

# TUGAS AKHIR

## MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG KAMPUS STIKOM SURABAYA DENGAN DAKTILITAS PENUH



Oleh :

HERY ENDARTO BUDI S.

NRP : 3196109231

RSS  
69073  
Her  
17-1  
2000

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2000

Ry 35 073

PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. T...	10/11/2000
T...	H

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG KAMPUS STIKOM SURABAYA  
DENGAN DAKTILITAS PENUH**

*TUGAS AKHIR*

Diajukan guna memenuhi sebagian persyaratan  
untuk memperoleh gelar  
Sarjana Teknik Sipil  
pada  
Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya

Mengetahui/menyetujui  
Dosen pembimbing



Kurdian Suprpto, MS.  
NIP. 130320203

Surabaya  
Februari, 2000



*PERSEMBAHAN*



## PERSEMBAHAN

Kupersembahkan laporan tugas akhir ini pada :

Ibunda-ku yang telah pergi menghadap Allah SWT,  
semoga kesalahan ananda pada Ibunda dapat dimaafkan oleh Allah SWT,  
dan hanya doa ananda yang bisa mengiringi kepergian Ibunda  
"Allaahummaqfir lahaa warhamhaa wa'aafihaa wa'fu 'anhaa  
wa akrim nuzulahaa wawassi' madkhalahaa wa taqabbal  
hassanaatihaa wa kaffir sayi aatihaa  
birahmatika ya 'arhammarraahimien"

Ayahanda yang telah banyak membantu baik spiritual maupun materi,  
sehingga ananda dapat menyelesaikan tugas akhir ini untuk dapat  
meraih gelar "Sarjana Teknik" dengan lancar.

Adik-adikku (Udik dan Triana), baik langsung maupun tidak langsung telah  
memberikan semangat terselesainya laporan tugas akhir ini.

Yang terakhir, kupersembahkan pada Duah Umi Setuowati-ku yang telah banyak  
membantu dengan doa-doa dan teragunnya sehingga dapat  
terselesainya laporan tugas akhir ini.





*ABSTRAK*

# MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG KAMPUS STIKOM SURABAYA DENGAN DAKTILITAS PENUH

Hery Endarto Budi S.

3196.109.231

---

## ABSTRAK

*Gedung Kampus STIKOM merupakan sebuah gedung pendidikan yang terletak di jalan Wonorejo Rungkut Surabaya. Gedung ini terdiri dari 9 lantai kuliah ditambah lantai Auditorium dengan mamakai atap baja.*

*Di dalam tugas akhir ini akan direncanakan ulang dan dimodifikasi struktur gedung kampus STIKOM dengan judul tugas akhir "Modifikasi Perencanaan Gedung Kampus STIKOM Surabaya dengan Daktilitas Penuh".*

*Tugas Akhir ini dibatasi pada perencanaan struktur saja. Perencanaan meliputi perencanaan struktur utama yang terdiri dari : perencanaan balok induk, perencanaan kolom, perencanaan shearwall, dan perencanaan pondasi. Selain itu juga direncanakan unsur-unsur sekunder yaitu perencanaan pelat, perencanaan tangga, perencanaan balok anak dan perencanaan atap baja. Sedangkan untuk perencanaan terhadap gempa, struktur ini menggunakan konsep perencanaan dengan metode disain kapasitas (daktilitas tiga/penuh). Adapun pengertian dari tingkat daktilitas tiga (daktilitas penuh) adalah struktur beton diproporsikan sedemikian rupa sehingga penyelesaian detail khusus akan memungkinkan suatu struktur memberikan respon inelastis terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan. Behan rancang lateral dasar yang ditetapkan dalam PPTGIUG '83 harus diperhitungkan dengan faktor  $K = 1$ . Metode perencanaannya disebut Perencanaan Disain Kapasitas (capacity design) dengan prinsip strong column - weak beam. Untuk memperoleh gaya-gaya dalam pada struktur ini digunakan bantuan program SAP90 untuk analisa struktur utama.*

*Sebagai akhir penulisan ini, semua hasil perhitungan dan perencanaan kemudian dituangkan dalam bentuk gambar.*





*KATA PENGANTAR*



## KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah penulis panjatkan kehadiran Alloh SWT, karena berkat rahmat dan hidayah-Nya penulis dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir dengan judul "Modifikasi Perencanaan Gedung Kampus STIKOM Surabaya dengan Daktilitas Penuh" yang disusun untuk memenuhi persyaratan memperoleh gelar sarjana.

Tujuan dari penulisan dan penyusunan naskah Tugas Akhir ini ialah untuk mencoba menerapkan sebagian ilmu yang telah dipelajari di bangku kuliah ke dalam suatu perencanaan Gedung Tinggi, agar mahasiswa nantinya dapat mengetahui korelasi antara teori dan praktek yang ada di dunia kerja atau di lapangan. Berangkat dari pemahaman di atas, maka dapatlah penulisan tugas akhir ini menjadi bekal untuk terjun di dunia kerja setelah lulus nantinya.

Kami sepenuhnya menyadari bahwa dalam penyelesaian Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan dari berbagai pihak, sehingga pada kesempatan kali ini penulis ingin mengucapkan banyak terima kasih kepada :

1. Ir. Kurdian Suprpto, MS, selaku dosen pembimbing dalam penulisan dan penyusunan Tugas Akhir.
2. Ir. Heppy Kristijanto, MS, selaku dosen wali
3. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc, PhD, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, FTSP - Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.
4. Kedua Orang Tuaku yang senantiasa memberikan bantuan dan dorongan dalam menyelesaikan kuliah ini, baik secara moril maupun materiil.
5. Segenap dosen - dosen dan staf pengajar di lingkungan Jurusan Teknik Sipil FTSP - ITS, yang telah memberikan bantuan berupa ilmu yang diberikan baik secara langsung atau tidak langsung.
6. Seluruh teman - teman angkatan ke-3 Teknik Sipil Extension Lintas Jalur yang telah bersama dalam suka dan duka selama masa kuliah
7. Serta semua pihak yang telah membantu terwujudnya penyusunan naskah Tugas Akhir ini yang belum sempat tertulis semuanya di atas.

Kami menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih belum sempurna secara keseluruhan, sehingga kami memberi tempat bagi segala kritik dan saran yang membangun dan bersifat menyempurnakan. Dan akhirnya kami berharap semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi penyusun dan pembaca pada umumnya.

Surabaya , Januari 2000

Penyusun



*DAFTAR ISI*



## DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR	viii
BAB I PENDAHULUAN	I-1
1.1. Latar belakang	I-1
1.2. Permasalahan	I-2
1.3. Maksud dan tujuan	I-3
1.4. Ruang lingkup	I-3
1.4.1. Modelisasi struktur	I-4
1.4.2. Data bangunan modifikasi	I-4
1.4.3. Mutu bahan yang dipakai	I-5
1.4.4. Perhitungan struktur	I-5
1.5. Konsep disain	I-6
1.5.1. Aspek teknis	I-6
1.5.2. Aspek ekonomis	I-6
1.6. Sistematika penulisan	I-6
BAB II DASAR PERENCANAAN	II-1
2.1. Data-data perencanaan	II-1
2.1.1. Data umum bangunan	II-1
2.1.2. Data tanah	II-1
2.2. Pembebanan	II-1
2.3. Peraturan-peraturan yang dipakai	II-3
2.4. Perencanaan tahan gempa	II-4
2.4.1. Daktilitas sebagai kriteria perancangan struktur tahan gempa	II-4
2.4.1.1. Umum	II-4
2.4.1.2. Pengertian daktilitas	II-5
2.4.1.3. Prinsip pemancaran energi	II-7
2.4.2. Dasar pemilihan tingkat daktilitas penuh	II-10
2.4.3. Langkah perencanaan dengan daktilitas penuh	II-10
2.4.3.1. Perencanaan balok portal terhadap beban lentur	II-10
2.4.3.2. Perencanaan balok portal terhadap beban geser	II-11
2.4.3.3. Perencanaan kolom portal	II-12
2.4.3.4. Perencanaan kolom portal terhadap beban geser	II-14

2.4.3.5.	Perencanaan panel pertemuan balok kolom	II-15
2.4.4.	Persyaratan perencanaan seismik untuk komponen struktur dengan daktilitas penuh	II-18
2.4.4.1.	Komponen struktur rangka yang menahan beban lentur (balok)	II-18
2.4.4.2.	Komponen struktur rangka yang menahan lentur dan aksial (kolom)	II-20
2.4.5.	Diagram alir langkah-langkah perencanaan struktur rangka dengan daktilitas penuh	II-22
BAB III	METODOLOGI	III-1
3.1.	Bagan alir perencanaan struktur	III-1
3.2.	Metode analisa dan perhitungan	III-3
BAB IV	PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	IV-1
4.1.	Preliminary disain	IV-1
4.1.1.	Dimensi balok	IV-1
4.1.2.	Dimensi kolom	IV-1
4.1.3.	Dimensi pelat	IV-2
4.1.3.1.	Dasar perhitungan dimensi pelat	IV-2
4.1.3.2.	Perhitungan tebal pelat lantai	IV-4
4.2.	Perencanaan struktur sekunder pelat lantai	IV-9
4.2.1.	Pelat dua arah ( <i>two way slab</i> )	IV-9
4.2.1.1.	Pemodelan dan analisa momen pelat	IV-9
4.2.1.2.	Perencanaan penulangan pelat	IV-9
4.2.2.	Pelat satu arah ( <i>one way slab</i> )	IV-11
4.2.2.1.	Distribusi gaya-gaya dalam pelat satu arah	IV-11
4.2.2.2.	Perencanaan penulangan pelat	IV-11
4.2.3.	Perhitungan penulangan pelat	IV-13
4.2.3.1.	Data pembebanan	IV-13
4.2.3.2.	Perhitungan penulangan pelat	IV-14
4.3.	Perencanaan struktur sekunder tangga	IV-19
4.3.1.	Modelisasi tangga	IV-19
4.3.2.	Perhitungan tangga	IV-20
4.4.	Perencanaan balok anak	IV-29
4.4.1.	Analisa gaya-gaya dalam balok anak	IV-29
4.4.2.	Tipe-tipe pembebanan pada balok	IV-32
4.4.3.	Perhitungan penulangan balok anak	IV-36
4.4.3.1.	Penulangan lentur balok anak	IV-36
4.4.3.2.	Disain penulangan geser dan torsi	IV-48
4.4.3.3.	Panjang penyaluran balok anak	IV-52
4.4.3.4.	Kontrol lendutan dan retak balok anak	IV-54
4.4.3.5.	Contoh perhitungan	IV-55



4.5.	Perencanaan struktur atap	IV-73
4.5.1.	Komponen struktur yang menerima lentur	IV-73
4.5.2.	Komponen struktur yang menerima aksial	IV-77
4.5.2.1.	Batang tarik	IV-78
4.5.2.2.	Batang tekan	IV-78
4.5.3.	Komponen struktur yang menerima kombinasi (lentur dan aksial)	IV-79
4.5.4.	Sambungan	IV-81
4.5.4.1.	Sambungan geser ( <i>shear connection</i> )	IV-81
4.5.4.2.	Sambungan momen tipe pelat ujung ( <i>end plate connection</i> )	IV-83
4.5.4.3.	Sambungan pelat dasar kolom (menahan beban aksial)	IV-85
4.5.5.	Perhitungan	IV-88
4.5.5.1.	Data-data perencanaan	IV-88
4.5.5.2.	Perencanaan gording	IV-88
4.5.5.3.	Perencanaan penggantung gording	IV-94
4.5.5.4.	Kontrol profil 1/2 kuda-kuda atap jurai	IV-95
4.5.5.5.	Perencanaan sambungan atap baja	IV-98
4.6.	Balok pendukung lift	IV-107
4.6.1.	Pemodelan struktur	IV-107
4.6.2.	Pembebanan	IV-107
4.6.3.	Gaya dalam	IV-108
4.7.	Perhitungan konsol untuk perletakan tangga	IV-110
BAB V	ANALISA STRUKTUR UTAMA	V-1
5.1.	Kriteria disain	V-1
5.2.	Analisa struktur utama	V-2
5.3.	Metoda analisa	V-2
5.4.	Data satuan dan data material	V-3
5.5.	Pembebanan struktur utama	V-3
5.5.1.	Beban mati	V-3
5.5.2.	Beban hidup	V-3
5.5.3.	Beban gempa	V-3
5.5.4.	Kombinasi pembebanan	V-4
5.6.	Analisa gempa dinamis	V-5
5.7.	Input data SAP 90	V-5
5.8.	Permodelan pembebanan balok induk	V-10
5.9.	Simpangan antar tingkat	V-11
5.10.	Kontrol gaya gempa dasar analisa statik (Vs) dengan analisa dinamis (Vd)	V-12



BAB VI	PERHITUNGAN STRUKTUR UTAMA	VI-1
6.1.	Umum	VI-1
6.2.	Perhitungan penulangan balok induk	VI-2
6.2.1.	Perhitungan lentur balok induk	VI-2
6.2.2.	Perhitungan momen kapasitas	VI-9
6.2.3.	Perhitungan penulangan geser balok	VI-16
6.2.4.	Perhitungan panjang penyaluran balok	VI-22
6.3.	Komponen struktur kolom	VI-24
6.3.1.	Perencanaan kolom terhadap beban lentur dan gaya aksial	VI-24
6.3.2.	Contoh perhitungan kolom	VI-32
6.4.	Perencanaan pertemuan balok dan kolom	VI-41
6.5.	Perencanaan dinding geser	VI-44
6.5.1.	Umum	VI-44
6.5.2.	Kuat beban aksial rancang	VI-45
6.5.3.	Perencanaan kekuatan lentur shearwall tinggi	VI-45
6.5.4.	Perencanaan kuat geser	VI-46
6.5.5.	Contoh perhitungan penulangan dinding geser	VI-48
BAB VII	PERENCANAAN PONDASI	VII-1
7.1.	Metode analisa	VII-1
7.2.	Data tanah	VII-1
7.3.	Perencanaan jumlah tiang pancang	VII-1
7.3.1.	Daya dukung tiang	VII-2
7.3.2.	Daya dukung tiang pancang yang berdiri sendiri	VII-2
7.3.3.	Daya dukung tiang dalam kelompok	VII-4
7.3.4.	Beban maksimal pada tiang akibat momen dan aksial	VII-4
7.3.5.	Contoh perhitungan daya dukung tiang pancang	VII-5
7.4.	Kontrol tiang terhadap gaya lateral (horisontal)	VII-7
7.5.	Perencanaan poer ( <i>pile cap</i> )	VII-10
7.5.1.	Kontrol geser pons pada poer	VII-11
7.5.2.	Contoh perhitungan geser pons pada poer	VII-12
7.5.3.	Penulangan lentur	VII-13
7.5.4.	Perhitungan geser pada penampang kritis	VII-15
7.6.	Perencanaan sloof ( <i>Tie Beam</i> )	VII-16
7.6.1.	Dimensi sloof	VII-16
7.6.2.	Contoh perhitungan untuk sloof	VII-16
7.6.3.	Penulangan geser sloof	VII-18
7.6.4.	Penulangan pada sloof yang mengalami gaya tarik dan momen	VII-19

7.7. Cek tiang pancang terhadap pengaruh pengangkutan dan pengangkatan	VII-21
BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN	VIII-1
5.1. Kesimpulan	VIII-1
5.2. Saran	VIII-1
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	



*DAFTAR GAMBAR*



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2-1.	Kurva perilaku beban <i>defleksi</i> untuk balok lentur	II-4
Gambar 2-2.	Respon struktur yang berperilaku elastis dan <i>elastoplastis</i> saat terjadi gempa besar	II-6
Gambar 2-3.	Mekanisme yang sering terjadi pada portal terbuka	II-8
Gambar 2-4.	Mekanisme gaya geser di kolom saat terjadi sendi plastis di balok	II-14
Gambar 2-5.	Panel pertemuan balok kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok	II-17
Gambar 4-1.	Penampang balok T (interior dan eksterior) dalam perencanaan pelat	IV-4
Gambar 4-2.	Rencana tebal pelat dan tinggi injakan tangga	IV-20
Gambar 4-3.	Rencana beban tangga dan perletakan tangga	IV-22
Gambar 4-4.	Permodelan struktur rangka sistim grid	IV-30
Gambar 4-5.	Rencana permodelan pertemuan struktur balok dengan <i>shearwall</i>	IV-32
Gambar 4-6.	Distribusi beban pada balok akibat beban pelat	IV-33
Gambar 4-7.	Tegangan penampang balok persegi tulangan tunggal	IV-39
Gambar 4-8.	Tegangan penampang balok persegi tulangan ganda	IV-41
Gambar 4-9.	Tegangan penampang balok T palsu	IV-44
Gambar 4-10.	Tegangan penampang balok T asli	IV-44
Gambar 4-11.	Tipe sambungan momen dengan pelat ujung	IV-84
Gambar 4-12.	Permodelan struktur gording	IV-88
Gambar 4-13.	Model posisi penggantung gording	IV-94
Gambar 4-14.	Model struktur atap jurai	IV-95
Gambar 4-15.	Model sambungan kuda-kuda dengan kolom	IV-99
Gambar 4-16.	Model sambungan 1/2 kuda-kuda dengan pengaku	IV-102
Gambar 4-17.	Model pertemuan 1/2 kuda-kuda pada atap jurai	IV-104
Gambar 4-18.	Model balok pada lift	IV-107
Gambar 4-19.	Konsol perletakan tangga	IV-110
Gambar 6-1.	Distribusi momen balok dari As ke ujung balok	VI-4
Gambar 6-2.	Geser balok	VI-17
Gambar 6-3.	Rencana penulangan lentur <i>shearwall</i>	VI-45
Gambar 6-4.	Sket rencana penulangan dinding geser	VI-50
Gambar 7-1.	Rencana jumlah tiang pancang	VII-6
Gambar 7-2.	Rencana penulangan sambungan tiang pancang dengan poer	VII-10
Gambar 7-3.	Penampang kritis poer	VII-11
Gambar 7-4.	Asumsi perencanaan poer	VII-13
Gambar 7-5.	Pembebanan pada sloof	VII-17
Gambar 7-6.	Penampang tulangan sloof	VII-19
Gambar 7-7.	Rencana pengangkatan tiang pancang	VII-21



*BAB I*  
*PENDAHULUAN*



---

## BAB I PENDAHULUAN

### 1.1. Latar belakang

Struktur gedung semakin tinggi maka diperlukan analisa perhitungan struktur yang semakin kompleks. Sistem mekanis dan transportasi vertikal, akan mengakibatkan luas lantai akan menjadi berkurang. Dalam perencanaan struktur gedung tinggi maka perlu ditentukan unsur-unsur dasar bangunan sebagai pendukung beban yang sesuai dengan fungsi dari bangunan tersebut.

Gedung Kampus STIKOM Surabaya adalah proyek gedung yang berfungsi sebagai sarana pendidikan. Dengan modifikasi struktur gedung STIKOM yang diharapkan dapat membandingkan struktur gedung yang sudah ada tanpa mengindahkan fungsi utama gedung, dimana gedung tersebut sudah direncanakan sebelumnya. Dari bangunan yang sudah direncanakan sebelumnya tampak gedung tersebut sedikit kurang simetris dan tidak adanya dinding geser untuk menahan gaya lateral dinamik gempa, sehingga kurang memenuhi persyaratan dari gedung tahan gempa.

Sebagai bangunan pendidikan Gedung Kampus STIKOM Surabaya memerlukan ruangan belajar, ruang dosen, *auditorium*, ruang karyawan/staf, laboratorium dan gudang untuk memenuhi fungsi gedung tersebut. Suatu pemecahan yang lazim digunakan adalah dengan menempatkan sistim transportasi dan distribusi energi (lift dan tangga) sehingga membentuk beberapa inti, tergantung pada ukuran dan fungsi bangunan. Inti-inti ini untuk selanjutnya digunakan sebagai sistim dinding geser untuk memenuhi kekakuan lateral yang diperlukan bangunan.

Sesuai dengan fungsinya maka sistim struktur yang dipilih di sini adalah menggunakan konsep *building frame system* di mana gaya gravitasi ditahan oleh balok dan kolom. Sedangkan gaya lateral (gaya gempa dan angin) ditahan oleh dinding geser rangka (*frame core*) yaitu dengan penempatan dinding geser



(*shearwall*) terletak di tengah dari gedung utama dan kolom-kolom yang direncanakan terletak di tepi, melingkari gedung utama.

Kriteria perencanaan struktur gedung tahan gempa yang *daktail* dengan faktor jenis struktur  $K$  yang minimum ( $K=1$ ) atau daktilitas penuh yang merupakan suatu perencanaan yang cukup realistis dan ekonomis dengan konsekuensi pendetailan tulangan yang khusus dan perencanaan gaya-gaya dalam dengan *Konsep Disain Kapasitas*.

