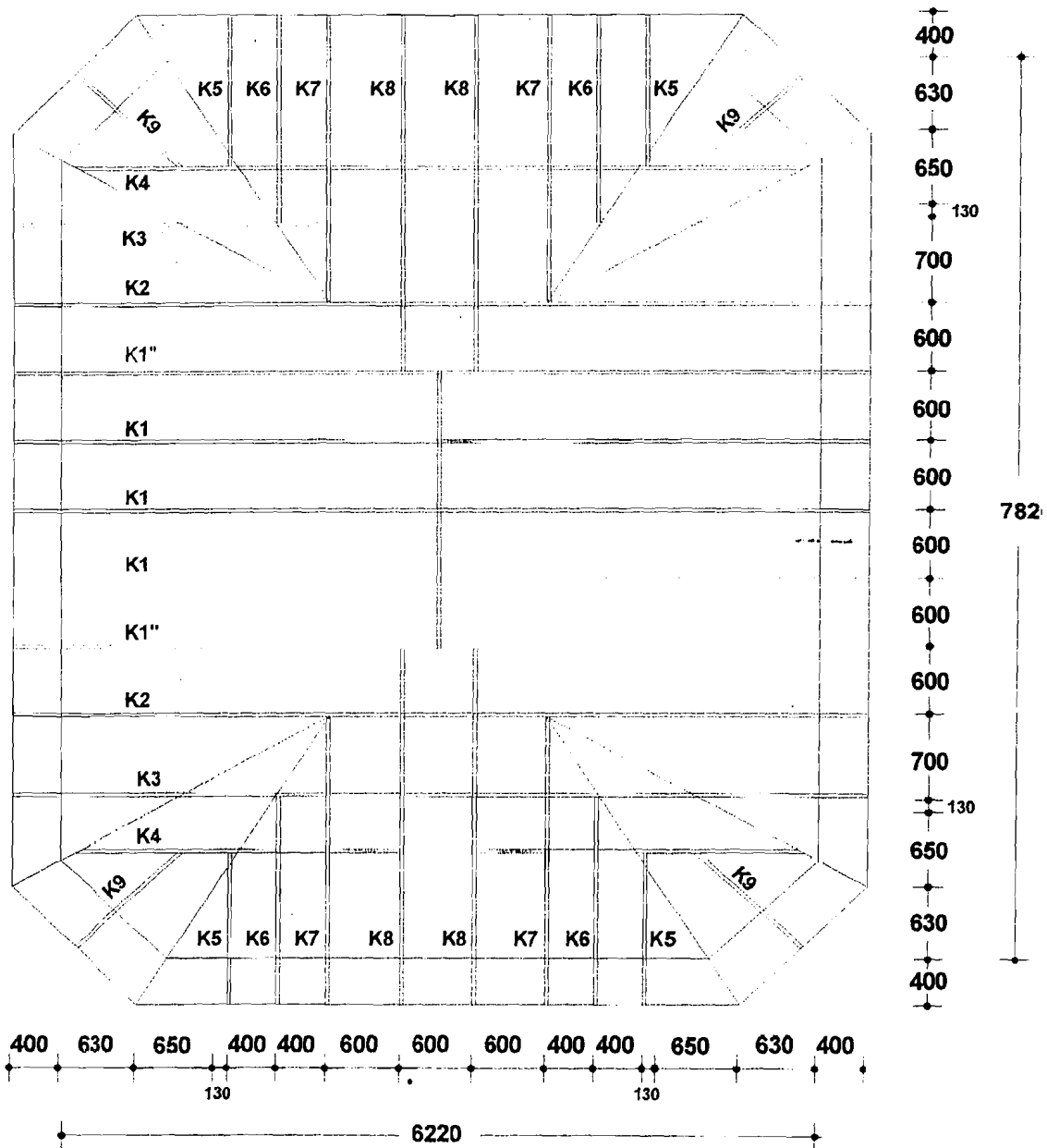
PERENCANAAN ATAP

Perencanaan atap meliputi, perencanaan gording, perencanaan sagrod, dan perencanaan rangka atap. Metode yang dipergunakan adalah metode LRFD 2000. Denah rencana atap disajikan dalam Gambar 4.2, Gambar 4.3, dan Gambar 4.4.

4.1 Perencanaan Gording (untuk kuda-kuda K_1, K_1', K_2, K_7, K_8)

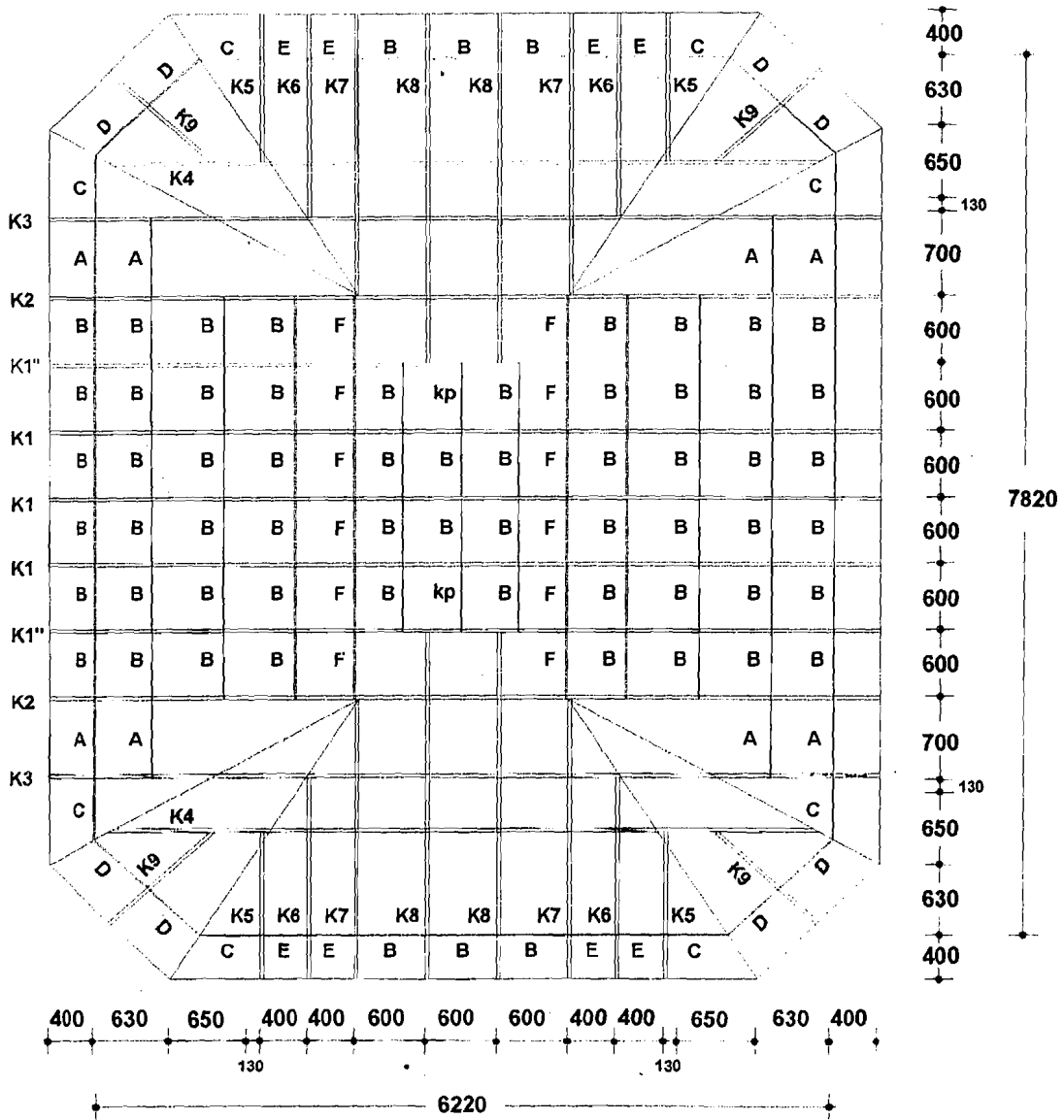


Gambar 4.1 Arah pembebanan gording bentang 6m



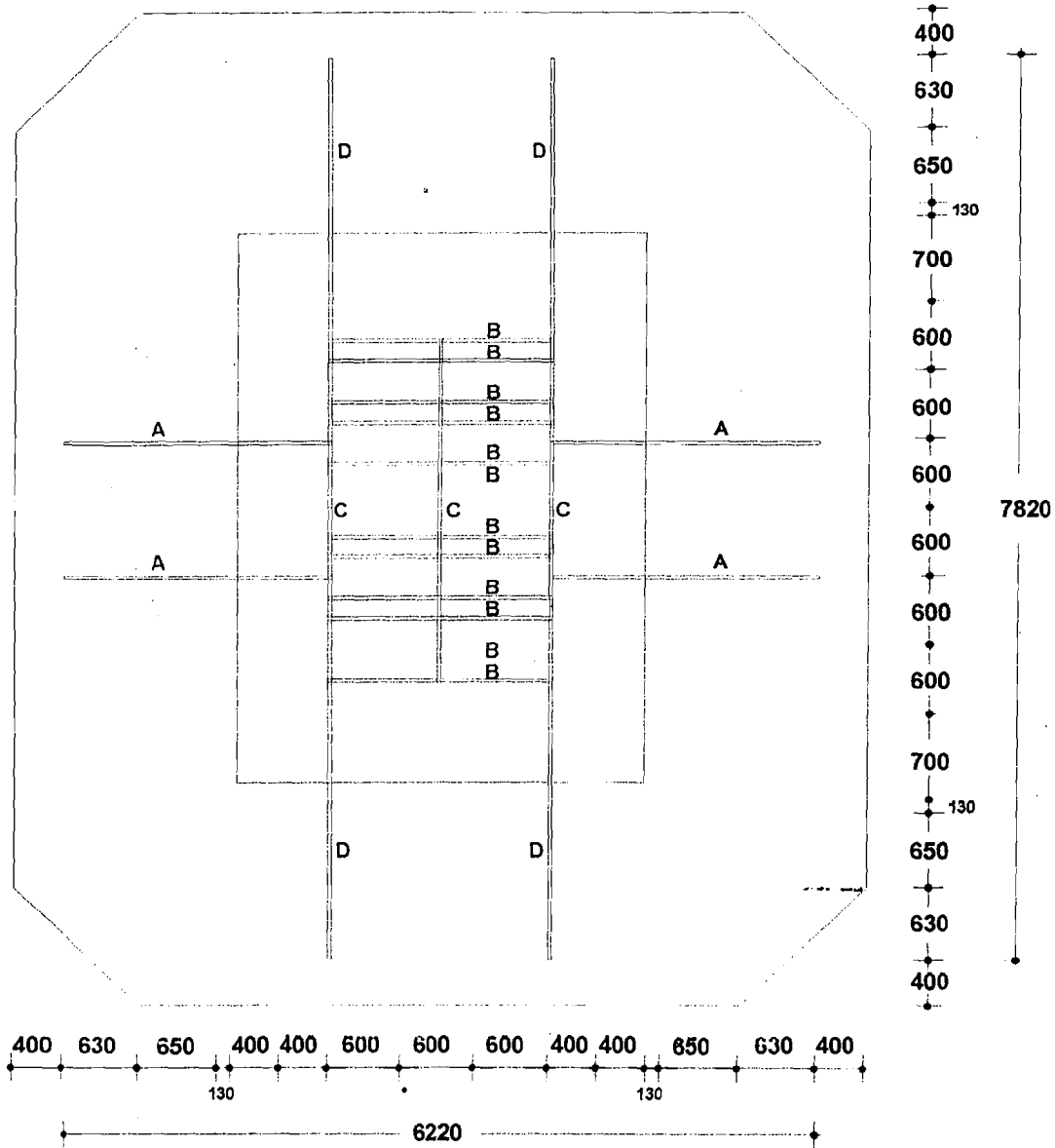
Gb. Denah Rencana Kuda-kuda

Gambar 4.2 Denah Rencana Kuda-kuda



Gb. Rencana Vertikal Bracing Atap Bawah

Gambar 4.3 Denah Rencana Vertikal Bracing Atap Bawah



Gb. Denah Rencana Catwalk

Gambar 4.4 Denah Rencana Catwalk

Tipe	Jarak (m)	Jumlah
A	700	8
B	600	64
C	560	8
D	560	8
E	400	8
F	600	12
KP	600	2

4.1.1 Pembebanan Gording

a. Beban mati (penutup atap galvallum = $0,1 \text{ kN/m}^2$)

- Galvallum : $0,1 \cdot 1,064 = 0,106 \text{ kN/m}$

- Gording taksiran $= 0,15 \text{ kN/m}$

$$q_D = 0,256 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Beban pekerja atap : $P_L = 1 \text{ kN}$

c. Beban air hujan

- Beban air hujan : $q_H = (40 - 0,8\alpha) \cdot 1,064 = 25,536 \text{ kg/m}$

$$= 0,255 \text{ kN/m}$$

d. Beban angin ($w = 0,4 \text{ kN/m}^2$)

- Tiup angin :

$$c_1 = (0,02\alpha) - 0,4 = (0,02 \cdot 20) - 0,4 = 0$$

$$q_{w, \text{tiup}} = 0 \cdot 0,4 \cdot 1,064 = 0$$

- Hisap angin

$$c_2 = -0,4$$

$$q_{w, \text{hisap}} = -0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,064 = -0,170 \text{ kN/m}$$

e. Momen arah sumbu x dan sumbu y

- Sumbu x (satu sagrod)



- Sumbu y (dua sagrod)



Tabel 4.1 Pembebanan, momen sumbu x dan sumbu y gording

No	Jenis Pembebanan	W_x	W_y	M_x	M_y
		(1)	(2)	(3)	(4)
1.	Beban mati (D)	$q_x = 0,087$	$q_y = 0,241$	0,121	0,392
2.	Beban hidup (L)	$P_x = 0,342$	$P_y = 0,940$	0,470	0,513
3.	Beban hujan (R)	$q_x = 0,087$	$q_y = 0,240$	0,120	0,392
4.	Beban angin (W)				
	- Tiup	0	$q_y = 0$	0	0
	- Hisap	0	$q_y = -0,170$	-0,085	0

Keterangan Tabel 4.1:

(1) Pembebanan sejajar gording : $q_x = q \cdot \sin 20^\circ$ (kN/m untuk beban merata)

$$P_x = P \cdot \sin 20^\circ \text{ (kN untuk beban terpusat)}$$

(2) Pembebanan tegak lurus gording : $q_y = q \cdot \cos 20^\circ$ (kN/m untuk beban merata)

$$P_y = P \cdot \cos 20^\circ \text{ (kN untuk beban terpusat)}$$

(3) Momen sejajar gording : $M_x = 1/8 \cdot q_y \cdot L_y^2$ (kNm untuk beban merata)

$$M_x = 1/4 \cdot P_y \cdot L_y \text{ (kNm untuk beban terpusat)}$$

(4) Momen tegak lurus gording : $M_y = 1/8 \cdot q_x \cdot L_x^2$ (kNm untuk beban merata)

$$M_y = 1/4 \cdot P_x \cdot L_x \text{ (kNm untuk beban terpusat)}$$

Dengan $L_x = 6,00$ m dan $L_y = 2,00$ m

Tabel 4.2 Kombinasi pembebanan LRFD

No	Kombinasi	$M_{u,x}$ (kNm)	$M_{u,y}$ (kNm)
1.	$1,4 M_D$	0,169	0,549
2.	$1,2 M_D + 1,6 M_L + 0,5 M_R$	0,957	1,487
3.	$1,2 M_D + 1,6 M_L + 0,8 M_{W \text{ tiup}}$	0,897	1,291
4.	$1,2 M_D + 1,6 M_L + 0,8 M_{W \text{ hisap}}$	0,829	1,291
5.	$1,2 M_D + 1,3 M_{W \text{ tiup}} + 0,5 M_L$	0,380	0,727
6.	$1,2 M_D + 1,3 M_{W \text{ hisap}} + 0,5 M_L$	0,270	0,727

4.1.2 Dimensi Gording

a. Arah sumbu x (sejajar gording)

$$M_{u,x} = 0,957 \text{ kNm (kombinasi maksimum)}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

Asumsi penampang kompak, kuat desain :

$$S_y \geq \frac{0,957 \times 10^6}{0,9 \times 240} = 4430,56 \text{ mm}^3 = 4,431 \text{ cm}^3$$

Dipakai profil C 150×50×20×2,3 (*light lip channels*)

$$S_x = 28,0 \text{ cm}^3 \quad S_y = 6,33 \text{ cm}^3 \quad A = 6,322 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 210 \text{ cm}^4 \quad I_y = 21,9 \text{ cm}^4 \quad \text{berat} = 0,0496 \text{ kN/m}$$

b. Arah sumbu y (tegak lurus gording)

$$M_{u,y} = 1,487 \text{ kNm (kombinasi maksimum)}$$

$$S_x = \frac{1,487 \times 10^6}{0,9 \times 240} = 6884,26 \text{ mm}^3 = 6,884 \text{ cm}^3$$

$$S_x \text{ profil} = 28,0 \text{ cm}^3 > 6,884 \text{ cm}^3$$

∴ Profil aman digunakan.

c. Kontrol lendutan

(1) Lendutan sejajar gording

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

$$L = 2000 \text{ mm}$$

$$I_y = 21,9 \text{ cm}^4$$

$$q_x = 0,087 \text{ kN/m}$$

$$P_x = 0,342 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \delta_x &= \frac{5}{384} q_x \cdot \frac{L^4}{EI_y} + \frac{P_x \cdot L^3}{48 \cdot EI_y} \\ &= \left(\frac{5}{384} \times 0,087 \times \frac{2000^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 21,9 \cdot 10^4} \right) + \frac{342 \cdot 2000^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 21,9 \cdot 10^4} \\ &= 0,414 + 0,001 \\ &= 0,415 \text{ mm} \end{aligned}$$

(2) Lendutan tegak lurus gording

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$I_x = 280 \text{ cm}^4$$

$$q_y = 0,241 \text{ kN/m}$$

$$P_y = 0,940 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \delta_y &= \frac{5}{384} \cdot q_y \cdot \frac{L^4}{EI_x} + \frac{P_y \cdot L^3}{48 \cdot EI_x} \\ &= \left(\frac{5}{384} \times 0,241 \times \frac{6000^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 210 \cdot 10^4} \right) + \frac{0,940 \cdot 6000^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 210 \cdot 10^4} \\ &= 9,683 + 0,010 = 9,693 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \\ &= \sqrt{0,415^2 + 9,693^2} = 9,702 \text{ mm} < \frac{L}{360} = \frac{6000}{360} = 16,667 \text{ mm} \quad \text{- ok-} \end{aligned}$$

Berdasarkan lendutan yang terjadi profil C 150x50x20x2,3 memenuhi.

4.1.3 Perencanaan Sagrod

4.1.3.1 Pembebanan Sagrod

a. Beban mati

- Beban penutup atap = $0,1 \cdot 33,096 \cdot 6 = 19,858 \text{ kN}$

- Beban gording = $0,0496 \cdot 6 = 0,406 \text{ kN}$

- Beban sagrod taksiran = $0,05 \cdot 33,096 = 1,655 \text{ kN}$

$$P_D = 21,919 \text{ kN}$$

b. Beban hidup

- Beban pekerja : $P_L = 1 \text{ kN} \times 6 \text{ pekerja tiap gording} = 6 \text{ kN}$

c. Beban hujan

- Beban hujan : $P_H = 0,255 \cdot 33,096 \cdot 6 = 50,367 \text{ kN}$

Kombinasi pembebanan terbesar

$$\begin{aligned} N_u &= 1,2 q_D + 1,6 P_L + 0,5 q_{II} \\ &= 1,2 \cdot 21,919 + 1,6 \cdot 6 + 0,5 \cdot 50,367 \\ &= 61,086 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{u,x} = 61,086 \cdot \sin 20^\circ = 20,8939 \text{ kN}$$

4.1.3.2 Dimensi sagrod

$$N_u \leq \phi N_n$$

$$N_u \leq 0,9 \cdot A_g \cdot f_y$$

$$A_g = \frac{N_{u,x}}{0,9 \cdot f_y} = \frac{20,893 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 240} = 96,726 \text{ mm}^2$$

$$A_g = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$96,726 = \frac{1}{4} \pi D^2$$

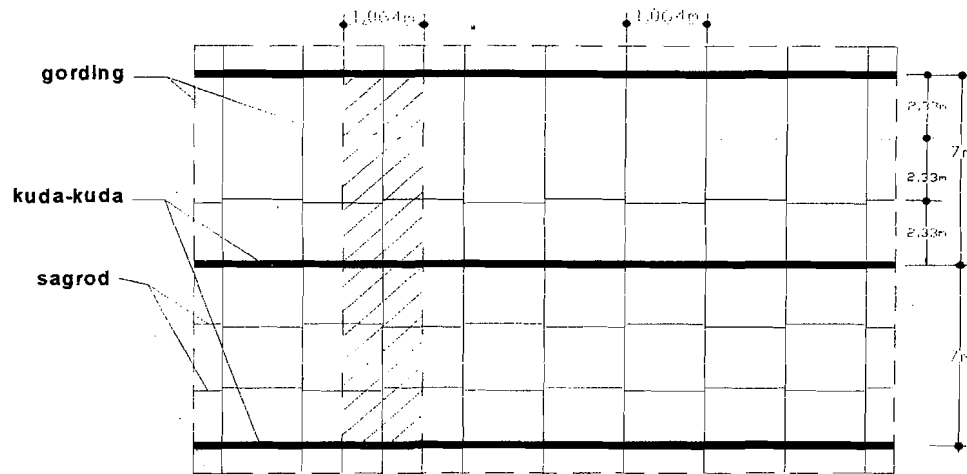
$$D = 11,098 \text{ mm, diambil } D = 12 \text{ mm}$$

$$A_g \text{ profil} = \frac{1}{4} \pi 12^2 = 113,097 \text{ mm}^2 > 96,726 \text{ mm}^2 \quad \text{- aman-}$$

$$\text{Berat sendiri} = 78,50 \cdot 113,097 \cdot 10^{-6}$$

$$= 0,00888 \text{ kN/m} < \text{berat taksiran} = 0,05 \text{ kN/m} \quad \text{-aman-}$$

4.2 Perencanaan Gording (untuk kuda-kuda K₂,K₃,K₄,K₅,K₆)



Gambar 4.5 Arah pembebanan gording bentang 7m

4.2.1 Pembebanan Gording

a. Beban mati, (Penutup atap Galvallum = $0,1 \text{ kN/m}^2$)

- Galvallum : $0,1 \cdot 1,064 = 0,106 \text{ kN/m}$

- Gording taksiran = $0,15 \text{ kN/m}$

$$q_D = \overline{0,256 \text{ kN/m}}$$

b. Beban hidup, ($L = 0,2 \text{ kN/m}^2$)

- Beban pekerja atap : $P_L = 1 \text{ kN}$

c. Beban air hujan

- Beban air hujan : $q_H = (40 - 0,8\alpha) \cdot 1,064 = 25,536 \text{ kg/m}$

$$= 0,255 \text{ kN/m}$$

d. Beban angin ($w = 0,4 \text{ kN/m}^2$)

- Tiup angin :

$$c_1 = (0,02\alpha) - 0,4 = (0,02 \cdot 20) - 0,4 = 0$$

$$q_{w, \text{tiup}} = 0,4 \cdot 1,064 = 0 \text{ kN/m}$$

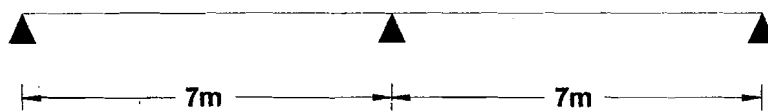
- Hisap angin

$$c_2 = -0,4$$

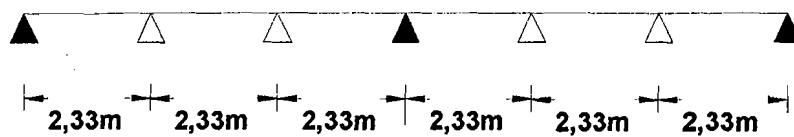
$$q_{w, \text{hisap}} = -0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,064 = -0,170 \text{ kN/m}$$

e. Momen arah sumbu x dan sumbu y

- Sumbu x (satu sagrod)



- Sumbu y (dua sagrod)



Tabel 4.3 Pembebanan, momen sumbu x dan sumbu y gording

No	Jenis Pembebanan	W_x (1)	W_y (2)	M_x (3)	M_y (4)
1.	Beban mati (D)	$q_x = 0,087$	$q_y = 0,241$	0,165	0,534
2.	Beban hidup (L)	$P_x = 0,342$	$P_y = 0,940$	0,548	0,598
3.	Beban hujan (R)	$q_x = 0,087$	$q_y = 0,240$	0,163	0,533
4.	Beban angin				
	- Tiup	0	$q_y = 0$	0	0
	- Hisap	0	$q_y = -0,170$	-0,116	0

Keterangan Tabel 4.3 :

(1) Pembebanan sejajar gording : $q_x = q \cdot \sin 20^\circ$ (kN/m untuk beban merata)

$$P_x = P \cdot \sin 20^\circ \text{ (kN untuk beban terpusat)}$$

(2) Pembebanan tegak lurus gording : $q_y = q \cdot \cos 20^\circ$ (kN/m untuk beban merata)

$$P_y = P \cdot \cos 20^\circ \text{ (kN untuk beban terpusat)}$$

(3) Momen sejajar gording : $M_x = 1/8 \cdot q_y \cdot L_y^2$ (kNm untuk beban merata)

$$M_x = 1/4 \cdot P_y \cdot L_y \text{ (kNm untuk beban terpusat)}$$

(4) Momen tegak lurus gording : $M_y = 1/8 \cdot q_x \cdot L_x^2$ (kNm untuk beban merata)

$$M_y = 1/4 \cdot P_x \cdot L_x \text{ (kNm untuk beban terpusat)}$$

Dengan $L_x = 7,00$ m dan $L_y = 2,33$ m

Tabel 4.4 Kombinasi pembebanan LRFD

No	Kombinasi	$M_{u,x}$ (kNm)	$M_{u,y}$ (kNm)
1.	$1,4 M_D$	0,231	0,748
2.	$1,2 M_D + 1,6 M_L + 0,5 M_R$	1,156	1,864
3.	$1,2 M_D + 1,6 M_L + 0,8 M_{W \text{ tiup}}$	1,075	1,598
4.	$1,2 M_D + 1,6 M_L + 0,8 M_{W \text{ hisap}}$	0,982	1,598
5.	$1,2 M_D + 1,3 M_{W \text{ tiup}} + 0,5 M_L$	0,472	0,940
6.	$1,2 M_D + 1,3 M_{W \text{ hisap}} + 0,5 M_L$	0,321	0,940

4.2.2 Dimensi Gording

a. Arah sumbu x (sejajar gording)

$$M_{u,x} = 1,156 \text{ kNm (kombinasi maksimum)}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

Asumsi penampang kompak, kuat desain :

$$S_y \geq \frac{1,156 \times 10^6}{0,9 \times 240} = 5353,241 \text{ mm}^3 = 5,353 \text{ cm}^3$$

Dipakai profil C 150×50×20×3,2 (*light lip channels*)

$$S_x = 37,4 \text{ cm}^3 \quad S_y = 8,19 \text{ cm}^3 \quad A = 9,607 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 280 \text{ cm}^4 \quad I_y = 28,3 \text{ cm}^4 \quad \text{berat} = 0,0676 \text{ kN/m}$$

b. Arah sumbu y (tegak lurus gording)

$$M_{u,y} = 1,864 \text{ kNm (kombinasi maksimum)}$$

$$S_x = \frac{1,864 \times 10^6}{0,9 \times 240} = 8629,63 \text{ mm}^3 = 8,630 \text{ cm}^3$$

$$S_x \text{ profil} = 37,40 \text{ cm}^3 > 8,630 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{ok}$$

∴ Profil aman digunakan

c. Kontrol lendutan

(1) Lendutan sejajar gording

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

$$L = 2333,333 \text{ mm}$$

$$I_y = 35,7 \text{ cm}^4$$

$$q_x = 0,087 \text{ kN/m}$$

$$P_x = 0,342 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\delta_x &= \frac{5}{384} q_x \frac{L^4}{EI_y} + \frac{P_x L^3}{48 EI_y} \\ &= \left(\frac{5}{384} \times 0,087 \times \frac{2333,333^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 28,3 \cdot 10^4} \right) + \frac{0,342 \cdot 2333,333^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 28,3 \cdot 10^4} \\ &= 0,593 + 0,0016 \\ &= 0,595 \text{ mm}\end{aligned}$$

(2) Lendutan tegak lurus gording

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

$$L = 7000 \text{ mm}$$

$$I_x = 368 \text{ cm}^4$$

$$q_y = 0,241 \text{ kN/m}$$

$$P_y = 0,940 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\delta_y &= \frac{5}{384} q_y \frac{L^4}{EI_x} + \frac{P_y L^3}{48 EI_x} \\ &= \left(\frac{5}{384} \times 0,241 \times \frac{7000^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 280 \cdot 10^4} \right) + \frac{0,940 \cdot 7000^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 280 \cdot 10^4} \\ &= 13,454 + 0,012 \\ &= 13,466 \text{ mm} \\ \delta &= \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \\ &= \sqrt{0,595^2 + 13,466^2} = 13,479 \text{ mm} < \frac{L}{360} = \frac{6000}{360} = 16,667 \text{ mm -ok-}\end{aligned}$$

Berdasarkan lendutan yang terjadi profil C 150x50x20x3,2
memenuhi.

4.2.3 Perencanaan Sagrod

4.2.3.1 Pembebanan sagrod

a. Beban Mati

$$\text{- Beban penutup atap} = 0,1 \cdot 33,096 \cdot 7 = 23,167 \text{ kN}$$

$$\text{- Beban gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{- Beban sagrod taksiran} = 0,05 \cdot 33,096 = 1,655 \text{ kN}$$

$$P_D = \overline{25,295 \text{ kN}}$$

b. Beban Hidup

$$\text{- Beban pekerja : } P_L = 1 \text{ kN} \times 6 \text{ pekerja tiap gording} = 6 \text{ kN}$$

c. Beban Hujan

$$\text{- Beban hujan : } q_H = 0,255 \cdot 33,096 \cdot 7 = 59,076 \text{ kN}$$

Kombinasi pembebanan terbesar

$$\begin{aligned} N_u &= 1,2 q_D + 1,6 P_L + 0,5 q_H \\ &= 1,2 \cdot 25,295 + 1,6 \cdot 6 + 0,5 \cdot 59,076 \\ &= 69,492 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{u,x} = 69,492 \cdot \sin 20^\circ = 23,768 \text{ kN}$$

4.2.3.2 Dimensi sagrod

$$N_u \leq \phi N_n$$

$$N_u \leq 0,9 \cdot A_g \cdot f_y$$

$$A_g = \frac{N_{u,x}}{0,9 \cdot f_y} = \frac{23,768 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 240} = 110,035 \text{ mm}^2$$

$$A_g = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$110,035 = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$D = 11,836 \text{ mm, diambil } D = 12 \text{ mm}$$

$$A_g \text{ profil} = \frac{1}{4} \pi 12^2 = 113,097 \text{ mm}^2 > 110,035 \text{ mm}^2 \quad \text{- aman-}$$

$$\text{Berat sendiri} = 78,50 \cdot 113,097 \cdot 10^{-6}$$

$$= 0,00888 \text{ kN/m} < \text{berat taksiran} = 0,05 \text{ kN/m} \quad \text{-aman-}$$

4.3 Perencanaan Rangka Kuda – kuda

4.3.1 Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K1

4.3.1.1 Beban mati

$$P_2'' : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_2'' = 0,936 \text{ kN}$$

$$P_1 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,064 = 0,319 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0,617 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_1 = P_1 + \frac{1}{2} P_2'' = 0,617 + (1/2 \cdot 0,936) = 1,085 \text{ kN}$$

$$P_2 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0,936 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_2 = P_2 + P_2'' = 0,936 + 0,936 = 1,872 \text{ kN}$$

$$P_3 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,490 = 0,447 \text{ kN}$$

$$P_3 = 0,745 \text{ kN}$$

$$P_4 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,745 + 0,718) = 0,878 \text{ kN}$$

$$P_4 = 1,176 \text{ kN}$$

$$P_5 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,718 + 0,532) = 0,750 \text{ kN}$$

$$P_5 = 1,048 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_5 = P_5 + 1/2P_2'' = 1,048 + (1/2 \cdot 0,936) = 1,516 \text{ kN}$$

$$P_6 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,532 + 0,532) = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_6 = 0,936 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_6 = P_6 + 1/2P_2'' = 0,936 + 1/2 \cdot 0,936 = 1,404 \text{ kN}$$

$$P_7 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 \cdot 2 = 0,595 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_7 = 1,233 \text{ kN}$$

$$P_1' : \text{berat catwalk} = 0,880 \text{ kN}$$

$$P_2' : \text{berat catwalk} = 0,870 \text{ kN}$$

$$P_3' : \text{berat vertikal bracing B} + \text{berat catwalk} = 2,190 \text{ kN}$$

$$P_4' : \text{berat catwalk} = 0,830 \text{ kN}$$

$$P_5' : \text{berat catwalk} = 0,860 \text{ kN}$$

$$P_6' : \text{berat catwalk} = 1,260 \text{ kN}$$

$$P_7' : \text{berat catwalk} = 0,770 \text{ kN}$$

$$P_8' : \text{berat catwalk} = 0,720 \text{ kN}$$

$$P_9' : \text{berat catwalk} = 0,700 \text{ kN}$$

$$P_{10}' : \text{berat catwalk} = 1,150 \text{ kN}$$

$$P_{11}' : \text{berat vertikal bracing B} = 2 \cdot 0,66 = 1,320 \text{ kN}$$

$$P_{12}' : \text{berat vertikal bracing B} = 2 \cdot 0,66 = 1,320 \text{ kN}$$

$$P_{13}' : \text{berat vertikal bracing F} = 2 \cdot 0,62 = 1,240 \text{ kN}$$

$$P_{14}' : \text{berat vertikal bracing F} = 2 \cdot 1,120 = 2,240 \text{ kN}$$

$$P_{15}' : \text{berat vertikal bracing B} = 2 \cdot 0,66 = 1,320 \text{ kN}$$

P_{16} : berat vertikal bracing $B = 2 \cdot 0,66 = 1,320 \text{ kN}$

4.3.1.2 Beban hidup

$P_1 - P_7 = \text{beban hidup} = 1 \text{ kN}$

4.3.1.3 Beban angin

Muatan angin = $0,4 \text{ kN/m}^2$

Koefisien angin tekan (C_1) = $(0,02 \times \alpha) - 0,4 = 0$

Koefisien angin hisap (C_2) = $-0,4$

$W_t = 0 \times 0,4 = 0$

$W_h = -0,4 \times 0,4 = -0,16 \text{ kN/m}^2$

a. Angin kiri

- Sisi kiri (angin tekan)

$$W_{t1} - W_{t7} = 0$$

- Sisi kanan (angin hisap)

$$W_{h1} = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,128 \cdot 6 = -1,021 \text{ kN}$$

$$W_{hx1} = 1,021 \cdot \sin 20^\circ = 0,349 \text{ kN}$$

$$W_{hy1} = 1,021 \cdot \cos 20^\circ = 0,959 \text{ kN}$$

$$W_{h2} = -0,16 \cdot 2,128 \cdot 6 = -2,043 \text{ kN}$$

$$W_{hx2} = 2,043 \cdot \sin 20^\circ = 0,699 \text{ kN}$$

$$W_{hy2} = 2,043 \cdot \cos 20^\circ = 1,920 \text{ kN}$$

$$W_{h3} = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 1,490 \cdot 6 = -0,715 \text{ kN}$$

$$W_{hx3} = 0,715 \cdot \sin 20^\circ = 0,245 \text{ kN}$$

$$W_{hy3} = 0,715 \cdot \cos 20^\circ = 0,672 \text{ kN}$$

$$Wh_4 = -0,16 \cdot 1,463 \cdot 6 = -1,404 \text{ kN}$$

$$Wh_{x4} = 1,404 \cdot \sin 20^\circ = 0,480 \text{ kN}$$

$$Wh_{y4} = 1,404 \cdot \cos 20^\circ = 1,320 \text{ kN}$$

$$Wh_5 = -0,16 \cdot 1,782 \cdot 6 = -1,711 \text{ kN}$$

$$Wh_{x5} = 1,711 \cdot \sin 20^\circ = 0,585 \text{ kN}$$

$$Wh_{y5} = 1,711 \cdot \cos 20^\circ = 1,608 \text{ kN}$$

$$Wh_6 = -0,16 \cdot 1,596 \cdot 6 = -1,532 \text{ kN}$$

$$Wh_{x6} = 1,532 \cdot \sin 20^\circ = 0,524 \text{ kN}$$

$$Wh_{y6} = 1,532 \cdot \cos 20^\circ = 1,440 \text{ kN}$$

$$Wh_7 = -0,16 \cdot 1,064 \cdot 6 = -1,021 \text{ kN}$$

$$Wh_{x7} = 1,021 \cdot \sin 20^\circ = 0,349 \text{ kN}$$

$$Wh_{y7} = 1,021 \cdot \cos 20^\circ = 0,960 \text{ kN}$$

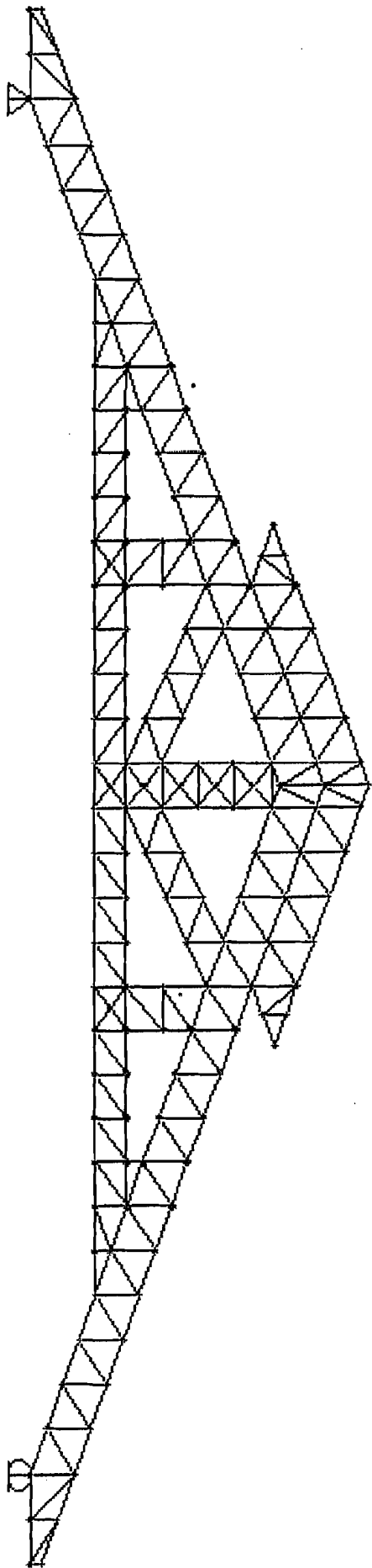
b. Angin kanan

- Sisi kiri (angin hisap) = angin hisap pada beban angin kiri

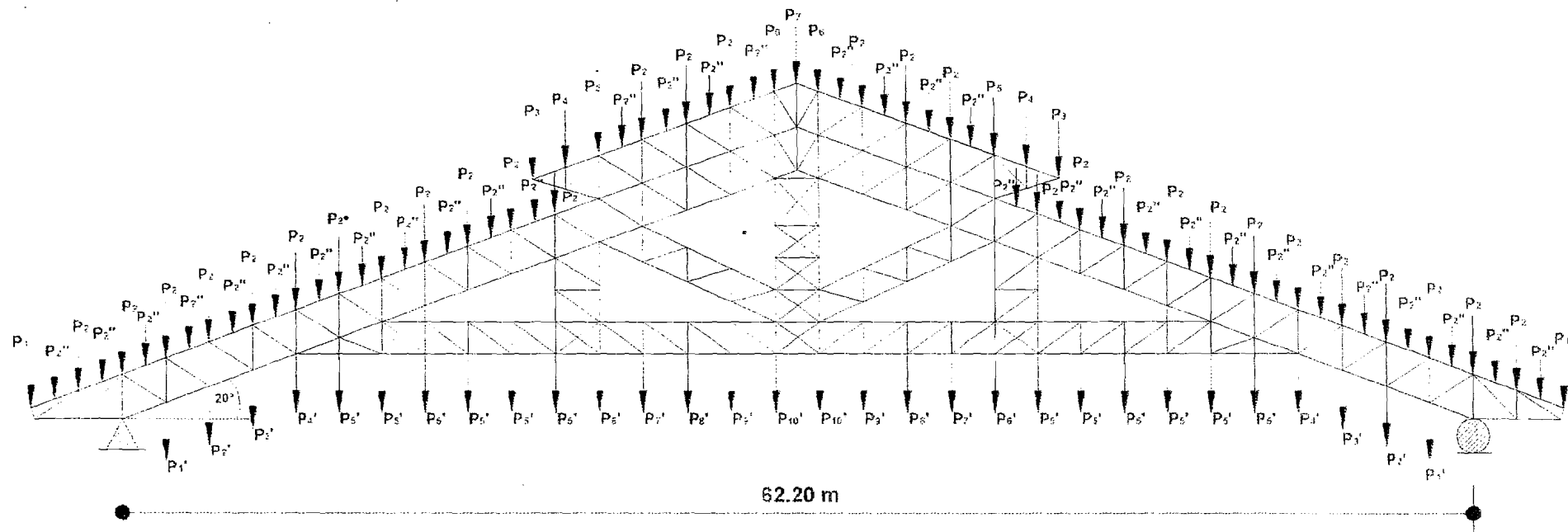
- Sisi kanan (angin tekan)

$$Wt_1 - Wt_7 = 0$$

Gambar perencanaan kuda-kuda K1 disajikan dalam Gambar 4.6, Gambar 4.7, Gambar 4.8 dan Gambar 4.9.