## 1.2. Permasalahan

Di dalam modifikasi perencanaan gedung STIKOM, ada beberapa permasalahan yang perlu diperhatikan adalah sebagai berikut :

- a. Perencanaan struktur dengan tingkat daktilitas penuh akan membawa konsekuensi pendetailan yang khusus dan perencanaan gaya-gaya dengan konsep desain kapasitas yang lebih teliti daripada dengan konsep kekuatan batas. Dengan konsep desain kapasitas ini, struktur diharapkan dapat memberikan respon inelastis terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis pada elemen-elemen yang ditentukan dengan kapasitas disipasi energi yang merata tanpa kerusakan struktur. Dengan demikian terjadinya mekanisme sendi plastis harus dikendalikan, dimana sendi plastis tersebut diharapkan terjadi di tempat-tempat yang telah ditentukan, dengan cara meningkatkan kekuatan unsur yang berbatasan. Dalam hal ini sendi-sendi plastis harus terjadi pada balok, sehingga struktur direncanakan dengan prinsip kolom kuat balok lemah (*strong coloum - weak beam*)
- b. Pada analisa atap baja, bagaimana perilaku baja dapat berperilaku *daktail* seperti yang diharapkan, dengan persyaratan daktilitas penuh
- c. Pada analisa penampang, bagaimana menghitung jumlah tulangan penguat pada beton non-pratekan agar dapat memenuhi syarat-syarat *serviceability* dan nilai  $K$  yang telah ditentukan berdasarkan SK SNI-T-15-1991-03

- d. Permasalahan lainnya adalah dalam hal pendetailan khusus untuk komponen-komponen struktur dan join-joinnya (balok-kolom) untuk menjamin agar perilaku struktur memuaskan pada saat terjadi gempa yang kuat sekalipun.

### **1.3. Maksud dan tujuan**

Tujuan perencanaan secara garis besar adalah untuk merancang struktur yang rasional dengan memenuhi syarat-syarat keamanan atas struktur, berdasarkan kekuatan dan *deformasi* yang timbul di dalam struktur akibat pembebanan khusus yang direncanakan boleh bekerja pada struktur.

Dengan modifikasi perencanaan gedung STIKOM dimaksudkan gedung tersebut dapat dibuat simetris agar tidak ada penambahan gaya puntir, dan diharapkan juga gedung STIKOM mampu menahan beban *siklis* gempa (bangunan tahan gempa) disamping beban gravitasi.

Pada perencanaan struktur dengan daktilitas penuh atau daktilitas tingkat tiga ( $\mu = 4,0$ ) harus direncanakan terhadap beban siklis gempa kuat sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu menjamin terbentuknya sendi-sendi plastis dengan kapasitas pemencaran energi yang diperlukan. Hal ini beban gempa rencana dapat diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur  $K$  minimum sebesar 1,0.

Dengan kata lain perencanaan ini bertujuan khusus untuk menganalisa struktur atas gaya-gaya dalam yang terjadi, sehingga batas keamanan struktur yang ada dapat dikontrol dan dapat dirancang struktur yang aman dan kuat terhadap beban gempa atau beban gravitasi, serta untuk menerapkan ilmu pada perencanaan struktur yang sebenarnya.

### **1.4. Ruang lingkup**

Ruang lingkup tugas akhir ini dibatasi pada perencanaan struktur dari Gedung Kampus STIKOM Surabaya yang telah dimodifikasi, dengan rincian perencanaan sebagai berikut :



#### **1.4.1. Modelisasi struktur**

Adapun modelisasi yang penulis ambil di dalam perencanaan ulang dari struktur gedung STIKOM ini adalah :

1. Sistem struktur yang dipakai adalah *system frame core*
2. Perencanaan di sini hanya ditinjau dari segi teknisnya saja, tanpa meninjau segi arsitektur maupun segi ekonomisnya
3. Balok anak hanya bersifat membebani struktur utama yang berupa beban terpusat, tetapi tidak mempengaruhi perilaku struktur
4. Pelat dianggap sebagai diafragma yang kaku untuk mendistribusikan beban lateral kepada kolom portal dan dinding geser (*shearwall*)
5. Untuk merencanakan pondasi tiang pancang, penulis menggunakan tiang pancang yang sudah ada di pasaran.

#### **1.4.2. Data bangunan modifikasi**

Modifikasi dari perencanaan ulang ini diharapkan nantinya didapatkan data bangunan sebagai berikut :

- Nama gedung : Gedung Kampus STIKOM Surabaya
- Lokasi : Jl. Wonorejo Rungkut, Surabaya
- Fungsi : Pendidikan
- Jumlah lantai : 9 lantai kuliah + lantai Auditorium
- Tinggi gedung total : 52,3 m
- Tinggi antar lantai : lantai 1 s/d lantai auditorium tingginya 4 m
- Elevasi : lantai 1 → ± 0,00  
lantai Auditorium → 36 ,00
- Jenis atap : atap baja
- Pondasi : tiang pancang
- Struktur bawah : struktur beton
- Struktur atas : struktur beton



- Zone gempa : zone gempa 4
- Jenis tanah : lempung

### 1.4.3. Mutu bahan yang dipakai

Tulangan yang dipakai direncanakan menggunakan tulangan deform yaitu tulangan yang memiliki bentuk permukaan khusus (bergerigi, berulir, dan lain-lain) yang diharapkan mampu memiliki daya lekat yang baik terhadap beton, adapun mutu bahan yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

- Mutu beton

balok, pelat, kolom dan dinding geser,  $f_{c_k} = 30 \text{ MPa} = 300 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{c'} = \{0,76 + 0,2 \log (f_{c_k}/15)\} \times f_{c_k}$$

$$= 24,6 \text{ MPa}$$

- Mutu baja ( $f_y$ ) = 390 MPa = 3900 kg/cm<sup>2</sup>

- Mutu baja profil struktur atap BJ 37 ( $f_y$ ) = 240 MPa = 2400 kg/cm<sup>2</sup>

### 1.4.4. Perhitungan struktur

Dengan modifikasi struktur gedung STIKOM, perhitungan perencanaan dan pendimensian struktur dibatasi :

1. Perencanaan struktur sekunder yang meliputi pendimensian dan penulangan plat, balok anak, dan tangga
2. Pada struktur atap, perencanaan profil dan detail sambungan
3. Perencanaan struktur utama yang meliputi pendimensian dan penulangan kolom, balok induk dan dinding geser
4. Perencanaan struktur bawah yang meliputi perencanaan pondasi dalam, sloof dan poor.

Hasil perhitungan dituangkan dalam bentuk gambar-gambar struktur berupa rencana detail sambungan atap baja dan penulangan plat, balok anak, tangga, balok induk, kolom, dinding geser dan pondasi yang dibuat dengan memperhatikan pendetailan yang diisyaratkan dalam peraturan.

### **1.5. Konsep desain**

Ada dua aspek yang sangat penting yang menjadi landasan desain yaitu aspek teknis dan aspek ekonomis.

#### **1.5.1. Aspek teknis**

Falsafah dasar dalam merencanakan bangunan dengan struktur tahan gempa, adalah :

- a. Bangunan tidak boleh rusak oleh gempa kecil
- b. Akibat gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan hanya pada elemen-elemen sekunder
- c. Akibat gempa besar, bangunan boleh rusak asal tidak mengalami keruntuhan mendadak (*brittle*) untuk memenuhi falsafah tersebut, maka suatu struktur harus direncanakan dengan disain tertentu.

Tipe struktur suatu bangunan biasanya selalu dihubungkan dengan tingkat daktilitas struktur. Semakin tinggi tingkat daktilitas, maka akan semakin rendah tipe struktur.

Faktor tipe struktur ini seperti halnya faktor-faktor daktilitas, akan mempengaruhi respon struktur tahan gempa. Faktor tipe struktur gedung yang direncanakan dengan tingkat daktilitas 3 mempunyai nilai faktor  $K=1,0$ .

#### **1.5.2. Aspek ekonomis**

Pada tugas akhir ini, kami selaku penulis tidak membahas mengenai hal-hal yang berkaitan dengan masalah biaya tersebut.

### **1.6. Sistematika penulisan**

Adapun sistematika penulisan Tugas Akhir ini mencakup beberapa masalah dan perhitungan struktur yang disajikan dalam beberapa bab :

- Bab I

Pada bab ini, merupakan bab pertama yang menyajikan pokok bahasan masalah, yaitu mengenai latar belakang penulisan Tugas Akhir, konsep modelisasi



perencanaan, data-data fisik perencanaan, mutu bahan material yang digunakan dan batasan masalah yang akan dibahas.

- Bab II

Pada bab ini, menjelaskan sebagian teori penunjang yang akan digunakan dalam perhitungan perencanaan serta peraturan-peraturan yang akan dipakai sebagai acuan perhitungan struktur, di samping itu juga ada data-data bahan material bangunan dan tipe/macam pembebanan yang digunakan.

- Bab III

Pada bab ini, menyajikan bagan alir dari perencanaan tugas akhir serta metode yang akan dipakai dalam menganalisa perhitungan struktur.

- Bab IV

Pada bab ini, menyajikan perhitungan struktur sekunder yang meliputi : perhitungan tebal pelat, perhitungan perencanaan tulangan pelat, perhitungan perencanaan tangga, perhitungan perencanaan balok anak, dan perhitungan perencanaan atap baja.

- Bab V

Pada bab ini, menganalisa struktur utama melalui program SAP90 yang dimodelkan tiga dimensi serta kontrol analisa dari program tersebut setelah dilakukan running program.

- Bab VI

Pada bab ini, menyajikan perhitungan struktur utama yang meliputi : perhitungan perencanaan balok induk, perhitungan perencanaan kolom, perhitungan perencanaan pertemuan balok-kolom, dan perhitungan perencanaan dinding geser.

- Bab VII

Pada bab ini, membahas perencanaan pondasi yang didasarkan pada hasil uji SPT (*Standard Penetration Test*) kemudian dilakukan perhitungan : daya dukung pondasi, perhitungan jumlah tiang pancang, perhitungan perencanaan poer, perhitungan perencanaan sloof dan perhitungan kontrol terhadap tiang pancang terhadap pengangkutan dan pengangkatan.



- Bab VIII

Pada bab ini, menyajikan kesimpulan dan saran penulisan Tugas Akhir.

- Lampiran

Hal-hal yang mengenai tabel-tabel perhitungan dan lampiran penunjang perencanaan lainnya.



*BAB II*  
*DASAR PERENCANAAN*

---

## **BAB II**

### **DASAR PERENCANAAN**

#### **2.1. Data-data perencanaan**

##### **2.1.1. Data umum bangunan**

Gedung Kampus STIKOM Surabaya adalah gedung 10 lantai yang terdiri dari 9 lantai perkuliahan dan 1 lantai *auditorium*/ruang pertemuan. Bangunan secara umum direncanakan dengan memakai sistim beton bertulang. Beda ketinggian antar lantai 4 m. Lantai paling atas digunakan sebagai ruang *auditorium* dimana ruangan ini tidak boleh ada kolom di tengah sehingga rangka atap yang digunakan adalah dari baja berupa atap jurai.

##### **2.1.2. Data tanah**

Dari data tanah yang ada menunjukkan bahwa kondisi tanah di bawah gedung STIKOM adalah tanah lempung, dan berdasarkan data tanah hasil uji *sondir* dan hasil uji SPT (*Standard Penetration Test*) diperoleh bahwa tanah keras terletak cukup dalam, maka dalam perencanaan struktur bawah memakai tiang pancang dari WKA

#### **2.2. Pembebanan**

Jenis-jenis pembebanan yang harus diperhitungkan dalam perencanaan ulang struktur Gedung Kampus STIKOM adalah :

##### **1. Beban mati**

Mencakup beban-beban yang disebabkan oleh berat sendiri struktur yang bersifat tetap dan bagian lain yang tak terpisahkan dari gedung, beban mati akan didapatkan setelah perhitungan struktur sekunder dihitung, yaitu perhitungan pelat dan tangga.



b. Lift traksi (dengan penggerak motor)

Pada umumnya gedung-gedung tinggi di Indonesia memiliki lift traksi. Lift traksi dihubungkan dengan kabel-kabel atau kabel lift ke motor atau motor lift.

Pada Tugas Akhir ini dipergunakan lift traksi produksi P.T. Indo Elevator Mfg. (Ltd). Sesuai dengan kapasitas penumpang, kecepatan lift yang diperlukan, jumlah lantai yang dilayani dan jarak yang tempuh maka dipilih lift dengan kode lift P<sub>10</sub>-CO<sub>60</sub>, dengan spesifikasi sebagai berikut :

- kapasitas penumpang = 10 orang
- beban = 680 kg
- kecepatan (*speed*) = 60 m/menit
- dimensi (ukuran dalam mm)
  - sangkar : (A = 1400, B = 1250, C = 800)
  - ruang luncur : (X = 1850, Y = 1750, P = 1550, OH = 4480)
  - ruang mesin : (F = 2500, G = 3550)
- beban reaksi (kg) = (R<sub>1</sub> = 4690, R<sub>2</sub> = 3270)
- daya motor = 9 kw

Yang menjadi persoalan dalam perencanaan lift adalah ruang mesin lift, dan ruang luncur paling bawah. Pada ruang luncur paling bawah adalah sloof untuk lift lebih rendah daripada sloof pondasi. Beban lift berupa beban terpusat pada tengah bentang balok.

### 2.3. Peraturan-peraturan yang dipakai

Di dalam penyusunan Tugas Akhir ini, penulis memakai pedoman dari beberapa peraturan yang ada antara lain :

- Peraturan Beton Indonesia (PBI '71)
- Pedoman Beton 1989 (PB '89)

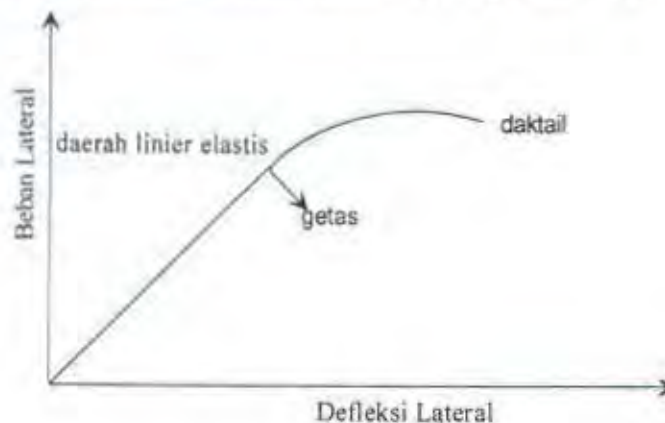
- Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SK SNI T-15-1991-03)
- Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPI '83)
- Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung 1983
- Peraturan Perencanaan Untuk Struktur Beton Bertulang dan Struktur Tembok Bertulang Untuk Gedung 1983
- Tata Cara Perencanaan Konstruksi Baja Untuk Bangunan Gedung (konsep SNI '97)
- Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI '84)
- Peraturan-peraturan penunjang lainnya.

## 2.4. Perencanaan tahan gempa

### 2.4.1. Daktilitas sebagai kriteria perancangan struktur tahan gempa

#### 2.4.1.1. Umum

Dalam menganalisa struktur terhadap beban gempa, tidak terlepas dari sifat-sifat dan kelakuan unsur-unsur strukturnya saat mengalami beban gempa. Untuk menganalisa pengaruh beban gempa diidealisasikan berupa beban bolak-balik. Sifat dan kelakuan unsur struktur tersebut digambarkan dalam bentuk kurva kelakuan beban versus defleksi. Dimana unsur struktur mengalami pembebanan sampai keadaan batas (*ultimate*) yang terlihat pada gambar 2-1.



Gambar 2-1. Kurva perilaku beban *defleksi* untuk balok lentur.



Dari kurva tersebut dapat dilihat adanya perbedaan antara kelakuan getas (*brittle*) dan kelakuan liat (*ductile*). Pemahaman terhadap karakteristik kurva tersebut sangat diperlukan karena alasan-alasan sebagai berikut :

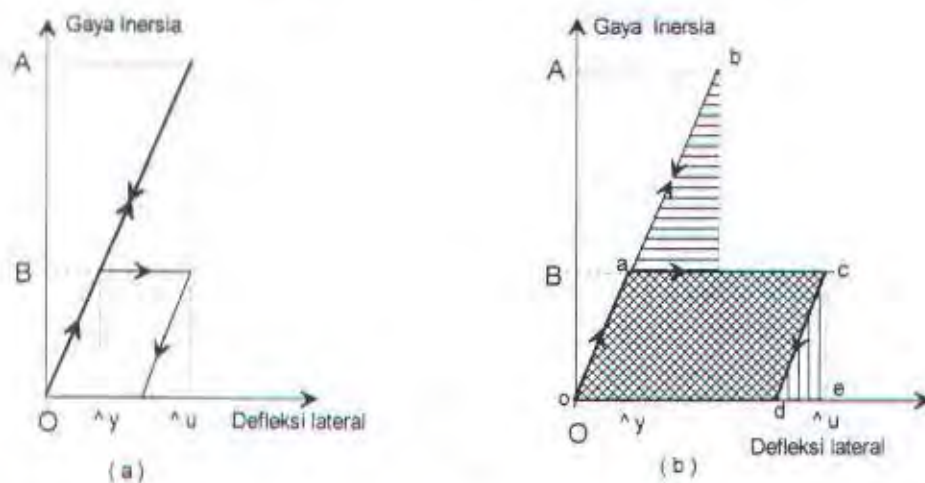
1. Kegagalan getas pada unsur-unsur struktur tidak boleh terjadi. Dalam kondisi dimana struktur dibebani lebih hingga mendekati keruntuhan, maka struktur harus mengalami defleksi yang cukup besar. Sehingga keselamatan jiwa dapat dijamin dengan adanya peringatan deformasi unsur struktur tersebut, disamping juga dapat mencegah keruntuhan total struktur
2. Perencanaan mekanisme runtuh pada struktur dilakukan dengan cara mengatur letak sendi-sendi plastis pada unsur-unsur struktur. Sendi-sendi plastis ini terbentuk atas dasar perilaku daktail struktur. Jadi pada saat beban batas hampir tercapai, beberapa penampang unsur struktur memikul momen tahanan batas yang menyebabkan terjadinya rotasi plastis, dimana pada penampang lain momen tahanan belum mencapai batas maksimumnya. Penambahan beban akan menyebabkan meningkatnya nilai momen tahanan penampang-penampang yang belum mengalami rotasi plastis, sampai dicapai kekuatan batasnya. Sementara pada penampang yang mengalami rotasi plastis, penambahan beban hanya akan menambah perputaran rotasi plastisnya
3. Pada daerah dimana perencanaan gempa diperlukan, faktor yang sangat penting dalam disain adalah daktilitas struktur. Karena filosofi disain gempa saat ini didasarkan pada konsep penyerapan dan pemencaran energi melalui kelakuan *deformasi elastoplastis* dalam menahan gempa besar.

#### **2.4.1.2. Pengertian daktilitas**

Sesuai dengan filosofi perencanaan bangunan tahan gempa di Indonesia menurut PPTGIUG '83 bahwa perencanaan dari suatu struktur gedung pada daerah gempa haruslah menjamin struktur bangunan tersebut agar tidak rusak/runtuh oleh gempa kecil atau sedang, tetapi oleh gempa yang kuat struktur utama boleh rusak tetapi tidak boleh sampai terjadi suatu keruntuhan gedung. Hal ini dapat dicapai jika struktur gedung tersebut mampu melakukan perubahan bentuk secara daktail,

dengan cara memencarkan energi gempa serta membatasi gaya gempa yang bekerja padanya.

Seperti diilustrasikan pada gambar 2-2 saat terjadi gempa kuat struktur yang direncanakan berperilaku elastis harus dapat memikul beban gempa sebesar OA. Bila struktur ternyata mampu berperilaku daktail dengan membentuk sendi plastis, maka taraf pembebanan gempa cukup ditentukan sebesar OB yang beberapa kali lebih kecil dari OA.



Gambar 2-2. Respon struktur yang berperilaku elastis dan *elastoplastis* saat terjadi gempa besar

$$\mu = \frac{\delta u}{\delta y} \rightarrow R = \frac{OA}{OB} = \mu$$

$$\mu = \frac{\delta u}{\delta y} \rightarrow R = \frac{OA}{OB} = \sqrt{2\mu - 1}$$

a). Respons dengan defleksi maksimum sama

b). Respons dengan energi potensial sama

Serangkaian hasil analisa dinamis menunjukkan, bahwa struktur daktail dengan waktu getar alami, T yang relatif panjang cenderung untuk memiliki respon *elastoplastis* dengan *defleksi* maksimum yang sama besar dengan *defleksi* maksimum respon elastisnya. Besarnya faktor pembatasan beban gempa R sama dengan besarnya daktilitas struktur ( $\mu$ ), yang merupakan rasio antara defleksi maksimum ( $\delta u$ ) dan *defleksi* saat leleh pertama ( $\delta y$ ), sedangkan struktur dengan



waktu getar alami,  $T$  yang relatif pendek cenderung berperilaku *elastoplastis* dengan energi potensial yang sama besar dengan energi potensial respon elastisnya.

Energi total yang tersimpan pada keadaan deformasi maksimum adalah luas  $o-a-c-e$ , tetapi bila struktur dikembalikan pada keadaan tanpa beban, beban geser = 0, maka tidak semua energi dipakai untuk mengembalikan pada kondisi awal, tetapi hanya sebagian energi saja, yaitu luas  $c-d-e$  yang kembali menjadi energi kecepatan. Perilaku *elastoplastis* merupakan dasar teknik penyimpanan energi yang dipakai untuk perencanaan struktur daktail.

Umumnya struktur beton bertulang mampu mengalami *defleksi* maksimum ( $\delta u$ ) sebesar 4 kali defleksi leleh pertama ( $\delta y$ ) tanpa penurunan kekuatan yang berarti, atau secara umum dinyatakan :  $\mu = \frac{\delta u}{\delta y} = 4$ .

Untuk menciptakan struktur beton bertulang yang mempunyai daktilitas tinggi, yaitu mempunyai  $\mu \geq 4$ , maka diperlukan teknik penyelesaian detail tulangannya secara khusus.

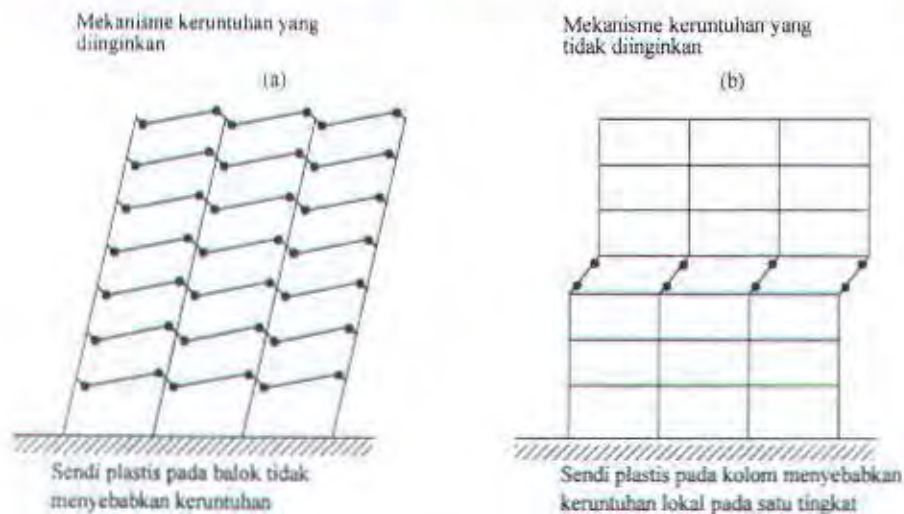
#### **2.4.1.3. Prinsip pemencaran energi**

Di dalam buku Pedoman Perencanaan untuk Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983, menetapkan suatu taraf beban gempa rencana yang menjamin suatu struktur agar tidak rusak karena gempa-gempa kecil atau sedang, tetapi saat dilanda gempa kuat yang jarang terjadi, struktur tersebut mampu berperilaku daktail dengan memencarkan energi gempa dan sekaligus membatasi beban gempa yang masuk ke dalam struktur. Untuk menghadapi gempa kuat yang mungkin terjadi dalam periode waktu tertentu, misalnya 200 tahun, maka mekanisme keruntuhan suatu portal rangka terbuka beton bertulang dipilih sedemikian rupa, sehingga pemencaran energi gempa terjadi secara memuaskan dan keruntuhan yang bersifat *katastropik* dapat dihindarkan.

Gambar 2-3, memperlihatkan dua mekanisme yang khas dapat terjadi pada portal-portal rangka terbuka. Mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok-balok lebih dikehendaki daripada mekanisme dengan

pembentukan sendi plastis yang terpusat hanya pada ujung-ujung kolom suatu lantai (*soft-storey mechanism*), karena beberapa alasan sebagai berikut :

1. Pada mekanisme pertama (Gambar 2-3a) pemencaran energi gempa terjadi di dalam banyak unsur, sedangkan pada mekanisme kedua (Gambar 2-3b) pemencaran energi terpusat pada sejumlah kecil kolom-kolom struktur
2. Pada mekanisme pertama, bahaya ketidakstabilan akibat  $P-\Delta P$  jauh lebih kecil dibandingkan dengan yang mungkin terjadi pada mekanisme kedua (*soft-story mechanism*).
3. Daktilitas kurvatur yang dituntut dari balok untuk menghasilkan daktilitas struktur tertentu, misalnya  $\mu = 4$ , pada umumnya jauh lebih mudah dipenuhi daripada pada kolom yang seringkali tidak memiliki cukup daktilitas akibat besarnya gaya aksial tekan yang bekerja.



Gambar 2-3. Mekanisme yang sering terjadi pada portal terbuka

Guna menjamin terjadinya mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok, konsep disain kapasitas diterapkan untuk merencanakan agar kolom-kolom lebih kuat dari balok-balok portal (*strong column - weak beam*). Keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi lebih dahulu dari kegagalan akibat beban lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi-rotasi yang cukup besar.



Pada prinsipnya, dengan "Konsep Disain Kapasitas" elemen-elemen utama penahan beban gempa dapat dipilih, direncanakan dan didetail sedemikian rupa, sehingga mampu memencarkan energi gempa dengan deformasi inelastis yang cukup besar tanpa runtuh, sedangkan elemen-elemen lainnya diberi kekuatan yang cukup, sehingga mekanisme yang telah dipilih dapat dipertahankan pada saat terjadi gempa kuat.

Mengenai tingkatan daktilitas yang dirancang, SK SNI T '91 pasal 3.14.1 mengklasifikasikan tingkat daktilitas sebagai berikut :

a. Tingkat daktilitas 1

Struktur beton diproporsikan sedemikian rupa sehingga penyelesaian detail pada struktur bangunan sangat sedikit (struktur sepenuhnya elastis), Beban rancang lateral dasar harus dikalikan 4. Karena besarnya beban gempa, maka ukuran penampang menjadi sangat besar, sehingga perencanaan dengan cara ini tidak layak lagi.

b. Tingkat daktilitas 2

Struktur beton diproporsikan sedemikian rupa sehingga penyelesaian detail khusus akan memungkinkan struktur memberikan respon *inelastis* terhadap beban siklis yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas. Beban rancang lateral harus dikalikan 2.

c. Tingkat daktilitas 3

Struktur beton diproporsikan sedemikian rupa sehingga penyelesaian detail khusus akan memungkinkan suatu struktur memberikan respon *inelastis* terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan. Beban rancang lateral dasar yang ditetapkan dalam PPTGIUG '83 harus diperhitungkan dengan faktor  $K = 1$ . Metode perencanaannya disebut Perencanaan Disain Kapasitas (*capacity design*) dengan prinsip *strong column - weak beam*.

#### **2.4.2. Dasar pemilihan tingkat daktilitas penuh**

Bila suatu gedung direncanakan dengan tingkat daktilitas 1, faktor jenis struktur (K) adalah 4, maka beban gempa yang direncanakan adalah 4 kali beban gempa yang dihitung sesuai dengan analisa respon *spektrum*. Karena besarnya beban gempa tersebut, maka ukuran penampang menjadi sangat besar, sehingga perencanaan bangunan menjadi tidak ekonomis lagi.

Pada struktur dengan daktilitas 2 (daktilitas terbatas), faktor jenis struktur (K) adalah 2, artinya beban gempa hanya dikalikan 2 sehingga tuntutan daktilitas untuk mengatasi gempa-gempa kuat yang melampaui taraf gempa rencana tidak setinggi perencanaan pada struktur dengan daktilitas penuh. Perencanaan dengan daktilitas terbatas masih belum ekonomis karena melihat perkalian gempa adalah 2. Karena melihat tidak ekonomisnya perencanaan di atas, maka dipilih direncanakan dengan daktilitas penuh.

Perencanaan struktur dengan daktilitas 3 (daktilitas penuh), faktor jenis struktur (K) adalah 1, artinya beban gempa hanya dikalikan 1, sehingga dengan demikian struktur lebih ekonomis. Konsekuensi dari perencanaan tersebut memerlukan prosedur disain yang lebih kompleks dan rumit karena harus menghitung kapasitas dari struktur tersebut (metode disain kapasitas). Selain itu untuk mencapai nilai daktilitas yang disyaratkan dibutuhkan pengaturan penulangan yang cukup rumit pada tempat-tempat terjadinya sendi plastis.

#### **2.4.3. Langkah perencanaan dengan daktilitas penuh**

Struktur mampu merespon gempa kuat secara inelastis sambil mengembangkan mekanisme sendi plastis di dalam balok-baloknya, dengan kapasitas pemencaran energi yang baik tanpa mengalami keruntuhan.

##### **2.4.3.1. 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, sebagai berikut :



$$\begin{aligned}
 M_{u,b} &= 1,2 M_{D,b} + 1,6 M_{L,b} && \text{..... SK SNI '91 pasal 3.2.1} \\
 &= 1,05 [M_{D,b} + M_{L,b} + M_{E,b}] && \text{..... SK SNI '91 pasal 3.2.4a} \\
 &= 0,9 [M_{D,b} + M_{E,b}] && \text{..... SK SNI '91 pasal 3.2.4b}
 \end{aligned}$$

dimana :

- $M_{D,b}$  = Momen lentur balok portal akibat beban mati tak berfaktor
- $M_{L,b}$  = Momen lentur balok portal akibat beban hidup tak berfaktor dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya pada lantai tingkat yang ditinjau, sesuai dengan "Tata cara Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987, SNI 1727-1989 F"

Dalam metoda disain kapasitas ini perlu dihitung kapasitas lentur sendi plastis balok setelah dilakukan penulangan lenturnya. Guna memperhitungkan adanya kemungkinan peningkatan kuat lentur penampang balok di daerah sendi plastis, SK SNI T-15-1991-03 menetapkan :

$$M_{kap,b} = \phi_o M_{n_{ak,b}}$$

dimana :

- $\phi_o = 1,25$       untuk  $F_y \leq 400 \text{ Mpa}$
- $\phi_o = 1,40$       untuk  $F_y \geq 400 \text{ Mpa}$

$M_{n_{ak,b}}$  = Kuat lentur momen nominal aktual balok yang dihitung dari tulangan yang sebenarnya ada pada penampang balok yang ditinjau.

$M_{kap,b}$  = Kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan yang sebetulnya terpasang.

$\phi_o$  = Faktor "*overstrength*" struktur

#### 2.4.3.2. Perencanaan balok portal terhadap beban geser

Sesuai dengan konsep disain kapasitas, kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban gravitasi sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi

terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok portal tersebut, dengan tanda yang berlawanan (positif dan negatif).

Gaya geser rencana:

$$V_{u,b} = 0,7 \times \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{L_n} + 1,05 V_g$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,05 \times \left[ V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} \times V_{E,b} \right]$$

dimana :

$M_{kap}$  = Momen nominal aktual pada ujung komponen dengan memperhitungkan kombinasi momen positif dan momen negatif.

$M'_{kap}$  = Momen kapasitas balok di sendi plastis pada bidang muka kolom sebelahnya.

$L_n$  = Bentang bersih balok.

$V_D$  = Gaya geser balok akibat beban mati.

$V_L$  = Gaya geser akibat beban hidup.

$V_{E,b}$  = Gaya geser akibat beban gempa

#### 2.4.3.3. Perencanaan kolom portal

Akibat pengaruh beban dinamis ini banyak kemungkinan terjadinya sendi plastis pada ujung-ujung kolom diatas lantai dasar. Untuk mencegah terjadinya sendi plastis ini, SK SNI '91 menentukan penggunaan koefisien pembesar dinamis ( $\omega_d$ ), sehingga momen rencana balok menjadi :

$$\Sigma M_{u,k} = 0,70 \times (\omega_d) \times \Sigma M_{kap,b}$$

atau

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

Tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari :

$$\Sigma M_{u,k} = 1,05 \times (M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{k} + M_{E,k})$$



dimana :

$\Sigma M_{u,k}$  = Jumlah momen rencana kolom pada pusat join. Kuat kolom harus dihitung untuk gaya aksial berfaktor yang konsisten dengan arah dari gaya lateral yang ditinjau

$\omega_d$  = Faktor pembesar dinamis, diambil = 1,3

$\alpha_k$  = Faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah

$M_{kap,ki}$  = Momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri bidang muka kolom

$M_{kap,ka}$  = Momen kapasitas lentur balok di sebelah kanan bidang muka kolom

$M_{D,k}$  = Momen pada kolom akibat beban mati

$M_{L,k}$  = Momen pada kolom akibat beban hidup

$M_{E,k}$  = Momen pada kolom akibat beban gempa

K = Faktor jenis struktur ( $k \geq 1,0$ ).

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

$$N_{u,k} = \frac{0,7 \times R_n \times \Sigma M_{kap,b}}{L_b} + 1,05 \times N_{gk}$$

Tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \times \left( N_{gk} + \frac{4,0}{k} N_{E,k} \right)$$

dimana :

$R_n$  = Faktor reduksi yang ditentukan sebesar

1,0                    untuk:  $1 < n < 4$

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

0,6                    untuk:  $n > 20$

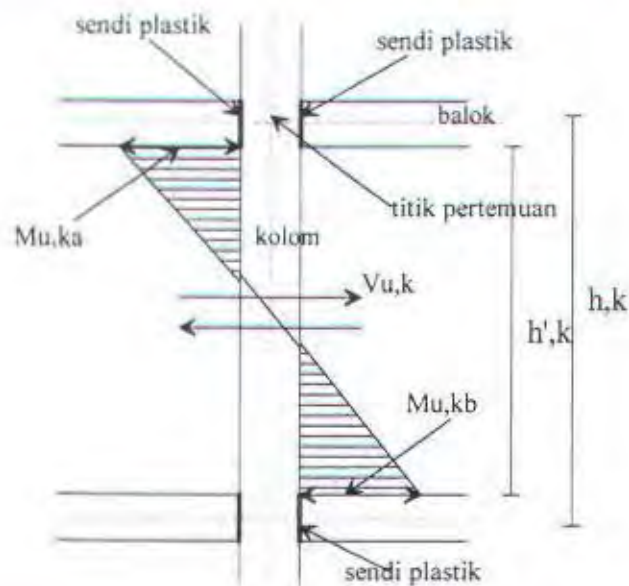
n = Jumlah lantai di atas kolom yang ditinjau

$L_b$  = Bentang balok dari pusat ke pusat kolom

$N_{gk}$  = Gaya aksial kolom akibat beban gravitasi

$N_{E,k}$  = Gaya aksial kolom akibat beban gempa.

Dalam segala hal, kuat lentur rencana kolom portal berdasarkan tulangan longitudinal yang terpasang harus dapat menampung kombinasi beban berfaktor oleh beban gravitasi dan beban gempa dalam 2 arah yang saling tegak lurus (100% dalam satu arah, 30% dalam arah tegak lurus pada arah tersebut), sesuai dengan "Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1983".



Gambar 2-4. Mekanisme gaya geser di kolom saat terjadi sendi plastis di balok

#### 2.4.3.4. Perencanaan kolom portal terhadap beban geser

Kuat geser perlu bagi kolom portal berdasarkan terjadinya momen kapasitas disendi plastis pada ujung-ujung balok yang bertemu pada kolom itu harus dihitung sebagai berikut :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k,a} + M_{u,k,b}}{h'_k}$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \times ( V_{D,k} + V_{L,k} + \frac{4,0}{k} V_{E,k} )$$

dimana :

$M_{u,k,a}$  = Momen rencana kolom pada ujung atas kolom pada bidang muka balok



$M_{u,k,b}$  = Momen rencana kolom pada ujung bawah kolom pada bidang muka balok

$h'_v$  = Tinggi bersih kolom rangka yang ditinjau.

#### 2.4.3.5. Perencanaan panel pertemuan balok kolom

Panel pertemuan balok kolom portal harus diproporsikan sedemikian rupa sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horisontal 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. Gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada join rangka adalah seperti yang terlihat pada gambar 2-4, dimana gaya geser horisontal :

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol}$$

dimana :

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,7 \times \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}}$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,7 \times \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}}$$

$$V_{kol} = \frac{0,7 \times \left( \frac{L_{ki}}{L_{ki}'} \times M_{kap,ki} + \frac{L_{ka}}{L_{ka}'} \times M_{kap,ka} \right)}{\frac{1}{2} \times (h_{k,a} + h_{k,b})}$$

Tegangan geser horisontal nominal dalam join adalah

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j \times h_c}$$

dimana :

$b_j$  = Lebar efektif join (mm)

$h_c$  = Tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau (mm)

$$v_{jh} \leq 1,5 \times \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots \text{(MPa)}$$

Sedang, gaya geser horisontal  $V_{jh}$  ditahan oleh dua mekanisme kuat geser inti join :

- Strat beton diagonal yang melewati daerah-daerah tekan ujung join yang memikul gaya geser  $V_{ch}$ ,
- Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horisontal dan strat beton diagonal daerah tarik join yang memikul gaya geser  $V_{sh}$ .

Besar  $V_{ch}$  harus diambil sama dengan nol kecuali :

- Tegangan tekan rata-rata minimal pada penampang bruto kolom beton di atas join termasuk tegangan prategang, apabila ada yang melebihi nilai  $0,1 \times f_c$ , maka :

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g}\right)} - 0,10 \times f_c \times b_j \times h_c$$

- Balok diberi gaya prategang yang melewati join, maka :

$$V_{ch} = 0,7 \times P_{cs}$$

dengan  $P_{cs}$  adalah gaya permanen dalam baja prategang yang terletak di sepertiga bagian tengah tinggi kolom

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

$$V_{ch} = 0,5 \times \frac{A'_s}{A_s} \times V_{jh} \times \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 \times A_g \times f'_c}\right)$$

dimana :

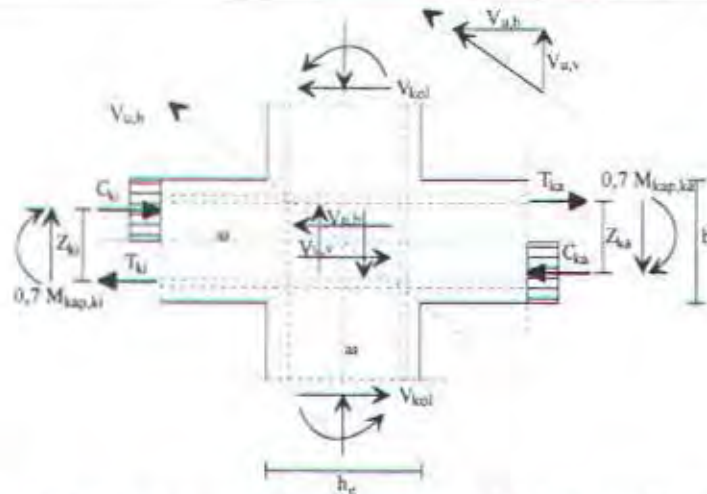
$$\frac{A'_s}{A_s} < 1$$

sedangkan :

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch}, \text{ dan luas tulangan geser horisontal efektif } (A_{jh})$$

$$V_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_y}, \text{ yang harus didistribusikan secara merata di antara tulangan balok longitudinal atas dan bawah.}$$





Gambar 2-5. Panel pertemuan balok kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok.

Geser join vertikal  $V_{jv}$  dapat dihitung dari :

$$V_{jv} = V_{jh} \times \frac{h_c}{b_j}$$

Sedangkan tulangan join geser vertikal didapat dari :

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$$

dengan :

$$V_{cv} = \frac{A'_s}{A_{sc}} \times V_{jh} \times \left( 0,6 + \frac{N_{uh}}{A_g \times f'_c} \right)$$

dimana :

$A'_s$  = Luas tulangan longitudinal tekan

$A_{sc}$  = Luas tulangan longitudinal tarik, dan luas tulangan join vertikal.

sehingga tulangan geser join :

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y}$$

Tulangan geser join vertikal ini harus terdiri dari tulangan kolom antara yang terletak pada bidang lentur antara ujung tulangan sisi luar, atau terdiri dari sengkang pengikat vertikal atau tulangan vertikal khusus yang diletakkan dalam

kolom dan dijangkarkan secukupnya untuk meneruskan gaya tarik yang disyaratkan ke dalam join.

#### **2.4.4. Persyaratan perencanaan seismik untuk komponen struktur dengan daktilitas penuh**

##### **2.4.4.1. Komponen struktur rangka yang menahan beban lentur (balok)**

1. Gaya tekan aksial terfaktor yang bekerja pada komponen struktur tersebut tidak melebihi ( $A_g f_c/10$ )
2. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya kecuali untuk balok perangkai dinding geser
3. Rasio lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3
4. Lebar tidak boleh (a) kurang dari 250 mm, dan (b) lebih dari lebar komponen penumpu (diukur dari bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen lentur) ditambah jarak yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen lentur pada tiap sisi komponen penumpu
5. Eksentrisitas antara titik berat balok dan titik berat kolom tidak melampaui seperempat tinggi komponen lentur pada tiap sisi komponen penumpu
6. Pada sebarang penampang suatu komponen struktur lentur, jumlah tulangan atas maupun bawahnya tidak boleh kurang dari ( $1,4 b_w d/f_y$ ) dan rasio tulangan tidak boleh melampaui ( $7 b_w d/f_y$ ). Paling tidak harus disediakan dua batang tulangan menerus pada kedua tulangan atas dan bawah
7. Kuat momen positif pada sisi muka join tidak boleh kurang dari 1/2 kuat momen negatif yang disediakan pada sisi muka join tersebut. Pada sebarang penampang komponen struktur tersebut, kuat momen positif maupun kuat momen negatifnya tidak boleh kurang dari seperempat kuat momen maksimum yang terdapat pada kedua ujung join
8. Sambungan lewatan tulangan lentur hanya diperbolehkan bila sepanjang daerah sambungan lewatan tadi dipasang tulangan sengkang penutup asal tulangan spiral. Jarak maksimum tulangan transversal yang melilit batang tulangan yang di



sambung lewat tidak boleh melebihi  $d/4$  atau 100 mm. Sambungan lewat tidak boleh digunakan :

- (a) dalam daerah join
- (b) dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur muka join
- (c) pada lokasi dimana analisis menunjukkan terjadinya leleh lentur akibat perpindahan lateral *inelastis* rangka.