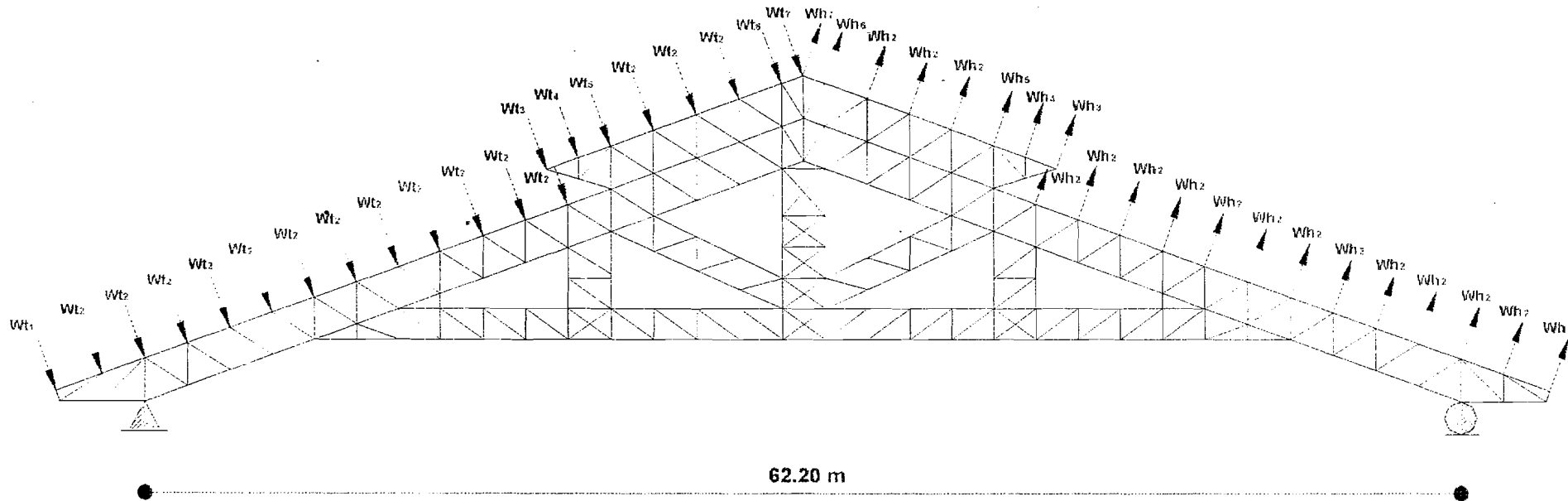


Gambar 4.6 Perencanaan Kuda-kuda KI



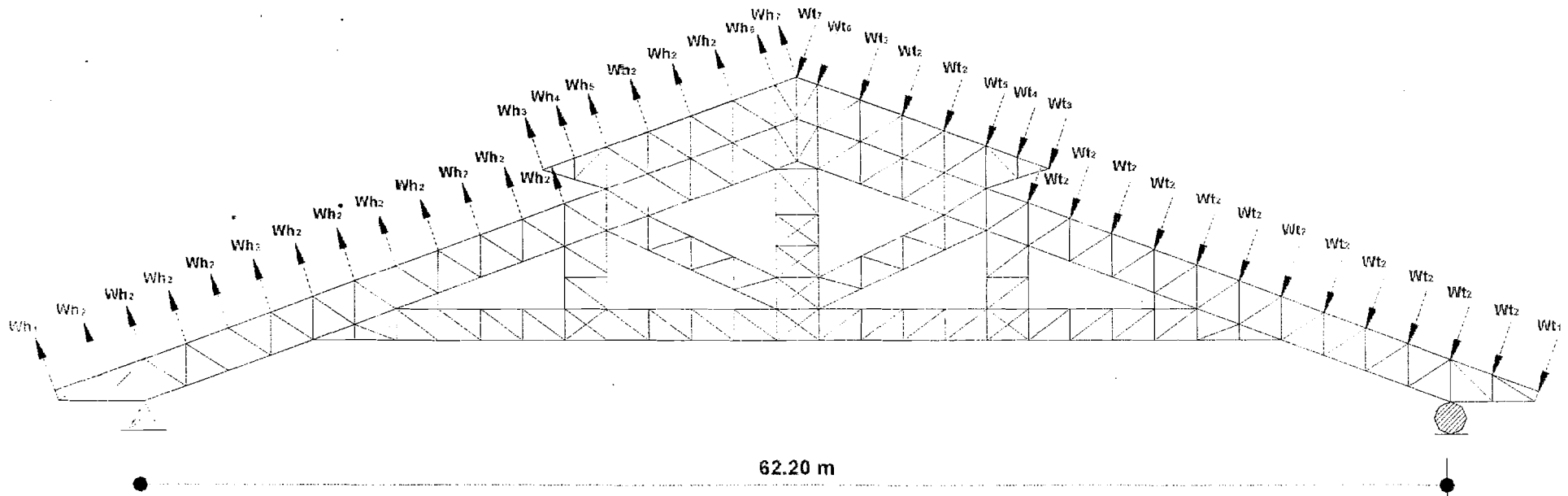
Pembebanan Kuda-kuda K1 Akibat B.Mati dan B.Hidup

Gambar 4.7 Pembebanan Kuda-kuda K1 Akibat Beban Mati dan Beban Hidup



Pembebanan Kuda-kuda K1 Akibat B.Angin Kiri

Gambar 4.8 Pembebanan Kuda-kuda K1 Akibat Beban Angin Kiri



Pembebanan Kuda-kuda K1 Akibat B.Angin Kanan

Gambar 4.9 Pembebanan Kuda-kuda K1 Akibat Beban Angin Kanan

4.3.2 Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K1"

4.3.2.1 Beban mati

$$P_2'' : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_2'' = 0,936 \text{ kN}$$

$$P_1 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,064 = 0,319 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0,617 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_1 = P_1 + \frac{1}{2} P_2'' = 0,617 + (1/2 \cdot 0,936) = 1,085 \text{ kN}$$

$$P_2 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0,936 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_2 = P_2 + P_2'' = 0,936 + 0,936 = 1,872 \text{ kN}$$

$$P_3 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,490 = 0,447 \text{ kN}$$

$$P_3 = 0,745 \text{ kN}$$

$$P_4 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,745 + 0,718) = 0,878 \text{ kN}$$

$$P_4 = 1,176 \text{ kN}$$

$$P_5 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,718 + 0,532) = 0,750 \text{ kN}$$

$$P_5 = 1,048 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_5 = P_5 + \frac{1}{2} P_2'' = 1,048 + (1/2 \cdot 0,936) = 1,516 \text{ kN}$$

$$P_2''' : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,000 = 0,600 \text{ kN}$$

$$P_2''' = 0,898 \text{ kN}$$

$$P_6 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,532 + 0,500) = 0,619 \text{ kN}$$

$$P_6 = 0,917 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_6 = P_6 + (1/2P_2'' + 1/2P_2''') = 0,917 + (1/2 \cdot 0,936 + 1/2 \cdot 0,898)$$

$$= 1,834 \text{ kN}$$

$$P_7 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,500 + 0,500) = 0,600 \text{ kN}$$

$$P_7 = 0,898 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_7 = P_7 + 1/2P_2''' = 0,898 + (1/2 \cdot 0,898) = 1,347 \text{ kN}$$

$$P_8 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 \cdot 2 = 0,595 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,000 = 0,600 \text{ kN}$$

$$\text{berat KP} = 1,25 (0,5 \cdot 3,090) = 1,931 \text{ kN}$$

$$P_8 = 3,126 \text{ kN}$$

$$P_1' : \text{berat vertikal bracing B} = 2 \cdot 0,66 = 1,320 \text{ kN}$$

$$P_2' : \text{berat catwalk} = 1,260 \text{ kN}$$

$$P_3' : \text{berat catwalk} = 0,770 \text{ kN}$$

$$P_4' : \text{berat catwalk} = 0,720 \text{ kN}$$

$$P_5' : \text{berat catwalk} = 0,700 \text{ kN}$$

$$P_6' : \text{berat catwalk} = 1,150 \text{ kN}$$

$$P_7' : \text{berat vertikal bracing B} = 2 \cdot 0,66 = 1,320 \text{ kN}$$

$$P_8' : \text{berat vertikal bracing B} = 2 \cdot 0,66 = 1,320 \text{ kN}$$

$$P_9' : \text{berat vertikal bracing F} = 2 \cdot 0,62 = 1,240 \text{ kN}$$

$$P_{10}' : \text{berat vertikal bracing F} = 2 \cdot 1,120 = 2,240 \text{ kN}$$

$$P_{11}' : \text{berat vertikal bracing B} = 2 \cdot 0,66 = 1,320 \text{ kN}$$

$$P_{12}' : \text{berat vertikal bracing B} = 2 \cdot 0,66 = 1,320 \text{ kN}$$

4.3.2.2 Beban hidup

$$P_1 - P_8 = \text{beban hidup} = 1 \text{ kN}$$

4.3.2.3 Beban angin

$$\text{Muatan angin} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Koefisien angin tekan } (C_1) = (0,002 \times \alpha) - 0,4 = 0$$

$$\text{Koefisien angin hisap } (C_2) = -0,4$$

$$W_t = 0 \times 0,4 = 0$$

$$W_h = -0,4 \times 0,4 = -0,16 \text{ kN/m}^2$$

a. Angin kiri

- Sisi kiri (angin tekan)

$$W_{t1} - W_{t6} = 0$$

- Sisi kanan (angin hisap)

$$W_{h1} = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,128 \cdot 6 = -1,021 \text{ kN}$$

$$W_{hx1} = 1,021 \cdot \sin 20^\circ = 0,349 \text{ kN}$$

$$W_{hy1} = 1,021 \cdot \cos 20^\circ = 0,959 \text{ kN}$$

$$W_{h2} = -0,16 \cdot 2,128 \cdot 6 = -2,043 \text{ kN}$$

$$Wh_{x2} = 2,043 \cdot \sin 20^\circ = 0,699 \text{ kN}$$

$$Why_2 = 2,043 \cdot \cos 20^\circ = 1,920 \text{ kN}$$

$$Wh_3 = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 1,490 \cdot 6 = -0,715 \text{ kN}$$

$$Wh_{x3} = 0,715 \cdot \sin 20^\circ = 0,245 \text{ kN}$$

$$Why_3 = 0,715 \cdot \cos 20^\circ = 0,672 \text{ kN}$$

$$Wh_4 = -0,16 \cdot 1,463 \cdot 6 = -1,404 \text{ kN}$$

$$Wh_{x4} = 1,404 \cdot \sin 20^\circ = 0,480 \text{ kN}$$

$$Why_4 = 1,404 \cdot \cos 20^\circ = 1,320 \text{ kN}$$

$$Wh_5 = -0,16 \cdot 1,782 \cdot 6 = -1,711 \text{ kN}$$

$$Wh_{x5} = 1,711 \cdot \sin 20^\circ = 0,585 \text{ kN}$$

$$Why_5 = 1,711 \cdot \cos 20^\circ = 1,608 \text{ kN}$$

$$Wh_6 = -0,16 \cdot 2,064 \cdot 6 = -1,981 \text{ kN}$$

$$Wh_{x6} = 1,981 \cdot \sin 20^\circ = 0,677 \text{ kN}$$

$$Why_6 = 1,981 \cdot \cos 20^\circ = 1,862 \text{ kN}$$

b. Angin kanan

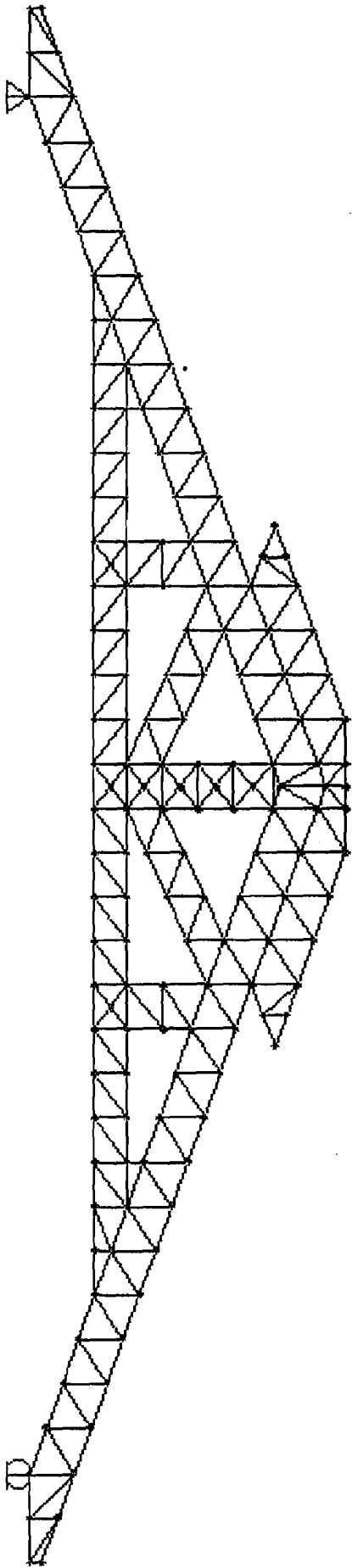
- Sisi kiri (angin hisap) = angin hisap pada beban angin kiri

- Sisi kanan (angin tekan)

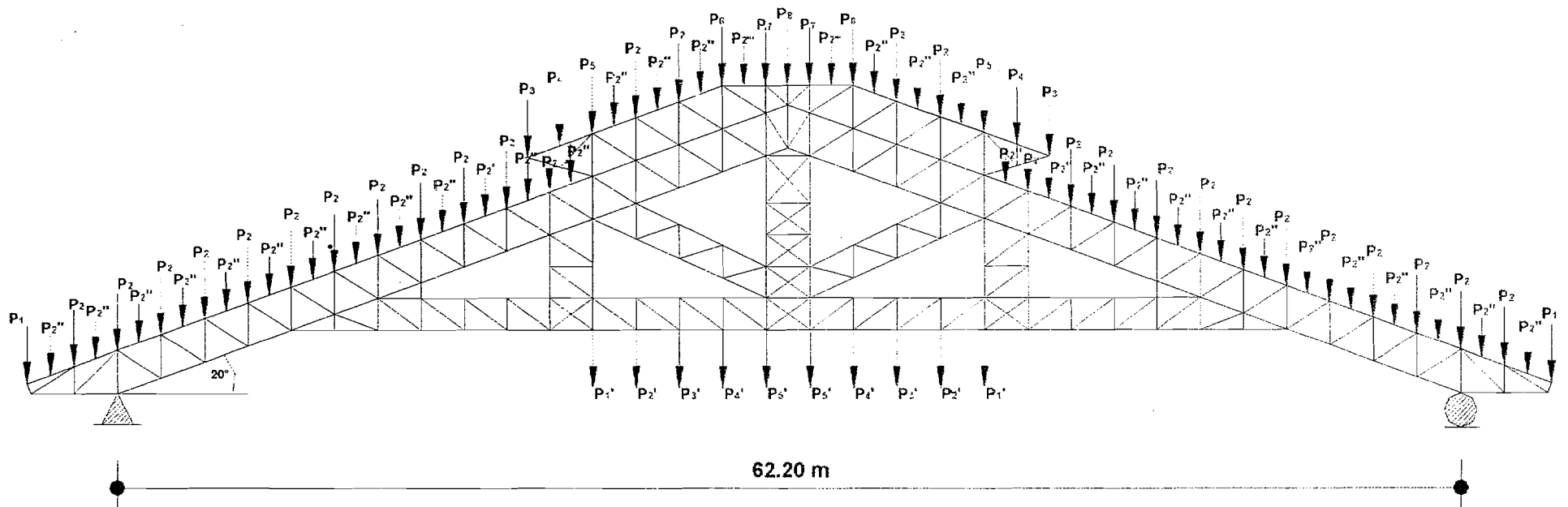
$$Wt_1 - Wt_6 = 0$$

Gambar perencanaan kuda-kuda K1” disajikan dalam Gambar 4.10,

Gambar 4.11, Gambar 4.12 dan Gambar 4.13.

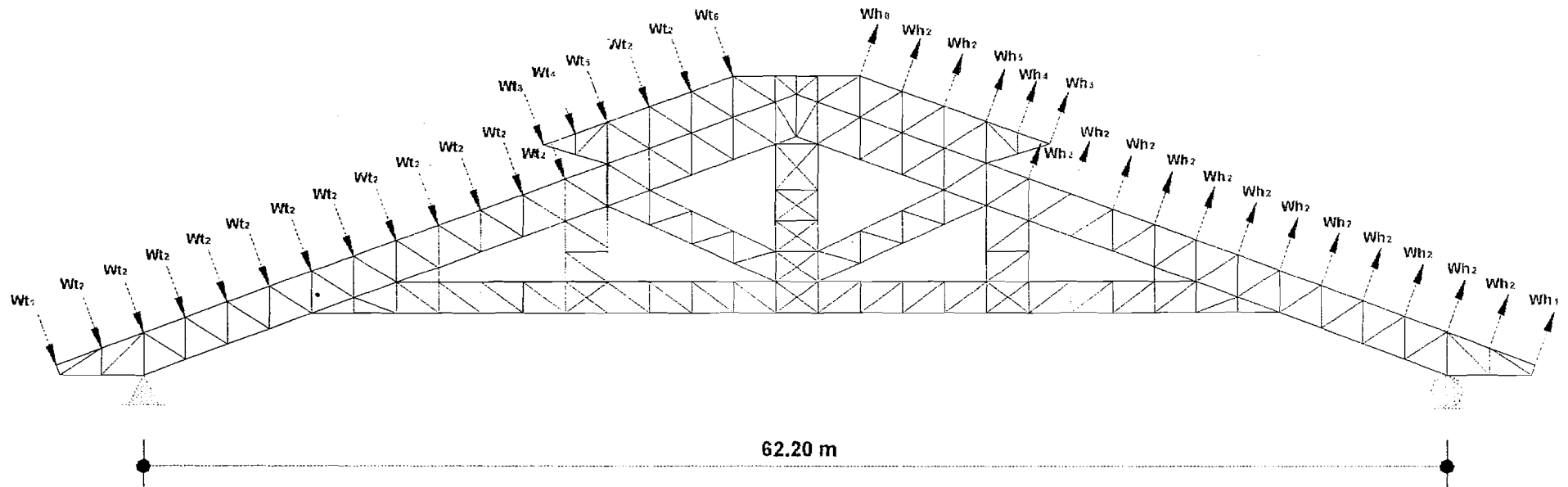


Gambar 4.10 Perencanaan Kuda-kuda K²



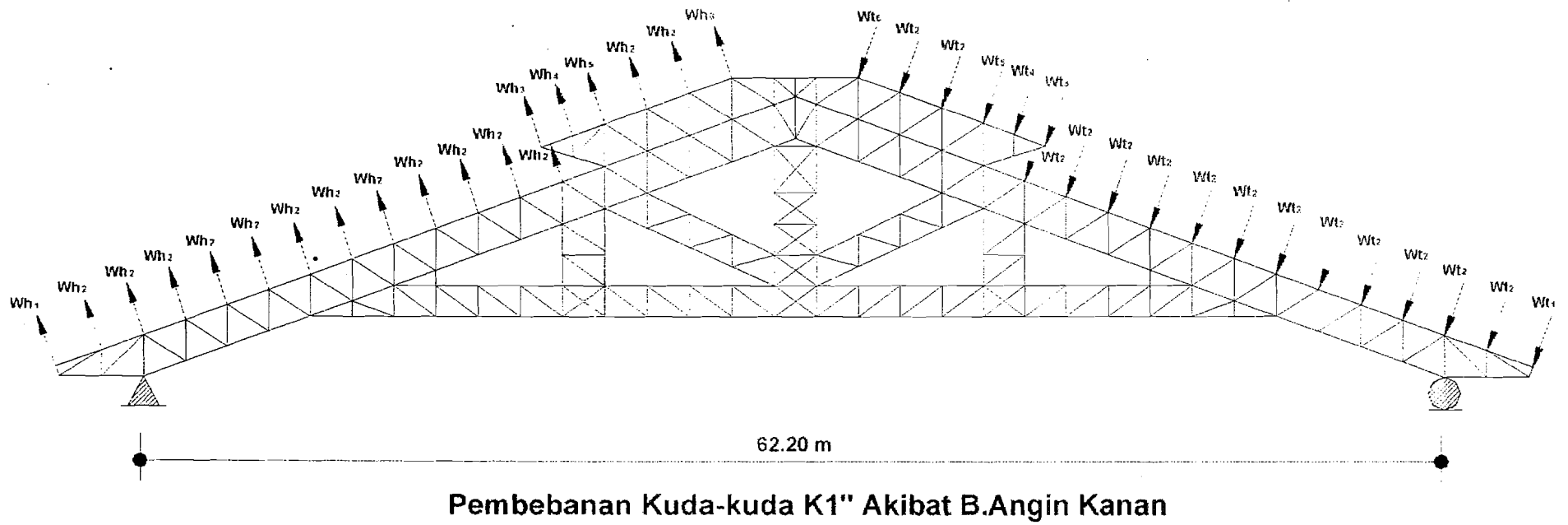
Pembebanan Kuda-kuda K1'' Akibat B.Mati dan B.Hidup

Gambar 4.11 Pembebanan Kuda-kuda K1'' Akibat Beban Mati dan Beban Hidup



Pembebanan Kuda-kuda K1" Akibat B.Angin Kiri

Gambar 4.12 Pembebanan Kuda-kuda K1'' Akibat Beban Angin Kiri



Gambar 4.13 Pembebanan Kuda-kuda K1" Akibat Beban Angin Kanan

4.3.3 Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K2

4.3.3.1 Beban mati

$$P_2'' : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1,064 = 0,745 \text{ kN}$$

$$P_2'' = 1,218 \text{ kN}$$

$$P_1 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 0,5 \cdot 1,064 = 0,372 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0,845 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_1 = P_1 + \frac{1}{2} P_2'' = 0,845 + (1/2 \cdot 1,218) = 1,454 \text{ kN}$$

$$P_2 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1,064 = 0,745 \text{ kN}$$

$$P_2 = 1,218 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_2 = P_2 + P_2'' = 1,218 + 1,218 = 2,436 \text{ kN}$$

$$P_3 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{beret galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot (0,532 + 1) = 1,072 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} PK_7 = \frac{1}{2} \cdot 1,333 = 0,667 \text{ kN}$$

$$\text{berat jurai} = 2,270 \text{ kN}$$

$$P_3 = 4,482 \text{ kN}$$

$$P_2''' : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1 = 0,700 \text{ kN}$$

$$P_2''' = 1,173 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_3 = P_3 + \frac{1}{2} P_2''' = 4,482 + (1/2 \cdot 1,173) = 5,068 \text{ kN}$$

$$P_4 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1 = 0,700 \text{ kN}$$

$$P_4 = 1,173 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_4 = P_4 + P_2''' = 1,173 + 1,173 = 2,346 \text{ kN}$$

$$P_5 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1 = 0,700 \text{ kN}$$

$$PK_8 = 1,673 \text{ kN}$$

$$P_5 = 2,846 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_5 = P_5 + P_2''' = 2,846 + 1,173 = 4,019 \text{ kN}$$

$$P_1' : \text{berat catwalk} = 1,260 \text{ kN}$$

$$P_2' : \text{berat vertikal bracing B} = 0,66 \text{ kN}$$

$$P_3' : \text{berat vertikal bracing B} = 0,66 \text{ kN}$$

$$P_4' : \text{berat vertikal bracing B} = 0,66 \text{ kN}$$

$$P_5' : \text{berat vertikal bracing B+ A} = 0,62 + 0,74 = 1,360 \text{ kN}$$

4.3.3.2 Beban hidup

$$P_1 - P_5 = \text{beban hidup} = 1 \text{ kN}$$

4.3.3.3 Beban angin

a. Angin kiri

- Sisi kiri (angin tekan)

$$W_{t1} - W_{t5} = 0$$

- Sisi kanan (angin hisap)

$$W_{h1} = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,128 \cdot 7 = -1,192 \text{ kN}$$

$$Wh_{x1} = 1,192 \cdot \sin 20^\circ = 0,408 \text{ kN}$$

$$Why_1 = 1,192 \cdot \cos 20^\circ = 1,120 \text{ kN}$$

$$Wh_2 = -0,16 \cdot 2,128 \cdot 7 = -2,383 \text{ kN}$$

$$Wh_{x2} = 2,383 \cdot \sin 20^\circ = 0,815 \text{ kN}$$

$$Why_2 = 2,383 \cdot \cos 20^\circ = 2,240 \text{ kN}$$

$$Wh_3 = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,128 \cdot 7 = -1,192 \text{ kN}$$

$$Wh_{x3} = 1,192 \cdot \sin 20^\circ = 0,408 \text{ kN}$$

$$Why_3 = 1,192 \cdot \cos 20^\circ = 1,120 \text{ kN}$$

$$Wh_4 = Wh_5 = 0$$

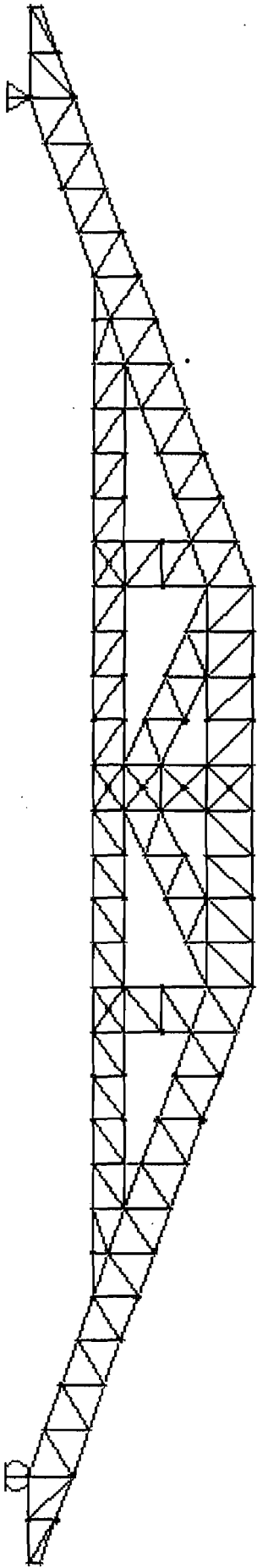
b. Angin kanan

- Sisi kiri (angin hisap) = angin hisap pada beban angin kiri

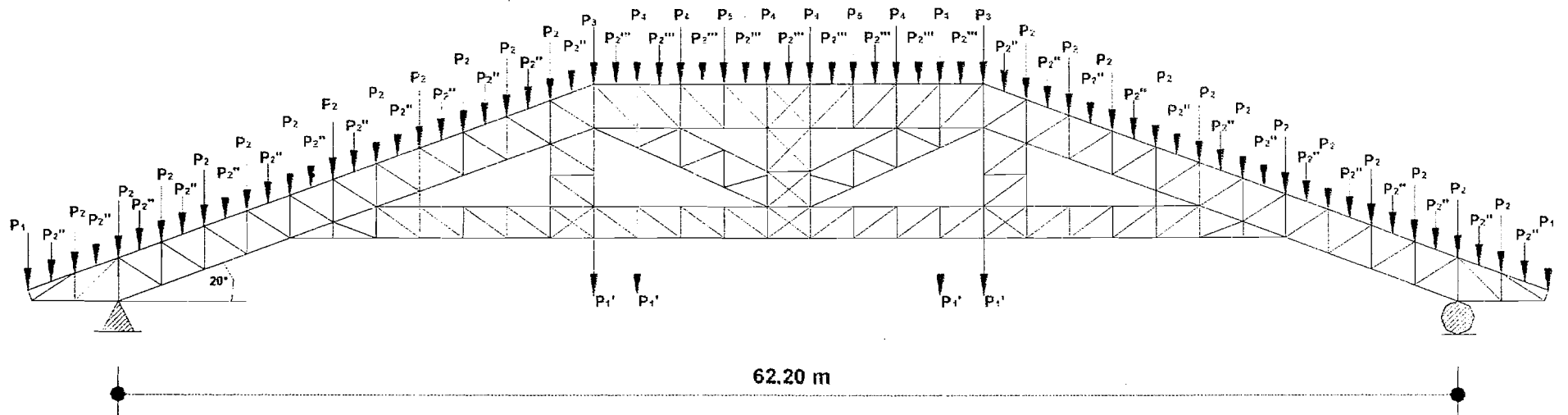
- Sisi kanan (angin tekan)

$$W_{t1} - W_{t5} = 0$$

Gambar perencanaan kuda-kuda K2 disajikan dalam Gambar 4.14, Gambar 4.15, Gambar 4.16 dan Gambar 4.17.

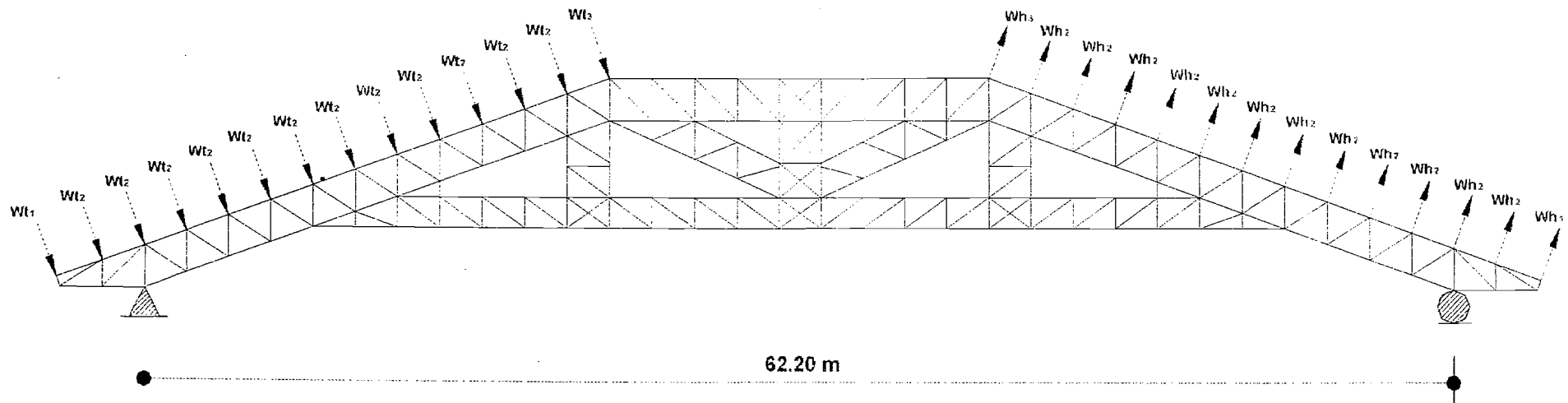


Gambar 4.14 Perencanaan Kuda-kuda K2



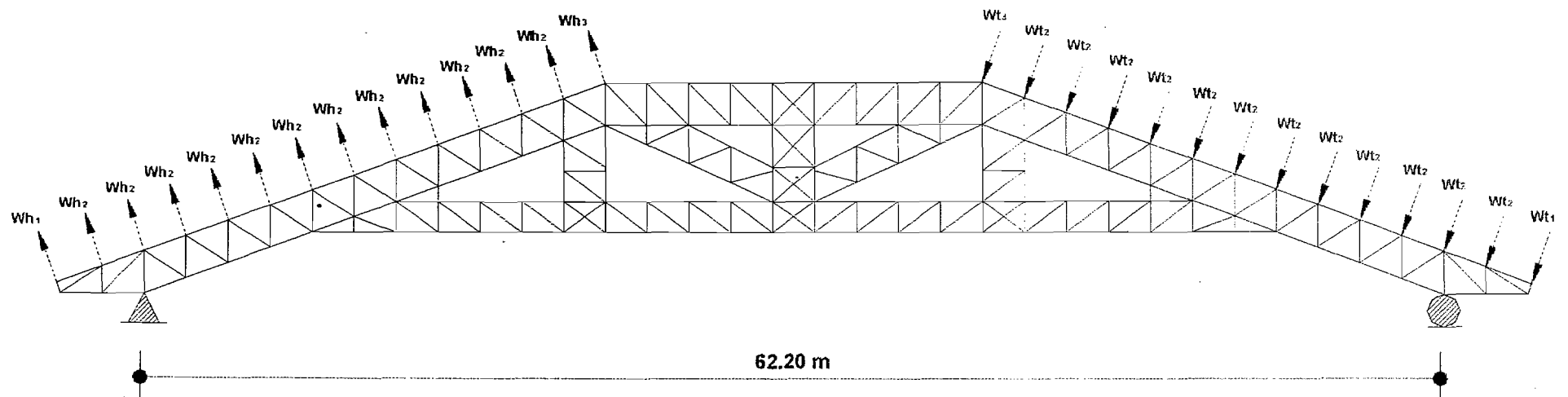
Pembebanan Kuda-kuda K2 Akibat B.Mati dan B.Hidup