9. Sambungan las dan sambungan mekanikal yang memenuhi ketentuan SK SNI '91 boleh digunakan untuk penyambungan tulangan, asal pelaksanaan penyambungan pada suatu penampang pada tiap lapis tulangan tidak lebih dari pelaksanaan berselang, dan jarak sumbu dari sambungan batang yang berdekatan tidak kurang dari 600 mm, diukur sepanjang sumbu longitudinal dari komponen struktur rangka.

10. Sengkang tertutup harus di pasang pada daerah berikut dari komponen struktur rangka :

- a) Sepanjang dua kali tinggi komponen struktur diukur dari muka komponen struktur pendukung ke arah tengah bentang, pada kedua ujung komponen struktur lentur
- b) Sepanjang dua kali tinggi komponen struktur pada kedua sisi suatu penampang yang mungkin terjadi leleh lentur sehubungan dengan perpindahan lateral *inelastis* rangka.

11. Sengkang tertutup yang pertama harus di pasang tidak lebih dari 50 mm diukur dari sisi muka suatu komponen struktur pendukung. Spasi maksimum dari sengkang tersebut tidak boleh melebihi :

- a)  $d/4$
- b) delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- c) 24 kali diameter batang sengkang
- d) 200 mm
- e)  $\frac{1600 \times f_y \times A_{s,l}}{(A_{s,a} + A_{s,b}) \times f_y}$

dimana :

$A_{s,l}$  = Luas satu kaki dari tulangan transversal ( $\text{mm}^2$ )

$A_{s,a}$  = Luas tulangan longitudinal atas ( $\text{mm}^2$ )

$A_{s,b}$  = Luas tulangan longitudinal bawah ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = Kuat leleh tulangan longitudinal (MPa).

12. Di daerah yang memerlukan sengkang tertutup, batang tulangan longitudinal pada perimeter harus mempunyai penahan lateral yang memenuhi ketentuan yang berlaku
13. Di daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang harus di pasang dengan spasi tidak lebih dari  $d/2$  pada seluruh panjang komponen struktur tersebut
14. Sengkang tertutup pada komponen struktur lentur boleh dibentuk dari dua potong tulangan yaitu sebuah sengkang terbuka U yang mempunyai kait 135-derajat dengan perpanjangan sebesar 6 kali diameter (tetapi tidak kurang dari 75 mm) yang dijangkar di dalam inti yang terkekang dan satu kait silang penutup hingga keduanya membentuk satu gabungan sengkang yang tertutup. Kait saling menutup yang berurutan yang mengait pada satu tulangan longitudinal yang sama harus dipasang sedemikian hingga kait 90-derajatnya terpasang berselang pada sisi yang berlawanan dari komponen struktur lentur. Bila batang tulangan longitudinal yang terikat oleh sengkang kait penutup hanya dibatasi oleh pelat pada satu sisi komponen struktur rangka lentur, maka kait 90 derajat kait silang penutup tersebut harus dipasang di sisi itu.

#### **2.4.4.2. Komponen struktur rangka yang menahan lentur dan aksial (kolom)**

1. Dimensi penampang terpendek, di ukur pada satu garis lurus yang melalui titik berat penampang, tidak boleh kurang dari 300 mm
2. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi yang tegak lurus padanya tidak boleh kurang dari 0,4
3. Rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi penampang kolom yang terpendek tidak boleh lebih besar dari 25. Untuk kolom yang mengalami momen yang

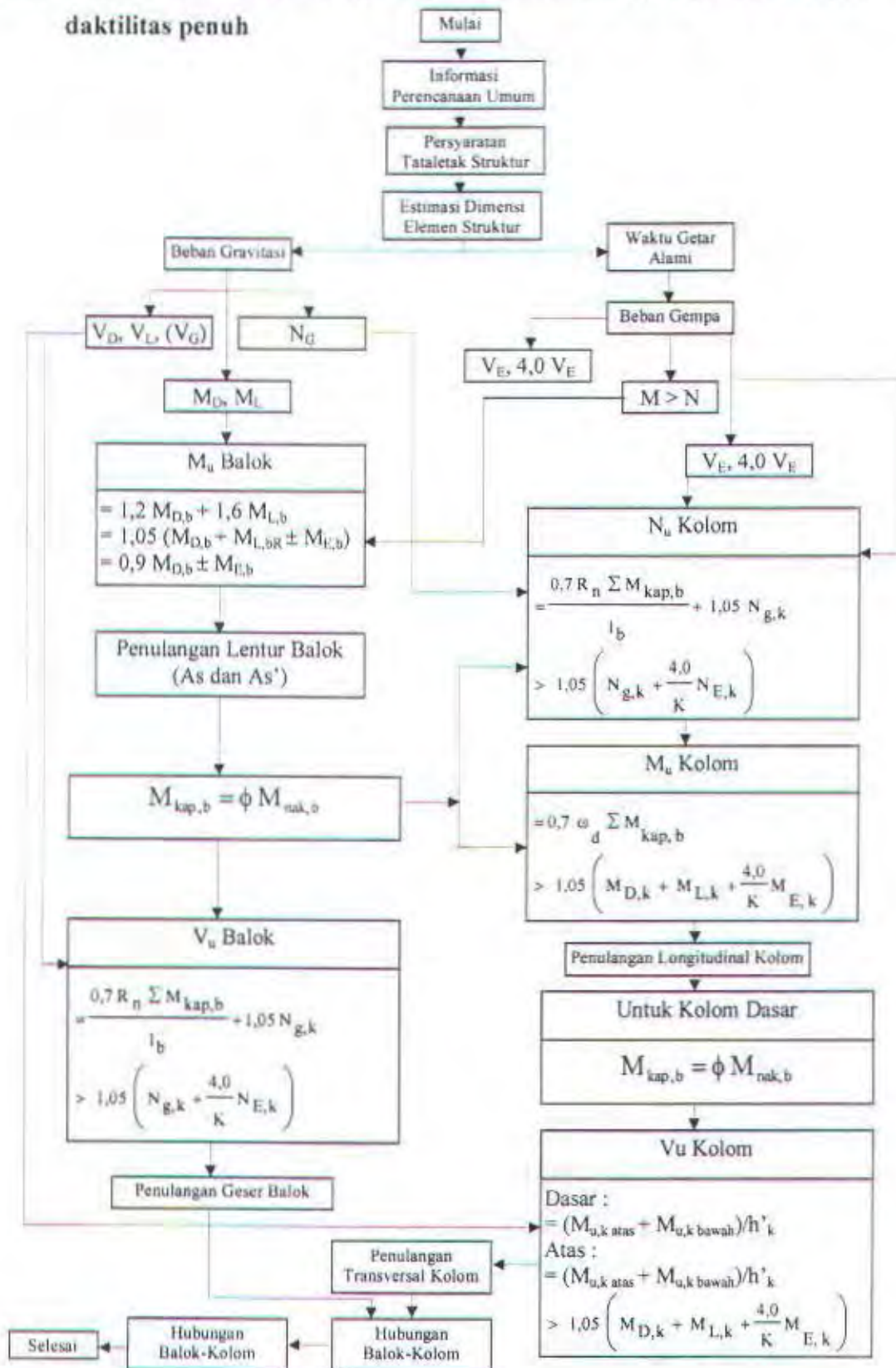


- dapat berbalik tanda, rasionya tidak boleh lebih besar dari 16. Untuk kolom *kantilever* rasionya tidak boleh lebih dari 10
4. Rasio tulangan  $\rho$ , tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06, dan pada daerah sambungan tidak boleh lebih dari 0,08
  5. Sambungan lewatan hanya digunakan di luar daerah sendi plastis potensial dan harus diproporsikan sebagai sambungan tarik. Sambungan las dan sambungan mekanikal yang memenuhi SK SNI '91 boleh digunakan untuk menyambung tulangan pada sembarang tempat, asal pengaturan penyambungan batang tulangan longitudinal pada satu penampang tidak lebih dari pengaturan berselang dan jarak antara sambungan adalah 600 mm
  6. Pada seluruh tinggi kolom harus dipasang tulangan transversal untuk memikul beban geser
  7. Tulangan transversal boleh terdiri dari sengkang tertutup tunggal atau majemuk atau menggunakan kait silang penutup dengan diameter dan spasi yang sama dengan diameter dan spasi yang ditetapkan untuk sengkang tertutup. Setiap ujung kait silang penutup yang berurutan harus diatur sehingga kait ujungnya terpasang berselang sepanjang tulangan longitudinal yang ada  
Tulangan transversal harus dipasang dengan spasi tidak melebihi :
    - a) seperempat dimensi komponen struktur yang terkecil,
    - b) lebih kecil atau sama dengan delapan kali diameter tulangan memanjang,
    - c) lebih kecil atau sama dengan 100 mm.
  8. Kait silang atau kaki sengkang tertutup majemuk tidak boleh dipasang dengan spasi lebih dari 350 mm dari pusat ke pusat dalam arah tegak lurus terhadap sumbu longitudinal dari komponen struktur
  9. Pada setiap muka join pada kedua sisi dari setiap penampang yang mungkin mengalami leleh lentur akibat terjadinya perpindahan lateral *inelastis* dari rangka harus dipasang tulangan transversal dengan jumlah seperti yang ditentukan pada butir 6, 7 dan 8, sepanjang  $L_o$  dari muka yang ditinjau.  
Panjang  $L_o$  tadi tidak boleh kurang dari :
    - a) tinggi komponen dimensi struktur,  $N_{uk} < 0,30 \times A_g \times f_c$

- 
- b) Satu setengah kali tinggi komponen dimensi struktur untuk  $N_{uk} > 0,30 \times A_g \times f_c$
- c) 1/6 bentang bersih komponen struktur
- d) 450 mm.
10. Bila gaya tekan aksial terfaktor yang berhubungan dengan pengaruh gempa yang bekerja pada komponen struktur nilainya melampaui  $(0,10 \times A_g \times f_c)$ , maka pada seluruh tinggi kolom yang berada di bawah ketinggian dimana terjadi pengakhiran komponen struktur kaku dan yang memikul reaksi dari komponen struktur kaku yang terputus tadi, misalnya dinding, harus diberi tulangan transversal seperti yang ditentukan dalam butir 6,7 dan 8. Tulangan transversal tersebut harus meneruskan ke dalam komponen struktur yang terputus paling tidak sejauh panjang penyaluran batang tulangan longitudinal yang terbesar di dalam kolom. Bila kolomnya berakhir pada suatu pondasi telapak atau pondasi rakit, maka tulangan transversal yang memenuhi butir 6, 7 dan 8 harus meneruskan sekurang-kurangnya 300 mm ke dalam pondasi tersebut.



2.4.5. Diagram alir langkah-langkah perencanaan struktur rangka dengan daktilitas penuh



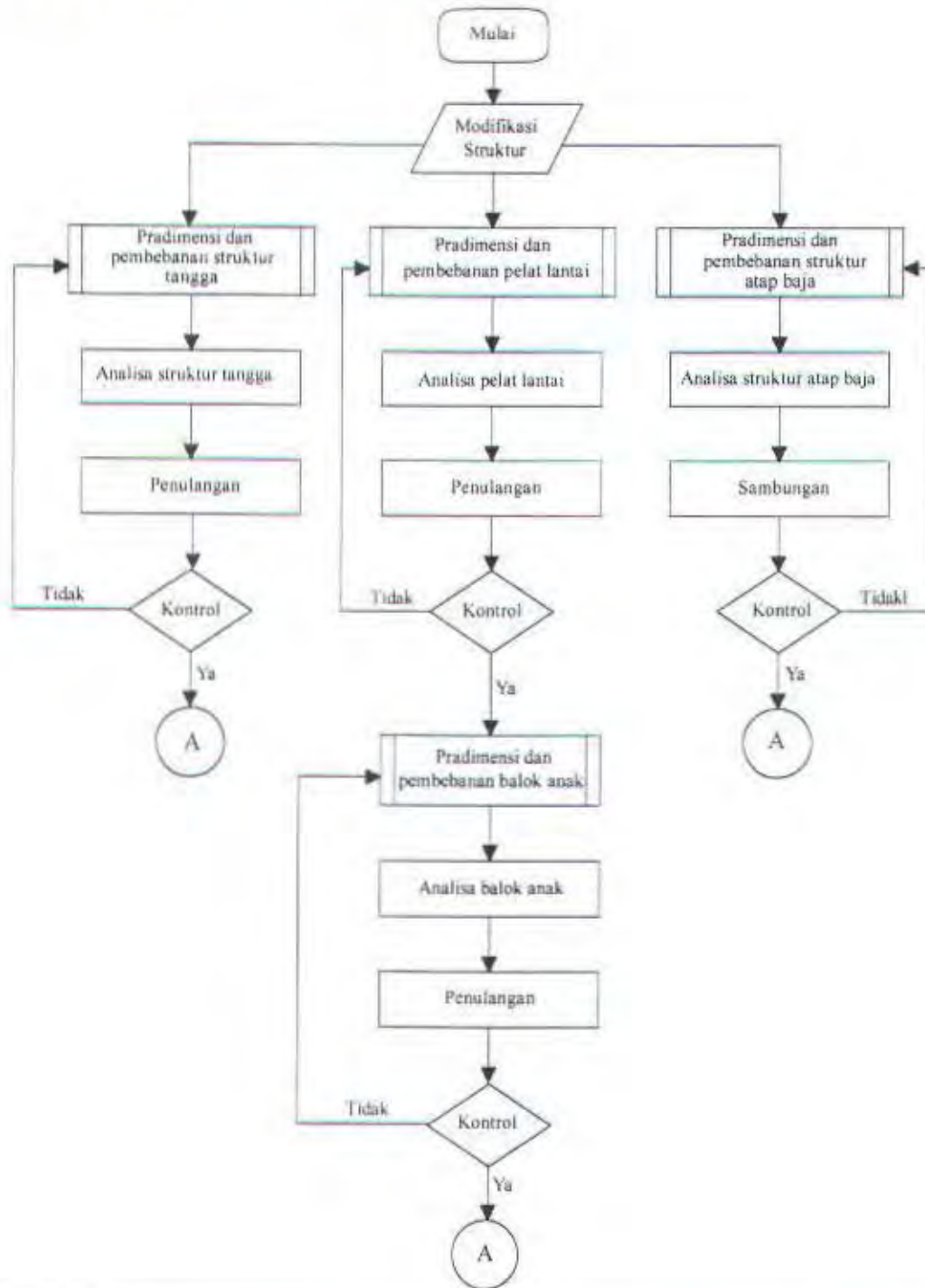


*BAB III*  
*METODOLOGI*



## BAB III METODOLOGI

### 3.1. Bagan alir perencanaan struktur



### 3.2. Metode analisa dan perhitungan

Metode-metode yang digunakan dalam analisa struktur Gedung Kampus STIKOM adalah :

1. Pada perhitungan gaya-gaya dalam pelat lantai digunakan koefisien-koefisien momen dari PBI '71 pasal 13.3. dan tabel 13.3.2, sedangkan perhitungan penulangannya berdasarkan SK SNI '91
2. Untuk analisa statis pada beberapa unsur sekunder (balok anak dan tangga) digunakan bantuan program SAP90
3. Pada struktur baja, analisa gaya-gaya dalam digunakan SAP90, sedangkan kontrol profil digunakan metode menurut konsep SNI '97
4. Perhitungan gaya-gaya dalam dari balok induk dan kolom, diperoleh dari analisa statis atau dinamis, struktur utama digunakan analisa tiga dimensi paket program SAP90. Struktur utama akan dimodelkan sebagai *struktur open frame* tiga dimensi (*space frame*)
5. Karena kekakuan dalam arah bidang (*inplane*) dari kebanyakan lantai beton cukup tinggi, maka lantai beton tersebut dapat dimodelkan sebagai "*Rigid Floor Diaphragm*"
6. Untuk pemodelan dengan cara ini, maka massa dari tiap-tiap lantai dapat diasumsikan terpusat pada satu nodal atau master joint (*lumped mass parameter*)
7. Pada tahap terakhir dibahas tentang perencanaan pondasi yang meliputi perencanaan penulangan pondasi setempat, dan perencanaan sloof (*tie beam*). Perencanaan pondasi ini dihitung berdasarkan SK SNI '91 dan teori penunjang lainnya.

Hasil perhitungan dituangkan dalam bentuk gambar-gambar struktur berupa gambar rencana atap baja dan penulangan plat, balok, kolom, dinding geser dan pondasi yang dibuat dengan memperhatikan pendetailan yang disyaratkan dalam peraturan.





*BAB IV*  
*PERENCANAAN STRUKTUR*  
*SEKUNDER*

---

## BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

### 4.1. Preliminary disain

Preliminary disain dimensi balok pengapit pelat, dapat diambil sekitar :

- Tinggi balok ( $h$ ) =  $(1/10 - 1/15) \times Lu$
- Lebar balok ( $b$ ) =  $(0,40 - 0,67 \times h$

#### 4.1.1. Dimensi balok

1. Rencana balok induk bentang 650 cm dengan dimensi :

$$h = 1/12 \times 650 = 54,2 \rightarrow \text{dipakai } 55$$

$$b = 0,55 \times 55 = 30,3 \rightarrow \text{dipakai } 35$$

2. Rencana balok induk bentang 650 cm dengan dimensi :

$$h = 1/15 \times 650 = 43,3 \text{ dipakai } 45$$

$$b = 0,50 \times 45 = 22,5 \text{ dipakai } 25$$

#### 4.1.2. Dimensi kolom

Direncanakan kolom :  $b = h$

$$\frac{I_{\text{kolom}}}{L_{\text{kolom}}} \geq \frac{I_{\text{balok}}}{L_{\text{balok}}}$$

$$\frac{\frac{1}{12} \times b \times h^3}{400} \geq \frac{\frac{1}{12} \times 35 \times 55^3}{650}$$

$$b^4 \geq 3583462$$

$$b \geq 44 \text{ cm}$$

jadi untuk dimensi kolom diambil = 60 x 60 cm.



### 4.1.3. Dimensi pelat

#### 4.1.3.1. Dasar perhitungan dimensi pelat

##### 1. Pelat satu arah (*one way slab*)

Pelat yang membentang dalam satu arah yaitu yang ditumpu sepanjang dua tepi yang sejajar. Bila perbandingan bentang panjang ( $L_y$ ) dengan bentang pendek ( $L_x$ ) lebih besar dua ( $L_y/L_x > 2$ ), maka praktis gaya aksi akan dipikul seluruhnya oleh tumpuan bentang pendek. Pemahaman akan pengertian tersebut di atas dapat dijelaskan dengan teori elastisitas *linier* atau dengan mekanika teknik. Pada kasus pelat, reaksi lebih besar dilimpahkan pada arah dimana pada kekakuannya lebih besar yaitu pada arah bentang pendek.

Maka SK SNI '91 mengizinkan jika  $L_y/L_x > 2$ , pelat dapat direncanakan sebagai pelat satu arah, dengan tulangan utama mengarah pada bentang pendek dan tulangan bagi (susut dan suhu) mengarah pada bentang panjang. Tebal minimum yang ditentukan menurut tabel 3.2.5a SK SNI '91.

##### 2. Pelat dua arah (*two way slab*)

Pelat yang membentang dalam dua arah yaitu merupakan pelat dua arah yang didukung oleh balok pada keempat sisinya. Bila sebuah pelat lantai yang ditumpu pada keempat atau ketiga sisinya dibebani oleh beban merata, maka beban tersebut akan didistribusikan pelat lantai pada tumpuan dengan aksi dua arah. Gaya-gaya aksi yang terdapat pada pelat bujur sangkar tersebut adalah sama besar untuk masing-masing arah. Sedangkan pada pelat empat persegi panjang gaya aksi pada bentang pendek ( $L_x$ ) adalah lebih besar dari aksi pada arah bentang panjang ( $L_y$ ). Pelat dengan aksi dua arah  $L_y/L_x < 2$ .