Gambar 4.15 Pembebanan Kuda-kuda K2 Akibat Beban Mati dan Beban Hidup



Pembebanan Kuda-kuda K2 Akibat B. Angin Kiri

Gambar 4.16 Pembebanan Kuda-kuda K2 Akibat Beban Angin Kiri



Pembebanan Kuda-kuda K2 Akibat B.Angin Kanan

Gambar 4.17 Pembebanan Kuda-kuda K2 Akibat Beban Angin Kanan

4.3.4 Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K3

4.3.4.1 Beban mati

$$P_a : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1,064 = 0,745 \text{ kN}$$

$$P_a = 1,218 \text{ kN}$$

$$P_1 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 0,5 \cdot 1,064 = 0,372 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0,845 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_1 = P_1 + \frac{1}{2} P_a = 0,845 + (1/2 \cdot 1,218) = 1,454 \text{ kN}$$

$$P_2 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1,064 = 0,745 \text{ kN}$$

$$P_2 = 1,218 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_2 = P_2 + P_a = 1,218 + 1,218 = 2,436 \text{ kN}$$

$$P_3 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot (0,787 + 0,532) = 0,932 \text{ kN}$$

$$P_3 = 1,396 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_3 = P_3 + \frac{1}{2} P_a = 1,396 + (1/2 \cdot 1,218) = 2,005 \text{ kN}$$

$$P_4 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot (0,787 + 0,557) = 0,941 \text{ kN}$$

$$P_4 = 1,414 \text{ kN}$$

$$P_b : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1,113 = 0,779 \text{ kN}$$

$$P_b = 1,252 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_4 = P_4 + \frac{1}{2} \cdot P_b = 1,414 + \frac{1}{2} \cdot 1,252 = 2,040 \text{ kN}$$

$$P_5 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot (0,557 + 0,515) = 0,750 \text{ kN}$$

$$P_5 = 1,223 \text{ kN}$$

$$P_c : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1,031 = 0,722 \text{ kN}$$

$$P_c = 1,195 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_5 = P_5 + (\frac{1}{2} \cdot P_b + \frac{1}{2} \cdot P_c) = 1,223 + (\frac{1}{2} \cdot 1,252 + \frac{1}{2} \cdot 1,195) = 2,447 \text{ kN}$$

$$P_6 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1,031 = 0,721 \text{ kN}$$

$$P_6 = 1,194 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_6 = P_6 + P_c = 1,194 + 1,195 = 2,390 \text{ kN}$$

$$P_7 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot (0,515 + 0,590) = 0,774 \text{ kN}$$

$$P_7 = 1,247 \text{ kN}$$

$$P_d : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1,180 = 0,826 \text{ kN}$$

$$P_d = 1,299 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_7 = P_7 + (\frac{1}{2} \cdot P_c + \frac{1}{2} \cdot P_d) = 1,247 + (\frac{1}{2} \cdot 1,195 + \frac{1}{2} \cdot 1,299) = 2,494 \text{ kN}$$

$$P_8 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot (0,59 + 0,50) = 0,763 \text{ kN}$$

$$P_8 = 1,236 \text{ kN}$$

$$P_e : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1, \quad = 0,700 \text{ kN}$$

$$P_e = 1,173 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_8 = P_8 + (1/2 \cdot P_d + 1/2 \cdot P_e) = 1,236 + (1/2 \cdot 1,299 + 1/2 \cdot 1,173) = 2,472 \text{ kN}$$

$$P_9 : \text{berat gording} = 0,0676 \cdot 7 \quad = 0,473 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 7 \cdot 1 \quad = 0,700 \text{ kN}$$

$$P_9 = 1,173 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_9 = P_9 + P_e = 1,173 + 1,173 = 2,346 \text{ kN}$$

$$P_1' : \text{berat catwalk} = 1,260 \text{ kN} \quad \dots \dots$$

$$P_2' : \text{berat vertikal bracing A} = 0,740 \text{ kN}$$

4.3.4.2 Beban hidup

$$P_1 - P_9 = \text{beban hidup} = 1 \text{ kN}$$

4.3.4.3 Beban angin

$$\text{Muatan angin} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Koefisien angin tekan } (C_1)_a = (0,02 \times \alpha) - 0,4 = 0$$

$$= (0,02 \times 20^\circ) - 0,4 = 0$$

$$(C_1)_b = (0,02 \times \alpha) - 0,4 = 0$$

$$= (0,02 \times 14^\circ) - 0,4 = -0,12$$

$$\text{Koefisien angin hisap } (C_2) = -0,4$$

$$W_{t_a} = 0 \times 0,4 = 0$$

$$W_{t_b} = -0,12 \times 0,4 = -0,048 \text{ kN/m}^2$$

$$W_h = -0,4 \times 0,4 = -0,16 \text{ kN/m}^2$$

a. Angin kiri

- Sisi kiri (angin tekan)

$$Wt_1 - Wt_3 = 0$$

$$Wt_4 = -0,048 \cdot 0,5 \cdot 2,226 \cdot 7 = -0,374 \text{ kN}$$

$$Wtx_4 = 0,374 \cdot \sin 14^\circ = 0,090 \text{ kN}$$

$$Wty_4 = 0,374 \cdot \cos 14^\circ = 0,363 \text{ kN}$$

$$Wt_5 = -0,048 \cdot (1,113 + 1,031) \cdot 7 = -0,720 \text{ kN}$$

$$Wtx_5 = 0,720 \cdot \sin 14^\circ = 0,174 \text{ kN}$$

$$Wty_5 = 0,720 \cdot \cos 14^\circ = 0,699 \text{ kN}$$

$$Wt_6 = -0,048 \cdot 2,061 \cdot 7 = -0,692 \text{ kN}$$

$$Wtx_6 = 0,692 \cdot \sin 14^\circ = 0,168 \text{ kN}$$

$$Wty_6 = 0,692 \cdot \cos 14^\circ = 0,672 \text{ kN}$$

$$Wt_7 = -0,048 \cdot 0,5 \cdot 2,061 \cdot 7 = -0,346 \text{ kN}$$

$$Wtx_7 = 0,346 \cdot \sin 14^\circ = 0,084 \text{ kN}$$

$$Wty_7 = 0,346 \cdot \cos 14^\circ = 0,336 \text{ kN}$$

$$Wty_8 = Wty_9 = 0$$

- Sisi kanan (angin hisap)

$$Wh_1 = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,128 \cdot 7 = -1,192 \text{ kN}$$

$$Whx_1 = 1,192 \cdot \sin 20^\circ = 0,408 \text{ kN}$$

$$Why_1 = 1,192 \cdot \cos 20^\circ = 1,120 \text{ kN}$$

$$Wh_2 = -0,16 \cdot 2,128 \cdot 7 = -2,383 \text{ kN}$$

$$Whx_2 = 2,383 \cdot \sin 20^\circ = 0,815 \text{ kN}$$

$$Why_2 = 2,383 \cdot \cos 20^\circ = 2,240 \text{ kN}$$

$$Wh_3 = -0,16 \cdot (1,064 + 0,787) \cdot 7 = -2,073 \text{ kN}$$

$$Whx_3 = 2,073 \cdot \sin 20^\circ = 0,709 \text{ kN}$$

$$Why_3 = 2,073 \cdot \cos 20^\circ = 1,948 \text{ kN}$$

$$Wh_4 = -0,16 \cdot (0,787 + 1,113) \cdot 7 = -2,128 \text{ kN}$$

$$Whx_4 = 2,128 \cdot \sin 14^\circ = 0,515 \text{ kN}$$

$$Why_4 = 2,128 \cdot \cos 14^\circ = 2,065 \text{ kN}$$

$$Wh_5 = -0,16 \cdot (1,113 + 1,031) \cdot 7 = -2,401 \text{ kN}$$

$$Whx_5 = 2,401 \cdot \sin 14^\circ = 0,581 \text{ kN}$$

$$Why_5 = 2,401 \cdot \cos 14^\circ = 2,329 \text{ kN}$$

$$Wh_6 = -0,16 \cdot 2,061 \cdot 7 = -2,308 \text{ kN}$$

$$Whx_6 = 2,308 \cdot \sin 14^\circ = 0,558 \text{ kN}$$

$$Why_6 = 2,308 \cdot \cos 14^\circ = 1,948 \text{ kN}$$

$$Wh_7 = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,061 \cdot 7 = -1,154 \text{ kN}$$

$$Whx_7 = 1,154 \cdot \sin 14^\circ = 0,279 \text{ kN}$$

$$Why_7 = 1,154 \cdot \cos 14^\circ = 1,120 \text{ kN}$$

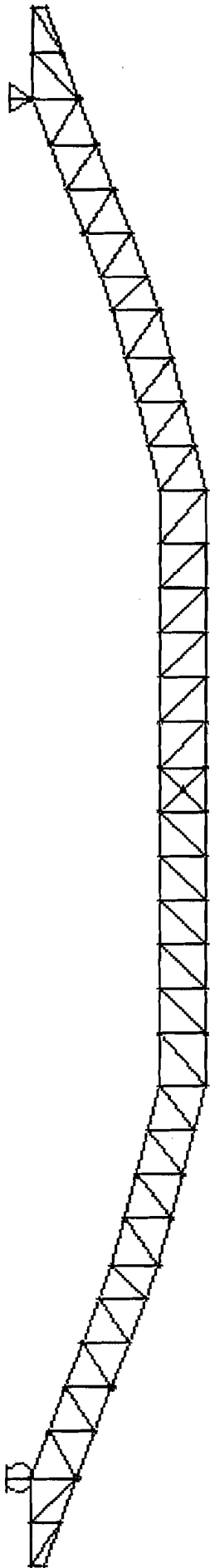
$$Wh_8 = Wh_9 = 0$$

b. Angin kanan

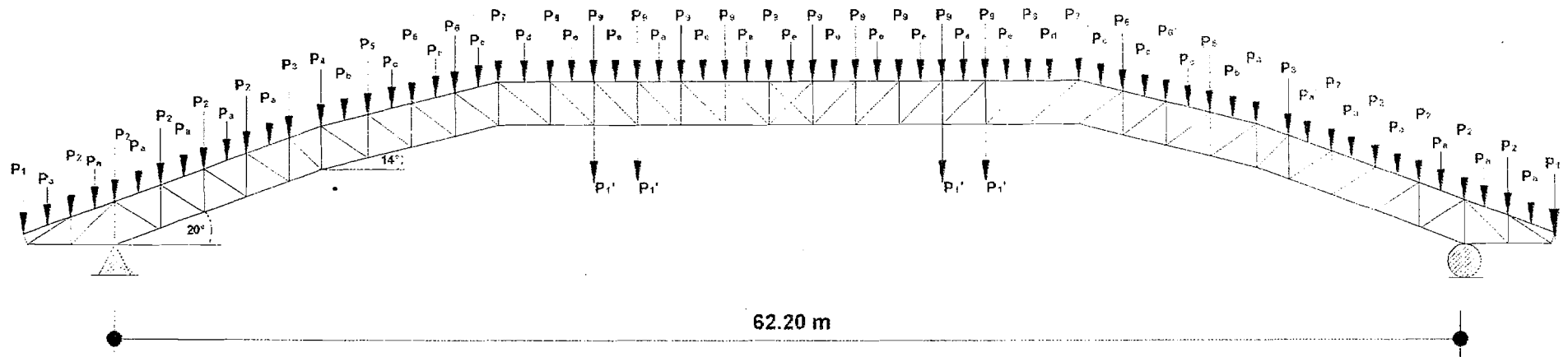
- Sisi kiri (angin hisap) = angin hisap pada beban angin kiri

- Sisi kanan (angin tekan) = angin tekan pada beban angin kiri

Gambar perencanaan kuda-kuda K3 disajikan dalam Gambar 4.18, Gambar 4.19, Gambar 4.20 dan Gambar 4.21.

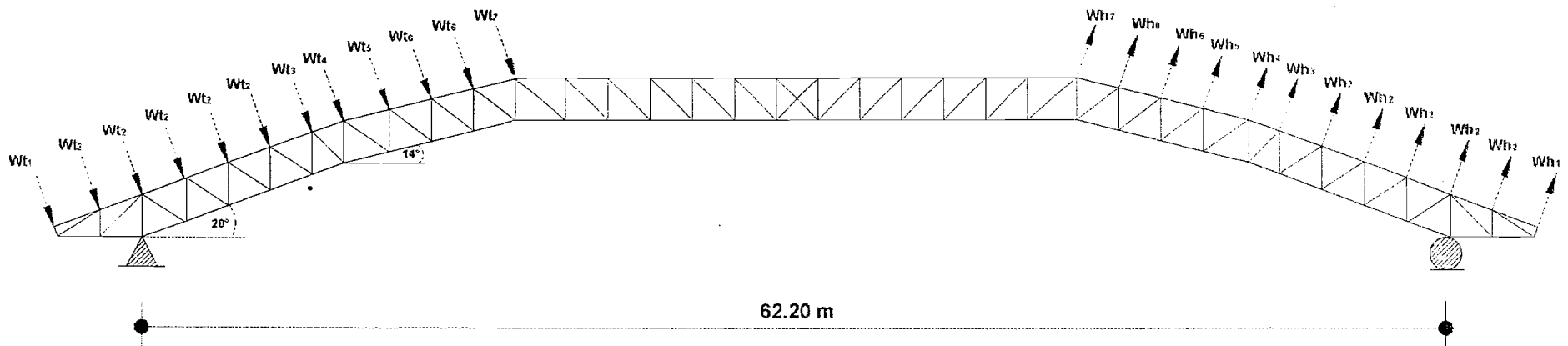


Gambar 4.18 Perencanaan Kuda-kuda K3



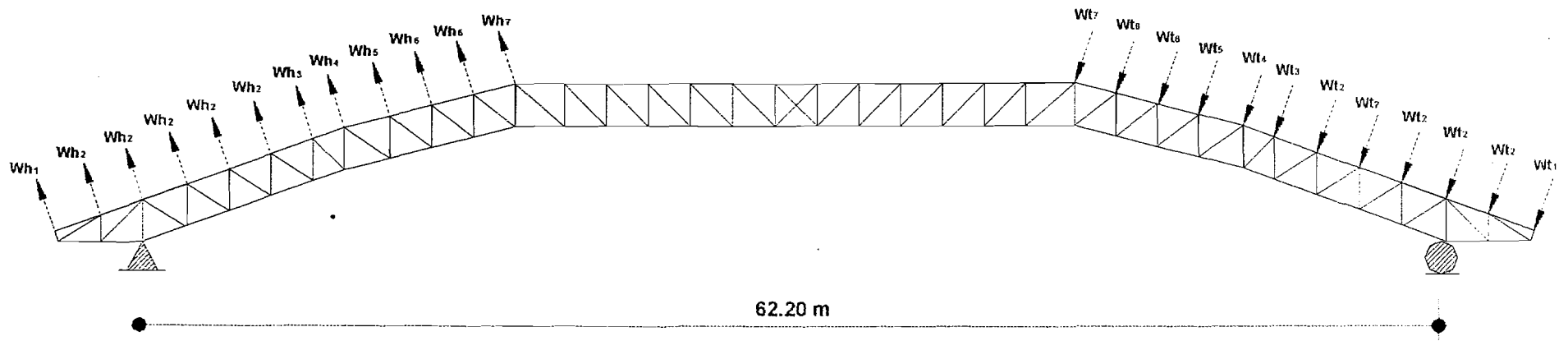
Pembebanan Kuda-kuda K3 Akibat B.Mati dan B.Hidup

Gambar 4.19 Pembebanan Kuda-kuda K3 Akibat Beban Mati dan Beban Hidup



Pembebanan Kuda-kuda K3 Akibat B.Angin Kiri

Gambar 4.20 Pembebanan Kuda-kuda K3 Akibat Beban Angin Kiri



Gambar 4.21 Pembebanan Kuda-kuda K3 Akibat Beban Angin Kanan

4.3.5 Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K4

4.3.5.1 Beban mati

$$P_a : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_a = 0,936 \text{ kN}$$

$$P_1 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,064 = 0,319 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0,617 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_1 = P_1 + \frac{1}{2} P_a = 0,617 + (1/2 \cdot 0,936) = 1,085 \text{ kN}$$

$$P_2 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0,936 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_2 = P_2 + P_a = 0,936 + 0,936 = 1,872 \text{ kN}$$

$$P_3 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,532 + 0,515) = 0,628 \text{ kN}$$

$$P_3 = 0,926 \text{ kN}$$

$$P_b : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,031 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_b = 0,917 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_3 = P_1 + \frac{1}{2} (P_a + P_b) = 0,926 + \frac{1}{2} (0,936 + 0,917) = 1,853 \text{ kN}$$

$$P_4 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,031 = 0,619 \text{ kN}$$

$$P_4 = 0,917 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_4 = P_a + P_b = 0,917 + 0,917 = 1,834 \text{ kN}$$

$$P_c : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1 = 0,600 \text{ kN}$$

$$P_c = 0,898 \text{ kN}$$

$$P_5 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,515 + 0,500) = 0,609 \text{ kN}$$

$$P_5 = 0,907 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_5 = P_5 + \frac{1}{2}(P_b + P_c) = 0,907 + \frac{1}{2}(0,917 + 0,898) = 1,815 \text{ kN}$$

$$P_6 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1 = 0,600 \text{ kN}$$

$$P_6 = 0,898 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_6 = P_6 + P_c = 0,898 + 0,898 = 1,796 \text{ kN}$$

4.3.5.2 Beban hidup

$$P_1 - P_6 = \text{beban hidup} = 1 \text{ kN}$$

4.3.5.3 Beban angin

$$\text{Muatan angin} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Koefisien angin tekan } (C_1)_a = (0,02 \times \alpha) - 0,4 = 0$$

$$= (0,02 \times 20^\circ) - 0,4 = 0$$

$$(C_1)_b = (0,02 \times \alpha) - 0,4 = 0$$

$$= (0,02 \times 14^\circ) - 0,4 = -0,12$$

$$\text{Koefisien angin hisap } (C_2) = -0,4$$

$$Wt_a = 0 \times 0,4 = 0$$

$$Wt_b = -0,12 \times 0,4 = -0,048 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh = -0,4 \times 0,4 = -0,16 \text{ kN/m}^2$$

a. Angin kiri

- Sisi kiri (angin tekan)

$$Wt_1 - Wt_2 = 0$$

$$Wt_3 = -0,048 \cdot 0,5 \cdot 2,061 \cdot 6 = -0,297 \text{ kN}$$

$$Wtx_3 = 0,297 \cdot \sin 14^\circ = 0,0718 \text{ kN}$$

$$Wty_3 = 0,297 \cdot \cos 14^\circ = 0,288 \text{ kN}$$

$$Wt_4 = -0,048 \cdot 2,061 \cdot 6 = -0,594 \text{ kN}$$

$$Wtx_4 = 0,594 \cdot \sin 14^\circ = 0,144 \text{ kN}$$

$$Wty_4 = 0,594 \cdot \cos 14^\circ = 0,576 \text{ kN}$$

$$Wt_5 = -0,048 \cdot 0,5 \cdot 2,061 \cdot 6 = -0,297 \text{ kN}$$

$$Wtx_5 = 0,297 \cdot \sin 14^\circ = 0,0718 \text{ kN}$$

$$Wty_5 = 0,297 \cdot \cos 14^\circ = 0,288 \text{ kN}$$

- Sisi kanan (angin hisap)

$$Wh_1 = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,128 \cdot 6 = -1,021 \text{ kN}$$

$$Whx_1 = 1,021 \cdot \sin 20^\circ = 0,349 \text{ kN}$$

$$Why_1 = 1,021 \cdot \cos 20^\circ = 0,959 \text{ kN}$$

$$Wh_2 = -0,16 \cdot 2,128 \cdot 6 = -2,043 \text{ kN}$$

$$Whx_2 = 2,043 \cdot \sin 20^\circ = 0,699 \text{ kN}$$

$$Why_2 = 2,043 \cdot \cos 20^\circ = 1,920 \text{ kN}$$

$$Wh_3 = -0,16 \cdot (0,532 + 0,515) \cdot 6 = -1,005 \text{ kN}$$

$$Wh_{x3} = 1,005 \cdot \sin 20^\circ = 0,344 \text{ kN}$$

$$Wh_{y3} = 1,005 \cdot \cos 20^\circ = 0,944 \text{ kN}$$

$$Wh_4 = -0,16 \cdot 2,061 \cdot 6 = -1,978 \text{ kN}$$

$$Wh_{x4} = 1,978 \cdot \sin 14^\circ = 0,479 \text{ kN}$$

$$Wh_{y4} = 1,978 \cdot \cos 14^\circ = 1,920 \text{ kN}$$

$$Wh_5 = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,061 \cdot 6 = -0,989 \text{ kN}$$

$$Wh_{x5} = 0,989 \cdot \sin 14^\circ = 0,239 \text{ kN}$$

$$Wh_{y5} = 0,989 \cdot \cos 14^\circ = 0,960 \text{ kN}$$

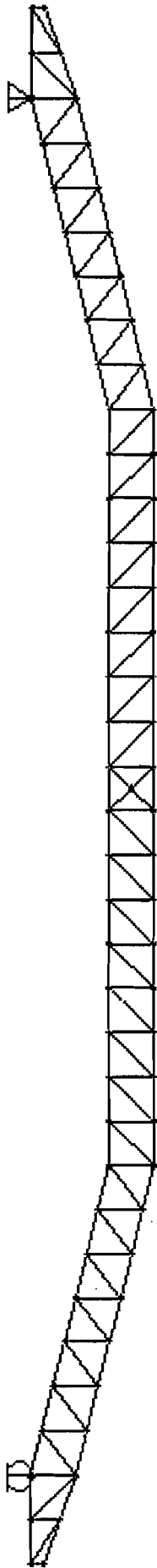
$$Wh_6 = 0$$

b. Angin kanan

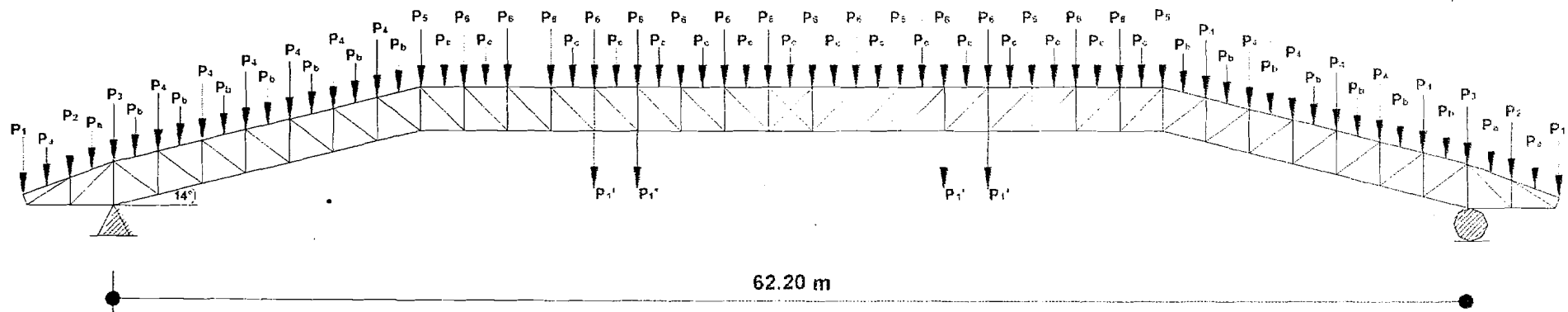
- Sisi kiri (angin hisap) = angin hisap pada beban angin kiri

- Sisi kanan (angin tekan) = angin tekan pada beban angin kiri

Gambar perencanaan kuda-kuda K4 disajikan dalam Gambar 4.22, Gambar 4.23, Gambar 4.24 dan Gambar 4.25.

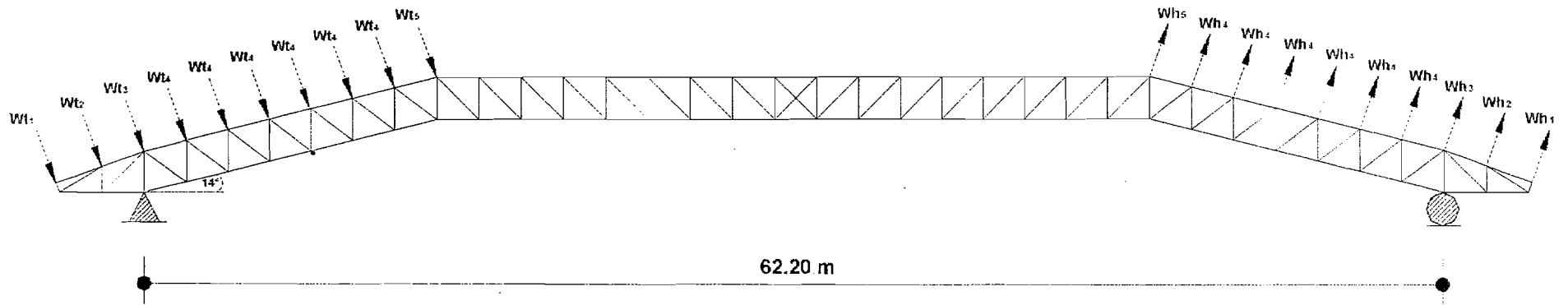


Gambar 4.22 Perencanaan Kuda-kuda K4



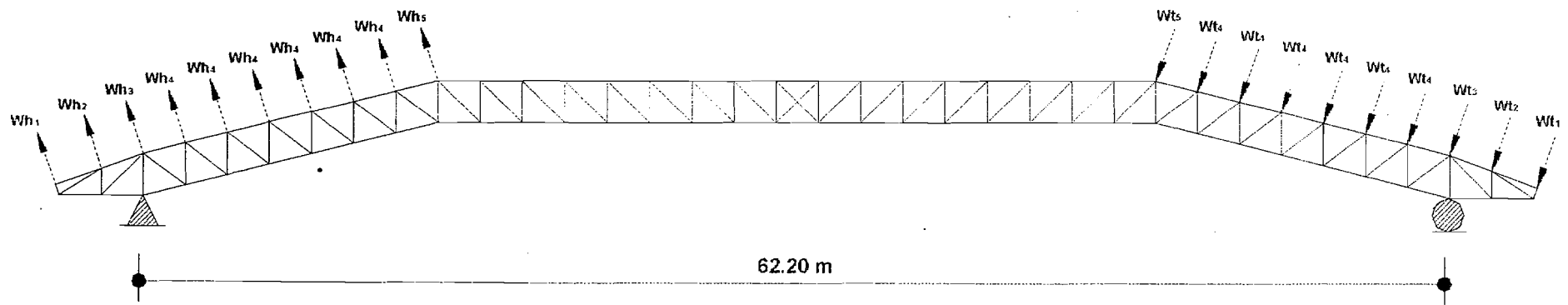
Pembebanan Kuda-kuda K4 Akibat B.Mati dan B.Hidup

Gambar 4.23 Pembebanan Kuda-kuda K4 Akibat Beban Mati dan Beban Hidup



Pembebanan Kuda-kuda K4 Akibat B.Angin Kiri

Gambar 4.24 Pembebanan Kuda-kuda K4 Akibat Beban Angin Kiri



Pembebanan Kuda-kuda K4 Akibat B.Angin Kanan

Gambar 4.25 Pembebanan Kuda-kuda K5 Akibat Beban Angin Kanan

4.3.6 Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K5

4.3.6.1 Beban mati

$$P_a : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot 1,064 = 0,426 \text{ kN}$$

$$P_a = 0,624 \text{ kN}$$

$$P_1 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot 0,5 \cdot 1,064 = 0,213 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0,411 \text{ kN}$$

$$P_2 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot (0,532 + 0,532) = 0,426 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0,624 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_2 = P_2 + \frac{1}{2} \cdot P_a = 0,624 + \frac{1}{2} \cdot 0,624 = 0,936 \text{ kN}$$

$$P_3 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot 1,064 = 0,426 \text{ kN}$$

$$P_3 = 0,624 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_3 = P_3 + P_a = 0,624 + 0,624 = 1,248 \text{ kN}$$

$$P_4 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot (0,532 + 0,426) = 0,383 \text{ kN}$$

$$P_4 = 0,581 \text{ kN}$$

$$P_5 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot 0,5 \cdot 0,851 = 0,171 \text{ kN}$$

$$P_5 = 0,369 \text{ kN}$$

4.3.6.2 Beban hidup

$$P_1 - P_5 = \text{beban hidup} = 1 \text{ kN}$$

4.3.6.3 Beban angin

a. Angin kiri

- Sisi kiri (angin tekan)

$$W_{t1} - W_{t5} = 0$$

- Sisi kanan (angin hisap)

$$W_{h1} = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 1,064 \cdot 4 = -0,340 \text{ kN}$$

$$W_{hx1} = 0,340 \cdot \sin 20^\circ = 0,116 \text{ kN}$$

$$W_{hy1} = 0,340 \cdot \cos 20^\circ = 0,320 \text{ kN}$$

$$W_{h2} = -0,16 \cdot 1,596 \cdot 4 = -1,021 \text{ kN}$$

$$W_{hx2} = 1,021 \cdot \sin 20^\circ = 0,349 \text{ kN}$$

$$W_{hy2} = 1,021 \cdot \cos 20^\circ = 0,960 \text{ kN}$$

$$W_{h3} = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,128 \cdot 4 = -1,362 \text{ kN}$$

$$W_{hx3} = 1,362 \cdot \sin 20^\circ = 0,466 \text{ kN}$$

$$W_{hy3} = 1,362 \cdot \cos 20^\circ = 1,128 \text{ kN}$$

$$W_{h4} = -0,16 \cdot 1,490 \cdot 4 = -0,954 \text{ kN}$$

$$W_{hx4} = 0,954 \cdot \sin 20^\circ = 0,326 \text{ kN}$$

$$W_{hy4} = 0,954 \cdot \cos 20^\circ = 0,896 \text{ kN}$$

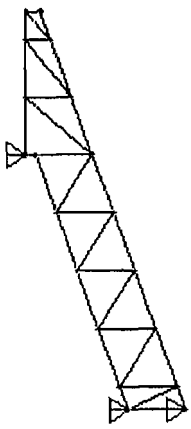
$$W_{h5} = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 0,851 \cdot 4 = -0,272 \text{ kN}$$

$$W_{hx5} = 0,272 \cdot \sin 20^\circ = 0,093 \text{ kN}$$

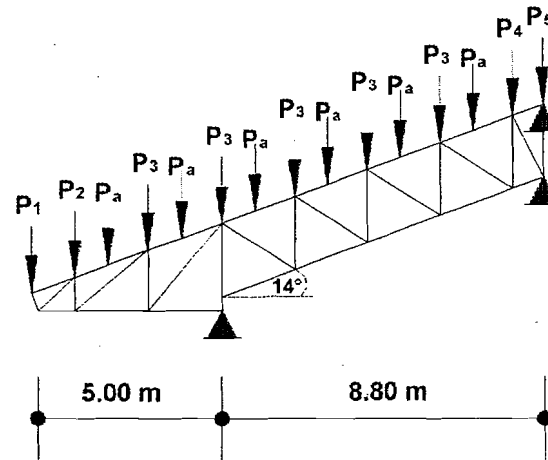
$$W_{hy5} = 0,272 \cdot \cos 20^\circ = 0,256 \text{ kN}$$

b. Angin kanan = 0

Gambar perencanaan kuda-kuda K5 disajikan pada Gambar 4.26, 4.27, 4.28, dan 4.29

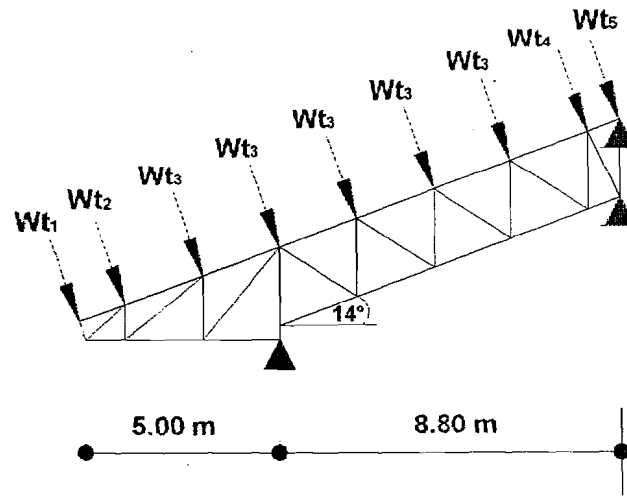


Gambar 4.26 Perencanaan Kuda-kuda K5



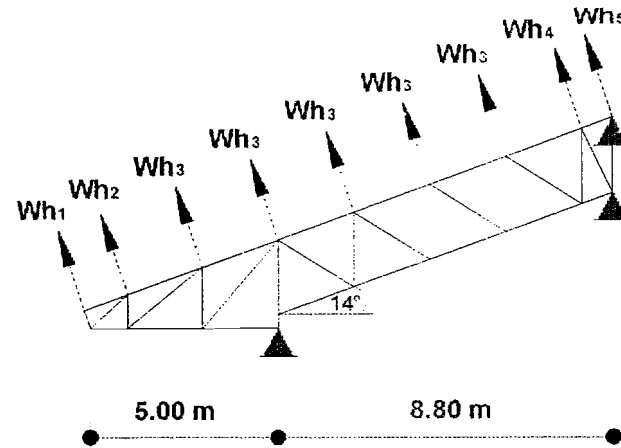
Pembebanan Kuda-kuda K5 Akibat B.Mati dan B.Hidup

Gambar 4.27 Pembebanan Kuda-kuda K5 Akibat Beban Mati dan Beban Hidup



Pembebanan Kuda-kuda K5 Akibat B.Angin Kiri

Gambar 4.28 Pembebanan Kuda-kuda K5 Akibat Beban Angin Kiri



Pembebanan Kuda-kuda K5 Akibat B.Angin Kanan

Gambar 4.29 Pembebanan Kuda-kuda K5 Akibat Beban Angin Kanan

4.3.7 Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K6

4.3.7.1 Beban mati

$$P_a : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot 1,064 = 0,426 \text{ kN}$$

$$P_a = 0,624 \text{ kN}$$

$$P_1 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot 0,5 \cdot 1,064 = 0,213 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0,411 \text{ kN}$$

$$P_2 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot (0,532 + 0,532) = 0,426 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0,624 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_2 = P_2 + \frac{1}{2} \cdot P_a = 0,624 + \frac{1}{2} \cdot 0,624 = 0,936 \text{ kN}$$

$$P_3 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot 1,064 = 0,426 \text{ kN}$$

$$P_3 = 0,624 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_3 = P_3 + P_a = 0,624 + 0,624 = 1,248 \text{ kN}$$

$$P_4 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot (0,532 + 0,426) = 0,383 \text{ kN}$$

$$P_4 = 0,581 \text{ kN}$$

$$P_5 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot (0,426 + 0,692) = 0,447 \text{ kN}$$

$$P_5 = 0,645 \text{ kN}$$

$$P_6 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot (0,692 + 0,532) = 0,490 \text{ kN}$$

$$P_6 = 0,688 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_3 = P_6 + \frac{1}{2} \cdot P_a = 0,688 + \frac{1}{2} \cdot 0,624 = 1,000 \text{ kN}$$

$$P_7: \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 4 = 0,198 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 4 \cdot 0,5 \cdot 1,064 = 0,213 \text{ kN}$$

$$P_7 = 0,411 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_7 = P_7 + \frac{1}{2} \cdot P_a = 0,411 + \frac{1}{2} \cdot 0,624 = 0,723 \text{ kN}$$

4.3.7.2 Beban hidup

$$P_1 - P_7 = \text{beban hidup} = 1 \text{ kN}$$

4.3.7.3 Beban angin

a. Angin kiri

- Sisi kiri (angin tekan)

$$W_{t1} - W_{t7} = 0$$

- Sisi kanan (angin hisap)

$$W_{h1} = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 1,064 \cdot 4 = -0,340 \text{ kN}$$

$$W_{hx1} = 0,340 \cdot \sin 20^\circ = 0,116 \text{ kN}$$

$$W_{hy1} = 0,340 \cdot \cos 20^\circ = 0,320 \text{ kN}$$

$$W_{h2} = -0,16 \cdot 1,596 \cdot 4 = -1,021 \text{ kN}$$

$$W_{hx2} = 1,021 \cdot \sin 20^\circ = 0,349 \text{ kN}$$

$$W_{hy2} = 1,021 \cdot \cos 20^\circ = 0,960 \text{ kN}$$

$$Wh_3 = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,128 \cdot 4 = -1,362 \text{ kN}$$

$$Wh_{x_3} = 1,362 \cdot \sin 20^\circ = 0,466 \text{ kN}$$

$$Wh_{y_3} = 1,362 \cdot \cos 20^\circ = 1,128 \text{ kN}$$

$$Wh_4 = -0,16 \cdot 1,490 \cdot 4 = -0,954 \text{ kN}$$

$$Wh_{x_4} = 0,954 \cdot \sin 20^\circ = 0,326 \text{ kN}$$

$$Wh_{y_4} = 0,954 \cdot \cos 20^\circ = 0,896 \text{ kN}$$

$$Wh_5 = -0,16 \cdot 1,117 \cdot 4 = -0,715 \text{ kN}$$

$$Wh_{x_5} = 0,715 \cdot \sin 20^\circ = 0,245 \text{ kN}$$

$$Wh_{y_5} = 0,715 \cdot \cos 20^\circ = 0,672 \text{ kN}$$

$$Wh_6 = -0,16 \cdot 1,756 \cdot 4 = -1,124 \text{ kN}$$

$$Wh_{x_6} = 1,124 \cdot \sin 20^\circ = 0,384 \text{ kN}$$

$$Wh_{y_6} = 1,124 \cdot \cos 20^\circ = 1,056 \text{ kN}$$

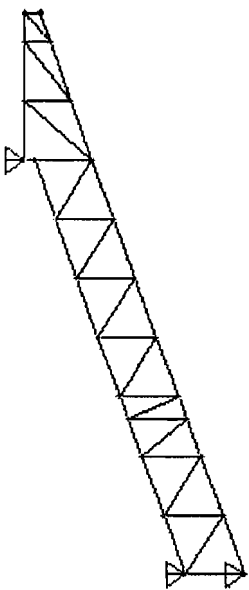
$$Wh_7 = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,128 \cdot 4 = -0,681 \text{ kN}$$

$$Wh_{x_7} = 0,681 \cdot \sin 20^\circ = 0,233 \text{ kN}$$

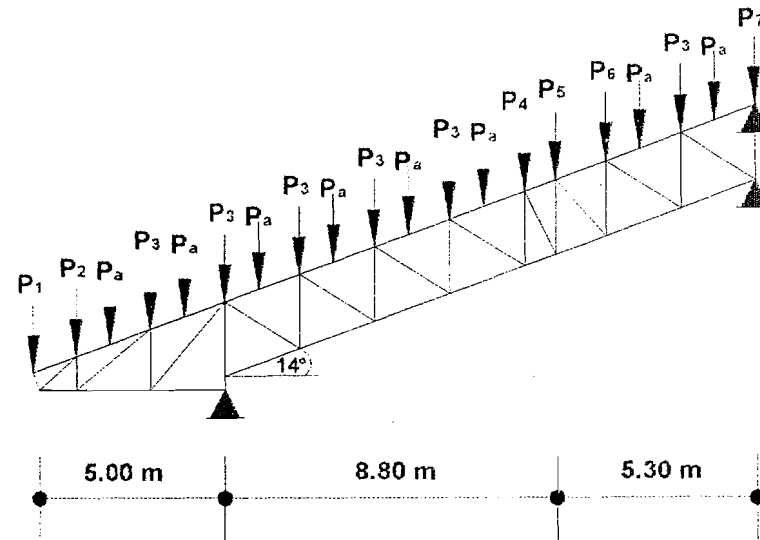
$$Wh_{y_7} = 0,681 \cdot \cos 20^\circ = 0,640 \text{ kN}$$

b. Angin kanan = 0

Gambar perencanaan kuda-kuda K6 disajikan dalam Gambar 4.30, Gambar 4.31, Gambar 4.32 dan Gambar 4.33.

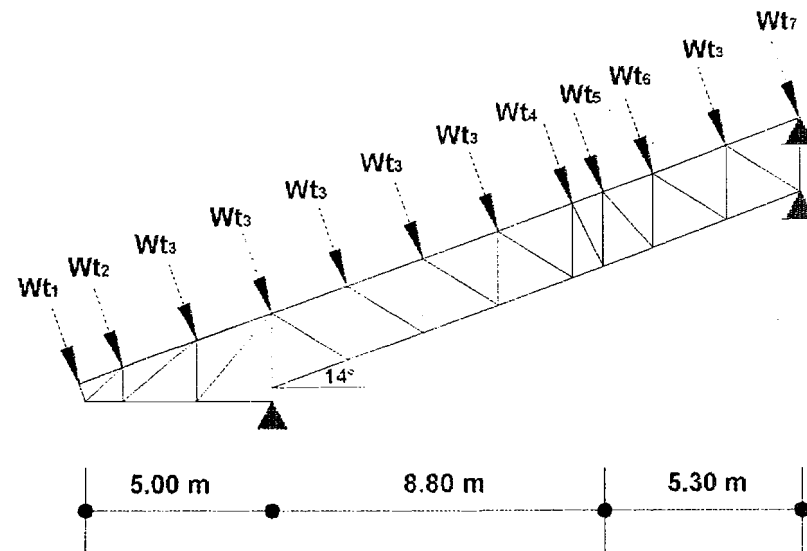


Gambar 4.30 Perencanaan Kuda-kuda K6



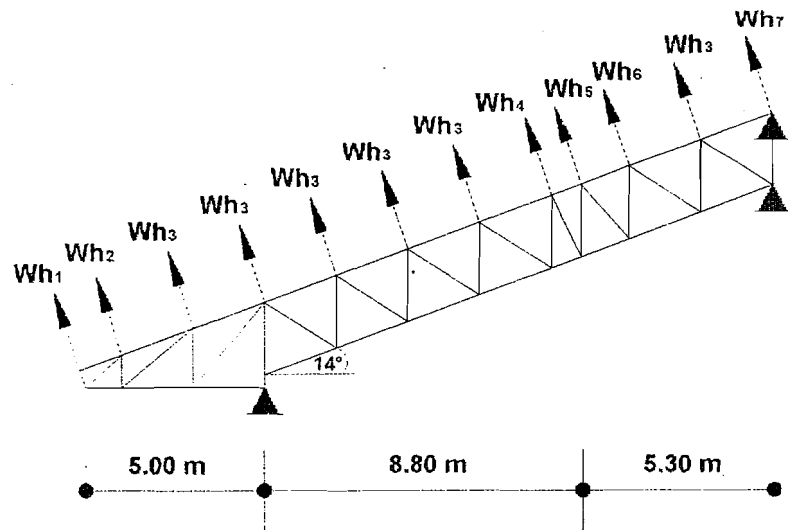
Pembebanan Kuda-kuda K6 Akibat B.Mati dan B.Hidup

Gambar 4.31 Pembebanan Kuda-kuda K6 Akibat Beban Mati dan Beban Hidup



Pembebanan Kuda-kuda K6 Akibat B.Angin Kiri

Gambar 4.32 Pembebanan Kuda-kuda K6 Akibat Beban Angin Kiri



Pembebanan Kuda-kuda K6 Akibat B.Angin Kanan

Gambar 4.33 Pembebanan Kuda-kuda K6 Akibat Beban Angin Kanan

4.3.8 Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K7

4.3.8.1 Beban mati

$$P_a : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_a = 0,936 \text{ kN}$$

$$P_1 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,064 = 0,319 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0,617 \text{ kN}$$

$$P_2 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0,936 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_2 = P_2 + \frac{1}{2} \cdot P_a = 0,936 + \frac{1}{2} \cdot 0,936 = 1,404 \text{ kN}$$

$$P_3 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_3 = 0,936 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_3 = P_3 + P_a = 0,936 + 0,936 = 1,872 \text{ kN}$$

$$P_4 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,532 + 0,426) = 0,575 \text{ kN}$$

$$P_4 = 0,873 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_4 = P_4 + \frac{1}{2} P_a = 0,873 + \frac{1}{2} \cdot 0,936 = 1,341 \text{ kN}$$

$$P_5 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,426 + 0,692) = 0,671 \text{ kN}$$

$$P_4 = 0,969 \text{ kN}$$

$$P_6 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,692 + 0,532) = 0,734 \text{ kN}$$

$$P_6 = 1,032 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_6 = P_6 + \frac{1}{2} P_a = 1,032 + \frac{1}{2} \cdot 0,936 = 1,500 \text{ kN}$$

4.3.8.2 Beban hidup

$$P_1 - P_6 = \text{beban hidup} = 1 \text{ kN}$$

4.3.8.3 Beban angin

a. Angin kiri

- Sisi kiri (angin tekan)

$$W_{t1} - W_{t6} = 0$$

- Sisi kanan (angin hisap)

$$W_{h1} = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 1,064 \cdot 6 = -0,511 \text{ kN}$$

$$W_{hx1} = 0,511 \cdot \sin 20^\circ = 0,175 \text{ kN}$$

$$W_{hy1} = 0,511 \cdot \cos 20^\circ = 0,480 \text{ kN}$$

$$W_{h2} = -0,16 \cdot 1,596 \cdot 6 = -1,532 \text{ kN}$$

$$W_{hx2} = 1,532 \cdot \sin 20^\circ = 0,524 \text{ kN}$$

$$W_{hy2} = 1,532 \cdot \cos 20^\circ = 1,440 \text{ kN}$$

$$W_{h3} = -0,16 \cdot 2,128 \cdot 6 = -2,043 \text{ kN}$$

$$W_{hx3} = 2,043 \cdot \sin 20^\circ = 0,699 \text{ kN}$$

$$W_{hy3} = 2,043 \cdot \cos 20^\circ = 1,920 \text{ kN}$$

$$W_{h4} = -0,16 \cdot 1,490 \cdot 6 = -1,430 \text{ kN}$$

$$W_{hx4} = 1,430 \cdot \sin 14^\circ = 0,489 \text{ kN}$$

$$W_{hy_4} = 1,430 \cdot \cos 14^\circ = 1,344 \text{ kN}$$

$$W_{h_5} = -0,16 \cdot 1,117 \cdot 6 = -1,073 \text{ kN}$$

$$W_{hx_5} = 1,073 \cdot \sin 14^\circ = 0,367 \text{ kN}$$

$$W_{hy_5} = 1,073 \cdot \cos 14^\circ = 1,008 \text{ kN}$$

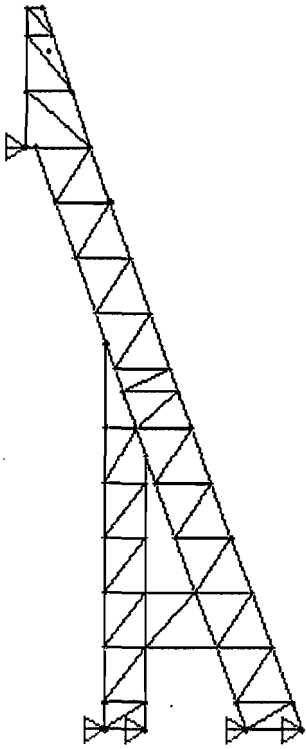
$$W_{h_6} = -0,16 \cdot 1,756 \cdot 6 = -1,685 \text{ kN}$$

$$W_{hx_6} = 1,685 \cdot \sin 14^\circ = 0,576 \text{ kN}$$

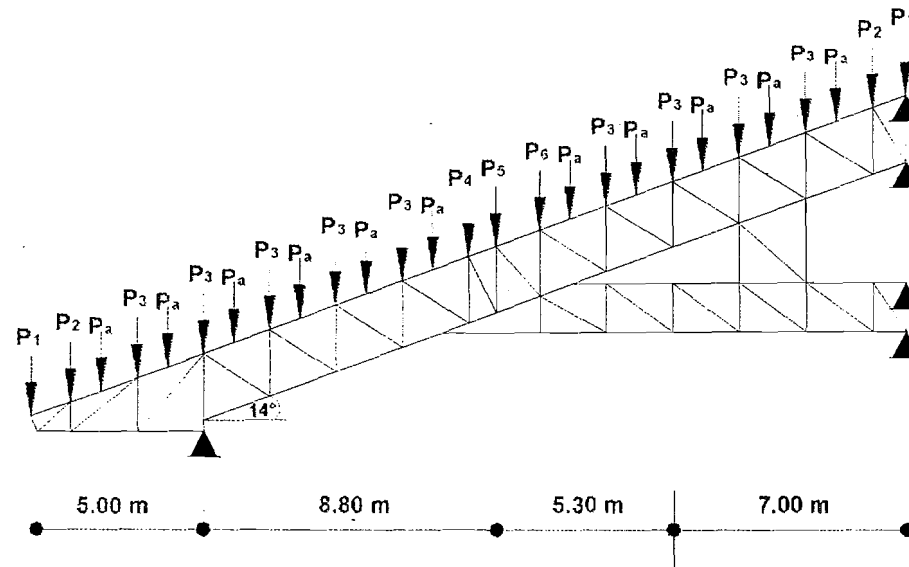
$$W_{hy_6} = 1,685 \cdot \cos 14^\circ = 1,584 \text{ kN}$$

b. Angin kanan = 0

Gambar perencanaan kuda-kuda K7 disajikan dalam Gambar 4.34, 4.35, 4.36 dan 4.37.

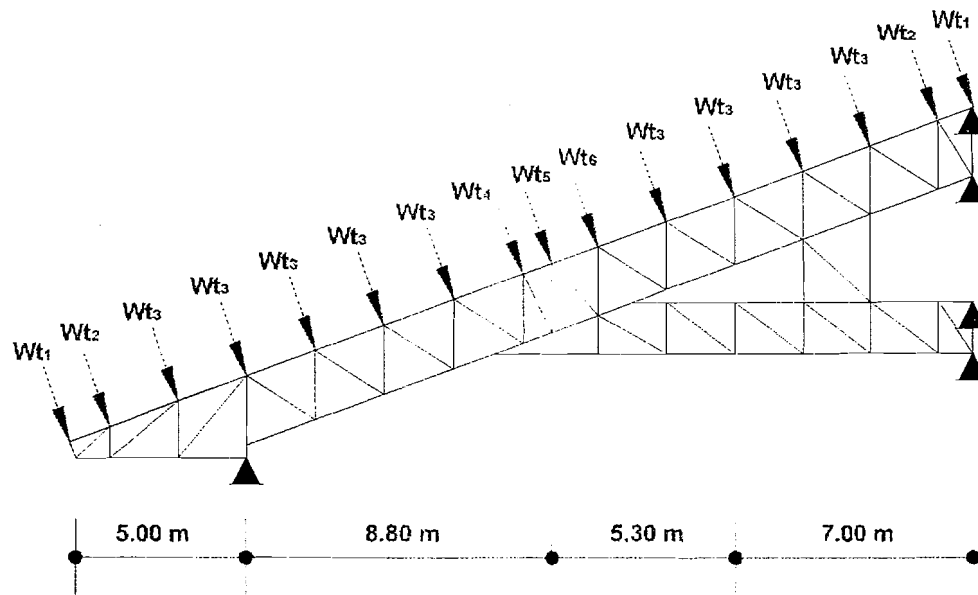


Gambar 4.34 Perencanaan Kuda-kuda K7



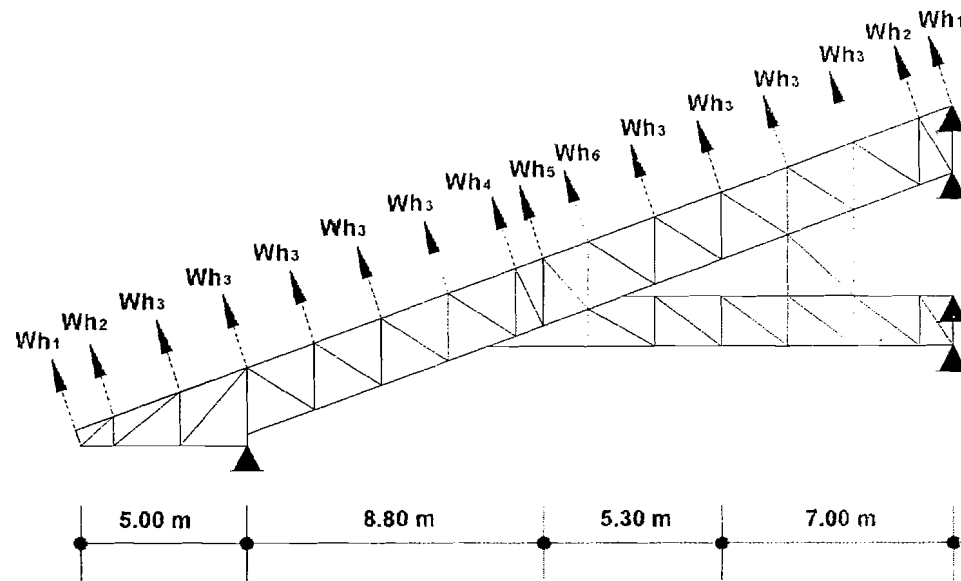
Pembebanan Kuda-kuda K7 Akibat B.Mati dan B.Hidup

Gambar 4.35 Pembebanan Kuda-kuda K7 Akibat Beban Mati dan Beban Hidup



Pembebanan Kuda-kuda K7 Akibat B.Angin Kiri

Gambar 4.36 Pembebanan Kuda-kuda K7 Akibat Beban Angin Kiri



Pembebanan Kuda-kuda K7 Akibat B. Angin Kanan

Gambar 4.37 Pembebanan Kuda-kuda K7 Akibat Beban Angin Kanan

4.3.9 Perencanaan Pembebanan Kuda-Kuda K8

4.3.9.1 Beban mati

$$P_a : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_a = 0,936 \text{ kN}$$

$$P_1 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,064 = 0,319 \text{ kN}$$

$$P_1 = 0,617 \text{ kN}$$

$$P_2 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_2 = 0,936 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_2 = P_2 + \frac{1}{2} P_a = 0,936 + \frac{1}{2} \cdot 0,936 = 1,404 \text{ kN}$$

$$P_3 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 1,064 = 0,638 \text{ kN}$$

$$P_3 = 0,936 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_3 = P_3 + P_a = 0,936 + 0,936 = 1,872 \text{ kN}$$

$$P_4 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,532 + 0,426) = 0,575 \text{ kN}$$

$$P_4 = 0,873 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_4 = P_4 + \frac{1}{2} P_a = 0,873 + \frac{1}{2} \cdot 0,936 = 1,341 \text{ kN}$$

$$P_5 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,426 + 0,692) = 0,671 \text{ kN}$$

$$P_4 = 0,969 \text{ kN}$$

$$P_6 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,692 + 0,532) = 0,734 \text{ kN}$$

$$P_6 = 1,032 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_6 = P_6 + \frac{1}{2} P_a = 1,032 + \frac{1}{2} \cdot 0,936 = 1,500 \text{ kN}$$

$$P_7 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,490 = 0,447 \text{ kN}$$

$$P_7 = 0,745 \text{ kN}$$

$$P_8 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,745 + 0,718) = 0,878 \text{ kN}$$

$$P_8 = 1,176 \text{ kN}$$

$$P_9 : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot (0,718 + 0,532) = 0,750 \text{ kN}$$

$$P_9 = 1,048 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_9 = P_9 + \frac{1}{2} P_a = 1,048 + \frac{1}{2} \cdot 0,936 = 1,516 \text{ kN}$$

$$P_{10} : \text{berat gording} = 0,0496 \cdot 6 = 0,298 \text{ kN}$$

$$\text{berat galvallum} = 0,1 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,064 = 0,319 \text{ kN}$$

$$P_{10} = 0,617 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total } P_{10} = P_{10} + \frac{1}{2} P_a = 0,617 + \frac{1}{2} \cdot 0,936 = 1,085 \text{ kN}$$

4.3.9.2 Beban hidup

$$P_1 - P_{10} = \text{beban hidup} = 1 \text{ kN}$$

4.3.9.3 Beban angin

a. Angin kiri

- Sisi kiri (angin tekan)

$$W_{t1} - W_{t10} = 0$$

- Sisi kanan (angin hisap)

$$W_{h1} = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 1,064 \cdot 6 = -0,511 \text{ kN}$$

$$W_{hx1} = 0,511 \cdot \sin 20^\circ = 0,175 \text{ kN}$$

$$W_{hy1} = 0,511 \cdot \cos 20^\circ = 0,480 \text{ kN}$$

$$W_{h2} = -0,16 \cdot 1,596 \cdot 6 = -1,532 \text{ kN}$$

$$W_{hx2} = 1,532 \cdot \sin 20^\circ = 0,524 \text{ kN}$$

$$W_{hy2} = 1,532 \cdot \cos 20^\circ = 1,440 \text{ kN}$$

$$W_{h3} = -0,16 \cdot 2,128 \cdot 6 = -2,043 \text{ kN}$$

$$W_{hx3} = 2,043 \cdot \sin 20^\circ = 0,699 \text{ kN}$$

$$W_{hy3} = 2,043 \cdot \cos 20^\circ = 1,920 \text{ kN}$$

$$W_{h4} = -0,16 \cdot 1,490 \cdot 6 = -1,430 \text{ kN}$$

$$W_{hx4} = 1,430 \cdot \sin 20^\circ = 0,489 \text{ kN}$$

$$W_{hy4} = 1,430 \cdot \cos 20^\circ = 1,344 \text{ kN}$$

$$W_{h5} = -0,16 \cdot 1,117 \cdot 6 = -1,073 \text{ kN}$$

$$W_{hx5} = 1,073 \cdot \sin 20^\circ = 0,367 \text{ kN}$$

$$W_{hy5} = 1,073 \cdot \cos 20^\circ = 1,008 \text{ kN}$$

$$W_{h6} = -0,16 \cdot 1,756 \cdot 6 = -1,685 \text{ kN}$$

$$W_{hx6} = 1,685 \cdot \sin 20^\circ = 0,576 \text{ kN}$$

$$W_{hy6} = 1,685 \cdot \cos 20^\circ = 1,584 \text{ kN}$$

$$Wh_7 = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 1,490 \cdot 6 = -0,715 \text{ kN}$$

$$Whx_7 = 0,715 \cdot \sin 20^\circ = 0,245 \text{ kN}$$

$$Why_7 = 0,715 \cdot \cos 20^\circ = 0,672 \text{ kN}$$

$$Wh_8 = -0,16 \cdot 1,463 \cdot 6 = -1,404 \text{ kN}$$

$$Whx_8 = 1,404 \cdot \sin 20^\circ = 0,480 \text{ kN}$$

$$Why_8 = 1,404 \cdot \cos 20^\circ = 1,320 \text{ kN}$$

$$Wh_9 = -0,16 \cdot 1,782 \cdot 6 = -1,711 \text{ kN}$$

$$Whx_9 = 1,711 \cdot \sin 20^\circ = 0,585 \text{ kN}$$

$$Why_9 = 1,711 \cdot \cos 20^\circ = 1,608 \text{ kN}$$

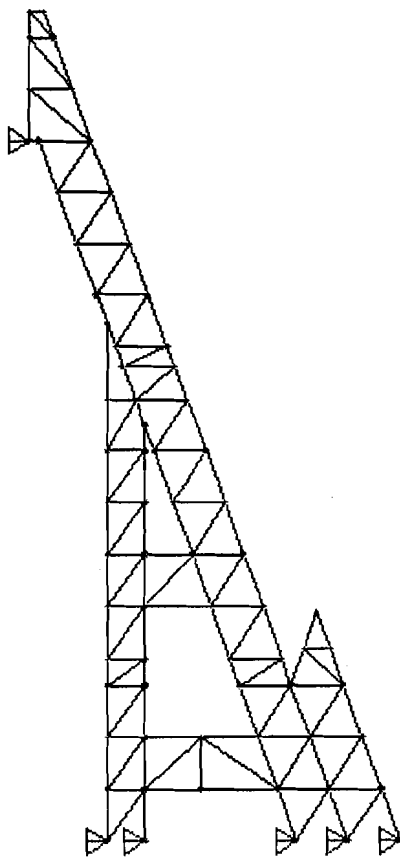
$$Wh_{10} = -0,16 \cdot 0,5 \cdot 2,128 \cdot 6 = -1,021 \text{ kN}$$

$$Whx_{10} = 1,021 \cdot \sin 20^\circ = 0,349 \text{ kN}$$

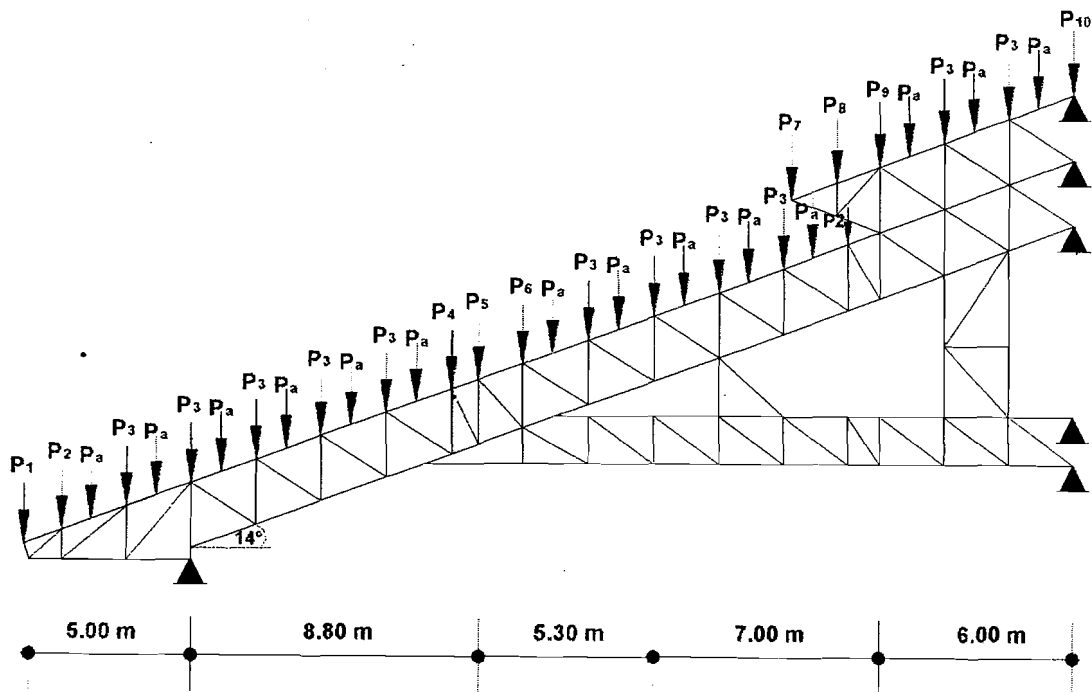
$$Why_{10} = 1,021 \cdot \cos 20^\circ = 0,960 \text{ kN}$$

b. Angin kanan = 0

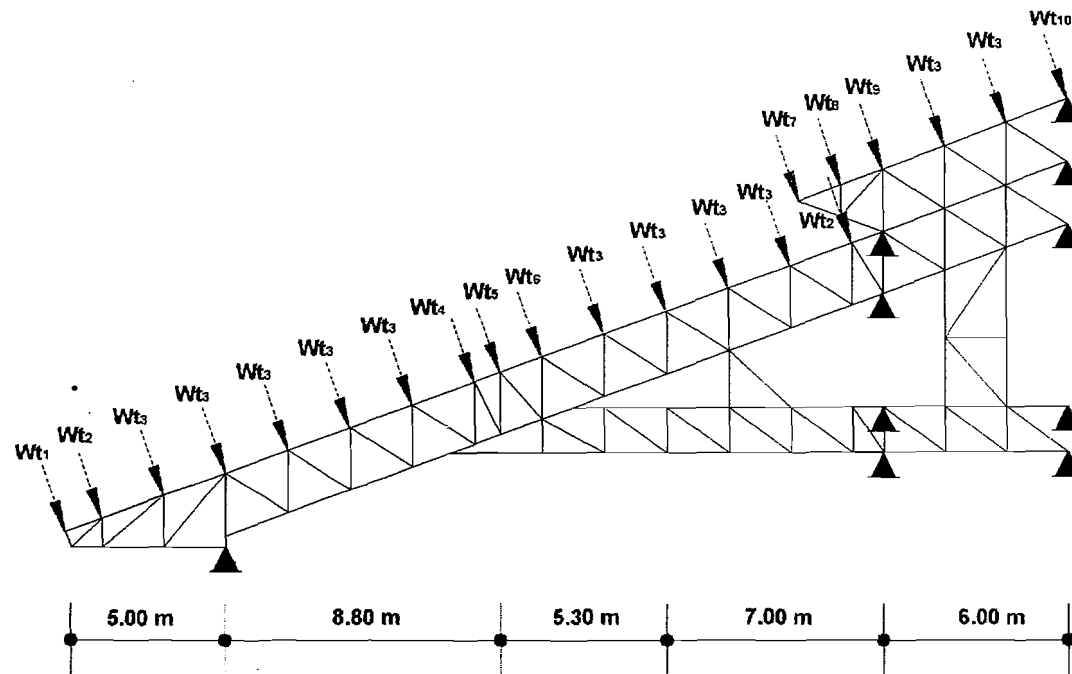
Gambar perencanaan kuda-kuda K8 disajikan dalam Gambar 4.38, 4.39, 4.40 dan 4.41.



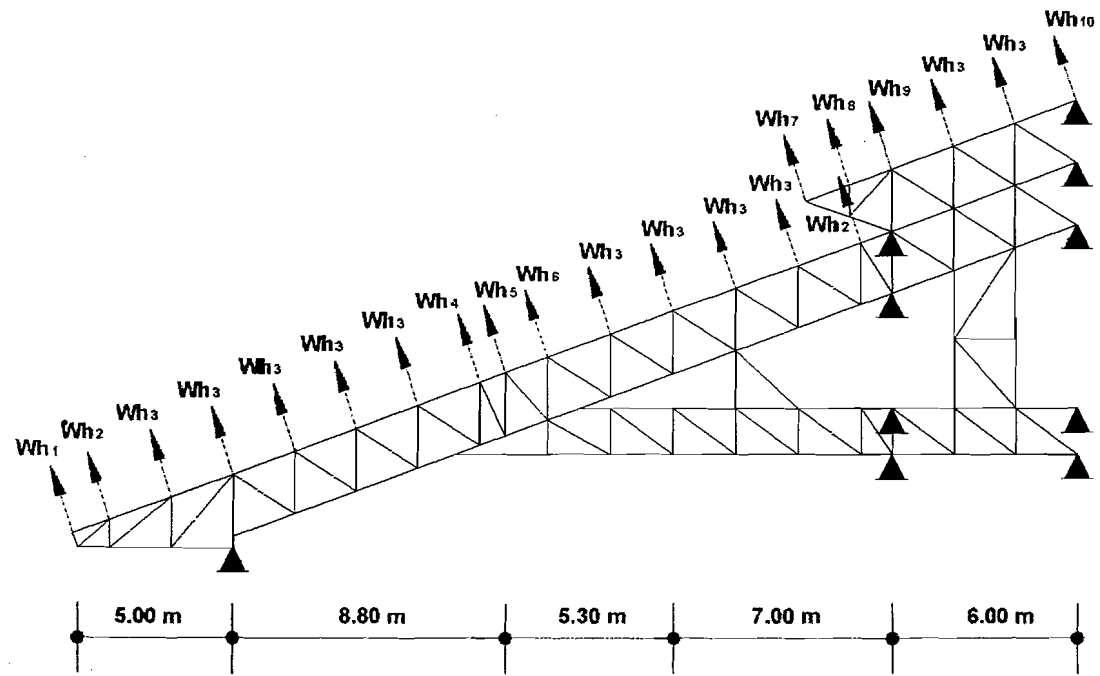
Gambar 4.38 Perencanaan Kuda-kuda K8



Gambar 4.39 Pembebanan Kuda-kuda K8 Akibat Beban Mati dan Beban Hidup



Gambar 4.40 Pembebanan Kuda-kuda K8 Akibat Beban Angin Kiri



Gambar 4.41 Pembebanan Kuda-kuda K8 Akibat Beban Angin Kanan

4.4 Pendimensionian Rangka Kuda-Kuda

4.4.1 Dimensi Rangka Kuda-Kuda K1

1. Batang A

a. Perencanaan batang desak

- Gaya desak maksimum, $N_u = -786,0972$ kN (frame 29)

$$L = 2,128 \text{ m}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa} = 240 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Dicoba profil H Beam 200x200x8x12x13

$$A_g = 6353 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 4,720 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

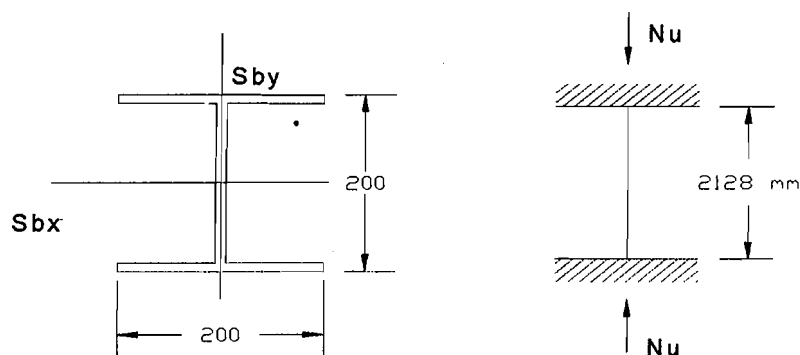
$$I_y = 1,600 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$i_x = 86,2 \text{ mm}$$

$$i_y = 50,2 \text{ mm} = r_{min}$$

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tekan : $\frac{L_k}{r} < 200$

$$L_k = k \cdot L = 1 \cdot 2128 = 2128 \text{ mm}$$



Gambar 4.42 Penampang Profil H Beam 200x200x8x12x13

$$\frac{L_k}{r} = \frac{2128}{50,2} = 42,390 < 200$$

-aman-

- Parameter kelangsingan batang tekan

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$= \frac{1}{\pi} \frac{2128}{50,2} \sqrt{\frac{240}{2.10^5}} = 0,467 \quad ; (0,25 < \lambda_c < 1,2)$$

$$\text{maka } \omega = \frac{1,43}{(1,6 - 0,6 \cdot 0,467)} = 1,084$$

- Kuat tekan nominal

$$\phi N_n = \phi \cdot A_g \cdot \left(\frac{f_y}{\omega} \right) \cdot 10^{-3}$$

$$= 0,85 \cdot 6353 \cdot \left(\frac{240}{1,084} \right) \cdot 10^{-3} = 1195,737 \text{ kN}$$

$$(\phi N_n = 1195,737 \text{ kN}) > (N_u = 786,0972 \text{ kN})$$

- aman-

b. Perencanaan Batang Tarik

- Gaya tarik maksimum ; $N_u = 582,7788 \text{ kN}$ (frame 329)

$$L = 2,128 \text{ m}$$

Dicoba profil H Beam 200x200x8x12x13

$$\text{Dengan : } A_g = 6353 \text{ mm}^2$$

$$i_x = 86,2 \text{ mm}$$

$$i_y = 50,2 \text{ mm} = r_{min}$$

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tarik

$$\frac{L}{r} = \frac{2128}{50,20} = 42,390 < 240 \quad \text{-aman-}$$

- Kuat tarik nominal batang tarik

$$\begin{aligned} \phi N_n &= \phi \cdot A_g \cdot 240 \cdot 10^{-3} \\ &= 0,90 \cdot 6353 \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 1372,248 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$(\phi N_n = 1372,248 \text{ kN}) > (N_u = 582,7788 \text{ kN}) \quad \text{-aman-}$$

2. Batang B

a. Perencanaan batang desak

- Gaya desak maksimum, $N_u = -197,8661 \text{ kN}$ (frame 9)

$$L = 2,000 \text{ m}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa} = 240 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Dicoba profil IWF 200x100x5,5x8x11

$$A_g = 2716 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 1,840 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

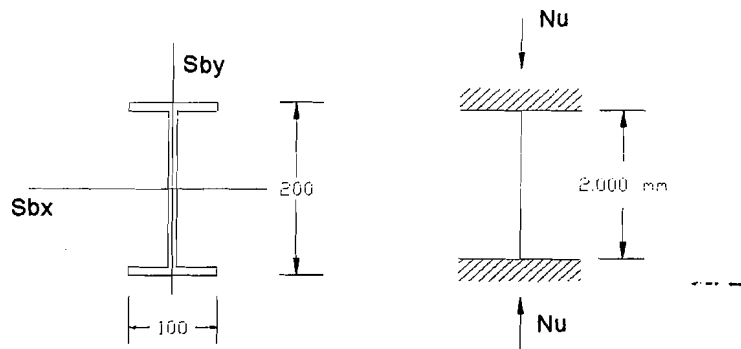
$$I_y = 0,134 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$i_x = 82,4 \text{ mm}$$

$$i_y = 22,2 \text{ mm} = r_{min}$$

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tekan : $\frac{L_k}{r} < 200$

$$L_k = k \cdot L = 1 \cdot 2000 = 2000 \text{ mm}$$



Gambar 4.43 Penampang Profil IWF 200x100x5,5x8x11

$$\frac{L_k}{r} = \frac{2000}{22,2} = 90,090 < 200$$

-aman-

- Parameter kelangsingan batang tekan

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$= \frac{1}{\pi} \frac{2000}{22,2} \sqrt{\frac{240}{2 \cdot 10^5}} = 0,993 \quad ; (0,25 < \lambda_c < 1,2)$$

$$\text{maka } \omega = \frac{1,43}{(1,6 - 0,6 \cdot 0,993)} = 1,424$$

- Kuat tekan nominal

$$\phi N_n = \phi \cdot A_g \cdot \left(\frac{f_y}{\omega} \right) \cdot 10^{-3}$$

$$= 0,85 \cdot 6353 \cdot \left(\frac{240}{1,424} \right) \cdot 10^{-3} = 388,878 \text{ kN}$$

$$(\phi N_n = 388,878 \text{ kN}) > (N_u = 197,8661 \text{ kN})$$

- aman-

b. Perencanaan Batang Tarik

- Gaya tarik maksimum; $N_u = 221,6719 \text{ kN}$ (frame 11)

$$L = 2,436 \text{ m}$$

Dicoba profil IWF 200x100x5,5x8x11

$$\text{Dengan : } A_g = 2716 \text{ mm}^2$$

$$i_x = 82,4 \text{ mm}$$

$$i_y = 22,2 \text{ mm} = r_{\min}$$

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tarik

$$\frac{L}{r} = \frac{2436}{22,20} = 109,755 < 240$$

-aman-

- Kuat tarik nominal batang tarik

$$\phi N_n = \phi \cdot A_g \cdot 240 \cdot 10^{-3}$$

$$= 0,90 \cdot 2716 \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 586,656 \text{ kN}$$

$$(\phi N_n = 586,656 \text{ kN}) > (N_u = 221,6719 \text{ kN})$$

-aman-

3. Batang C

a. Perencanaan batang desak

- Gaya desak maksimum, $N_u = -12,8721 \text{ kN}$ (frame 6)

$$L = 2,000 \text{ m}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa} = 240 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Dicoba profil 2L 80.80.8

$$A_g = 1230 \text{ mm}^2$$

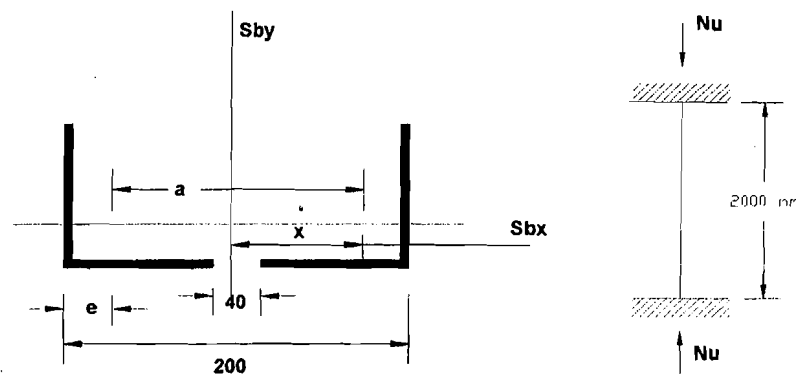
$$I_x = I_y = 72,3 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$e = 22,6 \text{ mm}$$

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tekan : $\frac{L_k}{r} < 200$

$$L_k = k \cdot L = 1 \cdot 2000 = 2000 \text{ mm}$$

Mencari r pilih yang terkecil untuk profil 2L 80.80.8



Gambar 4.44 Penampang Profil 2L 80.80.8

$$x = (b - e) + t_p/2 = (80 - 22,6) + 40/2 = 77,4 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_y \text{ dua profil} &= 2(I_y \cdot A \cdot x^2) = 2(72,3 \cdot 10^4 + 1230 \cdot 77,4^2) \\ &= 16183269,60 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{16183269,60}{2.1230}} = 24,245 \text{ mm}$$

$$I_x \text{ dua profil} = 2 \cdot I_x = 2 \cdot 72,3 \cdot 10^4 = 144,60 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{144,6 \cdot 10^4}{2.1230}} = 24,245 \text{ mm}$$

dipilih r terkecil ; $r = r_x = 24,245 \text{ mm}$

$$\frac{L_k}{r_x} = \frac{2000}{24,245} = 82,491 < 200$$

-aman-

- Parameter kelangsingan batang tekan

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \\ &= \frac{1}{\pi} \frac{2000}{24,245} \sqrt{\frac{240}{2 \cdot 10^5}} = 0,909 \quad ; (0,25 < \lambda_c < 1,2) \end{aligned}$$

$$\text{maka } \omega = \frac{1,43}{(1,6 - 0,6 \cdot 0,909)} = 1,356$$

- Kuat tekan nominal

$$\begin{aligned} \phi N_n &= \phi \cdot A_g \cdot \left(\frac{f_y}{\omega} \right) \cdot 10^{-3} \\ &= 0,85 \cdot 2 \cdot 1230 \cdot \left(\frac{240}{1,356} \right) \cdot 10^{-3} = 369,878 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$(\phi N_n = 369,878 \text{ kN}) > (N_u = 12,8721 \text{ kN})$$

- aman-

b. Perencanaan Batang Tarik

- Gaya tarik maksimum: $N_u = 9,704 \text{ kN}$ (frame 7)

$$L = 2,828 \text{ m}$$

Dicoba profil 2L 80.80.8

$$\text{Dengan : } A_g = 1230 \text{ mm}^2$$

$$r = r_x = 24,2 \text{ mm}$$

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tarik

$$\frac{L}{r} = \frac{2828}{24,20} = 116,860 < 240$$

-aman-

- Kuat tarik nominal batang tarik

$$\begin{aligned}\phi N_n &= \phi \cdot A_g \cdot 240 \cdot 10^{-3} \\ &= 0,90 \cdot (2 \cdot 1230) \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 531,360 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$(\phi N_n = 531,360 \text{ kN}) > (N_u = 9,704 \text{ kN}) \quad \text{-aman-}$$

4. Batang D

a. Perencanaan batang desak

- Gaya desak maksimum, $N_u = -52,4598 \text{ kN}$ (frame 143)

$$L = 2,197 \text{ m}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa} = 240 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Dicoba profil 2L 70.70.7

$$A_g = 940 \text{ mm}^2$$

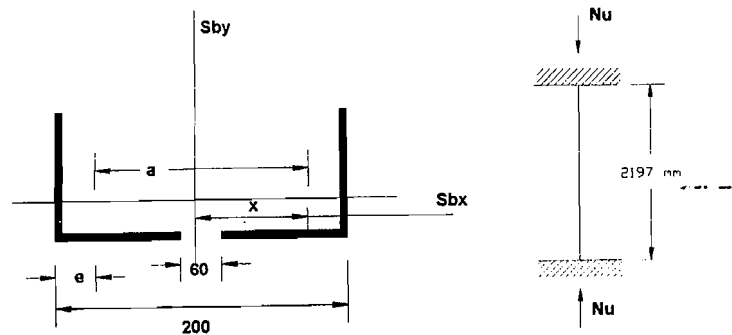
$$I_x = I_y = 42,40 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$e = 19,70 \text{ mm}$$

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tekan : $\frac{L_k}{r} < 200$

$$L_k = k \cdot L = 1 \cdot 2197 = 2197 \text{ mm}$$

Mencari r pilih yang terkecil untuk profil 2L 70.70.7



Gambar 4.45 Penampang Profil 2L 70.70.7

$$x = (b - e) + t_p/2 = (70 - 19,7) + 60/2 = 80,30 \text{ mm}$$

$$I_y \text{ dua profil} = 2(I_y \cdot A \cdot x^2) = 2(42,40 \cdot 10^4 + 940 \cdot 80,30^2) \\ = 12970409,20 \text{ mm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{12970409,20}{2.940}} = 83,061 \text{ mm}$$

$$I_x \text{ dua profil} = 2 \cdot I_x - 2 \cdot 42,40 \cdot 10^4 = 84,80 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{84,80 \cdot 10^4}{2.940}} = 21,238 \text{ mm}$$

$$\text{dipilih } r \text{ terkecil ; } r = r_x = 21,238 \text{ mm}$$

$$\frac{L_k}{r_x} = \frac{2197}{21,238} = 103,445 < 200$$

-aman-

- Parameter kelangsingan batang tekan

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$= \frac{1}{\pi} \frac{2197}{21,238} \sqrt{\frac{240}{2 \cdot 10^5}} = 1,141 \quad ; (0,25 < \lambda_c < 1,2)$$

$$\text{maka } \omega = \frac{1,43}{(1,6 - 0,6 \cdot 1,141)} = 1,562$$

- Kuat tekan nominal

$$\phi N_n = \phi \cdot A_g \cdot \left(\frac{f_y}{\omega} \right) \cdot 10^{-3}$$

$$= 0,85 \cdot 2 \cdot 940 \cdot \left(\frac{240}{1,562} \right) \cdot 10^{-3} = 245,561 \text{ kN}$$

$$(\phi N_n = 245,561 \text{ kN}) > (N_u = 52,3546 \text{ kN})$$

- aman-

b. Perencanaan Batang Tarik

- Gaya tarik maksimum: $N_u = 295,7023 \text{ kN}$ (frame 97)

$$L = 2,000 \text{ m}$$

Dicoba profil 2L 70.70.7

$$\text{Dengan : } A_g = 940 \text{ mm}^2$$

$$r = i_x = 21,2 \text{ mm}$$

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tarik

$$\frac{L}{r} = \frac{2000}{21,20} = 94,340 < 240$$

-aman-

- Kuat tarik nominal batang tarik

$$\phi N_n = \phi \cdot A_g \cdot 240 \cdot 10^{-3}$$

$$= 0,90 \cdot (2 \cdot 940) \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 406,080 \text{ kN}$$

$$(\phi N_n = 406,080 \text{ kN}) > (N_u = 295,7023 \text{ kN})$$

5. Batang E

a. Perencanaan batang desak

- Gaya desak maksimum, $N_u = -76,9944$ kN (frame 178)

$$L = 2,000 \text{ m}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa} = 240 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Dicoba profil 2L 60.60.6

$$A_g = 691 \text{ mm}^2$$

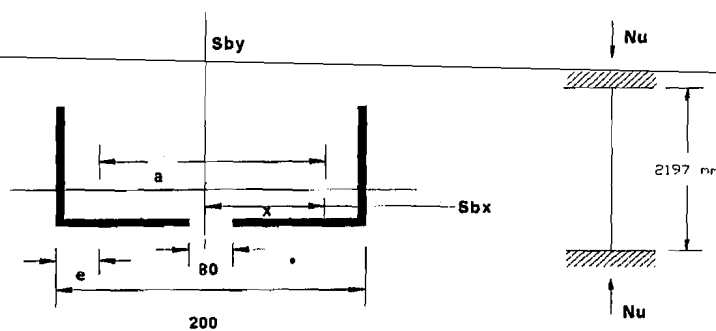
$$I_x = I_y = 22,8 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$e = 16,9 \text{ mm}$$

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tekan : $\frac{L_k}{r} < \underline{200}$

$$L_k = k \cdot L = 1 \cdot 2000 = 2000 \text{ mm}$$

Mencari r pilih yang terkecil untuk profil 2L 60.60.6



Gambar 4.46 Penampang Profil 2L 60.60.6

$$x = (b - e) + t_p/2 = (60 - 16,9) + 80/2 = 83,10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_y \text{ dua profil} &= 2(I_y \cdot A \cdot x^2) = 2(22,8 \cdot 10^4 + 691 \cdot 83,10^2) \\ &= 9999553,02 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{9999553,02}{2.691}} = 85,062 \text{ mm}$$

$$I_x \text{ dua profil} = 2 \cdot I_x = 2 \cdot 22,8 \cdot 10^4 = 45,60 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{45,60 \cdot 10^4}{2.691}} = 18,165 \text{ mm}$$

dipilih r terkecil ; $r = r_x = 18,165 \text{ mm}$

$$\frac{L_k}{r_x} = \frac{2000}{18,165} = 110,104 < 200$$

-aman-

- Parameter kelangsingan batang tekan

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \\ &= \frac{1}{\pi} \frac{2000}{18,165} \sqrt{\frac{240}{2 \cdot 10^5}} = 1,214 \quad ; (\lambda_c \geq 1,2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{maka } \omega &= 1,25 \cdot \lambda_c^2 \\ &= 1,25 \cdot 1,214^2 = 1,842 \end{aligned}$$

- Kuat tekan nominal

$$\begin{aligned} \phi N_n &= \phi \cdot A_g \cdot \left(\frac{f_y}{\omega} \right) \cdot 10^{-3} \\ &= 0,85 \cdot 2 \cdot 691 \cdot \left(\frac{240}{1,842} \right) \cdot 10^{-3} = 152,8682 \text{ N} \end{aligned}$$

$$(\phi N_n = 152,8682 \text{ N}) > (N_u = 77,0402 \text{ kN})$$

- aman-

b. Perencanaan Batang Tarik

- Gaya tarik maksimum: $N_u = 65,5505 \text{ kN}$ (frame 181)

$$L = 1,237 \text{ m}$$

Dicoba profil 2L 60.60.6

$$\text{Dengan : } A_g = 691 \text{ mm}^2$$

$$r = i_x = 18,2 \text{ mm}$$

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tarik

$$\frac{L}{r} = \frac{1237}{18,20} = 67,967 < 240$$

-aman-

- Kuat tarik nominal batang tarik

$$\phi N_n = \phi \cdot A_g \cdot 240 \cdot 10^{-3}$$

$$= 0,90 \cdot (2 \cdot 691) \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 298,512 \text{ kN}$$

$$(\phi N_n = 298,512 \text{ kN}) > (N_u = 65,5505 \text{ kN})$$

6. Batang H

Perencanaan Batang Tarik

- Gaya tarik maksimum: $N_u = 426,5765 \text{ kN}$ (frame 39)

$$L = 2,000 \text{ m}$$

Dicoba profil 2L 90.90.9

$$\text{Dengan : } A_g = 1550 \text{ mm}^2$$

$$r = i_x = 27,40 \text{ mm}$$

- Cek angka perbandingan kelangsingan batang tarik

$$\frac{L}{r} = \frac{2000}{27,40} = 72,993 < 240$$

-aman-

- Kuat tarik nominal batang tarik

$$\phi N_n = \phi \cdot A_g \cdot 240 \cdot 10^{-3}$$

$$= 0,90 \cdot (2 \cdot 1550) \cdot 240 \cdot 10^{-3} = 669,600 \text{ kN}$$

$$(\phi N_n = 669,600 \text{ kN}) > (N_u = 426,5765 \text{ kN})$$

4.4.2 Perencanaan Sambungan Baut

1. Batang A

Sebagai contoh perhitungan ditinjau pada perencanaan sambungan baut kuda-kuda K1 dengan pelat buhul 12 mm, sebagai berikut ini:

- Profil H Beam 200x200x8x12x13

Tegangan putus minimum baja profil, $f_u = 370$ MPa

Gaya batang kombinasi faktor beban maksimum, $N_u = 786,0972$ kN

- Data- data baut yang digunakan untuk menyambung

Mutu baut non fullrat A325-X

Tegangan tarik putus baut $f_{ub} = 825$ MPa (baut mutu tinggi), diameter baut $d = 19$ mm.