SK SNI '91 pasal 3.2.5 butir 3 menetapkan bahwa tebal pelat dua arah dengan tumpuan balok pada keempat sisinya tidak boleh kurang dari nilai yang didapat dari :

$$h = \frac{L_n \times \left\{ 0,8 + \left( \frac{f_y}{1500} \right) \right\}}{36 + 5\beta \left\{ \alpha_m - 0,12 \left( 1 + \frac{1}{\beta} \right) \right\}}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{L_n \times \left\{ 0,8 + \left( \frac{f_y}{1500} \right) \right\}}{36 + 9\beta}$$

dan tidak perlu lebih dari :

$$h = \frac{L_n \times \left\{ 0,8 + \left( \frac{f_y}{1500} \right) \right\}}{36}$$

Batasan di atas dimaksudkan agar kekuatan dan kelayakan struktur pelat terhadap lendutan akibat beban kerja tanpa menimbulkan pengaruh yang merugikan.

Dalam segala hal, tebal pelat tidak boleh kurang dari harga berikut :

- a. untuk  $\alpha_m < 2$  ..... 120 mm
- b. untuk  $\alpha_m \geq 2$  ..... 90 mm

dimana :

$L_n$  = bentang bersih ke arah memanjang, dari muka ke muka perletakan

$\alpha_m$  = rasio rata-rata dari kekakuan balok terhadap pelat, biasanya  $\geq 2$  untuk balok-balok yang kaku

$\beta$  = rasio dari bentang panjang bersih pelat terhadap bentang pendek bersih pelat atau ( $l_y/l_x$ )

Sebelum mendapatkan harga  $\alpha_m$ , terlebih dahulu menghitung harga  $\alpha$ , dimana harga ini didapatkan dari perumusan :

menurut ACI :

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{slab}}$$

$$I_{balok} = K \times b_w \times \frac{h^3}{12}$$

$$I_{slab} = b_s \times \frac{l^3}{12}$$



$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{t}{h}\right) \times \left[ 4 - 6 \times \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \times \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \times \left(\frac{t}{h}\right)}$$

dimana :

$h$  = tinggi total balok

$t$  = tebal total pelat

$b_e$  = lebar efektif flens

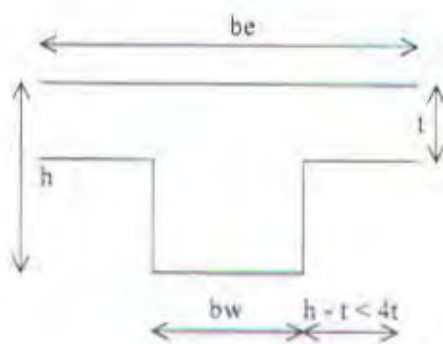
$b_w$  = lebar badan balok

Perumusan mencari nilai  $b_e$  pada balok T :

a. Balok Tengah

$$b_e = b_w + 2 \times (h - t)$$

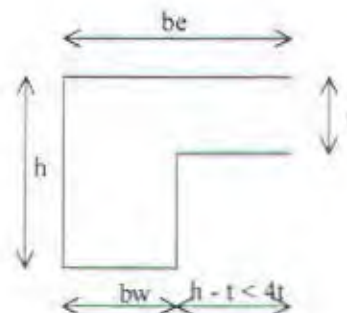
$$b_e = b_w + 2 \times (4t)$$



b. Balok Tepi

$$b_e = b_w + (h - t)$$

$$b_e = b_w + (4t)$$

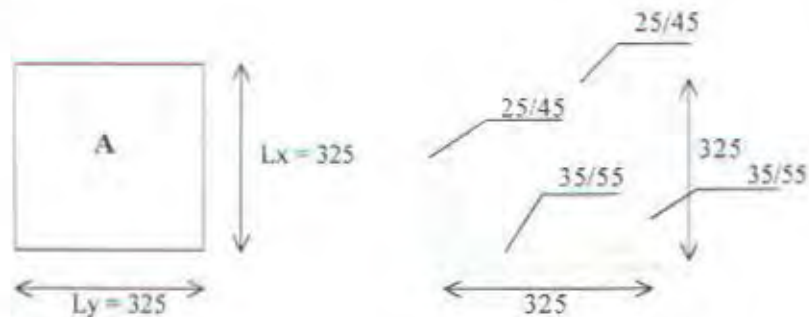


Gambar 4-1, Penampang balok T (interior dan eksterior) dalam perencanaan pelat

#### 4.1.3.2. Perhitungan tebal pelat lantai

Perhitungan pada bagian ini bertujuan untuk mencari ketebalan pelat yang dibutuhkan sesuai dengan kondisi fisik dari pelat tersebut. Dengan data-data perencanaan yang telah dibahas sebelumnya. Asumsi dari tebal pelat yang direncanakan adalah 12 cm.

Pelat dua arah

bentang bersih ( $L_n$ ) :

$$L_x = 325 - 1/2 (25 + 35) = 295 \text{ cm}$$

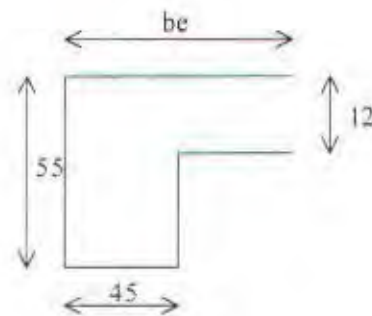
$$L_y = 325 - 1/2 (25 + 35) = 295 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{295}{295} = 1 < 2 \rightarrow \text{termasuk analisa pelat dua arah}$$

- Balok induk tepi 35/55

Penentuan lebar efektif ( $b_e$ ) :

$$\begin{aligned} b_e &= b_w + (h - t) \\ &= 35 + (55 - 12) \\ &= 78 \text{ cm (menentukan)} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} b_e &= b_w + (4t) \\ &= 35 + (4 \times 12) \\ &= 83 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{1 + \left(\frac{78}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{55}\right) \times \left[4 - 6 \times \left(\frac{12}{55}\right) + 4 \times \left(\frac{12}{55}\right)^2 + \left(\frac{78}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{55}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{78}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{55}\right)} \\ &= 1,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_b &= 1/12 \times K \times b_w \times h^3 \\ &= 1/12 \times 1,4 \times 35 \times 55^3 \\ &= 679553 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$



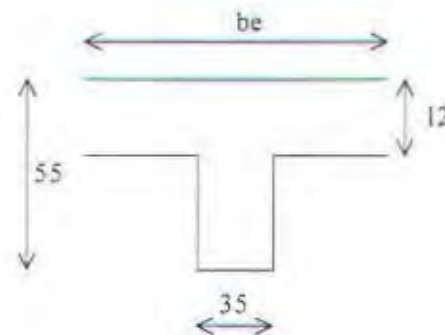
$$\begin{aligned}
 I_s &= 1/12 \times b_s \times t^3 \\
 &= 1/12 \times (325/2) \times 12^3 \\
 &= 46800 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\alpha_1 = \frac{679553}{46800} = 14,52$$

- Balok induk tengah 35/55

Penentuan lebar efektif ( $b_e$ ) :

$$\begin{aligned}
 b_e &= b_w + 2 \times (h - t) \\
 &= 35 + 2 \times (55 - 12) \\
 &= 121 \text{ cm (menentukan)}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 b_e &= b_w + 2 \times (4t) \\
 &= 35 + (8 \times 12) \\
 &= 131 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{1 + \left(\frac{121}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{55}\right) \times \left[4 - 6 \times \left(\frac{12}{55}\right) + 4 \times \left(\frac{12}{55}\right)^2 + \left(\frac{121}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{55}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{121}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{55}\right)} \\
 &= 1,67
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_b &= 1/12 \times K \times b_w \times h^3 \\
 &= 1/12 \times 1,67 \times 35 \times 55^3 \\
 &= 808198 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

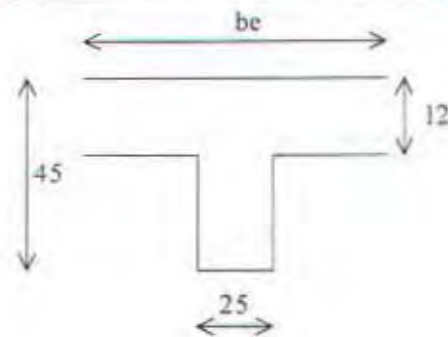
$$\begin{aligned}
 I_s &= 1/12 \times b_s \times t^3 \\
 &= 1/12 \times 325 \times 12^3 \\
 &= 46800 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\alpha_2 = \frac{808198}{46800} = 17,27$$

- Balok anak tengah 25/45 (memanjang)

Penentuan lebar efektif ( $b_e$ ) :

$$\begin{aligned} b_e &= b_w + 2 \times (h - t) \\ &= 25 + 2 \times (45 - 12) \\ &= 91 \text{ cm (menentukan)} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} b_e &= b_w + 2 \times (4t) \\ &= 25 + (8 \times 12) \\ &= 121 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{1 + \left(\frac{91}{25} - 1\right) \times \left(\frac{12}{45}\right) \times \left[4 - 6 \times \left(\frac{12}{45}\right) + 4 \times \left(\frac{12}{45}\right)^2 + \left(\frac{91}{25} - 1\right) \times \left(\frac{12}{45}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{91}{25} - 1\right) \times \left(\frac{12}{45}\right)} \\ &= 1,72 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_b &= 1/12 \times K \times b_w \times h^3 \\ &= 1/12 \times 1,72 \times 25 \times 45^3 \\ &= 325886 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

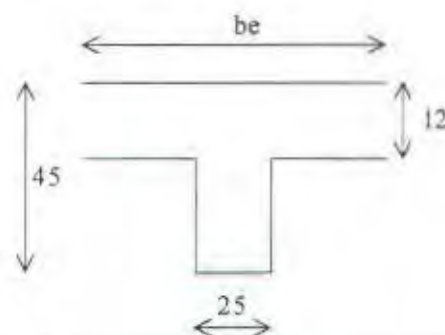
$$\begin{aligned} I_s &= 1/12 \times b_e \times t^3 \\ &= 1/12 \times 325 \times 12^3 \\ &= 46800 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\alpha_3 = \frac{325886}{46800} = 6,96$$

- balok anak tengah 25/45 (melintang)

Penentuan lebar efektif ( $b_e$ ) :

$$\begin{aligned} b_e &= b_w + 2 \times (h - t) \\ &= 25 + 2 \times (45 - 12) \\ &= 91 \text{ cm (menentukan)} \end{aligned}$$





$$\begin{aligned}
 b_e &= b_w + 2 \times (4t) \\
 &= 25 + (8 \times 12) \\
 &= 121 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{1 + \left(\frac{91}{25} - 1\right) \times \left(\frac{12}{45}\right) \times \left[4 - 6 \times \left(\frac{12}{45}\right) + 4 \times \left(\frac{12}{45}\right)^2 + \left(\frac{91}{25} - 1\right) \times \left(\frac{12}{45}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{91}{25} - 1\right) \times \left(\frac{12}{45}\right)} \\
 &= 1,72
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_b &= 1/12 \times K \times b_w \times h^3 \\
 &= 1/12 \times 1,72 \times 25 \times 45^3 \\
 &= 325886 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_s &= 1/12 \times b_s \times t^3 \\
 &= 1/12 \times 325 \times 12^3 \\
 &= 46800 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\alpha_4 = \frac{325886}{46800} = 6,96$$

Dari perhitungan di atas, untuk pelat A didapatkan  $\alpha_{rata-rata}$  ( $\alpha_m$ ) :

$$\begin{aligned}
 \alpha_m &= \frac{1}{4} (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) \\
 &= \frac{1}{4} (14,52 + 17,27 + 6,96 + 6,96) \\
 &= 11,43
 \end{aligned}$$

dengan demikian dapat diperoleh tebal minimum dari tebal pelat lantai :

$$\begin{aligned}
 h_1 &= \frac{295 \times \left\{0,8 + \left(\frac{390}{1500}\right)\right\}}{36 + 5 \times 1 \times \left\{11,43 - 0,12 \left(1 + \frac{1}{1}\right)\right\}} = 3,4 \text{ cm} \\
 h_2 &= \frac{295 \times \left\{0,8 + \left(\frac{390}{1500}\right)\right\}}{36 + 9 \times 1} = 6,95 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$h_3 = \frac{295 \times \left[ 0,8 + \left( \frac{390}{1500} \right) \right]}{36} = 8,69 \text{ cm}$$

Syarat :  $t \geq h_1$  dan  $h_2$  ;  $t \leq h_3$

Adapun agar diperoleh ketebalan yang seragam untuk setiap lantainya, maka pelat lantai seluruh ruangan menggunakan ketebalan pelat sebesar 12 cm. Untuk perhitungan tebal tipe pelat lainnya dapat dilihat dalam tabel.

## 4.2. Perencanaan struktur sekunder pelat lantai

### 4.2.1. Pelat dua arah (*two way slab*)

#### 4.2.1.1. Pemodelan dan analisa momen pelat

Pada pemodelan, pelat dianggap terjepit elastis pada keempat sisinya. Hal ini disebabkan pada tepi-tepi pelat (baik yang menerus maupun yang tidak menerus) pasti terjadi perputaran sudut.

Pertimbangan lain pemodelan ini adalah bila pelat dianggap terjepit penuh pada keempat sisinya maka dianggap momen-momen yang terjadi sebagian besar akan diterima oleh tumpuan sehingga nilai momen lapangan akan selalu lebih kecil, padahal keadaan sesungguhnya pelat dapat berputar.

Lain halnya jika pelat dimodelkan terjepit elastis pada keempat sisinya. Pada pemodelan ini besarnya momen lapangan akan mendekati momen tumpuannya (khusus untuk pelat yang ditumpu pada keempat sisinya) sehingga pemodelan struktur lebih aman.

Momen-momen yang terjadi pada pelat dapat dihitung dengan menggunakan tabel 13.3.2. Peraturan Beton Indonesia 1971.

#### 4.2.1.2. Perencanaan penulangan pelat

Langkah-langkah perhitungan penulangan pelat dua arah adalah sebagai berikut :

1. Rencanakan pelat yang meliputi : mutu beton dan baja, tebal pelat dan decking (selimut beton) dan diameter tulangan yang akan dipakai.



2. Hitung momen yang bekerja pada pelat dengan menggunakan Tabel 13.3.1. dan Tabel 13.3.2. Peraturan Beton Indonesia 1971.
3. Hitung rasio tulangan berimbang ( $\rho_b$ ), rasio tulangan maksimum ( $\rho_{mak}$ ) dan rasio tulangan minimum ( $\rho_{min}$ ).

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

dimana :

untuk  $f_c' \leq 30$  MPa  $\rightarrow \beta_1 = 0,85$  ..... SK SNI '91 pasal 3.3.2 butir 7

untuk  $f_c' > 30$  MPa  $\rightarrow \beta_2 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30)$

$\rho_{mak} = 0,75 \times \rho_{balance}$  ..... SK SNI '91 pasal 3.3.3 butir 3

$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$  ..... SK SNI '91 pasal 3.3.5 butir 1

4. Hitung tulangan yang diperlukan ( $A_{s_{perlu}}$ ).

Tulangan harus dihitung pada kedua arah (arah x dan arah y)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) \rightarrow m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d$$

5. Kontrol spasi maksimum

$$S_{max} = 2 \times \text{tebal pelat} > S_{terpasang} \quad \text{..... SK SNI pasal 3.6.4 butir 2}$$

6. Tulangan susut dan suhu

Tulangan susut dan suhu hanya disediakan untuk pelat-pelat dimana tulangan lenturnya memanjang hanya dalam satu arah saja (pelat satu arah) dan pelat-pelat yang berhubungan langsung dengan sinar matahari (pelat atap).

Tulangan susut dan suhu dipasang tegak lurus dengan arah tulangan memanjang dengan spasi tidak boleh lebih dari lima kali tebal pelat atau 500 mm (SK SNI '91 pasal 3.16.12 butir 2)

Rasio tulangan susut dan suhu harus diambil sebesar 0,002 untuk tulangan deform mutu 300 atau 0,0018 untuk tulangan deform mutu 400.

#### 7. Kontrol retak

Untuk sistim pelat dua arah yang menggunakan tulangan dengan  $f_y < 413,7$  MPa kontrol retak tidak perlu diperhitungkan.

#### 8. Kontrol lendutan

Menurut PBI '71 pasal 10.5.2, untuk pelat dengan bentang terpendek kurang dari 4,5 meter, lendutan tidak perlu diperiksa, asalkan tebal pelat lebih besar dari 1/35 kali panjang bentang terkecil dari pelat tersebut. Untuk pelat-pelat dengan panjang bentang terkecilnya kurang dari 450 cm lendutannya tidak perlu di hitung. Di dalam SK SNI '91 juga menyebutkan bahwa jika tebal pelat minimum yang dihitung dengan ke dua rumus SK SNI '91 pasal 3.2.5 butir 3 persamaan 3.2-12 dan 3.2-13 untuk pelat dua arah, batas lendutan yang diijinkan dapat di lihat pada tabel 3.2.5b SK SNI '91.

### 4.2.2. Pelat satu arah (*one way slab*)

#### 4.2.2.1. Distribusi gaya-gaya dalam pelat satu arah

Distribusi gaya-gaya dalam pelat satu arah (menahan dalam satu arah), sebenarnya dianggap sebagai gelagar di atas beberapa tumpuan.

Untuk menentukan distribusi gaya dengan menggunakan koefisien momen dengan menggunakan Tabel 4.1. Koefisien momen pada Peraturan Beton Indonesia 1971.

#### 4.2.2.2. Perencanaan penulangan pelat

Langkah-langkah perhitungan penulangan pelat satu arah adalah sebagai berikut :

1. Rencanakan pelat yang meliputi : mutu beton dan baja, tebal pelat dan decking (selimut beton) dan diameter tulangan yang akan dipakai.
2. Hitung momen yang bekerja pada pelat dengan menggunakan Tabel 13.3.1. dan Tabel 13.3.2. Peraturan Beton Indonesia 1971.
3. Hitung rasio tulangan berimbang, rasio tulangan maksimum dan rasio tulangan minimum.



4. Hitung tulangan yang diperlukan ( $A_{s_{perlu}}$ ).

5. Kontrol spasi maksimum

$$S_{max} = 2 \times \text{tebal pelat} > S_{terpanjang} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI pasal 3.6.4 butir 2}$$

6. Tulangan susut dan suhu

Tulangan susut dan suhu hanya disediakan untuk pelat-pelat dimana tulangan lenturnya memanjang hanya dalam satu arah saja (pelat satu arah) dan pelat-pelat yang berhubungan langsung dengan sinar matahari (pelat atap).

Tulangan susut dan suhu dipasang tegak lurus dengan arah tulangan memanjang dengan spasi tidak boleh lebih dari lima kali tebal pelat atau 500 mm (SK SNI '91 pasal 3.16.12 butir 2)

Rasio tulangan susut dan suhu harus diambil sebesar 0,002 untuk tulangan deform mutu 300 atau 0,0018 untuk tulangan deform mutu 400.

7. Kontrol retak

Untuk sistem pelat dua arah yang menggunakan tulangan dengan  $f_y < 413,7$  MPa kontrol retak tidak perlu diperhitungkan.