- Kekuatan satu baut

1. Kuat geser rencana baut

$$\phi_f R_{ng} = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

dengan :

$\phi_f R_{ng}$ = kuat geser rencana baut

ϕ_f = 0,75 (faktor reduksi kekuatan untuk fraktur)

r_1 = 0,4 (untuk baut dengan ulir pada bidang geser)

f_{ub} = 825 MPa (tegangan tarik putus baut)

A_b = $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 283,529$ mm² (luas brutto penampang baut)

$$\phi_f R_{ng} = 0,75 \cdot 0,4 \cdot 825 \cdot 283,529 = 70173,428 \text{ N} = 70,173 \text{ kN}$$

2. Kuat tarik rencana baut

$$\phi_f R_{n,ta} = \phi_f \cdot 0,75 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$\begin{aligned}\phi f. R_{n, ta} &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 825 \cdot 283,529 \\ &= 131575,177 \text{ N} = 131,575 \text{ kN}\end{aligned}$$

3. Kuat tumpu rencana baut

$$\phi f. R_{n, uu} = 2,4 \cdot \phi f. d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

dengan :

$\phi f. R_{n, uu}$ = kuat tumpu rencana baut

$$t_p = 12 \text{ mm (tebal pelat buhul)}$$

$$t_f = 12 \text{ mm (tebal profil)}$$

$$t_f = t_p ; \text{ maka dipakai } t_p = 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi f. R_{n, uu} &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 19 \cdot 12 \cdot 370 \\ &= 151848 \text{ N} = 151,848 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Menghitung jumlah baut sambungan

Dari perhitungan di atas, kuat rencana baut yang terkecil adalah kuat baut dalam

geser, yaitu: $\phi f. R_n = 70,173 \text{ kN}$

$$\text{Jumlah baut, } n = N_u / (\phi f. R_n) = 786,0972 / 70,173 = 11,21$$

Jumlah baut

- Vertikal : $n/2 = 5,60$ jumlah baut terpasang, $n_p = 6$ baut

- Horizontal : $n/2 = 5,60$ jumlah baut terpasang, $n_p = 6$ baut

- Cek kegagalan robekan pada lubang baut

1. Pelelehan geser-robekan tarik

$$\phi f. T_{n1} = \phi (0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt})$$

dengan:

$\phi \cdot T_{n1}$ = kekuatan nominal tarik pelat profil pelelehan geser-retakan tarik

$$\phi = 0,75$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$A_{vg} = (s' + (n_p - 1) \cdot s) \cdot t_p$$

dengan:

$s' = 40 \text{ mm}$ (jarak lubang baut dengan tepi pelat profil)

$s = 110 \text{ mm}$ (jarak antar baut)

$$\begin{aligned} A_{vg} &= (40 + (6 - 1) \cdot 110) \cdot 12 \\ &= 7080 \text{ mm}^2 \text{ (luas bruto pelelehan geser)} \end{aligned}$$

$$A_{nt} = (b/2 - (d_b + 1)/2) t_f$$

dengan:

$b = 200 \text{ mm}$ (panjang kaki profil)

$$\begin{aligned} A_{nt} &= (200/2 - (19 + 1)/2) \cdot 12 \\ &= 1080 \text{ mm}^2 \text{ (luas bersih retakan tarik)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot T_{n1} &= 0,75(0,6 \cdot 240 \cdot 7080 + 370 \cdot 1080) \\ &= 1064340 \text{ N} = 1064,34 \text{ kN} \geq N_u = 786,0972 \text{ kN} \end{aligned}$$

- aman-

2. Retakan geser-pelelehan tarik

$$\phi \cdot T_{n2} = \phi (0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg})$$

dengan:

$\phi \cdot T_{n2}$ = kekuatan nominal tarik pelat profil retakan geser- pelelehan tarik

$$\begin{aligned} A_{ns} &= (s' + (n_p - 1)s - n_p \cdot d_b) \cdot t_p \\ &= (40 + (6 - 1)110 - 6 \cdot 19) \cdot 12 = 5712 \text{ mm}^2 \text{ (luas bersih retakan geser)} \end{aligned}$$

$$A_{tg} = (l_p/2) \cdot t$$

$$= (200/2) \cdot 12 = 1200 \text{ mm}^2 \text{ (luas kotor pelelehan tarik)}$$

$$\phi_f \cdot T_{n2} = 0,75 (0,6 \cdot 370 \cdot 5712 + 240 \cdot 1200)$$

$$= 1167048 \text{ N} = 1167,05 \text{ kN} \geq N_u = 786,0972 \text{ kN}$$

-aman-

2. Batang B

Gaya tarik maksimum; $N_u = 396,1197 \text{ kN}$

- Kekuatan satu baut

1. Kuat geser rencana baut

$$\phi_f \cdot R_{ng} = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2 \text{ (luas brutto penampang baut)}$$

$$\phi_f \cdot R_{ng} = 0,75 \cdot 0,4 \cdot 825 \cdot 201,062$$

$$= 49762,845 \text{ N} = 49,763 \text{ kN}$$

2. Kuat tarik rencana baut

$$\phi_f \cdot R_{n, ta} = \phi_f \cdot 0,75 \cdot d_b \cdot f_{ub} \cdot A_b \cdot$$

$$\phi_f \cdot R_{n, ta} = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 825 \cdot 201,062$$

$$= 93305,334 \text{ N} = 93,305 \text{ kN}$$

3. Kuat tumpu rencana baut

$$\phi_f \cdot R_{n, tu} = 2,4 \cdot \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$t_p = 12 \text{ mm (tebal pelat buhul)}$$

$$t_f = 8 \text{ mm (tebal profil)}$$

$$t_f < t_p; \text{ maka dipakai } t_r = 8 \text{ mm}$$

$$\phi_f \cdot R_{n, tu} = 2,4 \cdot 0,75 \cdot 16 \cdot 8 \cdot 370 = 85248 \text{ N} = 85,248 \text{ kN}$$

- Menghitung jumlah baut sambungan

Dari perhitungan di atas, kuat rencana baut yang terkecil adalah kuat baut dalam geser, yaitu: $\phi f R_n = 49,763 \text{ kN}$

$$\text{Jumlah baut, } n = N_u / (\phi f R_n) = 396,1197 / 49,763 = 7,96$$

Jumlah baut

- Vertikal : $n/2 = 3,98$ jumlah baut terpasang, $n_p = 4$ baut

- Horizontal : $n/2 = 3,98$ jumlah baut terpasang, $n_p = 4$ baut

- Cek kegagalan robekan pada lubang baut

1. Pelelehan geser-robekan tarik

$$\phi f T_{nl} = \phi (0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt})$$

$$A_{vg} = (s' + (n_p - 1) \cdot s) \cdot t_p$$

dengan:

$s' = 40 \text{ mm}$ (jarak lubang baut dengan tepi pelat profil)

$s = 70 \text{ mm}$ (jarak antar baut)

$$A_{vg} = (40 + (6 - 1) \cdot 70) \cdot 8 = 3120 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (b/2 - (d_b + 1)/2) t_f$$

dengan:

$b = 100 \text{ mm}$ (panjang kaki profil)

$$A_{nt} = (100/2 - (16 + 1)/2) \cdot 8 = 332 \text{ mm}^2$$

$$\phi f T_{nl} = 0,75(0,6 \cdot 240 \cdot 1440 + 370 \cdot 332)$$

$$= 429090 \text{ N} = 429,09 \text{ kN} \geq N_u = 396,1197 \text{ kN}$$

- aman-

2. Retakan geser-pelelehan tarik

$$\phi \cdot T_{n2} = \phi (0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg})$$

$$A_{ns} = (s^2 + (n_p - 1)s - n_p \cdot d_b) \cdot t_p$$

$$= (40 + (6 - 1)70 - 6 \cdot 16) \cdot 8 = 2352 \text{ mm}^2$$

$$A_{tg} = (l_p/2) \cdot t$$

$$= (100/2) \cdot 8 = 400 \text{ mm}^2 \text{ (luas kotor pelelehan geser)}$$

$$\phi \cdot T_{n2} = 0,75 (0,6 \cdot 370 \cdot 1056 + 240 \cdot 400)$$

$$= 463608 \text{ N} = 463,608 \text{ kN} \geq N_u = 396,1197 \text{ kN}$$

-aman-

3. Batang C

Gaya tarik maksimum; $N_u = 12,8721 \text{ kN}$

Profil yang digunakan 2L 80.80.8

- Data- data baut yang digunakan untuk menyambung

Mutu baut non fullrat A325-X

Tegangan tarik putus baut $f_{ub} = 410 \text{ MPa}$ (baut mutu normal), diameter baut, d

= 12 mm.

- Kekuatan satu baut

1. Kuat geser rencana baut

$$\phi \cdot R_{ng} = \phi \cdot r_1 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 113,097 \text{ mm}^2 \text{ (luas brutto penampang baut)}$$

$$\phi \cdot R_{ng} = 0,75 \cdot 0,4 \cdot 410 \cdot 113,097$$

$$= 13910,931 \text{ N} = 13,911 \text{ kN}$$

2. Kuat tarik rencana baut

$$\phi \cdot R_{n, ta} = \phi \cdot 0,75 \cdot d_b \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$\begin{aligned}\phi f. R_{n, ta} &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 410 \cdot 113,097 \\ &= 26082,996 \text{ N} = 26,083 \text{ kN}\end{aligned}$$

3. Kuat tumpu rencana baut

$$\phi f. R_{n, tu} = 2,4 \cdot \phi f. d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$t_p = 12 \text{ mm (tebal pelat buhul)}$$

$$t_f = 8 \text{ mm (tebal profil)}$$

$$t_f < t_p ; \text{ maka dipakai } t_f = 8 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi f. R_{n, tu} &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 12 \cdot 8 \cdot 370 \\ &= 63936 \text{ N} = 63,936 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Menghitung jumlah baut sambungan

Dari perhitungan di atas, kuat rencana baut yang terkecil adalah kuat baut dalam geser, yaitu: $\phi f. R_n = 13,911 \text{ kN}$

$$\text{Jumlah baut } , n = N_u / (\phi f. R_n) = 12,8721 / 13,911 = 0,93$$

Jumlah baut

$$\text{- Vertikal : } n/2 = 0,46 \text{ jumlah baut terpasang, } n_p = 2 \text{ baut}$$

$$\text{- Horizontal : } n/2 = 0,46 \text{ jumlah baut terpasang, } n_p = 2 \text{ baut}$$

- Cek kegagalan robekan pada lubang baut

1. Pelelehan geser-robekan tarik

$$\phi f. T_{n1} = \phi (0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt})$$

$$A_{vg} = (s' + (n_p - 1) \cdot s) \cdot t_p$$

dengan:

$$s' = 40 \text{ mm (jarak lubang baut dengan tepi pelat profil)}$$

$s = 60$ mm (jarak antar baut)

$$A_{vg} = (40 + (2 - 1) \cdot 60) \cdot 8 = 800 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (b/2 - (d_b + 1)/2) t_f$$

dengan:

$b = 80$ mm (panjang kaki profil)

$$A_{nt} = (80/2 - (12 + 1)/2) \cdot 8 = 268 \text{ mm}^2$$

$$\phi_f T_{n1} = 0,75(0,6 \cdot 240 \cdot 800 + 370 \cdot 268)$$

$$= 160770 \text{ N} = 160,77 \text{ kN (untuk satu profil)}$$

$$\phi_f T_{n1} = 2 \cdot 160,77 = 321,54 \text{ kN (untuk dua profil)} \geq N_u = 12,9721 \text{ kN}$$

- aman-

2. Retakan geser-pelelehan tarik

$$\phi_f T_{n2} = \phi (0,6 f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg})$$

$$A_{ns} = (s^2 + (n_p - 1)s - n_p \cdot d_b) \cdot t_p$$

$$= (40 + (2 - 1)60 - 2 \cdot 12) \cdot 8 = 608 \text{ mm}^2$$

$$A_{tg} = (l_p/2) \cdot t$$

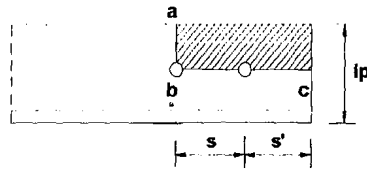
$$= (80/2) \cdot 8 = 320 \text{ mm}^2 \text{ (luas kotor pelelehan geser)}$$

$$\phi_f T_{n2} = 0,75 (0,6 \cdot 370 \cdot 608 + 240 \cdot 320)$$

$$= 158832 \text{ N} = 158,832 \text{ kN (untuk satu profil)}$$

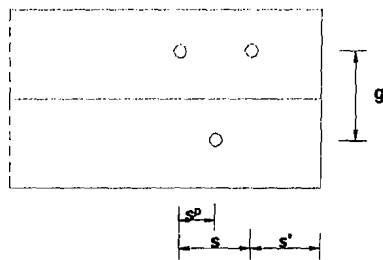
$$\phi_f T_{n2} = 2 \cdot 158,832 = 317,664 \text{ kN (untuk dua profil)} \geq N_u = 12,9721 \text{ kN}$$

-aman-



Gambar 4.47 Daerah yang diarsir dapat terjadi kegagalan robekan

- Cek kuat tarik profil dengan luas netto profil



Gambar 4.48 Profil siku dengan kaki-kaki yang diratakan menjadi satu bidang datar

$$\phi \cdot T_{n2} = \phi \cdot A_{netto} \cdot f_u$$

$$A_{netto} = l_p - 2(d_p + 1) + (s_p^2 / 4 \cdot g)$$

$$s_p = s/2 = 60/2 = 30 \text{ mm}$$

$$g = g_a + g_b - t_f$$

$$= b/2 + b/2 - t_f = 80/2 + 80/2 - 8 = 72 \text{ mm}$$

$$A_{netto} = 2((2 \cdot 80 - 8) - 2(12 + 1) + (30^2 / 4 \cdot 72)) \cdot 8 = 2066 \text{ mm}^2$$

$$\phi \cdot T_{n2} = 0,75 \cdot 2066 \cdot 370 \cdot 10^{-3}$$

$$= 573,315 \text{ kN} \geq N_u = 12,9721 \text{ kN} \quad \text{-aman-}$$

4. Batang D

Gaya tarik maksimum; $N_u = 295,7023 \text{ kN}$

Profil yang digunakan 2L 70.70.7

- Data- data baut yang digunakan untuk menyambung

Mutu baut non fulldrat A325-X

Tegangan tarik putus baut $f_{ub} = 825 \text{ MPa}$ (baut mutu tinggi), diameter baut, $d = 16 \text{ mm}$.

- Kekuatan satu baut

1. Kuat geser rencana baut

$$\phi_f R_{ng} = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2 \text{ (luas brutto penampang baut)}$$

$$\phi_f R_{ng} = 0,75 \cdot 0,4 \cdot 410 \cdot 201,062 \cdot 10^{-3}$$

$$= 49,763 \text{ kN}$$

2. Kuat tarik rencana baut

$$\phi_f R_{n, ta} = \phi_f \cdot 0,75 \cdot d_b \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$\phi_f R_{n, ta} = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 825 \cdot 201,062 \cdot 10^{-3}$$

$$= 93,305 \text{ kN}$$

3. Kuat tumpu rencana baut

$$\phi_f R_{n, tu} = 2,4 \cdot \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$t_p = 12 \text{ mm (tebal pelat buhul)}$$

$$t_f = 7 \text{ mm (tebal profil)}$$

$t_f < t_p$; maka dipakai $t_f = 7$ mm

$$\phi \cdot R_{n, tu} = 2,4 \cdot 0,75 \cdot 16 \cdot 7 \cdot 370 \cdot 10^{-3} = 74,592 \text{ kN}$$

- Menghitung jumlah baut sambungan

Dari perhitungan di atas, kuat rencana baut yang terkecil adalah kuat baut dalam geser, yaitu: $\phi \cdot R_n = 49,763$ kN

$$\text{Jumlah baut, } n = N_u / (\phi \cdot R_n) = 295,7023 / 49,763 = 5,95$$

Jumlah baut

- Vertikal : $n/2 = 2,97$ jumlah baut terpasang, $n_p = 3$ baut

- Horizontal : $n/2 = 2,97$ jumlah baut terpasang, $n_p = 3$ baut

- Cek kegagalan robekan pada lubang baut

1. Pelelehan geser-robekan tarik

$$\phi \cdot T_{nl} = \phi (0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt})$$

$$A_{vg} = (s' + (n_p - 1) \cdot s) \cdot t_p$$

dengan:

$$s' = 40 \text{ mm (jarak lubang baut dengan tepi pelat profil)}$$

$$s = 60 \text{ mm (jarak antar baut)}$$

$$A_{vg} = (40 + (3 - 1) \cdot 60) \cdot 7 = 1120 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (b/2 - (d_b + 1)/2) \cdot t_f$$

dengan:

$$b = 70 \text{ mm (panjang kaki profil)}$$

$$A_{nt} = (70/2 - (16 + 1)/2) \cdot 7 = 185,500 \text{ mm}^2$$

$$\phi \cdot T_{nl} = 0,75(0,6 \cdot 240 \cdot 1120 + 370 \cdot 185,500) \cdot 10^{-3}$$

$$= 172,4365 \text{ kN (untuk satu profil)}$$

$$\phi_f T_{n1} = 2 \cdot 172,4365 = 344,873 \text{ kN (untuk dua profil)} \geq N_u = 295,7023 \text{ kN}$$

- aman-

2. Retakan geser-pelelehan tarik

$$\phi_f T_{n2} = \phi (0,6 f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg})$$

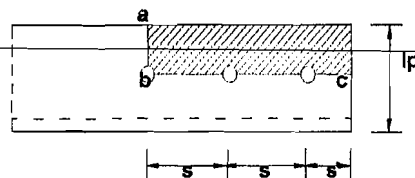
$$\begin{aligned} A_{ns} &= (s^2 + (n_p - 1)s - n_p \cdot d_b) \cdot t_p \\ &= (40 + (3 - 1)60 - 3 \cdot 16) \cdot 7 = 784 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{tg} &= (l_p/2) \cdot t \\ &= (70/2) \cdot 7 = 245 \text{ mm}^2 \text{ (luas kotor pelelehan geser)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_f T_{n2} &= 0,75 (0,6 \cdot 370 \cdot 784 + 240 \cdot 245) \cdot 10^{-3} \\ &= 174,636 \text{ kN (untuk satu profil)} \end{aligned}$$

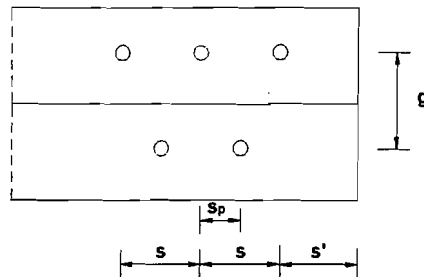
$$\phi_f T_{n2} = 2 \cdot 174,636 = 349,272 \text{ kN (untuk dua profil)} \geq N_u = 295,7023 \text{ kN}$$

-aman-



Gambar 4.49 Daerah yang diarsir dapat terjadi kegagalan robekan

- Cek kuat tarik profil dengan luas netto profil



Gambar 4.50 Profil siku dengan kaki-kaki yang diratakan menjadi satu bidang datar

$$\phi_f \cdot T_{n2} = \phi \cdot A_{netto} \cdot f_u$$

$$A_{netto} = l_p - 2(d_p + 1) + (s_p^2/4 \cdot g)$$

$$s_p = s/2 = 60/2 = 30 \text{ mm}$$

$$g = g_a + g_b - t_f$$

$$= h/2 + h/2 - t_f = 70/2 + 70/2 - 7 = 63 \text{ mm}$$

$$A_{netto} = 2((2 \cdot 70 - 7) - 2(16 + 1) + (30^2/4 \cdot 63)) \cdot 7 = 1436 \text{ mm}^2$$

$$\phi_f \cdot T_{n2} = 0,75 \cdot 1436 \cdot 370 \cdot 10^{-3}$$

$$= 398,490 \text{ kN} \geq N_u = 295,7023 \text{ kN}$$

-aman-

5. Batang E

Gaya tarik maksimum; $N_u = 65,5505 \text{ kN}$

Profil yang digunakan 2L 60.60.6

- Data- data baut yang digunakan untuk menyambung

Mutu baut non fullrat A325-X

Tegangan tarik putus baut $f_{ub} = 825$ MPa (baut mutu tinggi), diameter baut, $d = 16$ mm.

- Kekuatan satu baut

1. Kuat geser rencana baut

$$\phi_f R_{ng} = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2 \text{ (luas brutto penampang baut)}$$

$$\begin{aligned} \phi_f R_{ng} &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 410 \cdot 201,062 \cdot 10^{-3} \\ &= 49,763 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Kuat tarik rencana baut

$$\phi_f R_{n,ta} = \phi_f \cdot 0,75 \cdot d_b \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$\begin{aligned} \phi_f R_{n,ta} &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 825 \cdot 201,062 \cdot 10^{-3} \\ &= 93,305 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Kuat tumpu rencana baut

$$\phi_f R_{n,tu} = 2,4 \cdot \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$t_p = 12 \text{ mm (tebal pelat buhul)}$$

$$t_f = 6 \text{ mm (tebal profil)}$$

$$t_f < t_p; \text{ maka dipakai } t_f = 6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi_f R_{n,tu} &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 16 \cdot 6 \cdot 370 \cdot 10^{-3} \\ &= 63,936 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Menghitung jumlah baut sambungan

Dari perhitungan di atas, kuat rencana baut yang terkecil adalah kuat baut dalam geser, yaitu: $\phi_f R_n = 49,763$ kN

$$\text{Jumlah baut, } n = N_u / (\phi \cdot R_n) = 65,5503 / 49,763 = 1,32$$

Jumlah baut

- Vertikal : $n/2 = 0,66$ jumlah baut terpasang, $n_p = 1$ baut

- Horizontal : $n/2 = 0,66$ jumlah baut terpasang, $n_p = 1$ baut

- Cek kegagalan robekan pada lubang baut

1. Pelelehan geser-robekan tarik

$$\phi \cdot T_{n1} = \phi (0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt})$$

$$A_{vg} = (s' + (n_p - 1) \cdot s) \cdot t_p$$

dengan:

$$s' = 40 \text{ mm (jarak lubang baut dengan tepi pelat profil)}$$

$$s = 60 \text{ mm (jarak antar baut)}$$

$$A_{vg} = (40 + (1 - 1) \cdot 60) \cdot 6 = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (b/2 - (d_b + 1)/2) \cdot t_f$$

dengan:

$$b = 60 \text{ mm (panjang kaki profil)}$$

$$A_{nt} = (60/2 - (16 + 1)/2) \cdot 6 = 129 \text{ mm}^2$$

$$\phi \cdot T_{n1} = 0,75(0,6 \cdot 240 \cdot 240 + 370 \cdot 129) \cdot 10^{-3}$$

$$= 61,7175 \text{ kN (untuk satu profil)}$$

$$\phi \cdot T_{n1} = 2 \cdot 61,7175 = 123,435 \text{ kN (untuk dua profil)} \geq N_u = 65,5505 \text{ kN}$$

- aman-

2. Retakan geser-pelelehan tarik

$$\phi \cdot T_{n2} = \phi (0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{fg})$$

$$A_{ns} = (s' + (n_p - 1) \cdot s - n_p \cdot d_b) \cdot t_p$$

$$= (40 + (1 - 1)60 - 1 \cdot 16) \cdot 6 = 144 \text{ mm}^2$$

$$A_{lg} = (l_p/2) \cdot t$$

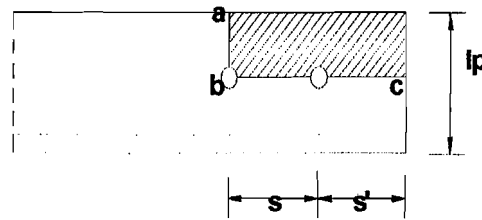
$$= (60/2) \cdot 6 = 180 \text{ mm}^2 \text{ (luas kotor pelelehan geser)}$$

$$\phi \cdot T_{n2} = 0,75 (0,6 \cdot 370 \cdot 144 + 240 \cdot 180) \cdot 10^{-3}$$

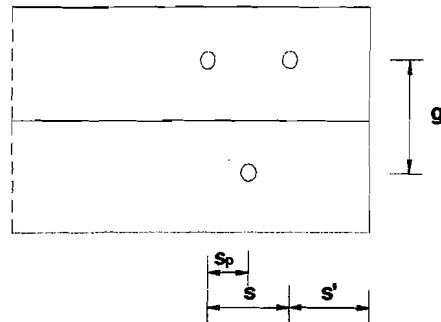
$$= 75,168 \text{ kN (untuk satu profil)}$$

$$\phi \cdot T_{n2} = 2 \cdot 75,168 = 150,336 \text{ kN (untuk dua profil)} \geq N_u = 65,5505 \text{ kN}$$

-aman-



- Cek kuat tarik profil dengan luas netto profil



Gambar 4.52 Profil siku dengan kaki-kaki yang diratakan menjadi satu bidang datar

$$\phi_f T_{n2} = \phi \cdot A_{netto} \cdot f_u$$

$$A_{netto} = l_p - 2(d_p + 1) + (s_p^2/4 \cdot g)$$

$$s_p = s/2 = 60/2 = 30 \text{ mm}$$

$$g = g_a + g_b - t_f$$

$$= b/2 + b/2 - t_f = 60/2 + 60/2 - 6 = 54 \text{ mm}$$

$$A_{netto} = 2((2 \cdot 60 - 6) - 2(16 + 1) + (0^2/4 \cdot 54)) \cdot 6 = 960 \text{ mm}^2$$

$$\phi_f T_{n2} = 0,75 \cdot 960 \cdot 370 \cdot 10^{-3}$$

$$= 266,4 \text{ kN} > N_u = 65,5505 \text{ kN}$$

-aman-

6. Batang H

Gaya tarik maksimum; $N_u = 429,8559 \text{ kN}$

Profil yang digunakan 2L 90.90.9

- Data- data baut yang digunakan untuk menyambung

Mutu baut non fulldrat A325-X

Tegangan tarik putus baut $f_{ub} = 825$ MPa (baut mutu tinggi), diameter baut, $d = 16$ mm.

- Kekuatan satu baut

1. Kuat geser rencana baut

$$\phi_f R_{ng} = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2 \text{ (luas brutto penampang baut)}$$

$$\begin{aligned} \phi_f R_{ng} &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 410 \cdot 201,062 \cdot 10^{-3} \\ &= 49,763 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Kuat tarik rencana baut

$$\phi_f R_{n,ta} = \phi_f \cdot 0,75 \cdot d_b \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$\begin{aligned} \phi_f R_{n,ta} &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 825 \cdot 201,062 \cdot 10^{-3} \\ &= 93,305 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Kuat tumpu rencana baut

$$\phi_f R_{n,tu} = 2,4 \cdot \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$t_p = 12 \text{ mm (tebal pelat buhul)}$$

$$t_f = 9 \text{ mm (tebal profil)}$$

$$t_f < t_p; \text{ maka dipakai } t_f = 9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi_f R_{n,tu} &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 16 \cdot 9 \cdot 370 \cdot 10^{-3} \\ &= 95,904 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Menghitung jumlah baut sambungan

Dari perhitungan di atas, kuat rencana baut yang terkecil adalah kuat baut dalam geser, yaitu: $\phi_f R_n = 49,763$ kN

$$\text{Jumlah baut, } n = N_u / (\phi f R_n) = 429,8559 / 49,763 = 8,64$$

Jumlah baut

- Vertikal : $n/2 = 4,32$ jumlah baut terpasang, $n_p = 5$ baut

- Horizontal : $n/2 = 4,32$ jumlah baut terpasang, $n_p = 5$ baut

- Cek kegagalan robekan pada lubang baut

1. Pelelehan geser-robekan tarik

$$\phi f T_{n1} = \phi (0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg} + f_u \cdot A_{nt})$$

$$A_{vg} = (s' + (n_p - 1) \cdot s) \cdot t_p$$

dengan:

$s' = 40$ mm (jarak lubang baut dengan tepi pelat profil)

$s = 100$ mm (jarak antar baut)

$$A_{vg} = (40 + (5 - 1) \cdot 100) \cdot 9 = 3960 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (b/2 - (d_b + 1)/2) \cdot t_f$$

dengan:

$b = 90$ mm (panjang kaki profil)

$$A_{nt} = (90/2 - (16 + 1)/2) \cdot 9 = 328,500 \text{ mm}^2$$

$$\phi f T_{n1} = 0,75(0,6 \cdot 240 \cdot 3960 + 370 \cdot 328,500) \cdot 10^{-3}$$

$$= 518,84 \text{ kN (untuk satu profil)}$$

$$\phi f T_{n1} = 2 \cdot 518,84 = 1037,68 \text{ kN (untuk dua profil)} \geq N_u = 429,8559 \text{ kN}$$

- aman-

2. Retakan geser-pelelehan tarik

$$\phi f T_{n2} = \phi (0,6 f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{tg})$$

$$A_{ns} = (s' + (n_p - 1)s - n_p \cdot d_b) \cdot t_p$$

$$= (40 + (5 - 1)100 - 5 \cdot 16) \cdot 9 = 3240 \text{ mm}^2$$

$$A_{fg} = (l_p/2) \cdot t$$

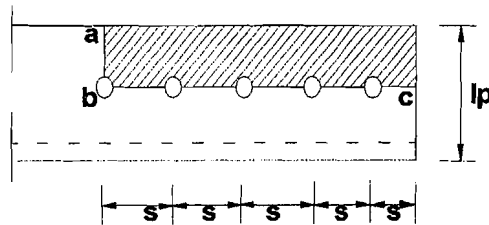
$$= (90/2) \cdot 9 = 405 \text{ mm}^2 \text{ (luas kotor pelelehan geser)}$$

$$\phi_f T_{n2} = 0,75 (0,6 \cdot 370 \cdot 3240 + 240 \cdot 405) \cdot 10^{-3}$$

$$= 612,36 \text{ kN (untuk satu profil)}$$

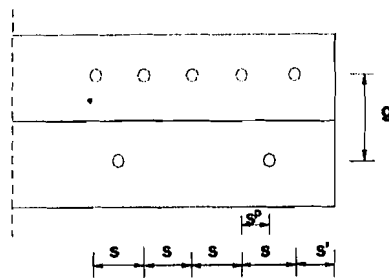
$$\phi_f T_{n2} = 2 \cdot 612,36 = 1224,72 \text{ kN (untuk dua profil)} \geq N_u = 429,8559 \text{ kN}$$

-aman-



Gambar 4.53 Daerah yang diarsir dapat terjadi kegagalan robekan

- Cek kuat tarik profil dengan luas netto profil



$$\phi \cdot T_{n2} = \phi \cdot A_{netto} \cdot f_u$$

$$A_{netto} = l_p - 2(d_p + 1) + (s_p^2/4 \cdot g)$$

$$s_p = s/2 = 100/2 = 50 \text{ mm}$$

$$g = g_a + g_b - t_f$$

$$= b/2 + b/2 - t_f = 90/2 + 90/2 - 9 = 81 \text{ mm}$$

$$A_{netto} = 2((2 \cdot 90 - 9) - 2(16 + 1) + (50^2/4 \cdot 81)) \cdot 9 = 2604,89 \text{ mm}^2$$

$$\phi \cdot T_{n2} = 0,75 \cdot 2604,89 \cdot 370 \cdot 10^{-3}$$

$$= 722,857 \text{ kN} \geq N_u = 429,8559 \text{ kN}$$

-aman-

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR NON PORTAL BETON BERTULANG

Pada bab ini dibahas perencanaan struktur non portal beton bertulang meliputi, perencanaan pelat, perencanaan balok anak, perencanaan balok tribun, dan perencanaan tangga.

5.1 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat meliputi pelat lantai dan pelat tribun, denah pelat lantai dan pelat tribun disajikan pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2.

5.1.1 Pembebanan Pelat

Perhitungan beban pelat sesuai dengan ketentuan PPPURDG 1987, sebagai berikut ini :

1. Beban pelat lantai

a. Beban mati

$$\text{- Pelat beton} : 0,12 \cdot 24 = 2,880 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Tegel} : 0,02 \cdot 24 = 0,480 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Spesi} : 0,04 \cdot 21 = 0,840 \text{ kN/m}^2$$

$$w_D = 4,200 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban hidup

$$\text{- Gedung Olah Raga} : w_L = 400 \text{ kg/m}^2 = 4,000 \text{ kN/m}^2$$

c. Beban rencana pelat lantai (w_u)

$$\begin{aligned}w_u &= 1,2 w_D + 1,6 w_L \\ &= 1,2 \cdot 4,200 + 1,6 \cdot 4,000 \\ &= 11,400 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

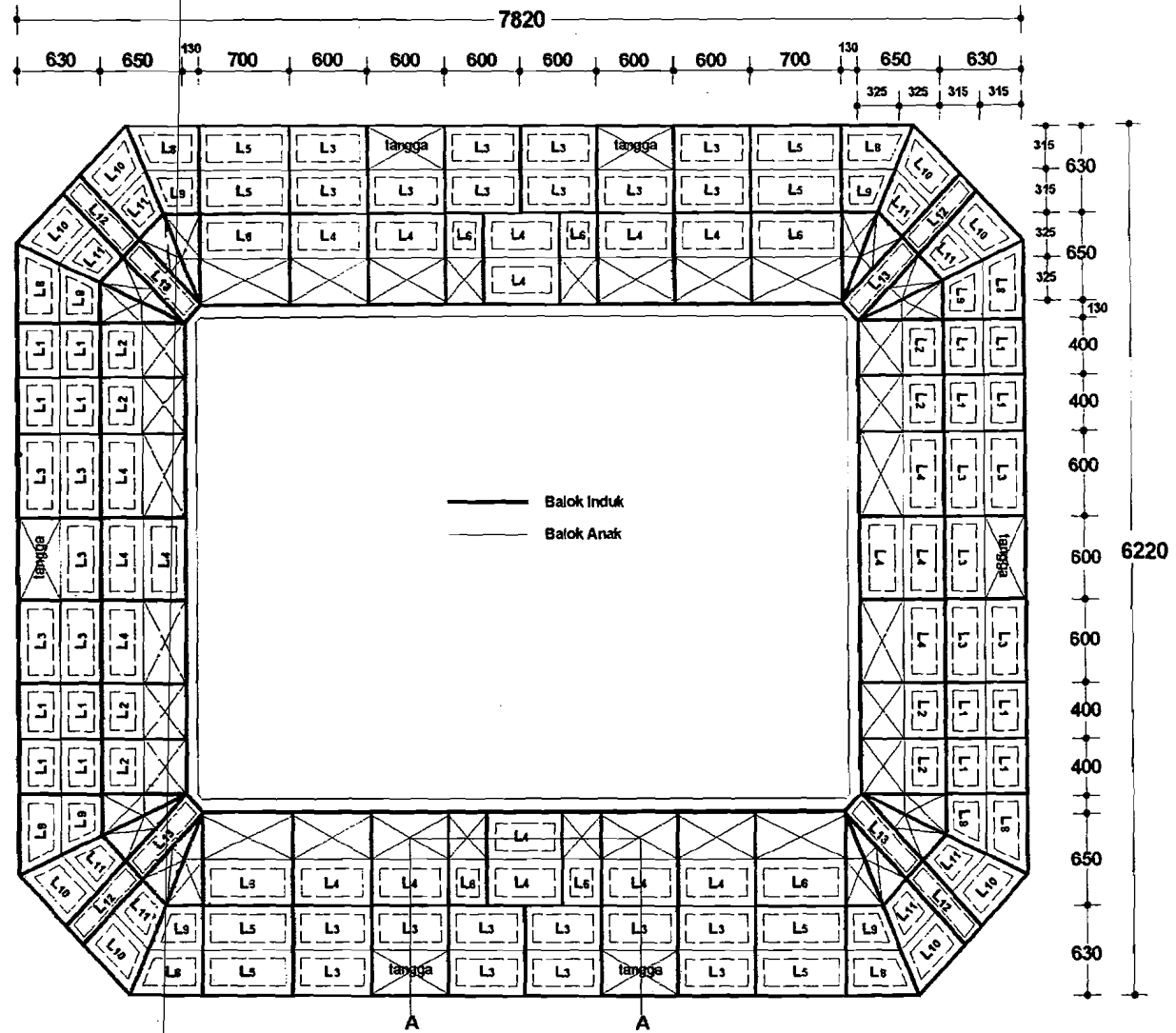
2. Beban pelat tribun

a. Beban mati

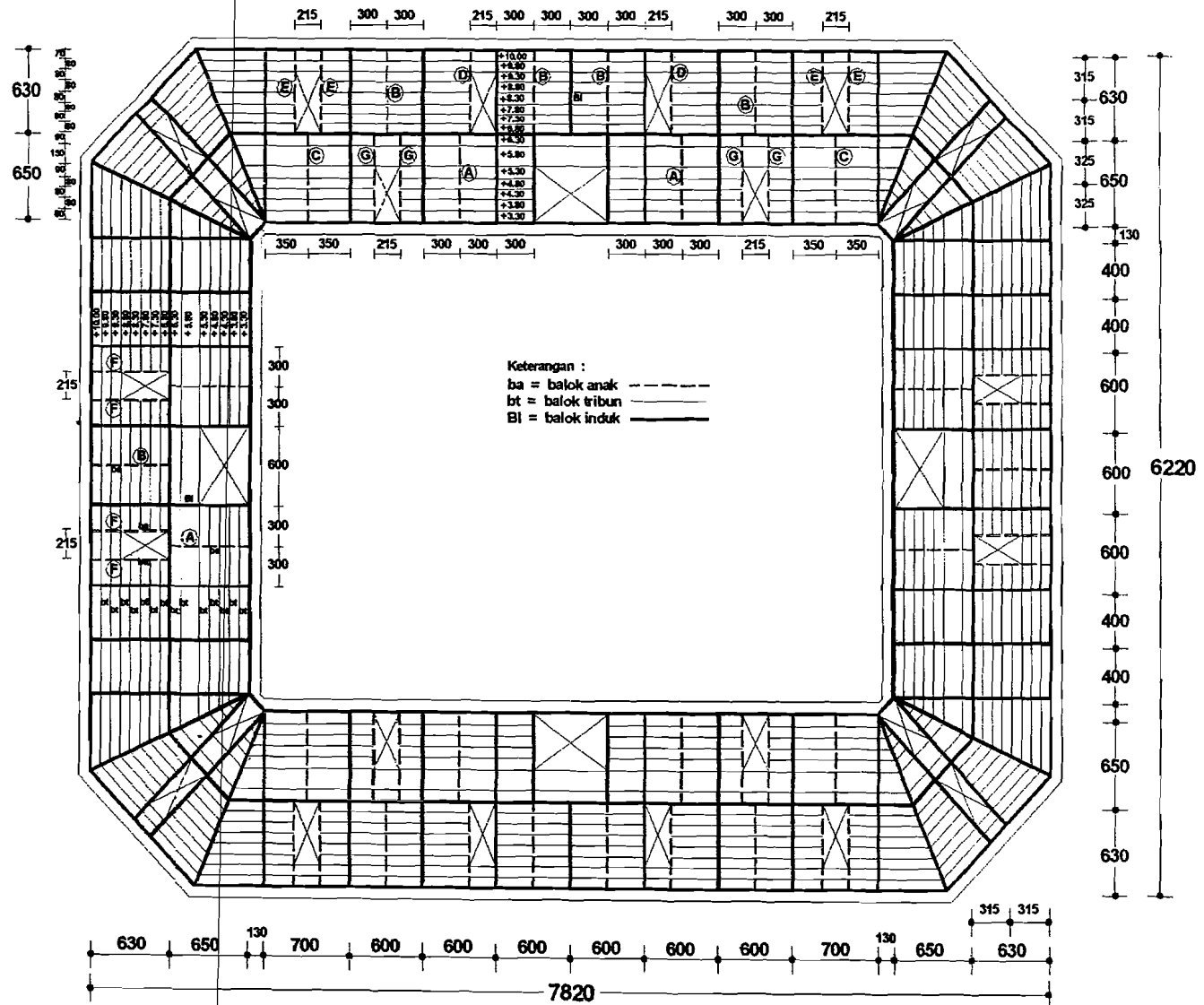
- Pelat beton	:	0,10	·	24	=	2.400 kN/m ²
- Finishing	:	0,02	·	24	=	0,480 kN/m ²
					<u> </u>	
					w_D	= 2,880 kN/m ²

b. Beban hidup

- Beban hidup Gedung Olah Raga : $w_D = 500 \text{ kg/m}^2 = 5,000 \text{ kN/m}^2$



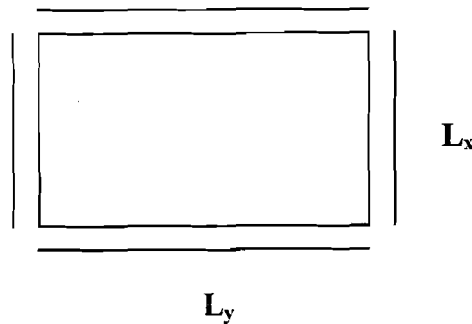
Gambar 5.1.a Denah Rencana Pelat Lantai 1



Gambar 5.2 Denah Rencana Tribun dan Balok Anak Tribun

5.1.2 Penulangan Pelat Lantai

Sebagai contoh untuk langkah-langkah perencanaan pelat adalah Perencanaan pelat lantai L1, sebagai berikut ini :



Gambar 5.3 Pelat lantai L1

$$L_x = 3,150 \text{ m}$$

$$L_y = 4,000 \text{ m}$$

Koefisien momen

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4,000}{3,150} = 1,270 \quad \text{Pelat dua arah}$$

Untuk pelat keempat tepinya terjepit elastis, dari Tabel 13.3.2 PBI 1971, didapat :

$$c_{lx} = - c_{tx} = 48,80$$

$$c_{ly} = - c_{ty} = 38$$

Menentukan tebal minimum pelat lantai

Pelat terlebar : $L_x = 3,250 \text{ m}$ dan $L_y = 7,000 \text{ m}$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{7,000}{3,250} = 2,150$$

$$h \geq \frac{L_x \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$h \geq \frac{3250(0,8 + \frac{240}{1500})}{36 + 9.2,150}$$

$$120 \geq 56,369 \text{ mm}$$

Jadi tebal pelat lantai dipakai $h = 120 \text{ mm}$.

$$w_u = 11,400 \text{ kN/m}^2$$

$$M = 0,001 \cdot w_u \cdot L_x^2 \cdot c$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot 11,400 \cdot 3,150^2 \cdot 48,80 = 5,520 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot 11,400 \cdot 3,150^2 \cdot 48,80 = -5,520 \text{ kNm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot 11,400 \cdot 3,150^2 \cdot 38 = 4,298 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = -0,001 \cdot 11,400 \cdot 3,150^2 \cdot 38 = -4,298 \text{ kNm}$$

Penulangan sejajar arah x

a. Tulangan lapangan (l_x)

Digunakan tulangan pokok P8

tinggi manfaat

$$\text{- lapangan arah-x} \quad d' = 15 + 0,5 \cdot 8 = 19 \text{ mm}$$

$$d = 120 - 19 = 101 \text{ mm}$$

$$M_u = M_{lx} = 5,520 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{0,8} = \frac{5,520}{0,8} = 6,900 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{0,8} = C_c \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right] = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$6,900 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot a \cdot \left[101 - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$6,900 \cdot 10^6 = 1717000a - 8500a^2$$

dari persamaan di atas didapat $a = 4,102 \text{ mm}$

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

$$0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 4,102 = A_s \text{ perlu} \cdot 240$$

$$A_s \text{ perlu} = 290,558 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 120 = 300 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ min}$, maka dipakai $A_s \text{ min}$

$$\text{tersedia tulangan P8 } A_{\text{ulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,265 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (50,265 \cdot 1000)/300 = 167,550 \text{ mm}$$

dipakai **P8 – 150**

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_s \text{ pakai} = (50,265 \cdot 1000)/150 = 335,100 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 335,100 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 300 \text{ mm}^2 \quad \text{-aman-}$$

b. Tulangan tumpuan (t_x)

Digunakan tulangan pokok P8

tinggi manfaat

$$\text{- lapangan arah-x } \quad d' = 15 + 0,5 \cdot 8 = 19 \text{ mm}$$

$$d = 120 - 19 = 101 \text{ mm}$$

$$M_u = Mlx = 5,520 \text{ kNm}$$

$$M_u / 0,8 = 5,520 / 0,8 = 6,900 \text{ kNm}$$

$$M_u / 0,8 = C_c \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right] = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$6,900 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot a \cdot \left[101 - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$6,900 \cdot 10^6 = 1717000a - 8500a^2$$

dari persamaan di atas didapat $a = 4,102 \text{ mm}$

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

$$0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 4,102 = A_{s \text{ perlu}} \cdot 240$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 290,558 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 120 = 300 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ min}}$, maka dipakai $A_{s \text{ min}}$

$$\text{tersedia tulangan P8 } A_{s \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,265 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (50,265 \cdot 1000) / 300 = 167,550 \text{ mm}$$

dipakai **P8 – 150**

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_{s \text{ pakai}} = (50,265 \cdot 1000) / 150 = 335,100 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = 335,100 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 300 \text{ mm}^2 \quad \text{-aman-}$$

- Penulangan bagi

$$A_{s \text{ perlu}} = 0,0014 \cdot 1000 \cdot 120 = 168 \text{ mm}^2$$

$$\text{tersedia tulangan P6, } A_{s \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 6^2 = 28,274 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (28,274 \cdot 1000) / 168 = 168,298 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan bagi **P6 – 150**

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_{s \text{ pakai}} = (28,274 \cdot 1000) / 150 = 188,493 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = 188,493 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} = 168 \text{ mm}^2 \quad \text{-aman-}$$

Dengan cara yang sama dapat dihitung untuk semua pelat lantai, disajikan pada

Tabel 5.1 .

5.1.3 Penulangan Pelat Tribun

- Tribun jenis a

Asumsi sebagai pelat tertumpu sederhana

$$M_D = (1/8) \cdot 2.880 \cdot 0,80^2 = 0.230 \text{ kNm}$$

$$M_L = (1/8) \cdot 5,00 \cdot 0,80^2 = 0,400 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ &= 1,2 \cdot 0,230 + 1,6 \cdot 0,400 \\ &= 0.920 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan pokok P8

tinggi manfaat

$$\text{- lapangan arah-x} \quad d' = 15 + 0,5 \cdot 8 = 19 \text{ mm}$$

$$d = 100 - 19 = 81 \text{ mm}$$

$$M_u = 0,920 \text{ kNm}$$

$$M_u / 0,8 = 0,920 / 0,8 = 1.150 \text{ kNm}$$

$$M_u / 0,8 = C_c \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right] = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$1,150 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot a \cdot \left[81 - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$1,150 \cdot 10^6 = 1377000a - 8500a^2 \quad .$$

dari persamaan di atas didapat $a = 0,839 \text{ mm}$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = A_{s \text{ perlu}} \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 0,839 = A_{s \text{ perlu}} \cdot 240$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 59,429 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 120 = 300 \text{ mm}^2$$

$A_{s\text{ perlu}} < A_{s\text{ min}}$, maka dipakai $A_{s\text{ min}}$

tersedia tulangan P8 $A_{s\text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,265 \text{ mm}^2$

jarak tulangan perlu, $s_{\text{perlu}} = (50,265 \cdot 1000)/300 = 167,552 \text{ mm}$

dipakai **P8 – 150**

Luas tulangan dipakai $A_{s\text{ pakai}} = (50,265 \cdot 1000)/150 = 335,100 \text{ mm}^2$

$A_{s\text{ pakai}} = 335,100 \text{ mm}^2 > A_{s\text{ min}} = 300 \text{ mm}^2$ -aman-

- Penulangan bagi

$A_{s\text{ perlu}} = 0,0014 \cdot 1000 \cdot 120 = 168 \text{ mm}^2$

tersedia tulangan P6, $A_{s\text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 6^2 = 28,274 \text{ mm}^2$

jarak tulangan perlu, $s_{\text{perlu}} = (28,274 \cdot 1000)/168 = 168,298 \text{ mm}^2$

dipakai tulangan bagi **P6 – 150**

Luas tulangan dipakai $A_{s\text{ pakai}} = (28,274 \cdot 1000)/150 = 188,493 \text{ mm}^2$

$A_{s\text{ pakai}} = 188,493 \text{ mm}^2 > A_{s\text{ perlu}} = 168 \text{ mm}^2$ -aman-

Karena struktur tak terlindung maka digunakan tulangan rangkap.

- Tribun jenis b

Asumsi sebagai pelat tertumpu sederhana

$$M_D = (1/8) \cdot 2.880 \cdot 1,50^2 = 0.810 \text{ kNm}$$

$$M_L = (1/8) \cdot 5,00 \cdot 1,50^2 = 1,406 \text{ kNm}$$

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

$$= 1,2 \cdot 0.810 + 1,6 \cdot 1,406$$

$$= 3.222 \text{ kNm}$$

Digunakan tulangan pokok P8

tinggi manfaat

$$\text{- lapangan arah-x} \quad d' = 15 + 0,5 \cdot 8 = 19 \text{ mm}$$

$$d = 100 - 19 = 81 \text{ mm}$$

$$M_u = 3,222 \text{ kNm}$$

$$M_u / 0,8 = 3,222 / 0,8 = 4,0275 \text{ kNm}$$

$$M_u / 0,8 = C_c \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right] = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$4,028 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot a \cdot \left[81 - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$4,028 \cdot 10^6 = 1377000a - 8500a^2$$

dari persamaan di atas didapat $a = 2,980 \text{ mm}$

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

$$0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 2,980 = A_s \text{ perlu} \cdot 240$$

$$A_s \text{ perlu} = 211,083 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 120 = 300 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ min}$, maka dipakai $A_s \text{ min}$

$$\text{tersedia tulangan P8 } A_{s \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,265 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (50,265 \cdot 1000) / 300 = 167,552 \text{ mm}$$

dipakai **P8 - 150**

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_s \text{ pakai} = (50,265 \cdot 1000) / 150 = 335,100 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 335,100 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 300 \text{ mm}^2 \quad \text{-aman-}$$

- Penulangan bagi

$$A_s \text{ perlu} = 0,0014 \cdot 1000 \cdot 120 = 168 \text{ mm}^2$$

$$\text{tersedia tulangan P6, } A_s \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 6^2 = 28,274 \text{ mm}^2$$

jarak tulangan perlu, $s_{perlu} = (28,274 \cdot 1000)/168 = 168,298 \text{ mm}^2$

dipakai tulangan bagi **P6 – 150**

Luas tulangan dipakai $A_{s \text{ pakai}} = (28,274 \cdot 1000)/150 = 188,493 \text{ mm}^2$

$A_{s \text{ pakai}} = 188,493 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} = 168 \text{ mm}^2$ -aman-

Karena struktur tak terlindung maka digunakan tulangan rangkap.

5.1.4 Penulangan Balok Tribun

- Tribun jenis a

Pembebanan balok tribun

a. Beban mati

- Berat pelat beton + finishing : $0,12 \cdot 0,8 \cdot 24 = 2.300 \text{ kN/m}^2$

- Berat balok : $0,20 \cdot 0,50 \cdot 24 = 2,400 \text{ kN/m}^2$

$$w_D = 4.700 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban hidup

- Beban hidup Gedung Olah Raga : $w_L = 0,8 \cdot 5 = 4,000 \text{ kN/m}^2$

c. Beban rencana balok tribun (w_u)

$$w_u = 1,2 w_D + 1,6 w_L$$

$$= 1,2 \cdot 4,700 + 1,6 \cdot 4,000 = 12,000 \text{ kN/m}^2$$

Perhitungan momen

$$M_u = (1/11) \cdot w_u \cdot L^2 \quad M_u/\phi = 17,450/0,8 = 21.8125 \text{ kNm}$$

$$= (1/11) \cdot 12,000 \cdot 4^2$$

$$= 17.450 \text{ kNm}$$

$$M_u = (1/24) \cdot w_u \cdot L^2 \quad M_u/\phi = 8,000/0,8 = 10,000 \text{ kNm}$$

$$= (1/24) \cdot 12,000 \cdot 4^2$$

$$= 8,000 \text{ kNm}$$

Perhitungan penulangan lentur balok tribun

- Untuk momen positif / lapangan ($M_{u \text{ lap}} = 17,450 \text{ kNm}$) = momen terbesar

- Menentukan nilai rasio tulangan (ρ)

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 20}{400} \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0217 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 1,4/f_y = 1,4/400 = 0,0035$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0217 = 0,0163$$

$$\rho = 0,5 \rho_{maks} = 0,5 \cdot 0,0163 = 0,00815 > \rho_{min} = 0,0035 \quad \text{- ok-}$$

- Menentukan tinggi efektif (d) dan lebar (b) penampang balok

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 20} = 23,529$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot (1 - 1/2 \cdot \rho \cdot m)$$

$$= 0,00815 \cdot 400 (1 - 1/2 \cdot 0,00815 \cdot 23,529) = 2,947 \text{ MPa}$$

$$b \cdot d^2 = \frac{M_u / \phi}{R_n} = \frac{21,813 \cdot 10^6}{2,947}$$

$$200 \cdot d^2 = 7401764,506278$$

$$d = 192,377 \text{ mm} = 193 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm} ; d = 193 \text{ mm}$$

$$h = d + pb + \emptyset \text{ sengkang} + 1/2 \cdot \emptyset \text{ tulangan rencana}$$

Dipakai tulangan sengkang \emptyset 8 mm dan tulangan pokok \emptyset 13 mm

$$h = 193 + 40 + 8 + 13/2 = 247.500 \text{ mm} < h \text{ asumsi} = 500 \text{ mm} \quad \text{-ok-}$$

$$d = h - pb - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan rencana}$$

$$= 500 - 40 - 8 - 13/2 = 445,500 \text{ mm}$$

Jadi dimensi balok anak adalah

$$b = 200 \text{ mm} ; h = 500 \text{ mm} \text{ dan } d = 445,500 \text{ mm}$$

- Penulangan balok tribun (direncanakan dengan penulangan sebelah)

- Menentukan ρ_{ada} dan Rn_{ada}

$$Rn_{ada} = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{21,813 \cdot 10^6}{200 \cdot 445,500^2} = 0.5495 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ada} = \frac{Rn_{ada}}{R_n} \rho$$

$$\rho_{ada} = \frac{0,5495}{2,947} \cdot 0,00815 = 0.0015197 < \rho_{min} = 0,0035$$

Dipakai $\rho_{min} = 0,0035$

- Menentukan luas tulangan (A_s)

$$A_s = \rho_{ada} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 200 \cdot 445.5 = 311,850 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{1\emptyset}} ; A_{1\emptyset} = 1/4 \cdot \pi \cdot \emptyset \text{ tulangan pokok} = 1/4 \cdot \pi \cdot 13^2 = 132.732 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{311,850}{132,732} = 2,349 \text{ dipakai tulangan } \mathbf{3D13}$$

$$A_s \text{ ada} = n \cdot A_{1\emptyset} = 3 \cdot 132,732 = 398,196 \text{ mm}^2 > A_s \quad \text{-ok-}$$

- Kontrol kapasitas lentur yang terjadi

$$a = \frac{A_{s\text{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{398,196 \cdot 400}{0,85 \cdot 20 \cdot 200} = 46,847 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s\text{ada}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq \frac{M_u}{\phi}$$

$$= 398,196 \cdot 400 \cdot \left(445,5 - \frac{46,847}{2}\right) \geq 21,813 \text{ kNm}$$

$$= 67,228 \text{ kNm} \geq 21,813 \text{ kNm} \quad \text{-aman-}$$

- Penulangan lentur balok tribun negatif / tumpuan ($M_{u\text{ tump}} = 8,000 \text{ kNm}$)

(direncanakan dengan penulangan sebelah)

- Menentukan ρ_{ada} dan $R_{n\text{ada}}$

$$R_{n\text{ada}} = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{10,000 \cdot 10^6}{200 \cdot 445,5^2} = 0,250 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{R_{n\text{ada}}}{R_n} \rho$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{0,250}{2,947} \cdot 0,00815 = 0,00069 < \rho_{\text{min}} = 0,0035$$

Dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

- Menentukan luas tulangan (A_s)

$$A_s = \rho_{\text{ada}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 200 \cdot 445,5 = 311,850 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{1\phi}} ; A_{1\phi} = 1/4 \cdot \pi \cdot \phi_{\text{tulangan}}^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{311,850}{132,732} = 2,349 \text{ dipakai tulangan } \mathbf{3D13}$$

$$A_{s\text{ada}} = n \cdot A_{1\phi} = 3 \cdot 132,732 = 398,196 \text{ mm}^2 > A_s \quad \text{-ok-}$$

- Kontrol kapasitas lentur yang terjadi

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{398,196 \cdot 400}{0,85 \cdot 20 \cdot 200} = 46,847 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s_{ada}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{M_u}{\phi} \\ &= 398,196 \cdot 400 \cdot \left(445,5 - \frac{46,847}{2} \right) \geq 10,000 \text{ kNm} \\ &= 67,228 \text{ kNm} \geq 10,000 \text{ kNm} \quad \text{-aman-} \end{aligned}$$

Karena tinggi balok tribun > 300 mm maka pada tengah balok tribun dipasang tulangan susut **2D10**.

- Tribun jenis b

Pembebanan balok tribun

a. Beban mati

- Berat pelat beton + finishing	: 0,12 . 1,50 . 24	= 4,320 kN/m ²
- Berat balok	: 0,20 . 0,50 . 24	= 2,400 kN/m ²
		$w_D = 6,720 \text{ kN/m}^2$

b. Beban hidup

- Beban hidup Gedung Olah Raga : $w_D = 1,5 \cdot 5 = 7,500 \text{ kN/m}^2$

c. Beban rencana balok tribun (w_u)

$$\begin{aligned} w_u &= 1,2 w_D + 1,6 w_L \\ &= 1,2 \cdot 6,720 + 1,6 \cdot 7,500 \\ &= 20,064 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan momen

$$\begin{aligned}
 M_u &= (1/11) \cdot w_u \cdot L^2 & M_u/\phi &= 29,184/0,8 = 36,480 \text{ kNm} \\
 &= (1/11) \cdot 20,064 \cdot 4^2 \\
 &= 29,184 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= (1/24) \cdot w_u \cdot L^2 & M_u/\phi &= 13,376/0,8 = 16,720 \text{ kNm} \\
 &= (1/24) \cdot 20,064 \cdot 4^2 \\
 &= 13,376 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan penulangan lentur balok tribun

- Untuk momen positif / lapangan ($M_{u \text{ lap}} = 29,184 \text{ kNm}$) = momen terbesar

- Menentukan nilai rasio tulangan (ρ)

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 20}{400} \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0217
 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 1,4/f_y = 1,4/400 = 0,0035$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0217 = 0,0163$$

$$\rho = 0,5 \rho_{maks} = 0,5 \cdot 0,0163 = 0,00815 > \rho_{min} = 0,0035 \quad \text{- ok-}$$

- Menentukan tinggi efektif (d) dan lebar (b) penampang balok

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 20} = 23,529$$

$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot (1 - 1/2 \cdot \rho \cdot m)$$

$$= 0,00815 \cdot 400 (1 - 1/2 \cdot 0,00815 \cdot 23,529) = 2,947 \text{ MPa}$$

$$b \cdot d^2 = \frac{M_u/\phi}{R_n} = \frac{36,480 \cdot 10^6}{2,947}$$

$$200 \cdot d^2 = 12378690,190$$

$$d = 248,784 \text{ mm} = 249 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm} ; d = 445 \text{ mm}$$

$$h = d + pb + \text{Ø sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \text{Ø tulangan rencana}$$

Dipakai tulangan sengkang Ø 8 mm dan tulangan pokok Ø 13 mm

$$h = 249 + 40 + 8 + 13/2 = 303,500 \text{ mm} < h \text{ asumsi} = 500 \text{ mm} \quad \text{-ok-}$$

Jadi dimensi balok anak adalah

$$b = 200 \text{ mm} ; h = 500 \text{ mm} \text{ dan } d = 445,5 \text{ mm}$$

- Penulangan balok tribun (direncanakan dengan penulangan sebelah)

- Menentukan ρ_{ada} dan R_{nada}

$$R_{nada} = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{36,480 \cdot 10^6}{200 \cdot 445,50^2} = 0,919 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ada} = \frac{R_{nada}}{R_n} \rho$$

$$\rho_{ada} = \frac{0,919}{2,947} 0,00815 = 0,00254 < \rho_{min} = 0,0035$$

Dipakai $\rho_{min} = 0,0035$

- Menentukan luas tulangan (A_s)

$$A_s = \rho_{ada} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 200 \cdot 445,5 = 311,850 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{1\phi}} ; A_{1\phi} = 1/4 \cdot \pi \cdot \text{Ø tulangan pokok} = 1/4 \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{311,850}{132,732} = 2,349 \text{ dipakai tulangan } \mathbf{3D13}$$

$$A_{s \text{ ada}} = n \cdot A_{1\phi} = 3 \cdot 132,732 = 398,196 \text{ mm}^2 > A_s \quad \text{-ok-}$$

- Kontrol kapasitas lentur yang terjadi

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{398,196 \cdot 400}{0,85 \cdot 20 \cdot 200} = 46,847 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s_{ada}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq \frac{M_u}{\phi} \\ &= 398,196 \cdot 400 \cdot \left(445,5 - \frac{46,847}{2}\right) \geq 36,480 \text{ kNm} \\ &= 67,228 \text{ kNm} \geq 36,480 \text{ kNm} \quad \text{-aman-} \end{aligned}$$

Karena tinggi balok tribun > 300 mm maka pada tengah balok tribun dipasang tulangan susut **2D10**.

- Penulangan lentur balok tribun negatif / tumpuan ($M_{u \text{ tump}} = 13,376 \text{ kNm}$)

(direncanakan dengan penulangan sebelah)

- Menentukan ρ_{ada} dan R_{nada}

$$R_{nada} = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} = \frac{16,720 \cdot 10^6}{200 \cdot 445,5^2} = 0,421 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ada} = \frac{R_{nada}}{R_n} \rho$$

$$\rho_{ada} = \frac{0,421}{2,947} \cdot 0,00815 = 0,00116 < \rho_{min} = 0,0035$$

Dipakai $\rho_{min} = 0,0035$

- Menentukan luas tulangan (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{ada} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 200 \cdot 445,5 = 311,850 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_s}{A_{1\phi}} ; A_{1\phi} = 1/4 \cdot \pi \cdot \phi_{tulangan \text{ pokok}}^2 = 1/4 \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{311,850}{132,732} = 2,349 \text{ dipakai tulangan } \mathbf{3D13}$$

$$A_{s \text{ ada}} = n \cdot A_{1\emptyset} = 3 \cdot 132,732 = 398,196 \text{ mm}^2 > A_s \quad \text{-ok-}$$

- Kontrol kapasitas lentur yang terjadi

$$a = \frac{A_{s \text{ ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{398,196 \cdot 400}{0,85 \cdot 20 \cdot 200} = 46,847 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s \text{ ada}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq \frac{Mu}{\phi}$$

$$= 398,196 \cdot 400 \cdot \left(445,5 - \frac{46,847}{2}\right) \geq 36,480 \text{ kNm}$$

$$= 67,228 \text{ kNm} \geq 36,480 \text{ kNm} \quad \text{-aman-}$$

Karena tinggi balok tribun > 300 mm maka pada tengah balok tribun dipasang tulangan susut **2D10**.

5.1.5 Perencanaan Tulangan Pelat Dengan Struktur Kantilever

- Penulangan Pelat Kantilever pada Pelat Lantai

Beban pelat lantai

a. Beban mati

$$\text{- Pelat beton : } 0,12 \cdot 24 = 2,880 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Tegel : } 0,02 \cdot 24 = 0,480 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Spesi : } 0,04 \cdot 21 = 0,840 \text{ kN/m}^2$$

$$w_D = 4,200 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban hidup

$$\text{- Gedung Olah Raga : } w_L = 400 \text{ kg/m}^2 = 4,000 \text{ kN/m}^2$$

c. Beban rencana pelat lantai (w_u) .

$$\begin{aligned} w_u &= 1,2 w_D + 1,6 w_L \\ &= 1,2 \cdot 4,200 + 1,6 \cdot 4,000 \\ &= 11,400 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{2} \cdot w_u \cdot l^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 11,400 \cdot 1,075^2 \\ &= 6,587 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tebal pelat lantai dipakai $h = 120 \text{ mm}$.

Digunakan tulangan pokok P8

tinggi manfaat

$$d' = 15 + 0,5 \cdot 8 = 19 \text{ mm}$$

$$d = 120 - 19 = 101 \text{ mm}$$

$$M_u / 0,8 = 6,587 / 0,8 = 8,234 \text{ kNm}$$

$$M_u / 0,8 = C_c \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right] = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$8,234 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot a \cdot \left[101 - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$8,234 \cdot 10^6 = 1717000a - 8500a^2$$

dari persamaan di atas didapat $a = 4,915 \text{ mm}$

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

$$0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 4,915 = A_s \text{ perlu} \cdot 240$$

$$A_s \text{ perlu} = 348,146 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 120 = 300 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} > A_s \text{ min}$, maka dipakai $A_s \text{ perlu}$

tersedia tulangan P8 $A_s \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,265 \text{ mm}^2$

jarak tulangan perlu, $s_{\text{perlu}} = (50,265 \cdot 1000)/348,146 = 144,379 \text{ mm}$

dipakai **P8 – 140**

Luas tulangan dipakai $A_s \text{ pakai} = (50,265 \cdot 1000)/140 = 359,036 \text{ mm}^2$

$A_s \text{ pakai} = 359,036 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 348,146 \text{ mm}^2$ -aman-

- Penulangan Pelat Kantilever pada Pelat Tribun

Beban pelat tribun

a. Beban mati

- Pelat beton : $0,10 \cdot 24 = 2,400 \text{ kN/m}^2$

- Finishing : $0,02 \cdot 24 = 0,480 \text{ kN/m}^2$

$$w_D = 2,880 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban hidup

- Beban hidup Gedung Olah Raga : $w_D = 500 \text{ kg/m}^2 = 5,000 \text{ kN/m}^2$

c. Beban rencana pelat lantai (w_u)

$$w_u = 1,2 w_D + 1,6 w_L$$

$$= 1,2 \cdot 2,880 + 1,6 \cdot 5,000 = 11,456 \text{ kN/m}^2$$

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot w_u \cdot L^2 = \frac{1}{2} \cdot 11,456 \cdot 1,075^2 = 6,619 \text{ kNm}$$

Digunakan tulangan pokok P8

tinggi manfaat

- lapangan arah-x $d' = 15 + 0,5 \cdot 8 = 19 \text{ mm}$

$$d = 100 - 19 = 81 \text{ mm}$$

$$M_u = 6,619 \text{ kNm}$$

$$M_u / 0,8 = 6,619 / 0,8 = 8,274 \text{ kNm}$$

$$M_u / 0,8 = C_c \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right] = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$8,274 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot a \cdot \left[81 - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$8,274 \cdot 10^6 = 1377000a - 8500a^2$$

dari persamaan di atas didapat $a = 6,250 \text{ mm}$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = A_{s \text{ perlu}} \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 6,250 = A_{s \text{ perlu}} \cdot 240$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 442,708 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 120 = 300 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ perlu}} > A_{s \text{ min}}$, maka dipakai $A_{s \text{ perlu}}$

$$\text{tersedia tulangan P8 } A_{\text{tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,265 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (50,265 \cdot 1000) / 442,708 = 113,540 \text{ mm}$$

dipakai **P8 – 110**

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_{s \text{ pakai}} = (50,265 \cdot 1000) / 110 = 456,955 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = 456,955 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} = 442,708 \text{ mm}^2$$

-aman-

5.1.6 Perencanaan Tulangan Lisplank

Beban pelat lisplank

a. Beban mati

$$\text{- Pelat beton : } 0,12 \cdot 24 = 2,880 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Tegel : } 0,02 \cdot 24 = 0,480 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Spesi : } 0,04 \cdot 21 = 0,840 \text{ kN/m}^2$$

$$w_D = 4,200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban } P = 0,1 \cdot 0,760 \cdot 24 = 1,824 \text{ kN}$$

b. Beban hidup

$$\text{- Gedung Olah Raga : } w_L = 400 \text{ kg/m}^2 = 4,000 \text{ kN/m}^2$$

c. Beban rencana pelat lantai (w_u)

$$w_u = 1,2 w_D + 1,6 w_L = 1,2 \cdot 4,200 + 1,6 \cdot 4,000 = 11,400 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = 1,2 \cdot P = 1,2 \cdot 1,824 = 2,189 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{2} \cdot w_u \cdot L^2 + P_u \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 11,400 \cdot 1,20^2 + 2,189 \cdot 1,3 \\ &= 11,054 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tebal pelat lantai dipakai $h = 120 \text{ mm}$.

Digunakan tulangan pokok P10

tinggi manfaat

$$d' = 15 + 0,5 \cdot 10 = 20 \text{ mm}$$

$$d = 120 - 20 = 100 \text{ mm}$$

$$M_u / 0,8 = 11,054 / 0,8 = 13,818 \text{ kNm}$$

$$M_u / 0,8 = C_c \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right] = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$13,818 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot a \cdot \left[100 - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$13,818 \cdot 10^6 = 1700000a - 8500a^2$$

dari persamaan di atas didapat $a = 8,488 \text{ mm}$

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

$$0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 8,488 = A_s \text{ perlu} \cdot 240$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 601,233 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 120 = 300 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ perlu}} > A_{s \text{ min}}$, maka dipakai $A_{s \text{ perlu}}$

$$\text{tersedia tulangan P10 } A_{s \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,540 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak tulangan perlu, } s_{\text{perlu}} = (78,540 \cdot 1000) / 601,233 = 130,631 \text{ mm}$$

dipakai **P10 – 130**

$$\text{Luas tulangan dipakai } A_{s \text{ pakai}} = (78,540 \cdot 1000) / 130 = 604,152 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = 604,152 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} = 601,233 \text{ mm}^2$$

-aman-

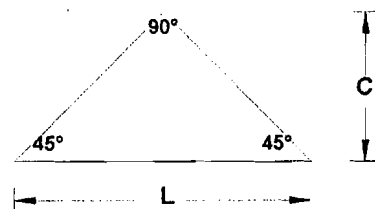
5.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak dibagi dalam beberapa tahap, yaitu pembebanan balok anak, analisis struktur balok anak, serta penulangan lentur dan penulangan geser balok anak. Balok anak yang direncanakan disajikan dalam Gambar 5.6 dan Gambar 5.7.

5.2.1 Pembebanan Balok Anak

Pembebanan pada balok anak sesuai dengan ketentuan PPPURDG 1987, sedangkan beban pelat sesuai dengan perhitungan sebelumnya.

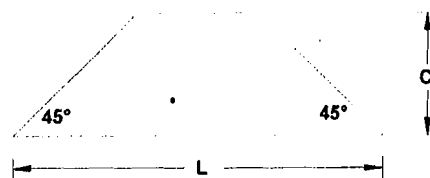
- Untuk beban bentang pendek:



Gambar 5.4 Distribusi beban merata pada bentang pendek

$$\text{Beban merata} = \text{beban per m}^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot C$$

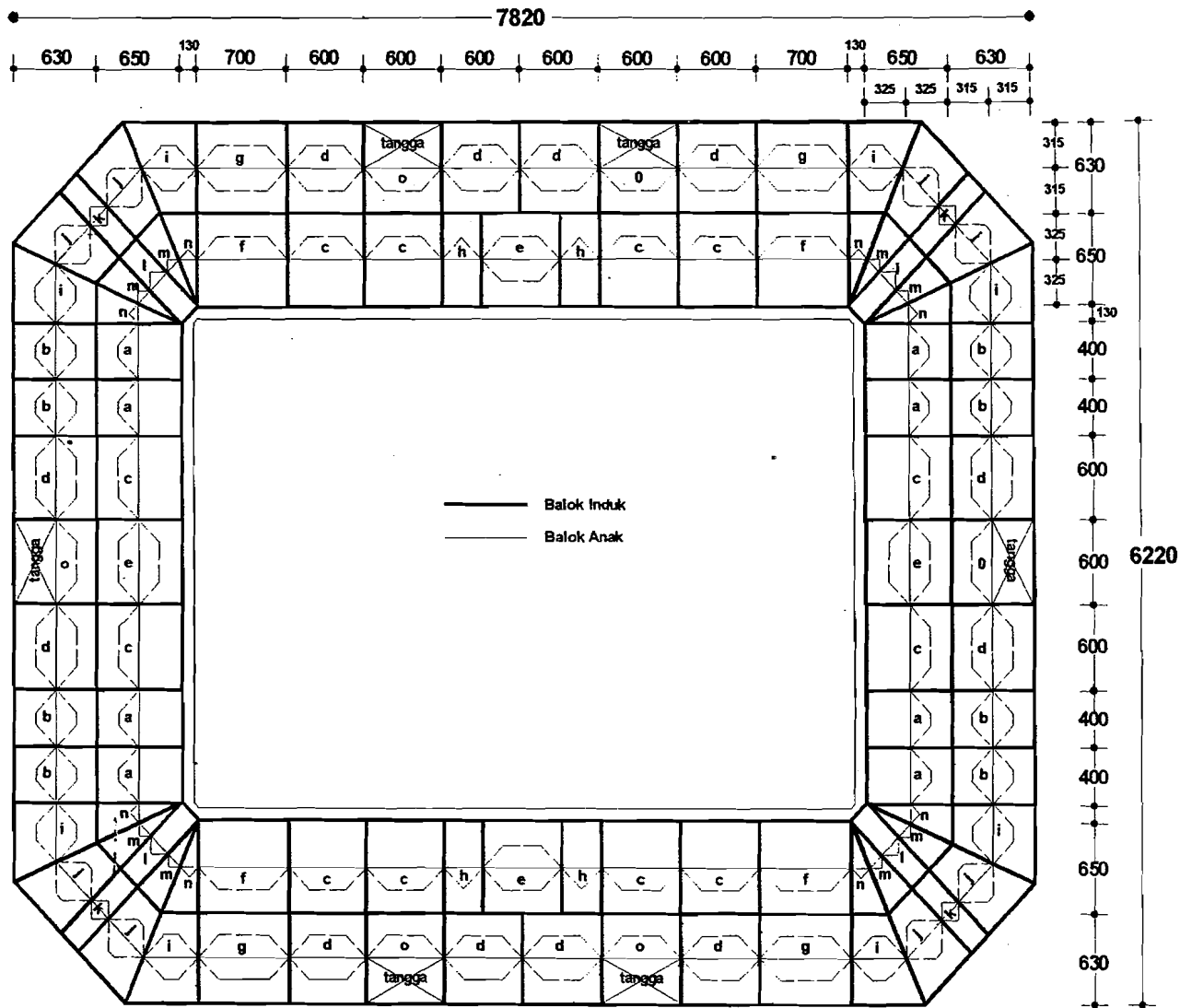
- Untuk beban bentang panjang



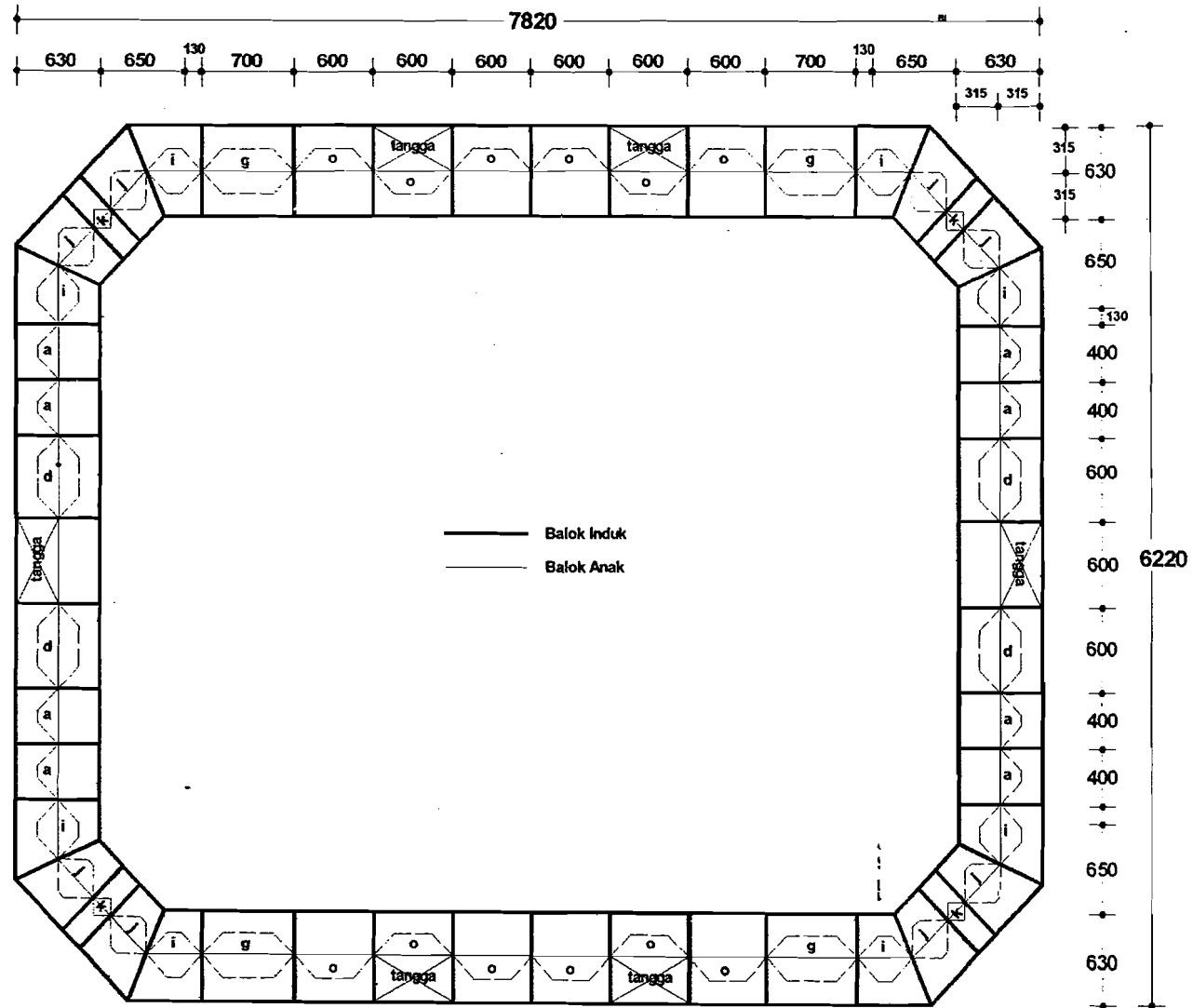
Gambar 5.5 Distribusi beban merata pada bentang panjang

$$\text{Beban merata} = \text{beban per m}^2 \cdot \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{C^2}{L^2}\right) \cdot C$$

Distribusi beban pelat pada balok anak disajikan pada Gambar 5.6 dan Gambar 5.7.