Bila tegangan leleh rancang  $f_y$  tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen negatif dan momen positif maksimum harus diproporsikan sedemikian rupa sehingga nilai yang diberikan sesuai dengan SK SNI '91 pasal 3.3.6 mengenai kontrol retak pada pelat satu arah adalah :

$$Z = f_s^3 \times \sqrt{d_c \times A}$$

dimana :

$d_c$  = jarak pusat tulangan tarik ke tepi luar dari suatu komponen struktur beton

$A$  = luas efektif beton di sekitar tulangan tarik dibagi dengan jumlah tulangan ( $\text{mm}^2$ ) =  $\frac{2 \times d_c \times b_w}{n_{tulangan}}$

$$f_s = 60 \% \times f_y$$

8. Kontrol lendutan

Untuk pelat satu arah lendutan tidak perlu dihitung

### 4.2.3. Perhitungan penulangan pelat

#### 4.2.3.1. Data pembebanan

Perhitungan pembebanan untuk pelat lantai berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung 1983

a. Beban-beban pelat lantai 2-8 meliputi :

##### 1. Beban mati ( $D_L$ )

- berat sendiri pelat	=	$0,12 \times 2400$	=	288 kg/m <sup>2</sup>
- plafon dan penggantung	=	$11 + 7$	=	18 kg/m <sup>2</sup>
- spesi	=	$2,5 \times 21$	=	52,5 kg/m <sup>2</sup>
- tegel	=	$2 \times 24$	=	48 kg/m <sup>2</sup>
- ducting AC dan pipa-pipa	=		=	40 kg/m <sup>2</sup>
				<hr/>
				446,5 kg/m <sup>2</sup>

##### 2. Beban hidup ( $L_L$ )

- lantai ruang kuliah	=		=	250 kg/m <sup>2</sup>
-----------------------	---	--	---	-----------------------

##### 3. Beban ultimate ( $Q_U$ )

$$\begin{aligned}
 Q_U &= 1,2 D_L + 1,6 L_L \\
 &= 1,2 \times 446,5 + 1,6 \times 250 \\
 &= 935,8 \text{ kg/m}^2 = 9358 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Beban-beban pelat lantai auditorium meliputi :

##### 1. Beban mati ( $D_L$ )

- berat sendiri pelat	=	$0,12 \times 2400$	=	288 kg/m <sup>2</sup>
- plafon dan penggantung	=	$11 + 7$	=	18 kg/m <sup>2</sup>
- spesi	=	$2,5 \times 21$	=	52,5 kg/m <sup>2</sup>
- tegel	=	$2 \times 24$	=	48 kg/m <sup>2</sup>
- ducting AC dan pipa-pipa	=		=	40 kg/m <sup>2</sup>
				<hr/>
				446,5 kg/m <sup>2</sup>



2. Beban hidup ( $L_L$ )

$$\text{- lantai ruang kuliah} = 400 \text{ kg/m}^2$$

3. Beban ultimate ( $Q_U$ )

$$\begin{aligned} Q_U &= 1,2 D_L + 1,6 L_L \\ &= 1,2 \times 446,5 + 1,6 \times 400 \\ &= 1175,8 \text{ kg/m}^2 = 11758 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

**4.2.3.2. Perhitungan penulangan pelat**

- Perhitungan penulangan pelat dipakai "Metode Kekuatan Batas", sesuai dengan SK SNI '91 pasal 3.3.2. butir 7 adalah  $f_c' = 0,85 \times 24,6 = 20,91 \text{ MPa}$
- Diasumsikan bahwa semua perletakan pelat adalah jepit elastis keempat sisinya.
- Tebal rencana pelat = 12 cm
- Selimut beton decking = 20 cm
- Tulangan yang digunakan = D10
- Mutu tulangan baja ( $f_y$ ) = 390 MPa

## Pelat tipe A (lantai 2-8)

$$\begin{aligned} L_x &= 325 - 1/2 (25 + 35) = 295 \text{ cm} \\ L_y &= 325 - 1/2 (30 + 30) = 295 \text{ cm} \\ L_y/L_x &= \frac{295}{295} = 1 < 2 \rightarrow \text{Pelat dua arah} \end{aligned}$$

Momen pelat diambil dari PBI 1971 tabel 13.3.1 :

## 1. Momen arah sumbu X

- Momen lapangan maksimum per meter lebar arah sumbu X

$$\begin{aligned} Ml_x &= 0,001 \times Q_U \times L_x^2 \times a \\ &= 0,001 \times 9358 \times 2,95^2 \times 36 = 2931,77 \text{ N-m} \end{aligned}$$

- Momen tumpuan maksimum per meter lebar arah sumbu X

$$\begin{aligned} Mt_x &= -0,001 \times Q_U \times L_x^2 \times a \\ &= -0,001 \times 9358 \times 2,95^2 \times 36 = -2931,77 \text{ N-m} \end{aligned}$$

**2. Momen arah sumbu Y**

- Momen lapangan maksimum per meter lebar arah sumbu Y

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0,001 \times Q_U \times L_y^2 \times a \\ &= 0,001 \times 9358 \times 2,95^2 \times 36 = 2931,77 \text{ N-m} \end{aligned}$$

- Momen tumpuan maksimum per meter lebar arah sumbu Y

$$\begin{aligned} M_{ty} &= -0,001 \times Q_U \times L_y^2 \times a \\ &= -0,001 \times 9358 \times 2,95^2 \times 36 = -2931,77 \text{ N-m} \end{aligned}$$

Rasio penulangan maksimum dan minimum

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390} = 0,00359 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{390} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 24,6 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,0276 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,0276 \\ &= 0,0207 \end{aligned}$$

**a. Kebutuhan tulangan lapangan dan tumpuan (arah X)**

- Momen lapangan ( $M_{lx}$ )

$$M_{ux} = 2931,77 \text{ N m}$$

$$d_x = 120 - 20 - 10/2 = 95 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_{ux}}{\phi \times b \times d^2} = \frac{2931,77 \times 1000}{0,8 \times 1000 \times 95^2} = 0,406$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 24,6} = 18,65$$



$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{18,65} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,65 \times 0,406}{390}} \right) \\ &= 0,0011 \end{aligned}$$

karena  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$ , maka dipakai  $\rho_{\text{min}} = 0,0036$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 95 \\ &= 341,03 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan, D10 - 200  $\rightarrow (A_{s_{\text{ada}}} = 393 \text{ mm}^2)$

cek spasi maksimum

$$s < 2t$$

$$200 < 2 \times 120 = 240 \text{ mm} \dots\dots \text{oke!}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan susut} &= \rho \times 1000 \times 95 \\ &= 0,002 \times 1000 \times 95 \\ &= 190 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan, D8 - 250  $\rightarrow (A_{s_{\text{ada}}} = 201 \text{ mm}^2)$

- Momen tumpuan ( $M_{t_x}$ )

$$M_{u_x} = -2931,77 \text{ N m}$$

$$d_x = 120 - 20 - 10/2 = 95 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_{u_x}}{\phi \times b \times d^2} = \frac{2931,77 \times 1000}{0,8 \times 1000 \times 95^2} = 0,406$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 24,6} = 18,65$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{18,65} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,65 \times 0,406}{390}} \right) \\ &= 0,0011 \end{aligned}$$

karena  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$ , maka dipakai  $\rho_{\text{min}} = 0,0036$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 95 \\ &= 341,03 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan, D10 - 200  $\rightarrow (A_{s_{\text{ada}}} = 393 \text{ mm}^2)$

cek spasi maksimum

$$s < 2t$$

$200 < 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$  ..... oke !

$$\begin{aligned} \text{Tulangan susut} &= \rho \times 1000 \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 95 \\ &= 190 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan, D8 - 250  $\rightarrow (A_{s_{\text{ada}}} = 201 \text{ mm}^2)$

#### b. Kebutuhan tulangan lapangan dan tumpuan (arah Y)

- Momen lapangan ( $M_{ly}$ )

$$M_{ly} = 2931,77 \text{ N m}$$

$$d_x = 120 - 20 - 10/2 = 95 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_{ly}}{\phi \times b \times d^2} = \frac{2931,77 \times 1000}{0,8 \times 1000 \times 95^2} = 0,406$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 24,6} = 18,65$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{18,65} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,65 \times 0,406}{390}} \right) \\ &= 0,0011 \end{aligned}$$

karena  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$ , maka dipakai  $\rho_{\text{min}} = 0,0036$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 95 \\ &= 341,03 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan, D10 - 200  $\rightarrow (A_{s_{\text{ada}}} = 393 \text{ mm}^2)$



cek spasi maksimum

$$s < 2 t$$

$$200 < 2 \times 120 = 240 \text{ mm} \dots\dots \text{oke !}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan susut} &= \rho \times 1000 \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 95 \\ &= 190 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan, D8 - 250  $\rightarrow$  ( $A_{s_{ada}} = 201 \text{ mm}^2$ )

- Momen tumpuan ( $M_{t_y}$ )

$$M_{t_y} = - 2931,77 \text{ N m}$$

$$d_x = 120 - 20 - 10/2 = 95 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_{t_y}}{\phi \times b \times d^2} = \frac{2931,77 \times 1000}{0,8 \times 1000 \times 95^2} = 0,406$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 24,6} = 18,65$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{18,65} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,65 \times 0,406}{390}} \right) \\ &= 0,0011 \end{aligned}$$

karena  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$ , maka dipakai  $\rho_{\text{min}} = 0,0036$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00359 \times 1000 \times 95 \\ &= 341,03 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan, D10 - 200  $\rightarrow$  ( $A_{s_{ada}} = 393 \text{ mm}^2$ )

cek spasi maksimum

$$s < 2 t$$

$$200 < 2 \times 120 = 240 \text{ mm} \dots\dots \text{oke !}$$

$$\begin{aligned}\text{Tulangan susut} &= \rho \times 1000 \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 95 \\ &= 190 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

dipasang tulangan D8 - 250  $\rightarrow$  ( $A_{s_{ada}} = 201 \text{ mm}^2$ )

Perhitungan lainnya dapat dilihat dalam tabel.

### 4.3. Perencanaan struktur sekunder tangga

#### 4.3.1. Modelisasi tangga.

Perencanaan struktur tangga dapat mengambil beberapa macam alternatif baik struktur maupun perletakannya. Struktur dapat direncanakan sebagai pelat (*shell*) maupun frame balok. Perbedaan asumsi ini akan menentukan besarnya gaya-gaya reaksi yang akan terjadi pada konstruksi tangga tersebut.

Perletakan tangga dapat diasumsikan sebagai sendi-sendi, sendi-jepit, sendi-rol ataupun jepit-jepit. Perbedaan asumsi ini akan menentukan cara penulangan dan konsentrasi penulangan strukturnya serta pengaruhnya terhadap struktur secara keseluruhan.

Dalam perencanaan struktur tangga ini, tangga diasumsikan sebagai frame 2 dimensi dimana kondisi ujung perletakan dianggap sendi, sedangkan pada ujung lain dianggap perletakan rol. Ketentuan perencanaan injakan tangga dan kemiringan tangga yang baik adalah sebagai berikut (menurut Imam Subarkah) :

$$60 \text{ cm} < 2 \times t + i < 62 \text{ cm}$$

dimana :

t : tinggi injakan

i : lebar injakan

Sedangkan kemiringan tangga ( $\alpha$ ) besarnya tidak melebihi  $40^\circ$ . Dengan mengambil  $i = 30 \text{ cm}$ , maka :

$$60 \text{ cm} < 2 \times t + 30 < 62 \text{ cm}$$

$$15 \text{ cm} < t < 16 \text{ cm}$$



### 4.3.2 Perhitungan tangga

#### a. Data-data perencanaan tangga

- l (panjang tangga) = 300 cm
- p (lebar bordes) = 150 cm
- b (lebar tangga) = 150 cm
- h (tinggi tangga) = 400 cm, dengan tinggi bordes 200 cm

#### b. Preliminary disain tangga

direncanakan :

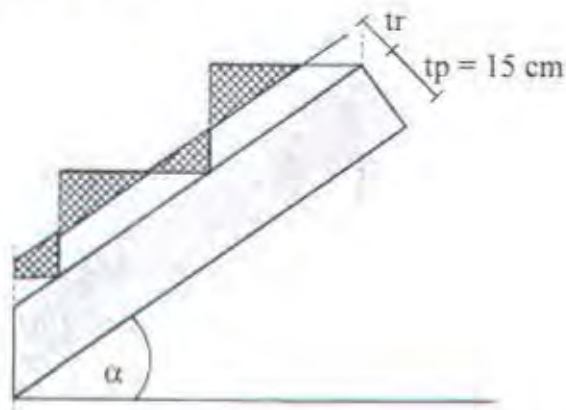
- lebar injakan ( i ) = 27 cm
- tinggi injakan ( t ) = 17 cm

persyaratan perencanaan tangga (Konstruksi Bangunan, Imam Subarkah) :

$$60 < 2 \times 17 + 27 < 62$$

$$60 < 61 < 62 \text{ ..... oke !}$$

- banyaknya injakan =  $200/17 = 12$  injakan
- jumlah injakan dikurangi bordes =  $12 - 1 = 11$  injakan
- jarak horisontal,  $X = 11 \times 27 = 300$  cm
- jarak vertikal,  $Y = 200$  cm



Gambar 4-2. Rencana tebal pelat dan tinggi injakan tangga.

- kemiringan tangga =  $a = \text{arctg} (17/27) = 32,2^\circ < 40^\circ$
- tebal rata-rata injakan

dengan mengambil,  $tp = 15$  cm,  $tr$  dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$\operatorname{arctg} \frac{17}{27} = \arcsin \frac{2 \times tr}{27}$$

$$\frac{27}{2} \times \sin \left( \operatorname{arctg} \frac{17}{27} \right) = tr$$

$$tr = 7,2 \text{ cm}$$

jadi tebal rata-rata dari pelat adalah  $= 15 + 7,2 = 22,2 \text{ cm}$

- tebal bordes yang dipakai  $= 20 \text{ cm}$

### c. Pembebanan

#### 1. Beban pada tangga

##### Beban mati ( $D_L$ )

- berat sendiri pelat	$= 0,222 \times 2400 \times \frac{1}{\cos 32,2}$	$= 629,64 \text{ kg/m}^2$
- spesi dan tegel	$= 2,5 \times 21$	$= 42 \text{ kg/m}^2$
- sandaran		$= 50 \text{ kg/m}^2$
		$721,64 \text{ kg/m}^2$

##### Beban hidup ( $L_L$ )

- lantai ruang kuliah		$= 300 \text{ kg/m}^2$
-----------------------	--	------------------------

##### Beban ultimate ( $Q_U$ )

$$\begin{aligned} Q_U &= 1,2 D_L + 1,6 L_L \\ &= 1,2 \times 721,64 + 1,6 \times 300 \\ &= 1345,97 \text{ kg/m}^2 = 13459,7 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

#### 2. Beban pada bordes

##### Beban mati ( $D_L$ )

- berat sendiri pelat	$= 0,2 \times 2400$	$= 480 \text{ kg/m}^2$
- tegel dan spesi	$= 2,5 \times 21$	$= 42 \text{ kg/m}^2$
- sandaran		$= 50 \text{ kg/m}^2$
		$572 \text{ kg/m}^2$

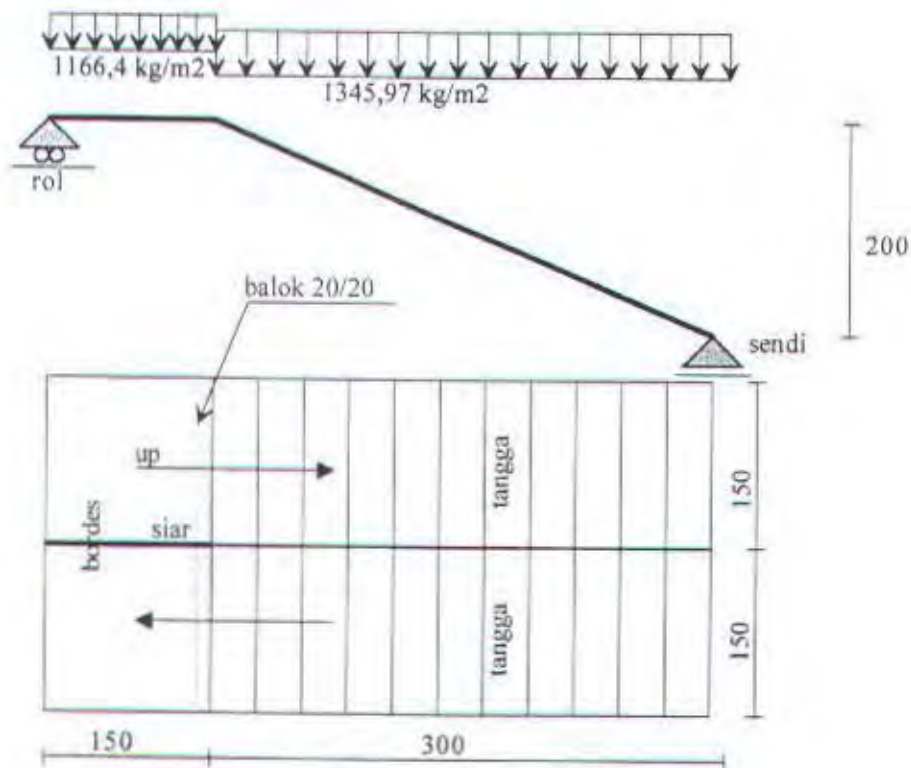


Beban hidup ( $L_d$ )

- lantai ruang kuliah = 300 kg/m<sup>2</sup>

Beban ultimate ( $Q_u$ )

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 D_l + 1,6 L_d \\ &= 1,2 \times 572 + 1,6 \times 300 \\ &= 1166,4 \text{ kg/m}^2 = 11664 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$



Gambar 4-3. Rencana beban tangga dan perletakan tangga

d. Perhitungan gaya dalam

Reaksi perletakan A dan B :

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_{AV} \times 4,5 - 1345,97 \times 3 \times 3 - 1/2 \times 1166,4 \times 1,5^2 = 0$$

$$R_{AV} = \frac{13425,93}{4,5} = 2983,54 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

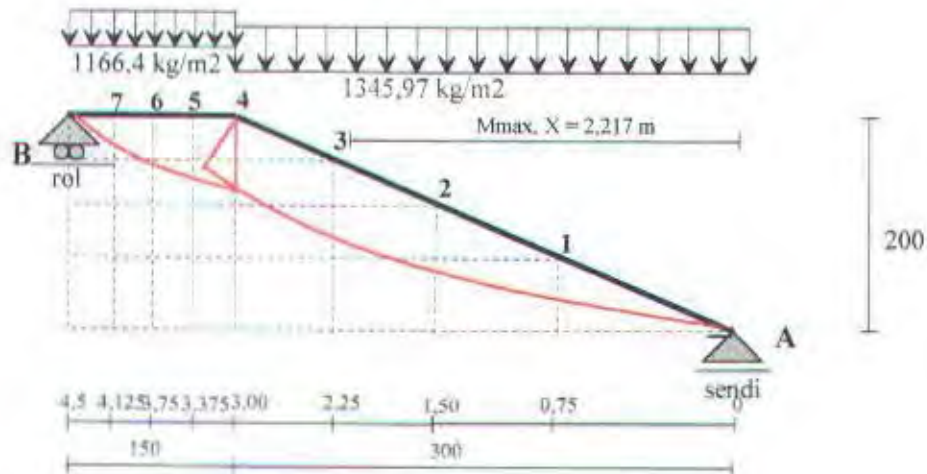
$$R_{BV} \times 4,5 - 1166,4 \times 1,5 \times 3,75 - 1/2 \times 1345,97 \times 3^2 = 0$$

$$R_{BV} = \frac{12617,665}{4,5} = 2803,97 \text{ kg}$$

$$\text{Kontrol, } \Sigma V = 0$$

$$- \text{ besarnya beban} = 1345,97 \times 3 + 1166,4 \times 1,5 = 5787,51 \text{ kg}$$

$$- R_{AV} + R_{BV} = 2983,54 + 2803,97 = 5787,51 \text{ kg} \quad \dots\dots \text{ oke!}$$



Bidang M

$$M_A = 0$$

$$M_1 = 2983,54 \times 0,75 - 1/2 \times 1345,97 \times 0,75^2 = 1859,10 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 2983,54 \times 1,50 - 1/2 \times 1345,97 \times 1,50^2 = 2961,09 \text{ kg-m}$$

$$M_3 = 2983,54 \times 2,25 - 1/2 \times 1345,97 \times 2,25^2 = 3305,98 \text{ kg-m}$$

$$M_4 = 2983,54 \times 3,00 - 1/2 \times 1345,97 \times 3,00^2 = 2893,76 \text{ kg-m}$$

$$M_4 = 2803,97 \times 1,50 - 1/2 \times 1166,40 \times 1,50^2 = 2893,76 \text{ kg-m}$$

$$M_5 = 2803,97 \times 1,125 - 1/2 \times 1166,40 \times 1,125^2 = 2416,35 \text{ kg-m}$$

$$M_6 = 2803,97 \times 0,750 - 1/2 \times 1166,40 \times 0,750^2 = 1774,93 \text{ kg-m}$$

$$M_7 = 2803,97 \times 0,375 - 1/2 \times 1166,40 \times 0,375^2 = 969,48 \text{ kg-m}$$

$$M_B = 0$$



Mencari momen maksimum :

$$M_x = 2983,54 \cdot x - 1/2 \cdot (1345,97) \cdot x^2$$

momen akan bernilai maksimum jika,  $D_x = 0$

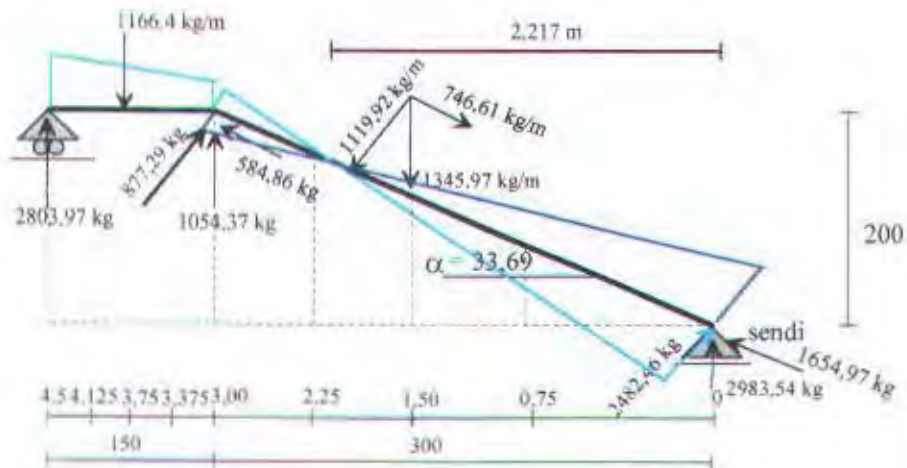
$$D_x = \frac{Mx}{dx} = 2983,54 - 1345,97 \cdot x = 0$$

diperoleh  $x = 2,217$  dari titik A

maka,

$$M_{\max} = 2983,54 \times 2,217 - 1/2 \times 1345,97 \times 2,217^2 = 3306,73 \text{ kg-m}$$

bidang D & N



$$D_A = 2482,46 \text{ kg}$$

$$D_1 = 2482,46 - (1119,92 \times 0,75) = 1642,52 \text{ kg}$$

$$D_2 = 2482,46 - (1119,92 \times 1,50) = 802,58 \text{ kg}$$

$$D_3 = 2482,46 - (1119,92 \times 2,25) = -37,36 \text{ kg}$$

$$D_4 = 2482,46 - (1119,92 \times 3,00) = -877,29 \text{ kg}$$

$$D_4 = -2803,97 + (1166,40 \times 1,50) = -1054,37 \text{ kg}$$

$$D_5 = -2803,97 + (1166,40 \times 1,125) = -1491,77 \text{ kg}$$

$$D_6 = -2803,97 + (1166,40 \times 0,750) = -1929,17 \text{ kg}$$

$$D_7 = -2803,97 + (1166,40 \times 0,375) = -2366,57 \text{ kg}$$

$$D_B = -2803,97 \text{ kg}$$

Bidang N

$$N_A = -1654,97 \text{ kg}$$

$$N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 584,86 \text{ kg}$$

$$N_5 = N_6 = N_7 = 0 \text{ kg}$$

$$N_B = 0 \text{ kg}$$

e. Perhitungan penulangan pelat tangga.

Dari analisa SAP90 atau perhitungan manual di atas, diperoleh output gaya dalam dengan harga-harga maksimum sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 3305,98 \quad \text{kg-m} \\ &= 3,30598 \times 10^7 \quad \text{N-mm} \end{aligned}$$

Data perencanaan penulangan pelat tangga :

1. tebal pelat tangga = 150 mm
2. selimut beton = 20 mm
3. diameter tulangan utama = D12
4. d = 150 - 20 - 1/2 x 12 = 124 mm

Metoda perhitungan penulangan pada elemen tangga adalah metoda kekuatan batas. Adapun batasan-batasan yang ditetapkan adalah :

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390} = 0,00359 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 24,6 \times 0,85}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right) = 0,0276 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0276 \\ &= 0,0207 \end{aligned}$$



- Penulangan arah X

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d}$$

$$= \frac{3,30598 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 124^2} = 2,68$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 24,6}{390} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,68}{0,85 \times 24,6}} \right)$$

$$= 0,00641$$

karena  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ , maka dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,00738$

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d$$

$$= 0,00738 \times 1000 \times 124$$

$$= 915,12 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan D12 - 100  $\rightarrow (A_{s\text{ada}} = 1131 \text{ mm}^2)$

- Penulangan arah Y

Direncanakan sebagai pelat satu arah maka penulangan arah y adalah tulangan pembagi dengan jumlah tulangan :

$$\text{Tulangan pembagi} = 0,002 \times A_{\text{brasio}}$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan D10 - 200 mm  $\rightarrow (A_{s\text{ada}} = 393 \text{ mm}^2)$

- Penulangan geser

$$V_u = 2482,46 \text{ kg}$$

Sumbangan kekuatan geser beton menurut SKSNI '91

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

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24,6} \times 1000 \times 124 \\ &= 61501 \text{ N} = 6150 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$V_u = 2482,46 \text{ kg} < \phi V_c = 6125,4 \text{ kg} \rightarrow \text{tidak perlu tulangan geser}$$

Untuk seluruh elemen-elemen pada tangga didapatkan bahwa gaya geser yang terjadi adalah di bawah kekuatan geser beton sehingga tidak diperlukan tulangan geser untuk menambah kekuatan.

f. Penulangan pelat bordes.

Dari analisa SAP90 atau perhitungan manual di atas, diperoleh output gaya dalam dengan harga-harga maksimum sebagai berikut :

$$\begin{aligned}M_{\max} &= 2893,76 \quad \text{kg-m} \\ &= 2,89376 \times 10^7 \quad \text{N-mm}\end{aligned}$$

Data perencanaan penulangan pelat tangga :

1. tebal pelat tangga = 150 mm
2. selimut beton = 20 mm
3. diameter tulangan utama = D12
4. d = 150 - 20 - 1/2 x 12 = 124 mm

- Penulangan arah X

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d} \\ &= \frac{2,89376 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 124^2} = 2,35\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 24,6}{390} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,35}{0,85 \times 24,6}} \right) = 0,00621\end{aligned}$$

karena  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ , maka dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,00641$

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d$$

$$= 0,00641 \times 1000 \times 124$$

$$= 794,84 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan D12 - 100  $\rightarrow (A_{s_{\text{ada}}} = 1131 \text{ mm}^2)$

- penulangan arah y

Direncanakan sebagai pelat satu arah maka penulangan arah y adalah tulangan pembagi dengan jumlah tulangan :

$$\text{Tulangan pembagi} = 0,002 A_{\text{bruto}}$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan D10 - 200  $\rightarrow (A_{s_{\text{ada}}} = 393 \text{ mm}^2)$

- penulangan geser

$$V_u = 2803,97 \text{ kg}$$

Sumbangan kekuatan geser beton menurut SKSNI '91 :

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

$$\phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24,6} \times 1000 \times 124$$

$$= 61501 \text{ N} = 6150 \text{ kg}$$

$V_u = 2803,97 \text{ kg} < \phi V_c = 6125,4 \text{ kg} \rightarrow$  tidak perlu tulangan geser

Untuk seluruh elemen-elemen pada tangga didapatkan bahwa gaya geser yang terjadi adalah di bawah kekuatan geser beton sehingga tidak diperlukan tulangan geser untuk menambah kekuatan.



#### **4.4. Perencanaan balok anak**

Balok anak merupakan struktur sekunder sehingga bukan merupakan elemen yang menerima gaya lateral tetapi lebih berfungsi sebagai struktur yang mendukung beban gravitasi unsur lain yang berhubungan dengannya, misalnya beban pelat serta menyalurkan beban-beban tersebut pada struktur utama. Selain itu balok anak juga berfungsi sebagai pengaku pelat sehingga benar-benar horisontal dan kaku pada bidangnya. Kegunaan balok anak yang lainnya adalah untuk memperkecil lendutan pada pelat sehingga dapat memperkecil ketebalan pelat. Dengan demikian dalam perencanaannya lebih ekonomis.

Dalam perencanaan balok anak akan dibahas mengenai cara mencari gaya-gaya dalam dari balok anak yang dipakai untuk perencanaan tulangan pada balok anak, baik tulangan lentur, geser dan torsi serta terhadap kontrol lendutan serta retak.

##### **4.4.1. Analisa gaya-gaya dalam balok anak**

Untuk mendapatkan gaya-gaya dalam dari balok anak maka sistem lantai yang terdiri dari balok-balok induk dan balok-balok anak yang berhubungan secara rigid pada titik pertemuan antara balok satu dengan yang lainnya dapat dianggap sebagai suatu sistem rangka diafragma kaku untuk mendekati keadaan yang sebenarnya.

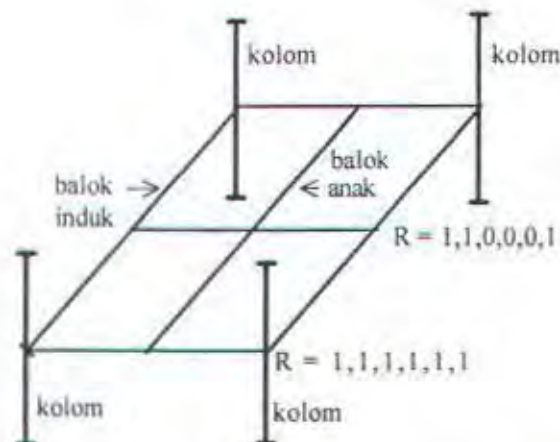
Sistem rangka diafragma kaku merupakan sistem yang mempunyai tiga derajat kebebasan pada setiap pertemuan antar join. Ketiga derajat kebebasan itu adalah sebuah perpindahan arah vertikal dan dua buah rotasi terhadap sumbu tegak lurus pada bidang horisontal. Dalam hal ini balok anak tersebut tidak dimaksudkan untuk menerima gaya lateral yang terjadi, tetapi merupakan elemen yang menerima beban gravitasi berupa berat pelat dan beban-beban gravitasi lain yang bekerja pada elemen tersebut sehingga lantai benar-benar horisontal dan kaku pada bidangnya.

Untuk mendapatkan gaya-gaya dalam dari balok anak diasumsikan menggunakan sistim *grid* 3 dimensi dengan menggunakan bantuan program SAP90. Sistem rangka diafragma kaku lantai dapat dianalisa secara ruang yaitu

dengan memperhitungkan juga kolom-kolom yang terletak di atas dan di bawah lantai tersebut. Ujung-ujung kolom dianggap terjepit sempurna. Hubungan antara join-join balok anak dan balok induk dianggap perletakan *grid* pada kedua arah horisontal, tetapi pergerakan arah vertikal dianggap bebas bergerak. Rotasi pada sumbu vertikal dianggap terjepit, sedangkan rotasi pada kedua arah sumbu horisontal dianggap bebas.

Anggapan demikian dimaksudkan untuk mendekati keadaan yang sebenarnya, dimana balok-balok tersebut dihubungkan dengan pelat lantai dimana kedua pergerakan arah horisontal (sejajar dengan lantai) dapat dianggap kaku. Demikian juga untuk rotasi arah vertikalnya.

Untuk mendapatkan gambaran yang lebih jelas mengenai pemodelan sistem rangka diafragma kaku, berikut ini diberikan sket sebuah rangka diafragma kaku sistim *grid*.



Gambar 4-4. Permodelan struktur rangka sistem grid

Kondisi derajat kebebasan suatu join dalam program SAP90 dinyatakan dalam salah satu data block yang disebut restraint dan secara umum dituliskan sebagai berikut :

$$R = dx, dy, dz, rx, ry, rz$$



dimana :  $dx$  = perpindahan dalam arah sumbu x

$dy$  = perpindahan dalam arah sumbu y

$dz$  = perpindahan dalam arah sumbu z

$rx$  = rotasi terhadap sumbu x

$ry$  = rotasi terhadap sumbu y

$rz$  = rotasi terhadap sumbu z

Dikekang atau tidaknya perpindahan dan rotasi dari sumbu suatu join dinyatakan dengan angka 0 dan 1. Angka 0 berarti bebas dan angka 1 berarti dikekang. Untuk tinjauan struktur secara ruang maka :

Tumpuan jepit dinyatakan sebagai  $R = 1,1,1,1,1,1$

Tumpuan grid dinyatakan sebagai  $R = 1,1,0,0,0,1$

Tumpuan pegas dinyatakan sebagai  $R = 0,0,0,0,0,0$

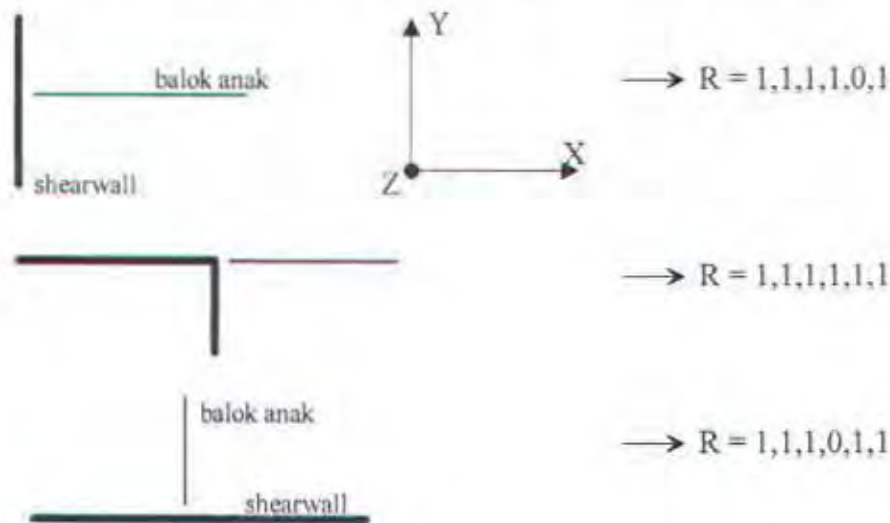
Tumpuan sendi dinyatakan sebagai  $R = 1,1,1,0,0,0$

Khusus untuk balok yang berhubungan dengan *shearwall* dilakukan penyederhanaan analisa. Hal ini dilakukan karena mengidealisasikan *shearwall* dengan program ini cukup sulit dan gaya dalam yang dihasilkan oleh analisa struktur balok *grid* ini tidak dapat dipakai untuk mendisain tulangan *shearwall*. Penyederhanaan dilakukan dengan memberikan definisi khusus untuk pertemuan balok dengan *shearwall* sebagai berikut :

- tidak terjadi perpindahan dalam arah vertikal maupun horisontal pada titik pertemuan tersebut
- arah rotasi yang terkekang atau bebas tergantung pada hubungan balok terhadap *shearwall*

Berikut ini diberikan contoh hubungan balok dan *shearwall* beserta data restraintnya :





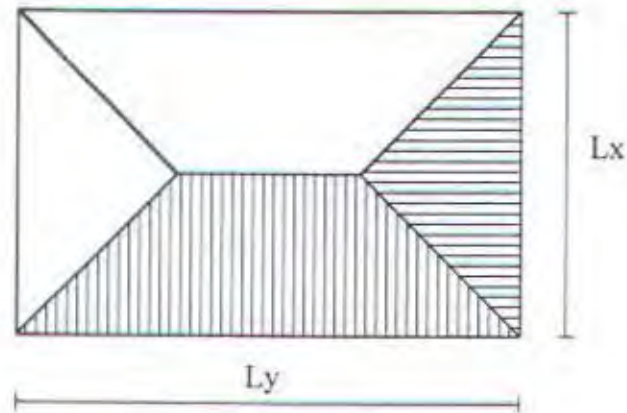
Gambar 4-5. Rencana permodelan pertemuan struktur balok dengan *shearwall*

#### 4.4.2. Tipe-tipe pembebanan pada balok

Beban-beban yang bekerja pada balok anak tersebut adalah berat sendiri balok anak tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata di atasnya). Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban segitiga pada lajur yang pendek serta beban trapesium pada lajur yang panjang. Beban-beban berbentuk trapesium maupun segitiga tersebut kemudian dirubah menjadi beban merata ekuivalen dengan menyamakan momen maksimumnya.

Beban ekuivalen tersebut digunakan sebagai beban merata pada balok anak maupun balok induk untuk perhitungan analisa struktur dengan menggunakan bantuan SAP90. Untuk balok yang menerima beban tembok diperhitungkan sebagai beban terbagi merata yang besarnya ditambahkan pada beban ekuivalen tersebut.

Adapun perumusan beban ekuivalen dapat diturunkan sebagai berikut :

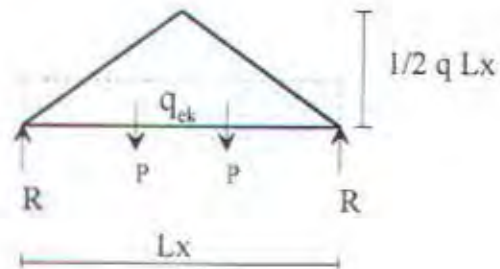


Beban pada pelat adalah =  $q \text{ kg/m}^2$

Gambar 4-6. Distribusi beban pada balok akibat beban pelat

Variasi pembebanan dan beban ekuivalen yang terjadi pada perhitungan balok anak ini antara lain :

1. Beban ekuivalen satu segitiga



$$P = q \times 1/2 \times L_x$$

$$P_1 = P \times 1/2 \times L_x \times 1/2$$

$$= 1/4 \times P \times L_x$$

berdasarkan  $M_{\max}$

$$M'_{\max} = P_1 \times (1/2 \times L_x) - P_1 \times (1/3 \times 1/2 \times L_x)$$

$$= P_1 \times (1/2 \times L_x - 1/6 \times L_x)$$

$$= 1/3 \times (1/4 \times P \times L_x) \times L_x$$

$$M_{\max} = 1/8 \times q_{ek} \times L_x^2$$

$$M'_{\max} = M_{\max}$$

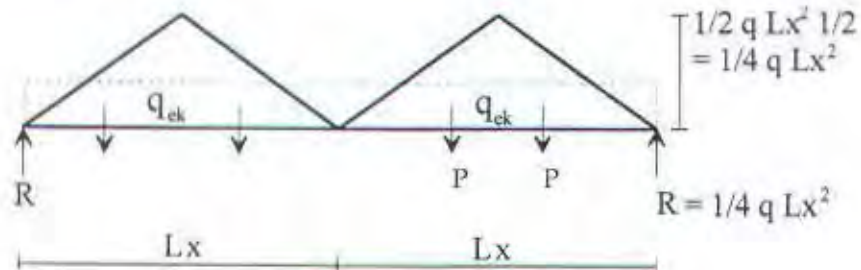
$$1/12 \times P \times L_x = 1/8 \times q_{ek} \times L_x^2$$

$$q_{ek} = 2/3 \times P$$

$$= 2/3 \times 1/2 \times q \times L_x$$

$$= 1/3 \times q \times L_x$$

2. Beban ekuivalen dua segitiga



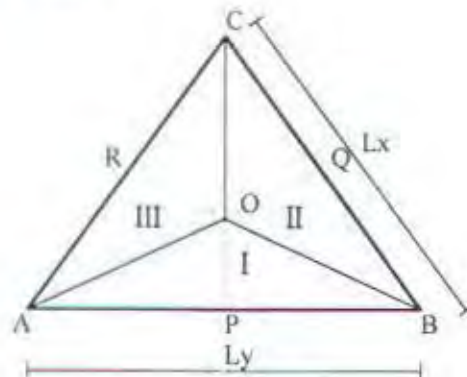
berdasarkan momen maksimum :

$$M'_{ek} = M_{\max}$$

$$1/8 \times q_{ek} \times (2 \times L_x^2) = 1/4 \times q \times L_x^2 \times L_x - 1/4 \times q \times L_x^2 (L_x/2)$$

$$q_{ek} = 1/4 \times q \times L_x$$

3. Beban ekuivalen pelat segitiga



a. Beban ekuivalen satu segitiga

$$I. P = 1/2 \times q \times Ly \rightarrow q_{ek} = 2/3 \times 1/2 \times q \times Ly = 1/3 \times q \times Ly$$

$$II. Q = 1/2 \times q \times Lx \rightarrow q_{ek} = 2/3 \times 1/2 \times q \times Lx = 1/3 \times q \times Lx$$

$$III. R = 1/2 \times q \times Lx \rightarrow q_{ek} = 2/3 \times 1/2 \times q \times Lx = 1/3 \times q \times Lx$$



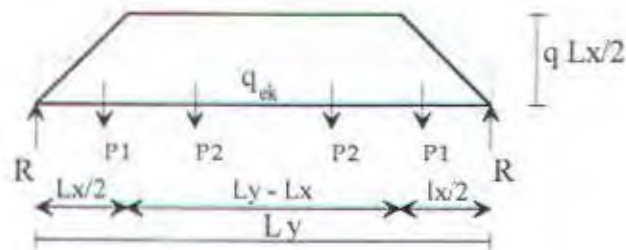
## b. Beban ekuivalen dua segitiga

I.  $P = 1/2 \times q \times L_y^2 \rightarrow q_{ek} = 1/4 \times q \times L_y$

II.  $Q = 1/2 \times q \times L_x^2 \rightarrow q_{ek} = 1/4 \times q \times L_x$

III.  $R = 1/2 \times q \times L_x^2 \rightarrow q_{ek} = 1/4 \times q \times L_x$

## 4. Beban ekuivalen trapesium



$$P = 1/2 \times L_x \times q$$

$$P_1 = P \times 1/2 \times L_x \times 1/2 = 1/4 \times P \times L_x$$

$$P_2 = P \times 1/2 \times (L_y - L_x)$$

$$R = P_1 + P_2$$

$$= 1/4 \times P \times L_x + 1/2 \times P \times (L_y - L_x)$$

$$= 1/4 \times P \times \{L_x + 2 \times (L_y - L_x)\}$$

berdasarkan  $M_{max}$ 

$$M'_{max} = R \times 1/2 \times L_y - P_1 \times (1/2 \times L_y - 2/3 \times 1/2 \times L_x) - P_2 \times 1/2 \times 1/2 \times (L_y - L_x)$$

$$= 1/8 \times P \times \{L_x + 2 \times (L_y - L_x)\} \times L_y - 1/4 \times P \times L_x \times (1/2 \times L_y - 1/3 \times L_x) -$$

$$P \times 1/8 \times (L_y - L_x) \times (L_y - L_x)$$

$$= (1/8 \times L_y^2 - 1/24 \times L_x^2) \times P$$

$$M_{max} = 1/8 \times q_{ek} \times L_y^2$$

$$M'_{ek} = M_{max}$$

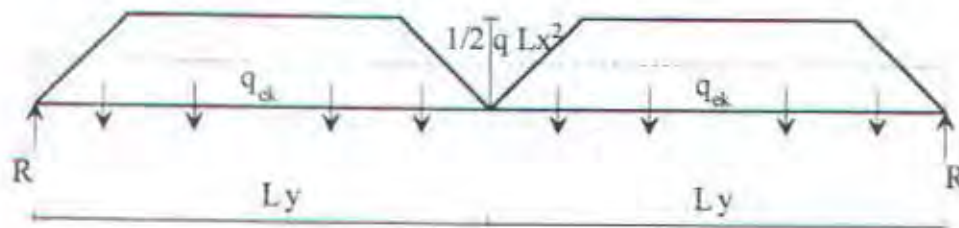
$$(1/8 \times L_y^2 - 1/24 \times L_x^2) \times P = 1/8 \times q_{ek} \times L_y^2$$

$$(3 \times L_y^2 - L_x^2) \times P = 3 \times q_{ek} \times L_y^2$$

$$q_{ek} = \{1 - 1/3 \times (L_x^2/L_y^2)\} \times P$$

$$= 1/2 \times q \times L_x \times \{1 - 1/3 \times (L_x/L_y)^2\}$$

## 5. Beban ekuivalen dua trapesium



berdasarkan momen maksimum :

$$M'_{ek} = M_{max}$$

$$1/8 \times q_{ek} \times (2 \times L_y)^2 = 1/2 \times q \times L_x \times (L_y - L_x/2) \times (L_y/2)$$

$$1/2 \times q_{ek} \times L_y^2 = 1/4 \times q \times L_y \times L_x \times (L_y - L_x/2)$$

$$q_{ek} = 1/2 \times q \times L_x \times \left(1 - \frac{L_x}{2 \times L_y}\right)$$

## 4.4.3. Perhitungan penulangan balok anak

Penulangan balok anak meliputi penulangan lentur, penulangan geser dan torsi, kontrol retak dan kontrol lendutan, sedangkan tulangan torsi hanya dipasang minimum karena pada prinsipnya untuk balok anak interior tidak pernah menerima torsi.