Gambar 5.6 Denah Tipe Balok Anak dan Distribusi Beban Balok Anak Lantai 1



Gambar 5.7 Denah Tipe Balok Anak dan Distribusi Beban Balok Anak Lantai 2

5.2.2 Distribusi Pembebanan Merata Balok Anak

5.2.2.1 Balok Anak Lantai

1. Balok anak lantai type a

a. Beban mati

- Pelat : $(1 - (4/3 \cdot 1,625^2/4^2)) \cdot 1,625 \cdot 4,200 = 5,323 \text{ kN/m}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

$$q_D = 5,323 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = (1 - (4/3 \cdot 1,625^2/4^2)) \cdot 1,625 \cdot 4,000 = 5,070 \text{ kN/m}$

2. Balok anak lantai type b

a. Beban mati

- Pelat : $2 (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/4^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,200 = 10,495 \text{ kN/m}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

$$q_D = 10,495 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = 2(1 - (4/3 \cdot 1,575^2/4^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,00 = 9,995 \text{ kN/m}$

3. Balok anak lantai type c

a. Beban mati

- Pelat : $(1 - (4/3 \cdot 1,625^2/6^2)) \cdot 1,625 \cdot 4,200 = 6,158 \text{ kN/m}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

$$q_D = 6,158 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = (1 - (4/3 \cdot 1,625^2/6^2)) \cdot 1,625 \cdot 4,000 = 5,864 \text{ kN/m}$

4. Balok anak lantai type d

a. Beban mati

$$\text{- Pelat : } 2 (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/6^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,200 = 12,014 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Balok anak : } 0,3 \cdot 0,4$$

$$q_D = 12,014 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

$$\text{- Lantai Gedung Olah Raga : } q_L = 2(1 - (4/3 \cdot 1,575^2/6^2))1,575 \cdot 4,00 = 11,442 \text{ kN/m}$$

5. Balok anak lantai type e

a. Beban mati

$$\text{- Pelat : } 2 (1 - (4/3 \cdot 1,625^2/6^2)) \cdot 1,625 \cdot 4,200 = 12,315 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Balok anak : } 0,3 \cdot 0,4$$

$$q_D = 12,315 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

$$\text{- Lantai Gedung Olah Raga : } q_L = 2(1 - (4/3 \cdot 1,625^2/6^2))1,625 \cdot 4,00 = 11,729 \text{ kN/m}$$

6. Balok anak lantai type f

a. Beban mati

$$\text{- Pelat : } (1 - (4/3 \cdot 1,625^2/7^2)) \cdot 1,625 \cdot 4,200 = 6,335 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Balok anak : } 0,30 \cdot 0,40$$

$$q_D = 6,335 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

$$\text{- Lantai Gedung Olah Raga : } q_L = (1 - (4/3 \cdot 1,625^2/7^2))1,625 \cdot 4,000 = 6,033 \text{ kN/m}$$

7. Balok anak lantai type g

a. Beban mati

- Pelat : $2 (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/7^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,200 = 12,337 \text{ kN/m}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

$$q_D = 12,337 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = 2(1 - (4/3 \cdot 1,575^2/7^2))1,575 \cdot 4,00 = 11,749 \text{ kN/m}$

8. Balok anak lantai type h

a. Beban mati

- Pelat : $(1 - (4/3 \cdot 1,625^2/3^2)) \cdot 1,625 \cdot 4,200 = 4,155 \text{ kN/m}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

$$q_D = 4,155 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = (1 - (4/3 \cdot 1,625^2/3^2))1,625 \cdot 4,00 = 3,957 \text{ kN/m}$

9. Balok anak lantai type i

a. Beban mati

- Pelat : $2 (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/4,55^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,200 = 11,116 \text{ kN/m}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

$$q_D = 11,116 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = 2(1 - (4/3 \cdot 1,575^2/4,55^2))1,575 \cdot 4,00 = 10,587 \text{ kN/m}$

10. Balok anak lantai type j

a. Beban mati

- Pelat : $2 (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/5,75^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,200 = 11,906 \text{ kN/m}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

$$q_D = 11,906 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga: $q_L = 2(1 - (4/3 \cdot 1,575^2/5,75^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,00 = 11,339 \text{ kN/m}$

11. Balok anak lantai type k

a. Beban mati

- Pelat : $2(1,075 \cdot 1,575) \cdot 4,200 = 14,222 \text{ kN/m}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

$$q_D = 14,222 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = 2(1,075 \cdot 1,575) \cdot 4,00 = 13,545 \text{ kN/m}$

12. Balok anak lantai type l

a. Beban mati

- Pelat : $2(1,075 \cdot 1,625) \cdot 4,200 = 14,674 \text{ kN/m}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

$$q_D = 14,674 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = 2(1,075 \cdot 1,625) \cdot 4,00 = 13,975 \text{ kN/m}$

5.2.2.2 Balok Anak Tribun

1. Balok anak tribun type a

a. Beban mati

- Pelat : $2(1 - (4/3 \cdot 1,5^2/6,50^2)) \cdot 1,50 \cdot 2,880 = 8,027 \text{ kN/m}$

- Balok tribun (P): $0,2 \cdot 0,5 \cdot 3,00 \cdot 24 = 7.200 \text{ kN}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = 2(1 - (4/3 \cdot 1,5^2/6,5^2))1,50 \cdot 5,00 = 13,935 \text{ kN/m}$

2. Balok anak tribun type b

a. Beban mati

- Pelat : $2(1 - (4/3 \cdot 1,50^2/6,30^2)) \cdot 1,50 \cdot 2,880 = 7,987 \text{ kN}$

- Balok tribun (P): $0,2 \cdot 0,5 \cdot 3,00 \cdot 24 = 7.200 \text{ kN/m}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = 2(1 - (4/3 \cdot 1,5^2/6,3^2))1,50 \cdot 5,00 = 13,866 \text{ kN/m}$

3. Balok anak tribun type c

a. Beban mati

- Pelat : $2(1 - (4/3 \cdot 1,75^2/6,50^2)) \cdot 1,75 \cdot 2,880 = 9,106 \text{ kN/m}$

- Balok tribun (P): $0,2 \cdot 0,5 \cdot 3,500 \cdot 24 = 8,400 \text{ kN}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = 2(1 - (4/3 \cdot 1,75^2/6,5^2))1,75 \cdot 5,0 = 15,809 \text{ kN/m}$

4. Balok anak tribun type d

a. Beban mati

- Pelat : $(1 - (4/3 \cdot 1,93^2/6,30^2)) \cdot 1,93 \cdot 2,880 = 4,863 \text{ kN/m}$

- Balok tribun (P): $0,2 \cdot 0,5 \cdot 1,925 \cdot 24 = 4.620 \text{ kN}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = (1 - (4/3 \cdot 1,93^2/6,3^2))1,93 \cdot 5,00 = 8,442 \text{ kN/m}$

5. Balok anak tribun type e

a. Beban mati

- Pelat : $(1 - (4/3 \cdot 1,21^2/6,30^2)) \cdot 1,21 \cdot 2,880 = 3,313 \text{ kN/m}$

- Balok tribun (P): $0,2 \cdot 0,5 \cdot 1,213 \cdot 24 = 2,911 \text{ kN}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = (1 - (4/3 \cdot 1,21^2/6,3^2))1,21 \cdot 5,00 = 5,752 \text{ kN/m}$

6. Balok anak tribun type f

a. Beban mati

- Pelat : $(1 - (4/3 \cdot 0,96^2/6,30^2)) \cdot 0,96 \cdot 2,880 = 2,679 \text{ kN/m}$

- Balok tribun (P): $0,2 \cdot 0,5 \cdot 0,963 \cdot 24 = 2,311 \text{ kN}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = (1 - (4/3 \cdot 0,96^2/6,3^2)) 0,96 \cdot 5,00 = 4,651 \text{ kN/m}$

7. Balok anak tribun type g

a. Beban mati

- Pelat : $(1 - (4/3 \cdot 0,96^2/6,50^2)) \cdot 0,96 \cdot 2,880 = 2,684 \text{ kN/m}$

- Balok tribun (P): $0,2 \cdot 0,5 \cdot 0,963 \cdot 24 = 2,311 \text{ kN}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = (1 - (4/3 \cdot 0,96^2/6,5^2)) 0,96 \cdot 5,00 = 4,660 \text{ kN/m}$

8. Balok anak tribun type h

a. Beban mati

- Pelat : $(1 - (4/3 \cdot 1,50^2/6,50^2)) \cdot 1,50 \cdot 2,880 = 4,013 \text{ kN/m}$

- Balok tribun (P): $0,2 \cdot 0,5 \cdot 24 = 2,400 \text{ kN/m}$

- Balok anak : $0,3 \cdot 0,4$

b. Beban hidup

- Lantai Gedung Olah Raga : $q_L = (1 - (4/3 \cdot 1,50^2/6,5^2)) \cdot 1,50 \cdot 5,00 = 6,967 \text{ kN/m}$

5.2.3 Analisis Struktur

Analisis struktur balok anak dihitung menggunakan program aplikasi komputer SAP 2000, dengan pemasukan data-data sebagai berikut:

1. Nomor joint dan frame,
2. Dukungan balok dianggap sendi.
3. Ukuran penampang balok anak.
4. Modulus elastisitas beton $E = 4700 \sqrt{f'_c}$ dengan $f'_c = 20 \text{ MPa}$.

Jadi $E = 4700 \sqrt{20} = 21019,03899 \text{ MPa}$

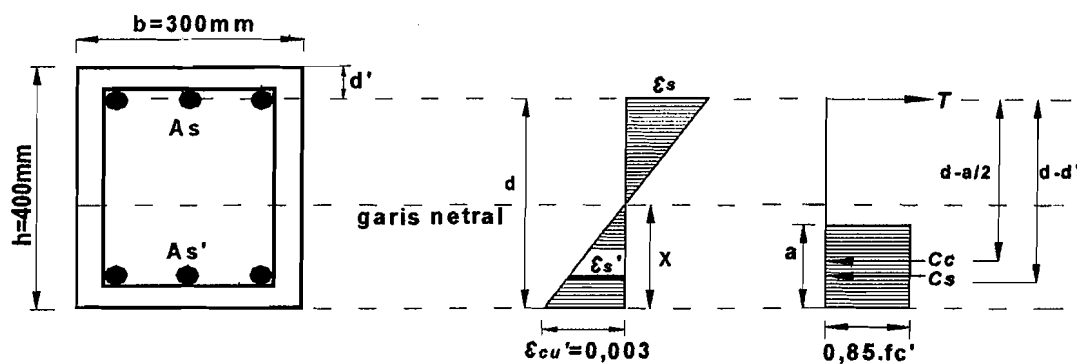
5. Pembebanan balok anak meliputi beban mati dan beban hidup.
6. Jenis pembebanan, beban merata.

Data-data input program komputer dan hasil output program disajikan dalam lampiran-lampiran. Dalam hal ini gaya-gaya dalam untuk kepentingan perencanaan disajikan dalam Tabel 5.2 Momen Rencana Balok Anak, Tabel 5.3 Gaya Geser Rencana dan Reaksi Dukungan Balok Anak.

5.2.4 Penulangan Lentur Balok Anak

Sebagai contoh perhitungan lentur balok anak dan perhitungan momen nominal aktual balok ditinjau pada balok anak type g adalah sebagai berikut (Cara perhitungan menurut: Dipohusodo,1996):

- Untuk momen negatif/ tumpuan ($M_{n \text{ tump}} = 150.666 \text{ kNm}$)



Gambar 5.8 Analisis balok bertulangan rangkap tumpuan untuk momen negatif

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 20}{400} \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0217$$

$$\rho_{min} = 1,4/f_y = 1,4/400 = 0,0035$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0217 = 0,0163$$

$$\rho_{min} < \rho \leq \rho_{maks} \text{ diambil } \rho = (0,0035 + 0,0217)/4 = 0,0063$$

$$d' = P(\text{selimut beton}) + \emptyset \text{ tul. Sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. lentur}$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 62,50 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 400 - 62,5 = 337,5 \text{ mm}$$

$$x = \frac{600}{(600 + f_y)} \times d = \frac{600}{(600 + 400)} \times 337,50 = 202,5 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot x = 0,85 \cdot 202,500 = 172,125 \text{ mm}$$

Luas tulangan tarik

$$A_{s1} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0063 \cdot 300 \cdot 337,5 = 637,875 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_{s1} \cdot f_y = 637,875 \cdot 400 = 255150 \text{ kN}$$

$$M_{n1} = T_1 \cdot (d - a/2) = 255150 \cdot (337,5 - 172,125/2)$$

$$= 64,154 \text{ kNm} < (M_u/0,8 = 80,193 \text{ kNm})$$

$$M_n = M_u/0,8 = 150.666 / 0,8 = 188,332 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = M_n - M_{n1} = 188,332 - 80,193 = 108,194 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = C_s \cdot (d - d') \text{ atau } M_{n2} = T_2 \cdot (d - d')$$

$$T_2 = C_s = M_{n2}/(d - d') = 108,194 \cdot 10^6 / (337,5 - 62,50) = 393430,909 \text{ kN}$$

Periksa regangan tulangan tekan:

$$\varepsilon_s = [(x - d')/x] \varepsilon_{cu} = [(202,5 - 62,50)/202,50] 0,003 = 0,0021$$

$$\varepsilon_y = f_y/E_s = 400/200000 = 0,002$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y$$

Dianggap baja tekan telah leleh saat beton tekan mencapai regangan hancur 0,003

$$\text{dan } f'_s = f_y = 400 \text{ MPa}$$

Luas tulangan tekan:

$$A_s' = C_s/f'_s = 393430,909/400 = 983,577 \text{ mm}^2$$

Tambahan luas tulangan tarik:

$$A_{s2} = T_2/f_y = 393430,909/400 = 983,577 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan tarik:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 637,875 + 983,577 = 1621,452 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan:

$$\text{- Tulangan tarik/atas : } 4\mathbf{D25} = 1963,495 \text{ mm}^2 > A_s = 1621,452 \text{ mm}^2$$

$$\text{- Tulangan tekan/bawah : } 3\mathbf{D25} = 1472,622 \text{ mm}^2 > A_s' = 983,577 \text{ mm}^2$$

Periksa kapasitas penampang:

$$A_s = 1963,495 \text{ mm}^2, A_s' = 1472,622 \text{ mm}^2$$

$$d' = 62,50 \text{ mm}, d = 337,5 \text{ mm}$$

Anggap tulangan tarik dan tulangan tekan telah leleh:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot a = 5100a$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) = 1472,622 \cdot (400 - 0,85 \cdot 20) = 752018,741 \text{ N}$$

$$T = A_s \cdot f_y = 1963,495 \cdot 400 = 785398 \text{ N}$$

Keseimbangan gaya-gaya dalam:

$$T = C_c + C_s$$

$$785398 = 5100a + 752018,741$$

$$a = 6,545 \text{ mm}$$

$$x = a / \beta_1 = 6,545 / 0,85 = 7,700 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = [(x - d') / x] \varepsilon_{cu} = [(7,700 - 62,50) / 7,700] 0,003 = -0,0213 < (\varepsilon_y = 0,002)$$

$$\varepsilon_s = [(d - x) / x] \varepsilon_{cu} = [(337,5 - 7,700) / 7,700] 0,003 = 0,128 > (\varepsilon_y = 0,002)$$

Anggapan tidak benar, tulangan tekan belum leleh diperlukan mencari garis netral terlebih dahulu:

Untuk mendapat nilai x digunakan persamaan sebagai berikut:

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1) \cdot x^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot x - 600 \cdot d' \cdot A_s' = 0$$

$$(0,85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 0,85) x^2 + (600 \cdot 1472,622 - 1963,495 \cdot 400) x - 600 \cdot 62,5 \cdot 1472,622 = 0$$

$$4335 x^2 + 392699 x - 73631062,50 = 0$$

dari persamaan di atas didapat $x = 92,664$ mm

$$f_s' = [(x - d') / x] 600 = [(92,664 - 62,50) / 92,664] 600 = 195,312 \text{ MPa} < (f_y = 400 \text{ MPa})$$

Periksa rasio tulangan

$$\begin{aligned} \rho &= A_s / (b \cdot d) \\ &= A_s - [(A_s' \cdot f_s') / f_y] / (b \cdot d) \\ &= 1963,495 - [(1472,622 \cdot 195,312) / 400] / (300 \cdot 337,5) \\ &= 0,0123 \end{aligned}$$

$(\rho_{min} 0,0035) < \rho = 0,0123 \leq (\rho_{maks} = 0,0163)$, memenuhi syarat

$$a = 0,85 \cdot x = 0,85 \cdot 92,664 = 78,764 \text{ mm}$$

Hitung momen nominal aktual negatif tumpuan:

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 78,764 \cdot 10^{-3} = 401,696 \text{ kN}$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s' = 1472,622 \cdot 195,312 \cdot 10^{-3} = 383,494 \text{ kN}$$

$$M_{nak} = C_c [d - (a / 2)] + C_s \cdot (d - d')$$

$$= 401,696 [337,5 - (78,764 / 2)] + 383,494 \cdot (337,5 - 62,5) \cdot 10^{-3} = 225,214 \text{ kNm}$$

$(\Phi M_{nak tump} = 0,8 \cdot 225,214 = 180,171 \text{ kNm}) > (M_{u tump} = 150,666 \text{ kNm})$ – aman-

- Untuk momen positif/ lapangan ($M_{u lap} = 94,953 \text{ kNm}$)

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 20}{400} 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0217 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y = 1,4 / 400 = 0,0035$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0217 = 0,0163$$

$$\rho_{\min} < \rho \leq \rho_{\max} \text{ diambil } \rho = (0,0035 + 0,0217)/4 = 0,0063$$

$$\begin{aligned} d' &= P(\text{selimut beton}) + \emptyset \text{ tul. Sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. lentur} \\ &= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 62,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d = h - d' = 400 - 62,5 = 337,50 \text{ mm}$$

$$x = \frac{600}{(600 + f_y)} \times d = \frac{600}{(600 + 400)} \times 337,50 = 202,500 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot x = 0,85 \cdot 202,50 = 172,125 \text{ mm}$$

Luas tulangan tarik

$$A_{s1} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0063 \cdot 300 \cdot 337,50 = 637,875 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_{s1} \cdot f_y = 637,875 \cdot 400 = 255150 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{n1} &= T_1 \cdot (d - a/2) = 255150 \cdot (337,50 - 172,125/2) \\ &= 64,154 \text{ kNm} < (M_u/0,8 = 80,193 \text{ kNm}) \end{aligned}$$

$$M_n = M_u/0,8 = 94,953/0,8 = 118,691 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = M_n - M_{n1} = 118,691 - 80,193 = 38,498 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = C_s \cdot (d - d') \text{ atau } M_{n2} = T_2 \cdot (d - d')$$

$$T_2 = C_s = M_{n2}/(d - d') = 38,498 \cdot 10^6 / (337,50 - 62,50) = 139993,636 \text{ kN}$$

Periksa regangan tulangan tekan:

$$\varepsilon_s = [(x - d')/x] \varepsilon_{cu} = [(202,50 - 62,50)/202,50] \cdot 0,003 = 0,0021$$

$$\varepsilon_y = f_y/E_s = 400/200000 = 0,002$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y$$

Dianggap baja tekan telah leleh saat beton tekan mencapai regangan hancur 0,003

$$\text{dan } f'_s = f_y = 400 \text{ MPa}$$

Luas tulangan tekan:

$$A_s' = C_s/f'_s = 139993,636/400 = 349,984 \text{ mm}^2$$

Tambahan luas tulangan tarik:

$$A_{s2} = T_2/f_y = 139993,636/400 = 349,984 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan tarik:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 637,875 + 349,984 = 987,859 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan:

- Tulangan tarik/atas : **3D25** = $1472,621 \text{ mm}^2 > A_s = 987,859 \text{ mm}^2$

- Tulangan tekan/bawah : **2D25** = $981,748 \text{ mm}^2 > A_s' = 349,984 \text{ mm}^2$

Periksa kapasitas penampang:

$$A_s = 1472,621 \text{ mm}^2, A_s' = 981,748 \text{ mm}^2$$

$$d' = 62,50 \text{ mm}, d = 337,50 \text{ mm}$$

Anggap tulangan tarik dan tulangan tekan telah leleh:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot a = 5100a$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) = 981,748 \cdot (400 - 0,85 \cdot 20) = 564014,056 \text{ N}$$

$$T = A_s \cdot f_y = 1472,621 \cdot 400 = 589048,622 \text{ N}$$

Keseimbangan gaya-gaya dalam:

$$T = C_c + C_s$$

$$589048,622 = 5100a + 564014,056$$

$$a = 4,909 \text{ mm}$$

$$x = a/\beta_1 = 4,909/0,85 = 5,775 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = [(x - d')/x] \varepsilon_{cu} = [(5,775 - 62,50)/5,775]0,003 = -0,0295 < (\varepsilon_y = 0,002)$$

$$\varepsilon_s = [(d - x)/x] \varepsilon_{cu} = [(337,50 - 5,775)/5,775]0,003 = 0,172 > (\varepsilon_y = 0,002)$$

Anggapan tidak benar, tulangan tekan belum leleh diperlukan mencari garis netral

terlebih dahulu:

Untuk mendapat nilai x digunakan persamaan sebagai berikut:

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

$$(0,85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 0,85) x^2 + (600 \cdot 981,748 - 1472,621 \cdot 400)x - 600 \cdot 62,5 \cdot 981,748 = 0$$

$$4335 x^2 + 294524,20 x - 55223287,50 = 0$$

dari persamaan di atas didapat $x = 83,883$ mm

$$f_s' = [(x - d') / x] 600 = [(83,883 - 62,50) / 83,883] \cdot 600 = 152,949 < (f_y = 400 \text{ MPa})$$

Periksa rasio tulangan

$$\rho = A_s / (b \cdot d)$$

$$= A_s - [(A_s' \cdot f_s') / f_y] / (b \cdot d)$$

$$= 1472,621 - [(981,748 \cdot 152,949) / 400] / (300 \cdot 337,50)$$

$$= 0,0108$$

$(\rho_{min} 0,0035) < \rho = 0,0108 \leq (\rho_{maks} = 0,0163)$, memenuhi syarat

$$a = 0,85 \cdot x = 0,85 \cdot 83,883 = 71,301 \text{ mm}$$

Hitung momen nominal aktual negatif tumpuan:

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a = 0,85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 71,301 \cdot 10^{-3} = 363,633 \text{ kN}$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s' = 981,748 \cdot 152,949 \cdot 10^{-3} = 225,236 \text{ kN}$$

$$M_{mak} = C_c [d - (a/2)] + C_s \cdot (d - d')$$

$$= 363,633 [337,5 - (71,301/2)] + 225,236 \cdot (337,5 - 62,5) \cdot 10^{-3}$$

$$= 171,702 \text{ kNm}$$

$(\Phi M_{mak\ lap} = 0,8 \cdot 171,702 = 137,362 \text{ kNm}) > (M_{u\ lap} = 94,953 \text{ kNm})$ -- aman-

Dengan cara yang sama didapat penulangan lentur untuk semua balok anak, disajikan dalam Tabel 5.4.

5.2.5 Penulangan Geser Balok Anak

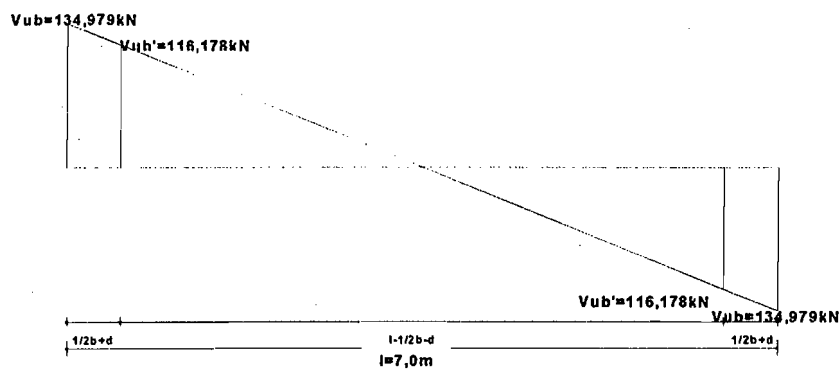
Sebagai contoh perhitungan penulangan geser balok anak ditinjau pada balok anak type g adalah sebagai berikut ini (Dipohusodo, 1996)

$$V_{u,b} = 134,979 \text{ kN}$$

$$V_{u,b}' = [(2 \cdot V_{u,b}) \cdot (l - 1/2 \cdot b - d) / l] - V_{u,b} \quad (\text{lihat Gambar 5.9})$$

$$= [(2 \cdot 134,979) \cdot (7 - 1/2 \cdot 0,30 - 0,3375) / 7] - 134,979$$

$$= 116,178 \text{ kN}$$



Gambar 5.9 Distribusi gaya geser balok anak type g

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{20} \cdot 350 \cdot 337,50 \cdot 10^{-3} = 75,467 \text{ kN}$$

$$V_s = V_{u,b}' / 0,6 - V_c$$

$$= 116,178 / 0,6 - 75,467 = 118,164 \text{ kN}$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$$

Dipakai sengkang P10, mutu baja $f_y = 240 \text{ MPa}$

$$A_v = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 3,14 \cdot 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$S = (78,54 \cdot 240 \cdot 337,50) / 118,164 \cdot 10^3 = 53,838 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = d/2 = 337,5/2 = 168,750 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang **P10 – 50**

Kontrol kuat geser:

$$V_{u,b} \leq 0,6 \cdot (V_c + V_s)$$

$$116,178 \leq 0,6 \cdot (75,467 + (78,54 \cdot 240 \cdot 337,50)/50 \cdot 10^3)$$

$$116,178 \leq 121,621 \text{ kN}$$

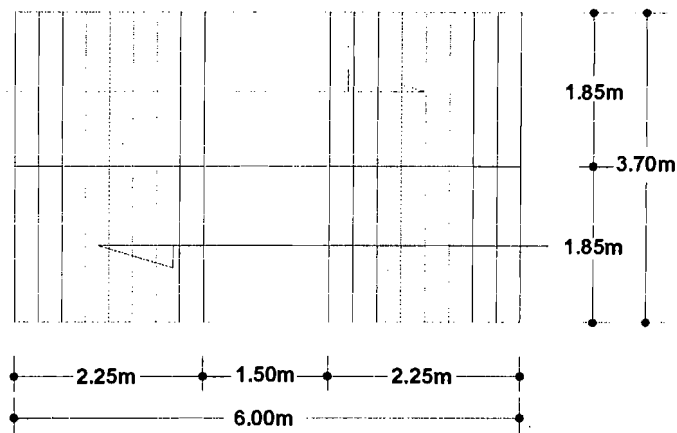
- aman-

Dengan cara yang sama didapat penulangan geser untuk semua balok anak,
disajikan dalam Tabel 5.5

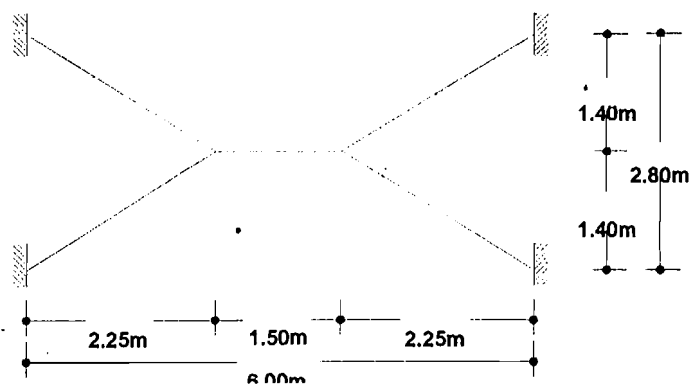
5.3 Perencanaan Tangga

Perencanaan tangga meliputi perencanaan optrede dan antrede, pembebanan tangga dan bordes, penulangan pelat tangga dan bordes, penulangan balok bordes.

Perencanaan tangga disajikan pada Gambar 5.10 dan Gambar 5.11.



Gambar 5.10 Tangga tampak atas



Gambar 5.11 Tangga tampak samping

5.3.1 Perencanaan Optrede dan Antrede

Langkah-langkah perencanaan optrede dan antrede adalah sebagai berikut ini:

$$\operatorname{tg} \alpha^{\circ} = O/A = 1,4/2,25 = 0,622$$

$$\alpha^{\circ} = 31,891^{\circ}$$

$$O = A \cdot 0,622$$

$$2 \cdot O + A = 65$$

$$2 \cdot 0,622 \cdot A + A = 65$$

dari persamaan di atas didapat $A = 28,966$ cm, diambil $A = 29$ cm

$$O = 29 \cdot 0,622 = 18,038 \text{ cm, diambil } O = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Jumlah Optrede} = 140/18 = 7,778 = 8 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah Antrede} = 8 - 1 = 7 \text{ buah}$$

$$\text{Tinggi injakan, } O = 140/8 = 17,50 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar injakan, } A = 225/7 = 32,143 \text{ cm}$$

Tebal pelat tangga

$$h_t = 140 \text{ mm}$$

$$h_b = (h_t / \cos \alpha) + \frac{1}{2} \cdot O$$

$$= (140 / \cos 31,891^{\circ}) + \frac{1}{2} \cdot 175 = 252 \text{ mm}$$

5.3.2 Pembebanan Tangga dan Bordes

Pembebanan tangga dan bordes menurut PPPURDG 1987.

a. Beban mati (per 1 m):

- Berat tangga : $\frac{1}{2} \cdot 0,175 \cdot 1 \cdot 24 = 2,10 \text{ kN/m}$ (tidak termasuk pelat)

- Tegel : $0,02 \cdot 1 \cdot 24 = 0,480 \text{ kN/m}$

- Spesi : $0,04 \cdot 1 \cdot 21 = 0,840 \text{ kN/m}$

- Sandaran : $0,08 \cdot 1 \cdot 24 = 1,920 \text{ kN/m}$

$$w_D = 5,340 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup (per 1 m)

- Tangga: $w_L = 3 \text{ kN/m}$

5.3.3 Analisis Struktur Tangga dan Bordes

Analisis struktur tangga dihitung menggunakan program aplikasi komputer SAP 2000, dengan pemasukan data-data sebagai berikut:

1. Nomor joint dan elemen sesuai dengan Gambar 5.11
2. Dukungan pada no joint dianggap jepit.
3. Beban tangga dan bordes terdiri dari beban mati dan beban hidup.
4. Ukuran penampang pelat tangga dan bordes: $b = 1000 \text{ mm}$, $h = 140 \text{ mm}$.
5. Modulus elastisitas beton $E = 4700 \sqrt{f'_c}$ dengan $f'_c = 20 \text{ MPa}$.

$$\text{Jadi } E = 4700 \sqrt{20} = 21019,03899 \text{ MPa}$$

Data input program dan hasil hitungan disajikan dalam lampiran-lampiran.

5.3.4 Penulangan Pelat Tangga dan Bordes

Penulangan pelat tangga dan bordes, dipilih pelat tangga yang memiliki momen yang terbesar untuk mewakili tulangan atas dan bawah, sebagai berikut:

$$M_D = 28,317 \text{ kN/m}$$

$$M_L = 9,834 \text{ kN/m}$$

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

$$= 1,2 \cdot 28,317 + 1,6 \cdot 9,834 = 49,714 \text{ kN/m}$$

Digunakan tulangan pokok P12

$$h = 140 \text{ mm}$$

$$d' = 15 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 21 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 140 - 21 = 119 \text{ mm}$$

$$M_u = 49,714 \text{ kN/m}$$

$$\frac{M_u}{0,8} = \frac{49,714}{0,8} = 62,143 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_u}{0,8} = C_c \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right] = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left[d - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$62,143 \cdot 10^6 = 0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot a \cdot \left[119 - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

$$62,143 \cdot 10^6 = 2023000a - 8500a^2$$

dari persamaan di atas didapat $a = 36,235 \text{ mm}$

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

$$0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 36,235 = A_s \text{ perlu} \cdot 240$$

$$A_s \text{ perlu} = 2566,646 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 1000 \cdot 140 = 350 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} > A_s \text{ min}$, maka dipakai $A_s \text{ perlu}$

tersedia tulangan P12 $A_s \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 113,097 \text{ mm}^2$

jarak tulangan perlu, $s_{\text{perlu}} = (113,097 \cdot 1000) / 2566,646 = 44,064 \text{ mm}$

dipakai **P12 – 40**

Luas tulangan dipakai $A_s \text{ pakai} = (113,097 \cdot 1000) / 40 = 2827,425 \text{ mm}^2$

$A_s \text{ pakai} = 2827,425 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 2566,646 \text{ mm}^2$ -aman-

- Penulangan bagi/susut

$A_s \text{ perlu} = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 140 = 252 \text{ mm}^2$

tersedia tulangan P8, $A_s \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot p^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,265 \text{ mm}^2$

jarak tulangan perlu, $s_{\text{perlu}} = (50,265 \cdot 1000) / 252 = 199,464 \text{ mm}^2$

dipakai tulangan bagi **P8 – 150**

Luas tulangan dipakai $A_s \text{ pakai} = (50,265 \cdot 1000) / 150 = 335,100 \text{ mm}^2$

$A_s \text{ pakai} = 335,100 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 252 \text{ mm}^2$ -aman-

BAB VI

ANALISIS STRUKTUR PORTAL

Analisis struktur portal dihitung menggunakan program aplikasi komputer SAP 2000, dengan memasukkan data-data sebagai berikut:

1. Nomor joint dan frame, disesuaikan dengan bentuk dan ukuran portal.
2. Dukungan portal dianggap jepit.
3. Ukuran penampang balok dan kolom.
4. Modulus elastis beton $E = 4700\sqrt{f'_c}$ dengan $f'_c = 20$ MPa.

$$\text{Jadi } E = 4700\sqrt{20} = 21019,039 \text{ MPa}$$

5. Pembebanan portal, meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa.
6. Jenis pembebanan, beban merata dan beban terpusat.

Data-data input program komputer disajikan dalam lampiran-lampiran. Hasil output dari perhitungan analisis struktur portal, berupa reaksi dukungan, joint displacements, dan gaya-gaya dalam untuk keperluan perhitungan desain balok dan kolom sebagai elemen portal, disajikan dalam lampiran-lampiran. Langkah-langkah pemrograman SAP2000.

Selanjutnya akan dibahas mengenai perhitungan pembebanan portal sebagai input dalam program aplikasi komputer SAP2000 untuk kepentingan analisis struktur portal.

6.1 Perhitungan Pembebanan Portal

Pembebanan portal meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa kiri/kanan. Besarnya beban yang dipakai sesuai dengan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987.

1. Beban yang digunakan meliputi:

a. Beban Mati

Beban mati ditetapkan seperti tercantum pada Tabel 6.1

Tabel 6.1 Beban Mati

No	Jenis Material	Beban
1.	Beton bertulang	24 kN/m ³
2.	Tegel	24 kN/m ³
3.	Spesi	21 kN/m ³
4.	Tembok	2,5 kN/m ³

Perhitungan pembebanan pelat lantai untuk beban mati per m².

$$\text{- Pelat beton : } 0,12 \cdot 24 = 2,880 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Tegel : } 0,02 \cdot 24 = 0,480 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Spesi : } 0,04 \cdot 21 = 0,840 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{w_D = 4,200 \text{ kN/m}^2}$$

Perhitungan pembebanan pelat tribun untuk beban mati per m².

$$\text{- Pelat beton : } 0,10 \cdot 24 = 2,400 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Finishing : } 0,02 \cdot 24 = 0,480 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{w_D = 2,880 \text{ kN/m}^2}$$

b. Beban Hidup

Beban hidup Gedung Olah Raga untuk lantai ditetapkan = $4,00 \text{ kN/m}^2$, untuk tribun $5,00 \text{ kN/m}^2$ dan beban hidup untuk pekerja atap ditetapkan = 1 kN/m^2 .

c. Beban Gempa

Beban gempa dihitung berdasarkan Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung.

Gaya geser total akibat gempa ditentukan berdasarkan metode statik ekuivalen menurut persamaan: (PPKGURDG 1987)

$$V = C.I.K.W_i$$

dengan ; C adalah koefisien gempa dasar, I adalah faktor keutamaan diambil $I = 1,5$, K adalah faktor jenis struktur diambil $K = 1$ untuk daktilitas penuh dan $K = 2$ untuk daktilitas terbatas , serta W_i adalah massa bangunan.

Untuk perencanaan daktilitas penuh (Kusuma dan Andriono, 1993):

$$V = C.I.K.W_i$$

Distribusi beban lateral ke masing-masing tingkat dihitung dengan persamaan (PPKGURDG 1987):

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

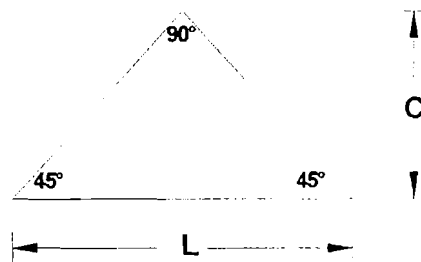
dengan; F_i adalah Gaya geser horizontal akibat gempa pada lantai ke- i , h_i adalah tinggi lantai ke- i terhadap lantai dasar, V adalah gaya geser horizontal total akibat gempa, dan W_i adalah beban total tiap lantai.

2. Jenis pembebanan portal meliputi:

a. Pembebanan Merata

Pembebanan merata adalah distribusi beban pelat ke balok tumpuan, dalam hal ini digunakan cara pembebanan amplop, dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

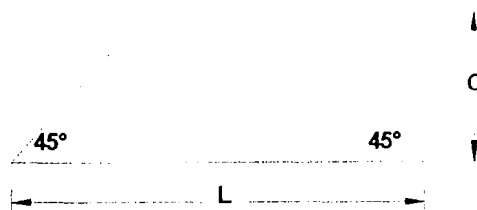
- Untuk beban bentang pendek



Gambar 6.1 Distribusi beban merata pada bentang pendek

Beban merata = beban per $m^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot C$

- Untuk beban bentang panjang

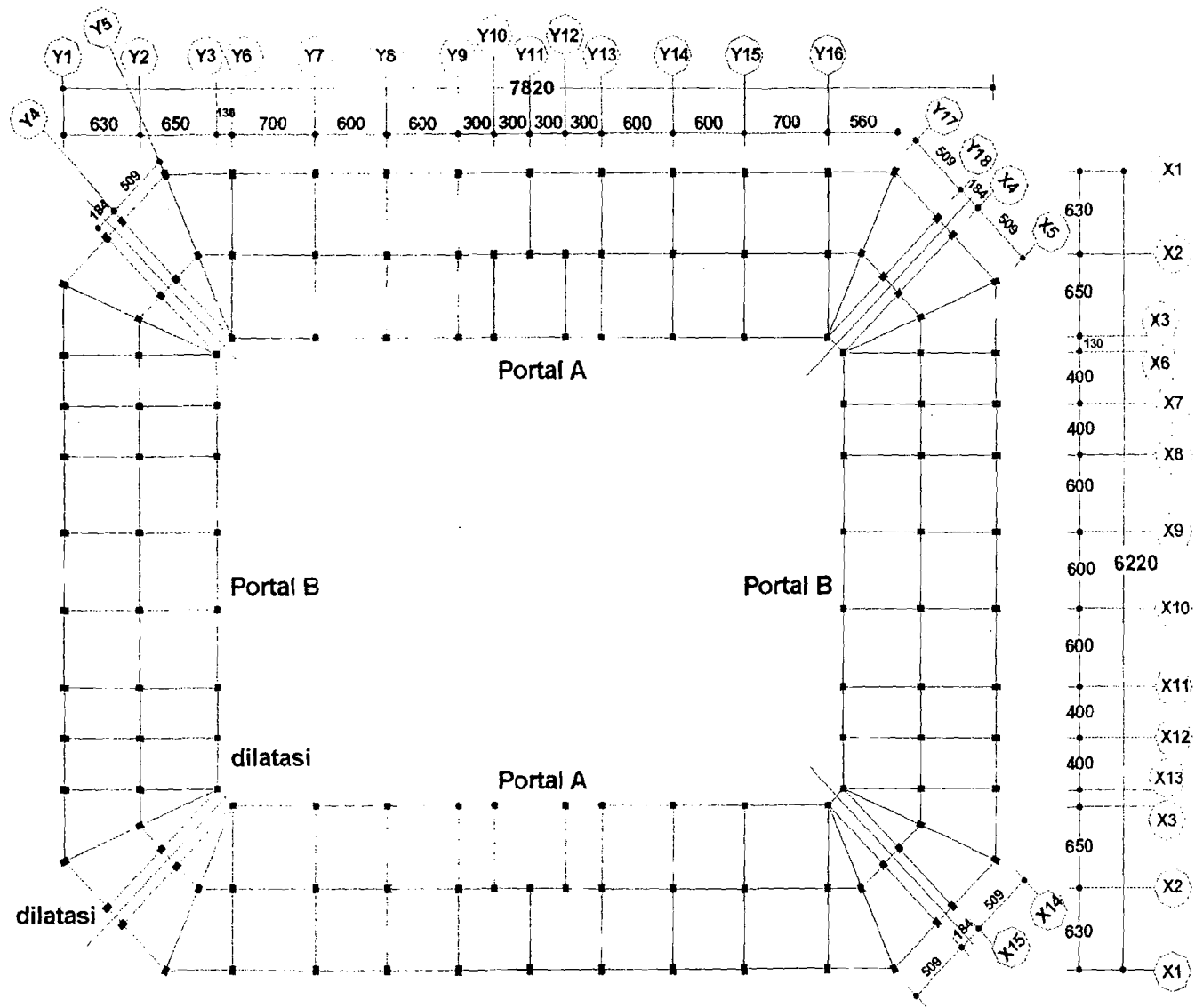


Gambar 6.2 Distribusi beban merata pada bentang panjang

Beban merata = beban per $m^2 \cdot (1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{C^2}{L^2}) \cdot C$

b. Pembebanan Titik

Pembebanan titik untuk beban mati dan beban hidup, berasal dari reaksi tumpuan balok anak dan reaksi tumpuan rangka baja yang telah dihitung



Gambar 6.3 Denah Rencana Portal

sebelumnya pada perencanaan balok anak (Bab V) untuk beban titik akibat balok anak, dan perencanaan atap (Bab IV) untuk beban titik akibat rangka baja.

PORTAL A

6.1.1 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-X1)

A. Beban Gravitasi Mati

a. Beban mati atap merata

- Balok ring = $0,4 \times 0,4$ m

- Listplank = 3,456 kN/m

b. Beban mati atap terpusat

$P_D 1 =$ Rangka atap K1 = 147,7075 kN

$P_D 1'' =$ Rangka atap K1'' = 139,4007 kN

$P_D 2 =$ Rangka atap K2 = 126,3581 kN

$P_D 3 =$ Rangka atap K3 = 100,1735 kN

$P_D 4 =$ Rangka atap K4 = 87,3069 kN

$P_D 5 =$ Rangka atap K9 = 6,0000 kN

$P_a = 3,71$ kN

c. Beban mati merata lantai

- Tribun (lantai 3)

- Pelat a = $(1,075 \cdot 3,15) \cdot 2,880 = 9,752$ kN/m

balok = $0,25 \times 0,7$

- Pelat b = $(1 - (4/3 \cdot 3,15^2/5,75^2)) \cdot 3,15 \cdot 2,880 = 5,442$ kN/m

balok = $0,25 \times 0,7$

$$\text{- Pelat c} = (1 - (4/3 \cdot 3,15^2/4,55^2)) \cdot 3,15 \cdot 2,880 = 3,275 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat d} = (1 - (4/3 \cdot 3,15^2/7^2)) \cdot 3,15 \cdot 2,880 = 6,623 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat e} = (1 - (4/3 \cdot 3,15^2/6^2)) \cdot 3,15 \cdot 2,880 = 5,738 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat f} = (1 - (4/3 \cdot 3,15^2/6^2)) \cdot 3,15 \cdot 2,880 = 5,738 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

- Lantai 2

$$\text{- Pelat a} = (1,075 \cdot 1,575) \cdot 4,2 = 5,442 \text{ kN/m}$$

$$\text{tembok} = (4,5 - 0,7) \cdot 2,5 = 9,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat b} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/5,75^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2 = 5,953 \text{ kN/m}$$

$$\text{tembok} = (4,5 - 0,7) \cdot 2,5 = 9,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat c} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/4,55^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2 = 5,558 \text{ kN/m}$$

$$\text{tembok} = (4,5 - 0,7) \cdot 2,5 = 9,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat d} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/7^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2 = 6,168 \text{ kN/m}$$

$$\text{tembok} = (4,5 - 0,7) \cdot 2,5 = 9,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat e} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/6^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2 = 6,007 \text{ kN/m}$$

$$\text{tembok} = (4,5 - 0,7) \cdot 2,5 = 9,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat f = tembok} = (4,5 - 0,7) \cdot 2,5 = 9,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

- Lantai 1

$$\text{- Pelat a} = (1,075 \cdot 1,575) \cdot 4,2 = 5,442 \text{ kN/m}$$

$$\text{tembok} = (3,0 - 0,7) \cdot 2,5 = 5,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat b} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/5,75^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2 = 5,953 \text{ kN/m}$$

$$\text{tembok} = (3,0 - 0,7) \cdot 2,5 = 5,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat c} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/4,55^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2 = 5,558 \text{ kN/m}$$

$$\text{tembok} = (3,0 - 0,7) \cdot 2,5 = 5,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat d} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/7^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2 = 6,168 \text{ kN/m}$$

$$\text{tembok} = (3,0 - 0,7) \cdot 2,5 = 5,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat e} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/6^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2 = 6,007 \text{ kN/m}$$

$$\text{tembok} = (3,0 - 0,7) \cdot 2,5 = 5,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

$$\text{- Pelat f = tembok} = (3,0 - 0,7) \cdot 2,5 = 5,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,25 \times 0,7$$

d. Beban mati terpusat

- Tribun (Lantai 3)

$$- P_b = 3,28 \text{ kN}$$

$$- P = 9,702 \text{ kN}$$

B. Beban Gravitasi Hidup

a. Beban hidup atap terpusat

$$P_L 1 = \text{Pekerja rangka atap K1} = 20,50 \text{ kN}$$

$$P_L 1'' = \text{Pekerja rangka atap K1''} = 20,50 \text{ kN}$$

$$P_L 2 = \text{Pekerja rangka atap K2} = 18 \text{ kN}$$

$$P_L 3 = \text{Pekerja rangka atap K3} = 18 \text{ kN}$$

$$P_L 4 = \text{Pekerja rangka atap K4} = 18 \text{ kN}$$

$$P_L 5 = \text{Rangka atap K9} = 3,0000 \text{ kN}$$

b. Beban hidup merata lantai

- Tribun (lantai 3)

$$- \text{Pelat a} = (1,075 \cdot 3,15) \cdot 5 = 16,931 \text{ kN/m}$$

$$- \text{Pelat b} = (1 - (4/3 \cdot 3,15^2/5,75^2)) \cdot 3,15 \cdot 5 = 9,448 \text{ kN/m}$$

$$- \text{Pelat c} = (1 - (4/3 \cdot 3,15^2/4,55^2)) \cdot 3,15 \cdot 5 = 5,686 \text{ kN/m}$$

$$- \text{Pelat d} = (1 - (4/3 \cdot 3,15^2/7^2)) \cdot 3,15 \cdot 5 = 11,498 \text{ kN/m}$$

$$- \text{Pelat e} = (1 - (4/3 \cdot 3,15^2/6^2)) \cdot 3,15 \cdot 5 = 9,962 \text{ kN/m}$$

$$- \text{Pelat f} = (1 - (4/3 \cdot 3,15^2/6^2)) \cdot 3,15 \cdot 5 = 9,962 \text{ kN/m}$$

- Lantai 2 dan Lantai 1

$$- \text{Pelat a} = (1,075 \cdot 1,575) \cdot 4 = 6,772 \text{ kN/m}$$

$$- \text{Pelat b} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/5,75^2)) \cdot 1,575 \cdot 4 = 5,669 \text{ kN/m}$$

$$- \text{Pelat c} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/4,55^2)) \cdot 1,575 \cdot 4 = 5,293 \text{ kN/m}$$

$$- \text{Pelat d} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/7^2)) \cdot 1,575 \cdot 4 = 5,874 \text{ kN/m}$$

$$- \text{Pelat } e = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/6^2)) \cdot 1,575 \cdot 4 = 5,721 \text{ kN/m}$$

C. Beban Gempa

a. Berat atap

Beban mati

$$- \text{Balok ring} : 0,4 \cdot 0,4 \cdot 72,592 \cdot 24 = 278,753 \text{ kN}$$

$$- \text{Kolom} : (0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,2 \cdot 24) \cdot 13 = 131,040 \text{ kN}$$

$$P_D 1 = \text{Rangka atap K1} = 3 \cdot 147,7075 = 443,123 \text{ kN}$$

$$P_D 1'' = \text{Rangka atap K1}'' = 2 \cdot 139,4007 = 278,801 \text{ kN}$$

$$P_D 2 = \text{Rangka atap K2} = 2 \cdot 126,3581 = 252,716 \text{ kN}$$

$$P_D 3 = \text{Rangka atap K3} = 2 \cdot 100,1735 = 200,374 \text{ kN}$$

$$P_D 4 = \text{Rangka atap K4} = 2 \cdot 87,3069 = 174,614 \text{ kN}$$

$$P_D 9 = \text{Rangka atap K9} = 2 \cdot 6,000 = 12,000 \text{ kN}$$

$$P_a = 3,71 \cdot 35 = 129,85 \text{ kN}$$

$$w_D = 1901,244 \text{ kN}$$

Beban hidup

$$P_L 1 = \text{Pekerja rangka atap K1} = 3 \cdot 20,50 = 61,50 \text{ kN}$$

$$P_L 1'' = \text{Pekerja rangka atap K1}'' = 2 \cdot 20,50 = 41 \text{ kN}$$

$$P_L 2 = \text{Pekerja rangka atap K2} = 2 \cdot 18 = 36 \text{ kN}$$

$$P_L 3 = \text{Pekerja rangka atap K3} = 2 \cdot 18 = 36 \text{ kN}$$

$$P_L 4 = \text{Pekerja rangka atap K4} = 2 \cdot 18 = 36 \text{ kN}$$

$$P_L 9 = \text{Rangka atap K9} = 2 \cdot 3,00 = 6 \text{ kN}$$

$$w_L = 216,500 \text{ kN}$$

$$\text{Total berat atap} = w_D + w_L = 1901,244 + 216,500 = 2117,744 \text{ kN}$$

b. Berat Tribun (Lantai 3)

Beban mati

$$\text{- Pelat : a: } 9,572 \cdot 2 \cdot 0,919 = 17,593 \text{ kN}$$

$$\text{b: } 5,442 \cdot 2 \cdot 5,827 = 63,421 \text{ kN}$$

$$\text{c: } 3,275 \cdot 2 \cdot 4,55 = 29,803 \text{ kN}$$

$$\text{d: } 6,623 \cdot 2 \cdot 7 = 92,272 \text{ kN}$$

$$\text{e: } 5,738 \cdot 4 \cdot 6 = 137,712 \text{ kN}$$

$$\text{f: } 5,738 \cdot 2 \cdot 6 = 68,856 \text{ kN}$$

$$\text{- Balok: } 0,25 \cdot 0,7 \cdot 24 \cdot 72,592 = 304,886 \text{ kN}$$

$$\text{- Kolom: } 0,5 \cdot 0,7 \cdot 3,45 \cdot 24 \cdot 13 = 376,740 \text{ kN}$$

$$\text{- Tembok: } (2,25 - 0,7) \cdot 2,5 \cdot 72,592 = 281,294 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_b : 3,28 \cdot 35 = 114,800 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_1 : 9,072 \cdot 10 = 90,720 \text{ kN}$$

$$w_D = 1578,097 \text{ kN}$$

Beban hidup

$$\text{- Pelat: } w_L = 711,210 \text{ kN}$$

$$\text{Total berat Tribun (lantai 3) = } w_D + w_L = 1578,097 + 711,210 = 2289,307 \text{ kN}$$

c. Berat Lantai 2

Beban mati

$$\text{- Pelat : a: } 7,111 \cdot 2 \cdot 0,919 = 13,070 \text{ kN}$$

$$\text{b: } 5,953 \cdot 2 \cdot 5,827 = 69,376 \text{ kN}$$

$$\text{c: } 5,558 \cdot 2 \cdot 4,55 = 50,578 \text{ kN}$$

$$\text{d: } 6,168 \cdot 2 \cdot 7 = 86,352 \text{ kN}$$

$$e: 6,007 \cdot 4 \cdot 6 = 144,168 \text{ kN}$$

$$\text{- Balok: } 0,25 \cdot 0,7 \cdot 72,592 \cdot 24 = 304,886 \text{ kN}$$

$$\text{- Kolom: } 0,5 \cdot 0,7 \cdot 3,75 \cdot 24 \cdot 13 = 409,500 \text{ kN}$$

$$\text{- Tembok: } (3,75 - 0,7) \cdot 2,5 \cdot 72,592 = 553,514 \text{ kN}$$

$$w_D = 1631,444 \text{ kN}$$

Beban hidup

$$\text{- Pelat: } w_L = 346,232 \text{ kN}$$

$$\text{Total berat lantai 2} = w_D + w_L = 1631,444 + 346,232 = 1977,676 \text{ kN}$$

d. Berat Lantai 1

Beban mati

$$\text{- Pelat : a: } 7,111 \cdot 2 \cdot 0,919 = 13,070 \text{ kN}$$

$$b: 5,953 \cdot 2 \cdot 5,827 = 69,376 \text{ kN}$$

$$c: 5,558 \cdot 2 \cdot 4,55 = 50,578 \text{ kN}$$

$$d: 6,168 \cdot 2 \cdot 7 = 86,352 \text{ kN}$$

$$e: 6,007 \cdot 4 \cdot 6 = 144,168 \text{ kN}$$

$$\text{- Balok: } 0,25 \cdot 0,7 \cdot 72,592 \cdot 24 = 304,886 \text{ kN}$$

$$\text{- Kolom: } 0,5 \cdot 0,7 \cdot 4,3 \cdot 24 \cdot 13 = 469,560 \text{ kN}$$

$$\text{- Tembok: } (4,3 - 0,7) \cdot 2,5 \cdot 72,592 = 653,328 \text{ kN}$$

$$w_D = 1791,318 \text{ kN}$$

Beban hidup

$$\text{- Pelat: } w_L = 346,232 \text{ kN}$$

$$\text{Total berat lantai 1} = w_D + w_L = 1791,318 + 346,232 = 2137,550 \text{ kN}$$

$$e. \text{ Beban total } W_1 = 2117,744 + 2289,307 + 1977,676 + 2137,550 = 8522,277 \text{ kN}$$

f. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (PPKGURDG, 1987):

$$T = 0,06 \cdot H^{3/4} = 0,06 \cdot 12,7^{3/4} = 0,404 \text{ detik}$$

g. Berdasarkan grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG, 1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T = 0,404$ detik, diperoleh koefisien gempa dasar,

$$C = 0,07.$$

h. Faktor keutamaan gedung olah raga $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURDG, 1987).

i. Gaya geser horizontal total akibat gempa (PPKGURDG, 1987)

$$V = C.I.K.W_i = 0,07 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 8522,277 = 894,839 \text{ kN}$$

Perhitungan distribusi gaya geser gempa disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.2 Distribusi gaya geser gempa **PORTAL A (AS-X1)**

Tingkat	h_i (m)	W_i (kN)	V (kN)	$W_i \cdot h_i$ (kNm)	F_i (kN)
Atap	12,7	2117,744	894,839	26895,349	354,287
3	10,3	2289,307	894,839	23579,862	310,613
2	5,8	1977,676	894,839	11470,521	151,099
1	2,8	2137,550	894,839	5985,140	78,841
	$\Sigma =$	8522,277		67930,872	894,839

6.1.2 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-X2)

A. Beban Gravitasi Mati

a. Beban mati merata lantai

- Tribun (lantai 3)

$$\text{- Pelat a} = 1,075 (3,15 + 3,25) \cdot 2,880 = 19,814 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat b} = ((2/3 \cdot 6,5 \cdot 2,880) + 5,442) = 17,922 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat c} = ((2/3 \cdot 6,5 \cdot 2,880) + 3,275) = 15,755 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat d} = ((1 - (4/3 \cdot 3,25^2/7^2)) \cdot 3,25 \cdot 2,880) + 6,623 = 13,293 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat e} = ((1 - (4/3 \cdot 3,25^2/6^2)) \cdot 3,25 \cdot 2,880) + 5,738 = 11,436 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat f} = ((1 - (4/3 \cdot 3,25^2/6^2)) \cdot 3,25 \cdot 2,880) + 5,738 = 11,436 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat g} = (2/3 \cdot 3,15 \cdot 2,880) + (2/3 \cdot 3,25 \cdot 2,880) = 12,288 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat h} = ((1 - (4/3 \cdot 1,2^2/6^2)) \cdot 1,2 \cdot 2,880) + 5,738 = 9,009 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

- Lantai 2

$$\text{- Pelat a} = ((1,075 \cdot 1,575) + (1,075 \cdot 1,625)) \cdot 4,20 = 14,448 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat b} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/5,75^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2 = 5,953 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

- Lantai 1

$$\text{- Pelat a} = ((1,075 \cdot 1,575) + (1,075 \cdot 1,625)) \cdot 4,20 = 14,448 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat b} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/4,5^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2 = 5,535 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat c} = (1 - (4/3 \cdot 1,575^2/3,5^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2 = 5,275 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat d} = ((1 - (4/3 \cdot 1,625^2/7^2)) \cdot 1,625 \cdot 4,2) + 6,168 = 12,503 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat e} = ((1 - (4/3 \cdot 1,625^2/6^2)) \cdot 1,625 \cdot 4,2) + 6,007 = 12,165 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat f} = ((1 - (4/3 \cdot 1,575^2/3^2)) \cdot 1,575 \cdot 4,2) + ((1 - (4/3 \cdot 1,625^2/3^2)) \cdot 1,625 \cdot 4,2)$$

$$= 4,148 + 4,155 = 8,339 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

$$\text{- Pelat g} = (6,007) + ((1 - (4/3 \cdot 1,625^2/6^2)) \cdot 1,625 \cdot 4,2) = 12,165 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,35 \times 0,45$$

b. Beban mati terpusat

- Tribun (Lantai 3)

$$\text{- } P_b = 3,28 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_1 = 0,3 \cdot 0,4 \cdot 3,15 \cdot 24 = 9,072 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_2 = 0,3 \cdot 0,4 \cdot 3,25 \cdot 24 = 9,360 \text{ kN}$$

B. Beban Gravitasi Hidup

a. Beban hidup merata lantai

- Tribun (lantai 3)

$$\text{- Pelat a} = 34,399 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Pelat b} = 31,115 \text{ kN/m}$$

- Pelat c = 27,352 kN/m
- Pelat d = 23,078 kN/m
- Pelat e = 19,854 kN/m
- Pelat f = 19,854 kN/m
- Pelat g = 21,333 kN/m
- Pelat h = 15,641 kN/m
- Lantai 2
 - Pelat a = 13,760 kN/m
 - Pelat b = 5,669 kN/m
- Lantai 1
 - Pelat a = 13,760 kN/m
 - Pelat b = 5,271 kN/m
 - Pelat c = 5,024 kN/m
 - Pelat d = 11,908 kN/m
 - Pelat e = 11,586 kN/m
 - Pelat f = 7,942 kN/m
 - Pelat g = 11,729 kN/m

C. Beban Gempa

a. Berat Tribun dan Lantai 2

Beban mati

- Pelat : a: $34,262 \cdot 2 \cdot 0,919 = 62,974 \text{ kN}$
- b: $17,992 \cdot 2 \cdot 2,885 = 103,410 \text{ kN}$
- c: $15,755 \cdot 2 \cdot 2,310 = 72,788 \text{ kN}$

$$d: 19,246 \cdot 2 \cdot 7 = 269,444 \text{ kN}$$

$$e: 11,436 \cdot 2 \cdot 6 = 137,232 \text{ kN}$$

$$f: 17,389 \cdot 2 \cdot 6 = 208,668 \text{ kN}$$

$$g: 12,288 \cdot 2 \cdot 3 = 73,728 \text{ kN}$$

$$h: 9,009 \cdot 1 \cdot 6 = 54,054 \text{ kN}$$

$$\text{- Balok: } 0,35 \cdot 0,45 \cdot 24 \cdot 62,228 = 235,222 \text{ kN}$$

$$\text{- Kolom: } 0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,5 \cdot 24 \cdot 13 = 140,400 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_1: 9,072 \cdot 10 = 90,720 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_2: 9,360 \cdot 8 = 74,880 \text{ kN}$$

$$w_D = 1523,520 \text{ kN}$$

Beban hidup

$$\text{- Pelat : a: } 48,159 \cdot 2 \cdot 0,919 = 88,516 \text{ kN}$$

$$b: 31,115 \cdot 2 \cdot 2,885 = 179,534 \text{ kN}$$

$$c: 27,352 \cdot 2 \cdot 2,310 = 126,366 \text{ kN}$$

$$d: 28,747 \cdot 2 \cdot 7 = 402,458 \text{ kN}$$

$$e: 19,854 \cdot 2 \cdot 6 = 238,248 \text{ kN}$$

$$f: 25,523 \cdot 2 \cdot 6 = 306,278 \text{ kN}$$

$$g: 21,333 \cdot 2 \cdot 3 = 127,998 \text{ kN}$$

$$h: 15,641 \cdot 1 \cdot 6 = 93,846 \text{ kN}$$

$$w_L = 1563,244 \text{ kN}$$

$$\text{Total berat Tribun dan lantai 2} = w_D + w_L = 1523,520 + 1563,244 = 3086,764 \text{ kN}$$

b. Berat Lantai 1

Beban mati

- Pelat : a: $14,448 \cdot 2 \cdot 0,919 = 26,555 \text{ kN}$

b: $5,535 \cdot 2 \cdot 2,885 = 31,937 \text{ kN}$

c: $5,275 \cdot 2 \cdot 2,310 = 24,371 \text{ kN}$

d: $12,503 \cdot 2 \cdot 7 = 175,042 \text{ kN}$

e: $12,165 \cdot 4 \cdot 6 = 291,960 \text{ kN}$

f: $8,339 \cdot 2 \cdot 3 = 50,034 \text{ kN}$

g: $12,165 \cdot 2 \cdot 6 = 72,990 \text{ kN}$

- Balok: $0,35 \cdot 0,45 \cdot 62,228 \cdot 24 = 235,222 \text{ kN}$

- Kolom: $(0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,5 \cdot 24 \cdot 13) + (0,5 \cdot 0,6 \cdot 2,8 \cdot 24 \cdot 15) = 442,800 \text{ kN}$

$$w_D = 1350,911 \text{ kN}$$

Beban hidup

- Pelat: $w_L = 640,847 \text{ kN}$

Total berat lantai 1 = $w_D + w_L = 1350,911 + 640,847 = 1991,758 \text{ kN}$

c. Beban total $W_t = 3086,764 + 1991,758 = 5078,522 \text{ kN}$

d. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (PPKGURDG, 1987).

$$T = 0,06 \cdot H^{3/4} = 0,06 \cdot 5,8^{3/4} = 0,224 \text{ detik}$$

e. Berdasarkan grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG, 1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T = 0,224$ detik, diperoleh koefisien gempa dasar,

$$C = 0,07.$$

f. Faktor keutamaan gedung olah raga $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURDG, 1987).

g. Gaya geser horizontal total akibat gempa (PPKGURDG, 1987)

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t = 0,07 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 5078,522 = 533,245 \text{ kN}$$

- h. Distribusi gaya geser horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dihitung dengan rumus berikut ini, (PPKGURDG, 1987)

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

Perhitungan distribusi gaya geser gempa disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.3 Distribusi gaya geser gempa **PORTAL A (AS-X2)**

Tingkat	h_i (m)	W_i (kN)	V (kN)	$W_i \cdot h_i$ (kNm)	F_i (kN)
2	5,8	3086,764	533,245	17903,231	406,591
1	2,8	1991,758	533,245	5576,922	126,654
	$\Sigma =$	5078,522		23480,153	533,245

6.1.3 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-X3)

A. Beban Gravitasi Mati

a. Beban mati merata lantai

- Tribun (lantai 3)

- Pelat a = 10,062 kN/m

balok = 0,35 x 0,45

- Pelat b = 6,670 kN/m

balok = 0,35 x 0,45

- Pelat c = 5,698 kN/m

balok = 0,35 x 0,45

- Pelat d = 5,698 kN/m

balok = 0,35 x 0,45

- Pelat e = 6,240 kN/m

balok = 0,35 x 0,45

- Lantai 1

- Pelat a = 10,062 kN/m

balok = 0,35 x 0,45

- Pelat b = 6,158 kN/m

balok = 0,35 x 0,45

b. Beban mati terpusat

- Tribun (Lantai 3)

- P2 = 9,360 kN

B. Beban Gravitasi Hidup

a. Beban hidup merata lantai

- Tribun (lantai 3)

- Pelat a = 9,583 kN/m

- Pelat b = 11,580 kN/m

- Pelat c = 9,892 kN/m

- Pelat d = 9,892 kN/m

- Pelat e = 10,833 kN/m

- Lantai 1

- Pelat a = 9,583 kN/m

- Pelat b = 5,865 kN/m

C. Beban Gempa

a. Berat Tribun dan Lantai 1

Beban mati

- Pelat : a: $10,062 \cdot 2 \cdot 0,919 = 18,494 \text{ kN}$

b: $6,670 \cdot 2 \cdot 7 = 93,380 \text{ kN}$

c: $5,698 \cdot 2 \cdot 6 = 68,376 \text{ kN}$

d: $5,698 \cdot 2 \cdot 6 = 68,376 \text{ kN}$

e: $6,240 \cdot 2 \cdot 3 = 37,740 \text{ kN}$

f: $6,158 \cdot 1 \cdot 6 = 36,948 \text{ kN}$

- Balok: $0,35 \cdot 0,45 \cdot 24 \cdot 51,838 = 195,948 \text{ kN}$

- Kolom: $0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,8 \cdot 24 \cdot 10 = 168 \text{ kN}$

- Listplank = $6,864 \cdot 51,838 = 355,816 \text{ kN}$

- P_2 : $9,360 \cdot 8 = 74,880 \text{ kN}$

$$w_D = 1117,958 \text{ kN}$$

Beban hidup

- Pelat : a: $9,583 \cdot 2 \cdot 0,919 = 17,614 \text{ kN}$

b: $11,580 \cdot 2 \cdot 7 = 162,120 \text{ kN}$

c: $9,892 \cdot 2 \cdot 6 = 118,704 \text{ kN}$

d: $9,892 \cdot 2 \cdot 6 = 118,704 \text{ kN}$

e: $10,833 \cdot 2 \cdot 3 = 64,998 \text{ kN}$

f: $5,865 \cdot 1 \cdot 6 = 35,190 \text{ kN}$

- Listplank = $1,30 \cdot 51,838 = 67,389 \text{ kN}$

$$w_L = 584,719 \text{ kN}$$

Total berat Tribun dan lantai 1 = $w_D + w_L = 1117,958 + 584,719 = 1702,677 \text{ kN}$

b. Beban total $W_t = 1702,677 \text{ kN}$

c. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (PPKGURDG, 1987):

$$T = 0,06 \cdot H^{3/4} = 0,06 \cdot 2,8^{3/4} = 0,130 \text{ detik}$$

d. Berdasarkan grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG, 1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T = 0,130$ detik, diperoleh koefisien gempa dasar,

$$C = 0,07.$$

e. Faktor keutamaan gedung olah raga $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURDG, 1987).

f. Gaya geser horizontal total akibat gempa (PPKGURDG, 1987)

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t = 0,07 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 1702,677 = 178,781 \text{ kN}$$

g. Distribusi gaya geser horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dihitung dengan rumus berikut ini, (PPKGURDG, 1987)

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

h. $V = 178,781 \text{ kN}$

6.1.4 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-Y5 & Y-17)

A. Beban Gravitasi Mati

a. Beban mati atap terpusat

$$P_D = \text{Rangka atap K4} = 91,017 \text{ kN}$$

$$P = 3,71 \text{ kN}$$

b. Beban mati merata lantai

- Tribun (lantai 3)

$$\text{- Pelat a} = 11,411 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,40 \times 0,50$$

$$\text{- Pelat b} = 9,974 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,40 \times 0,50$$

- Lantai 2

$$\text{- Pelat} = 8,820 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,40 \times 0,50$$

- Lantai 1

$$\text{- Pelat} = 8,820 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,40 \times 0,50$$

c. Beban mati terpusat

- Tribun (Lantai 3)

$$\text{- } P_h = 3,28 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_1 = 12,454 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_2 = 6,234 \text{ kN}$$

- Lantai 2

$$\text{- } P = 11,520 \text{ kN}$$

- Lantai 1

$$\text{- } P_1 = 11,520 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_2 = 3,960 \text{ kN}$$

B. Beban Gravitasi Hidup

a. Beban hidup atap terpusat

$$P_l = \text{Pekerja rangka atap K4} = 18 \text{ kN}$$

b. Beban hidup merata lantai

Beban mati

Beban mati $w_D = 242,318$ kN

Beban hidup $w_L = 169,483$ kN

Total berat lantai 1 = 411,801 kN

e. Beban total $W_i = 101,097 + 348,911 + 400,291 + 411,801 = 1262,100$ kN

f. Dengan rumus empiris diperoleh waktu getar alami (PPKGURDG, 1987):

$$T = 0,06 \cdot H^{3/4} = 0,06 \cdot 12,7^{3/4} = 0,404 \text{ detik}$$

g. Berdasarkan grafik koefisien gempa dasar PPKGURDG, 1987 untuk wilayah 3, jenis tanah lunak dan $T =$ detik, diperoleh koefisien gempa dasar, $C = 0,07$.

h. Faktor keutamaan gedung olah raga $I = 1,5$, dan faktor jenis struktur rangka beton bertulang dengan daktilitas penuh $K = 1,0$ (PPKGURDG, 1987).

i. Gaya geser horizontal total akibat gempa (PPKGURDG, 1987)

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_i = 0,07 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 1262,100 = 132,521 \text{ kN}$$

Perhitungan distribusi gaya geser gempa disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 6.5 Distribusi gaya geser gempa arah depan (AS Y-5 & AS Y-17)

Tingkat	h_i (m)	W_i (kN)	V (kN)	$W_i \cdot h_i$ (kNm)	F_i (kN)
Atap	12,7	101,097	132,521	1283,932	20,371
3	10,3	348,911	132,521	3593,783	57,019
2	5,8	400,291	132,521	2321,688	36,836
1	2,8	411,801	132,521	1153,043	18,294
	Σ	1262,100		8352,446	132,521

6.1.5 Perhitungan Pembebanan PORTAL A (AS-Y6 & Y-16)

A. Beban Gravitasi Mati

a. Beban mati atap terpusat

$$P_D = \text{Rangka atap K3} = 100,174 \text{ kN}$$

$$P = 3,71 \text{ kN}$$

b. Beban mati merata lantai

- Tribun (lantai 3)

$$\text{- Pelat a} = ((5,413) + (1 - (4/3 \cdot 1,2125^2/6,3^2) \cdot 1,2125 \cdot 2880))$$

$$= 5,413 + 3,319 = 8,733 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,40 \times 0,50$$

$$\text{- Pelat b} = ((4,435) + (1 - (4/3 \cdot 1,75^2/6,5^2) \cdot 1,75 \cdot 2880))$$

$$= 4,435 + 4,553 = 8,988 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,40 \times 0,50$$

- Lantai 2

$$\text{- Pelat} = 8,820 \text{ kN/m}$$

$$\text{balok} = 0,40 \times 0,50$$

- Lantai 1

$$\text{- Pelat : a: } 8,820 \text{ kN}$$

$$\text{b: } 4,55 \text{ kN}$$

$$\text{balok} = 0,40 \times 0,50$$

c. Beban mati terpusat

- Tribun (Lantai 3)

$$\text{- } P_b = 3,28 \text{ kN}$$

$$- P_1 = 0,2 \cdot 0,5 \cdot 3,488 \cdot 24 = 8,370 \text{ kN}$$

$$- P_2 = 0,2 \cdot 0,5 \cdot 2,906 \cdot 24 = 6,972 \text{ kN}$$

- Lantai 2

$$- P = 0,3 \cdot 0,4 \cdot 5,25 \cdot 24 = 15,120 \text{ kN}$$

- Lantai 1

$$- P_1 = 0,3 \cdot 0,4 \cdot 5,25 \cdot 24 = 15,120 \text{ kN}$$

$$- P_2 = 0,3 \cdot 0,4 \cdot 4,125 \cdot 24 = 11,880 \text{ kN}$$

B. Beban Gravitasi Hidup

a. Beban hidup atap terpusat

$$P_L = \text{Pekerja rangka atap K3} = 18 \text{ kN}$$

b. Beban hidup merata lantai

- Tribun (lantai 3)

$$- \text{Pelat a} = 15,161 \text{ kN/m}$$

$$- \text{Pelat b} = 15,604 \text{ kN/m}$$

- Lantai 2

$$- \text{Pelat} = 8,40 \text{ kN/m}$$

- Lantai 1

$$- \text{Pelat a} = 8,40 \text{ kN/m}$$

$$- \text{Pelat b} = 4,333 \text{ kN/m}$$

C. Beban Gempa

a. Berat atap

Beban mati

$$P_D = \text{Rangka atap K3} = 100,174 \text{ kN}$$

$$P = 3,71 \text{ kN}$$

$$\text{- Kolom : } (0,5 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 24) \cdot 1 = 10,08 \text{ kN}$$

$$w_D = 113,964 \text{ kN}$$

Beban hidup

$$P_L = \text{Rangka atap K4} = 18 \text{ kN}$$

$$w_L = 18 \text{ kN}$$

$$\text{Total berat atap} = w_D + w_L = 113,964 + 18 = 122,964 \text{ kN}$$

b. Berat Tribun (Lantai 3)

Beban mati

$$\text{- Pelat : a: } 8,733 \cdot 7,742 = 67,611 \text{ kN}$$

$$\text{b: } 8,988 \cdot 7,159 = 64,354 \text{ kN}$$

$$\text{- Balok: } 0,40 \cdot 0,50 \cdot 24 \cdot 14,835 = 71,208 \text{ kN}$$

$$\text{- Kolom: } 0,5 \cdot 0,7 \cdot 3,45 \cdot 24 = 28,980 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_b : 3,28 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_1 : 8,370 \cdot 7 = 58,590 \text{ kN}$$

$$\text{- } P_2 : 6,972 \cdot 6 = 41,832 \text{ kN}$$

$$w_D = 335,846 \text{ kN}$$

Beban hidup

$$\text{- Pelat : a: } 15,161 \cdot 7,742 = 117,376 \text{ kN}$$

$$\text{b: } 15,604 \cdot 7,159 = 111,709 \text{ kN}$$

$$w_L = 229,085 \text{ kN}$$

$$\text{Total berat Tribun (lantai 3)} = w_D + w_L = 335,846 + 229,085 = 564,931 \text{ kN}$$

c. Berat Lantai 2

Beban mati

- Pelat a: $8,820 \cdot 3,15 = 27,783 \text{ kN}$

b: $4,410 \cdot 3,15 = 13,892 \text{ kN}$

- Balok: $0,40 \cdot 0,50 \cdot 24 \cdot 6,30 = 30,240 \text{ kN}$

- Kolom: $(0,5 \cdot 0,7 \cdot 3,75 \cdot 24) + (0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,5 \cdot 24) = 42,30 \text{ kN}$

- $P : 15,120 \text{ kN}$

$$w_D = 129,327 \text{ kN}$$

Beban hidup

- Pelat a: $8,40 \cdot 3,15 = 26,46 \text{ kN}$

b: $4,20 \cdot 3,15 = 13,230 \text{ kN}$

$$w_L = 39,690 \text{ kN}$$

Total berat lantai 2 = $w_D + w_L = 129,327 + 39,690 = 169,017 \text{ kN}$

d. Berat Lantai 1

Beban mati

- Pelat : a: $8,820 \cdot 6,30 = 55,566 \text{ kN}$

b: $4,55 \cdot 6,50 = 29,575 \text{ kN}$

- Balok: $0,40 \cdot 0,50 \cdot 24 \cdot 12,80 = 61,440 \text{ kN}$

- Kolom: $(0,5 \cdot 0,7 \cdot 4,3 \cdot 24) + (0,5 \cdot 0,6 \cdot 4,3 \cdot 24) + (0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,8 \cdot 24) = 83,88 \text{ kN}$

- $P_1 : 15,120 \text{ kN}$

- $P_2 : 11,880 \text{ kN}$

$$w_D = 257,461 \text{ kN}$$

Beban hidup

- Pelat : a: $8,40 \cdot 6,30 = 52,920 \text{ kN}$