## 4.4.3.1. Penulangan lentur balok anak

## a. Dasar-dasar perencanaan

Penulangan lentur untuk momen negatif pada daerah tumpuan dihitung dengan menganggap penampang balok adalah penampang persegi, sedangkan perhitungan lentur pada daerah lapangan, apabila balok dicor monolit dengan pelat adalah memakai prosedur disain konstruksi balok T dengan penentuan lebar flens menurut SK SNI '91 pasal 3.1.10.

Kekuatan nominal dari suatu komponen struktur untuk memikul beban lentur dan aksial didasarkan pada asumsi yang diberikan dalam SK SNI '91 pasal 3.3.2 butir 2 sampai 7 pada yaitu :

1. Regangan dalam tulangan dan beton harus diasumsikan berbanding langsung dengan jarak dari sumbu netral, kecuali untuk komponen struktur lentur tinggi



dengan rasio tinggi total terhadap bentang bersih yang lebih besar dari 2/5 untuk bentang menerus dan lebih besar dari 4/5 untuk balok dengan tumpuan sederhana, harus digunakan distribusi regangan non-linier (SK SNI '91 pasal 3.2.2 butir 2)

2. Regangan maksimum yang dapat digunakan pada serat beton tekan terluar harus diasumsikan sama dengan 0,003 (SK SNI '91 pasal 3.3.2 butir 3)
3. Tegangan dalam tulangan di bawah kuat leleh yang ditentukan  $f_y$  untuk mutu tulangan yang digunakan harus diambil sebesar  $E_s$  dikalikan regangan baja ( $f_s = E_s \times \epsilon_s$ ). Untuk regangan yang lebih besar dari regangan yang memberikan  $f_y$  tegangan pada tulangan harus dianggap tidak bergantung pada regangan dan sama dengan  $f_y$  (SKSNI-1991 pasal 3.3.2 butir 4).
  - Bila  $\epsilon_s \leq \epsilon_y \rightarrow$  maka :  $f_s = E_s \times \epsilon_s$
  - Bila  $\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow$  maka :  $f_s = f_y$
4. Dalam perhitungan lentur beton bertulang kuat tarik beton harus diabaikan (SK SNI '91 pasal 3.3.2 butir 5)
5. Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton boleh diasumsikan berbentuk persegi, trapesium, parabola atau bentuk lainnya yang menghasilkan perkiraan kekuatan yang cukup baik bila dibandingkan dengan hasil penyelidikan yang lebih menyeluruh (SK SNI '91 pasal 3.3.2 butir 6)
6. Kekuatan dari poin 5 tersebut di atas boleh dianggap dipenuhi oleh suatu distribusi tegangan beton persegi ekuivalen yang didefinisikan sebagai berikut (SK SNI '91 pasal 3.3.2 butir 7) :
  1. Tegangan beton sebesar  $0,85 \times f_c'$  harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak  $a = b_1 \times c$  dari serat dengan regangan tekan maksimum
  2. Jarak  $c$  dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu tersebut
  3. Faktor  $b_1$  harus diambil sebesar 0,85 untuk kuat tekan beton  $f_c'$  hingga atau sama dengan 30 MPa. Untuk kekuatan di atas 30 MPa,  $b_1$  harus direduksi



secara menerus sebesar 0,008 untuk setiap kelebihan 1 MPa di atas 30 MPa, tetapi  $\beta_1$  tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

$$\text{Untuk } f_c' \leq 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Untuk } f_c' > 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008 \times (f_c' - 30) \geq 0,65$$

b. Kondisi regangan berimbang dan batas rasio penulangan.

Definisi regangan berimbang pada suatu penampang adalah suatu kondisi dimana tulangan tarik mencapai tegangan leleh yang disyaratkan ( $f_y$ ) pada saat yang bersamaan dengan bagian beton yang tertekan mencapai regangan batas sebesar 0,003.

Jika rasio tulangan beton terpasang lebih besar dari keadaan berimbang tersebut di atas maka letak garis netral beton akan turun sehingga regangan beton di daerah tekan akan lebih besar dari regangan batas beton yang disyaratkan ( $\epsilon_{cu} = 0,003$ ) pada tulangan tarik mencapai lelehnya. Jadi beton di daerah tekan akan hancur lebih dahulu sebelum tulangan tarik meleleh. Pola keruntuhan semacam ini sedapat mungkin harus dihindari karena pola keruntuhannya bersifat mendadak.

Sebaliknya diusahakan pola keruntuhan beton harus secara daktail yaitu beton harus menunjukkan deformasi yang cukup besar sebelum tercapainya kekuatan runtuhnya sehingga secara dini akan tampak bahwa komponen struktur tersebut sudah membahayakan.

Berikut ini diberikan harga rasio penulangan pada keadaan berimbang ( $\rho_b$ ), harga rasio penulangan maksimum ( $\rho_{max}$ ) dan rasio tulangan minimum ( $\rho_{min}$ ) dari balok berpenampang persegi dengan tulangan tunggal :

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

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

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

Under reinforced (aman) : -  $A_s < A_{s, bal}$

$$- x < x_{bal}$$

$$- \epsilon_s > \epsilon_y$$

- Rasio tulangan :

Untuk menjamin terjadinya kondisi keruntuhan tarik (SK SNI '91 pasal 3.3.3 butir 3) disyaratkan :  $\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{bal}$ .

$\rho_{bal}$  didapat dari penurunan rumus :

$$\frac{x_{bal}}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{2 \times 10^5}} = \frac{600}{600 + f_y}$$

kesetimbangan gaya

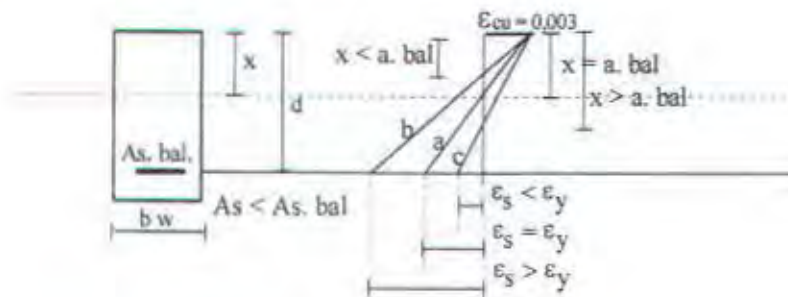
$$T = C_c$$

$$A_s \times f_y = 0,85 \times f_c' \times a_{bal} \times b_w$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 \times f_c' \times a_{bal}}{f_y \times d} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{a_{bal}}{d}$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

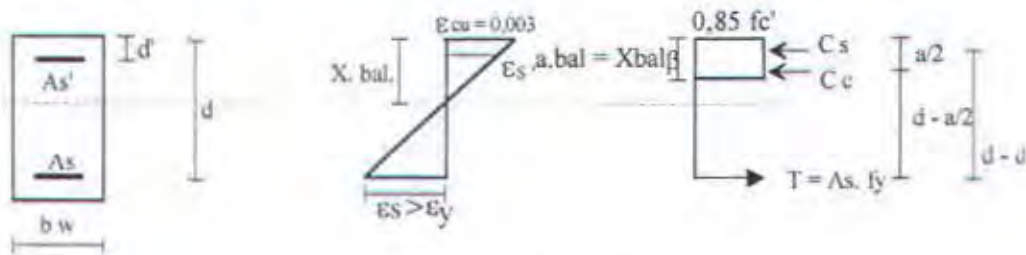


Sehingga dapat disimpulkan :

keruntuhan seimbang sulit dicapai sehingga diusahakan kondisi keruntuhan tarik yang terjadi karena dapat memberikan peringatan berupa lendutan.

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

## b. Balok persegi tulangan ganda



Gambar 4-8. Tegangan penampang balok persegi tulangan ganda

$$\frac{X_{bal}}{d} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$X_{bal} = \frac{600}{600 + f_y} \times d$$

$$X_{max} = 0,75 \times X_{bal} \rightarrow X_{max} = 0,75 \times \frac{600}{600 + f_y} \times d$$

$$a_{max} = \beta_1 \times X_{max}$$

Jika dianggap tulangan tarik saja yang bekerja, dari keadaan kesetimbangan gaya-gaya horisontal didapat :

$$\Sigma H = 0 \rightarrow T_1 = A_{s1} \times f_y$$

$$A_{s1} = \frac{C_{c_{max}}}{F_y}$$

Momen maksimum yang dapat dipikul tulangan tarik saja :

$$\begin{aligned} Mn_1 &= T_1 \times \left( d - \frac{a_{max}}{2} \right) \\ &= C_{c_{max}} \times \left( d - \frac{a_{max}}{2} \right) \end{aligned}$$

Momen sisa :

$$Mn_2 = Mn - Mn_1$$

Gaya yang harus ditahan tulangan tekan :

$$C_{c_{perlu}} = \frac{Mn_2}{d - d'}$$



Dalam hal ini, keadaan tulangan tekan harus diperiksa apakah dalam keadaan leleh atau belum leleh :

- Tulangan tekan leleh

Tulangan tekan dapat dikatakan leleh jika :

regangan yang terjadi melebihi atau sama dengan regangan dalam keadaan leleh.

$$\epsilon_s = \frac{X_{max} - d'}{X_{max}} \times 0,003 \geq \epsilon_y$$

dimana :  $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$

dalam keadaan ini luas tulangan tekan adalah

$$A_s' = \frac{C_{c\text{perlu}}}{f_y - 0,85 \times f_c'}$$

Luas tulangan tarik :

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

- Tulangan tekan belum leleh

jika.  $\epsilon_s' < \epsilon_y$

Luas tulangan yang dibutuhkan dimana tegangan dalam tulangan dalam keadaan belum leleh tersebut harus diambil sebesar  $E_s$  dikalikan regangan yang terjadi.

$$\epsilon_s' = \frac{X_{max} - d'}{X_{max}} \times 0,003 < \epsilon_y$$

jadi :  $f_s' = \epsilon_s' \times E_s$

dalam keadaan ini luas tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = \frac{C_{c\text{perlu}}}{f_s' - 0,85 \times f_c'}$$

Luas tulangan tarik

$$A_s = A_{s1} + \frac{A_s' \times f_s'}{f_y}$$

c. Konstruksi balok T

Bentuk balok T diperoleh dari pengecoran monolit antara balok dan pelat pada sisi atasnya sehingga pada daerah momen positif balok luas penampang pelat akan menambah luas daerah tekan pada balok sedangkan pada daerah momen negatif balok tetap dianggap sebagai penampang persegi.

Perencanaan untuk balok T adalah seperti perencanaan balok berpenampang persegi dengan tulangan tunggal. Hal ini mengingat bahwa luas daerah tekan beton pada balok T mendapat tambahan dari pelat di atasnya sehingga pemakaian tulangan tekan dapat diabaikan.

Lebar efektif  $b_e$  untuk perhitungan kekuatan ini didasarkan pada SK SNI '91 pasal 3.1.10 butir 2 dan 3 yaitu :

1. Lebar pelat yang secara efektif bekerja sebagai suatu flens dari balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang dari balok dan lebar efektif dari flens yang membentang dari tiap sisi badan balok tidak boleh melebihi :
  - a. Delapan kali tebal pelat.
  - b. Setengah jarak bersih dari badan balok yang bersebelahan.
2. Untuk balok yang mempunyai pelat hanya pada satu sisi, lebar efektif flens yang membentang tidak boleh lebih dari :
  - a. 1/12 dari bentang balok.
  - b. Enam kali tebal pelat.
  - c. Setengah jarak bersih dari badan balok yang bersebelahan.

Lebar efektif untuk 2 type balok yaitu balok T dan balok L (interior dan exterior), yaitu :

Balok Interior (pelat pada kedua belah sisi), dipilih nilai yang terkecil dari :

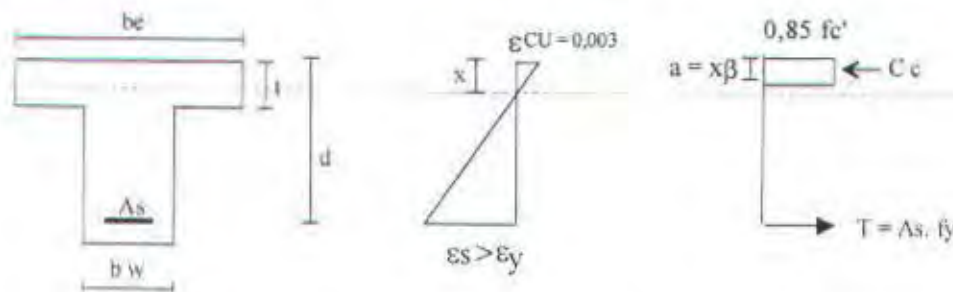
- $b_e \leq 1/4 L$
- $b_e \leq b_w + 16 t$
- $b_e \leq L_n$

Balok Exterior (pelat hanya pada satu sisi), dipilih nilai yang terkecil dari :

- $b_e \leq b_w + 1/12 L$
- $b_e \leq b_w + 6 t$
- $b_e \leq b_w + 1/2 L_n$

Untuk perhitungan kekuatan momen nominal  $M_n$  dari balok T maka harus diperiksa dahulu apakah balok T tersebut asli atau palsu. Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Bila tinggi  $a$  dari blok tegangan persegi adalah sama atau lebih kecil dari  $t$ , maka balok T dihitung sama dengan balok empat persegi panjang (balok T palsu) dengan lebar  $b_e$



Gambar 4-9. Tegangan penampang balok T palsu

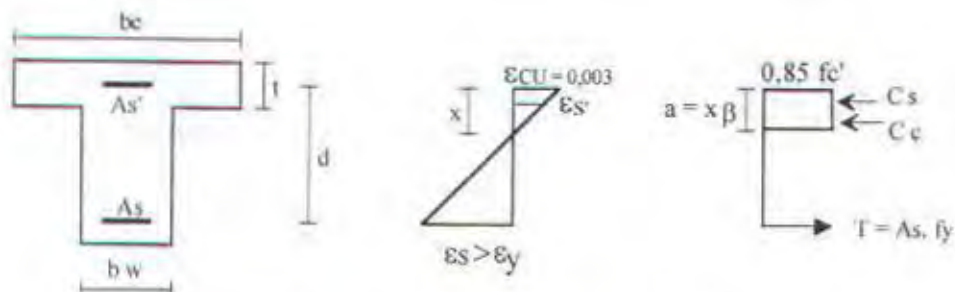
$$C_c = T$$

$$0,85 \times f_c' \times b_e \times a = A_s \times f_y$$

$$M_n = C_c \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\rho = 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{b_e}{b_w} \times \frac{a}{d}$$

2. Bila tinggi  $a$  lebih besar dari  $t$ , maka dihitung secara balok T murni dengan



Gambar 4-10. Tegangan penampang balok T asli

$$M_n = C_c \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s \times \left( d - \frac{t}{2} \right)$$



dimana :  $T = C_s + C_c$

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times b_w \times a$$

$$C_s = 0,85 \times f_c' \times (b_c - b_w) \times t$$

$$a = \frac{T - C_s}{0,85 \times f_c' \times b_w}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{h_e}{d} \times \frac{(b_c \times b_w)}{d} + 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{a}{d}$$

d. Langkah-langkah perencanaan lentur balok anak :

1. Tentukan dimensi balok meliputi :

- Lebar balok (b).
- Tinggi balok (h).
- Penutup beton (dc).

2. Hitung momen yang terjadi pada balok (dari hasil analisa SAP 90).

3. Hitung  $R_n$  dengan rumus :

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2}$$

4. Hitung  $\rho_{\text{perlu}}$  yang dibutuhkan dengan rumus :

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right]$$

atau dengan cara lain :

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

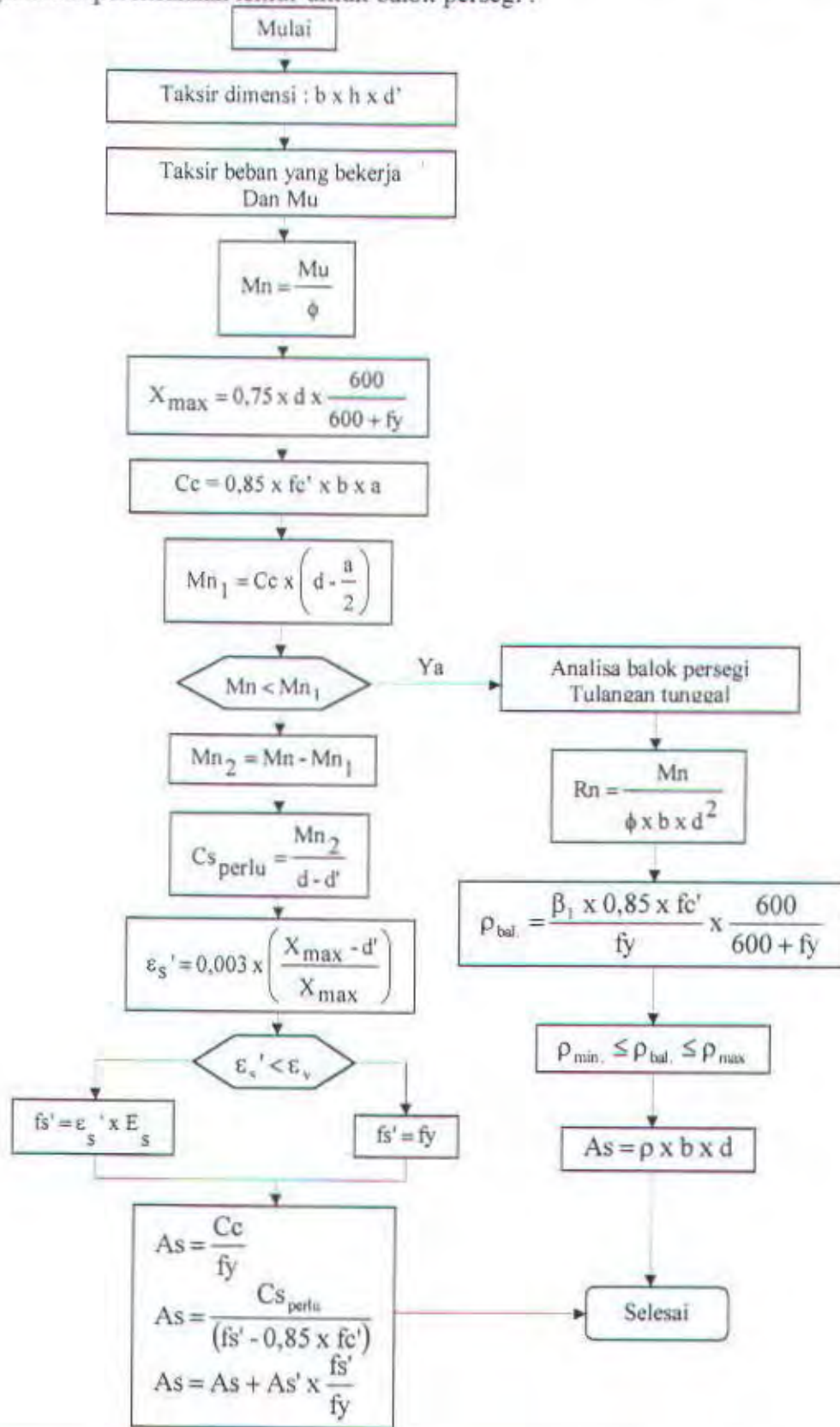
5. Cek  $\rho_{\text{perlu}}$  yang diperoleh terhadap  $\rho_{\text{max}}$  dan  $\rho_{\text{min}}$  :

- Apabila  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}}$ , maka diperlukan tulangan tekan.
- Apabila  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$ , maka tulangan tekan tidak diperlukan.  
(sehingga tulangan dihitung berdasarkan tulangan tunggal).

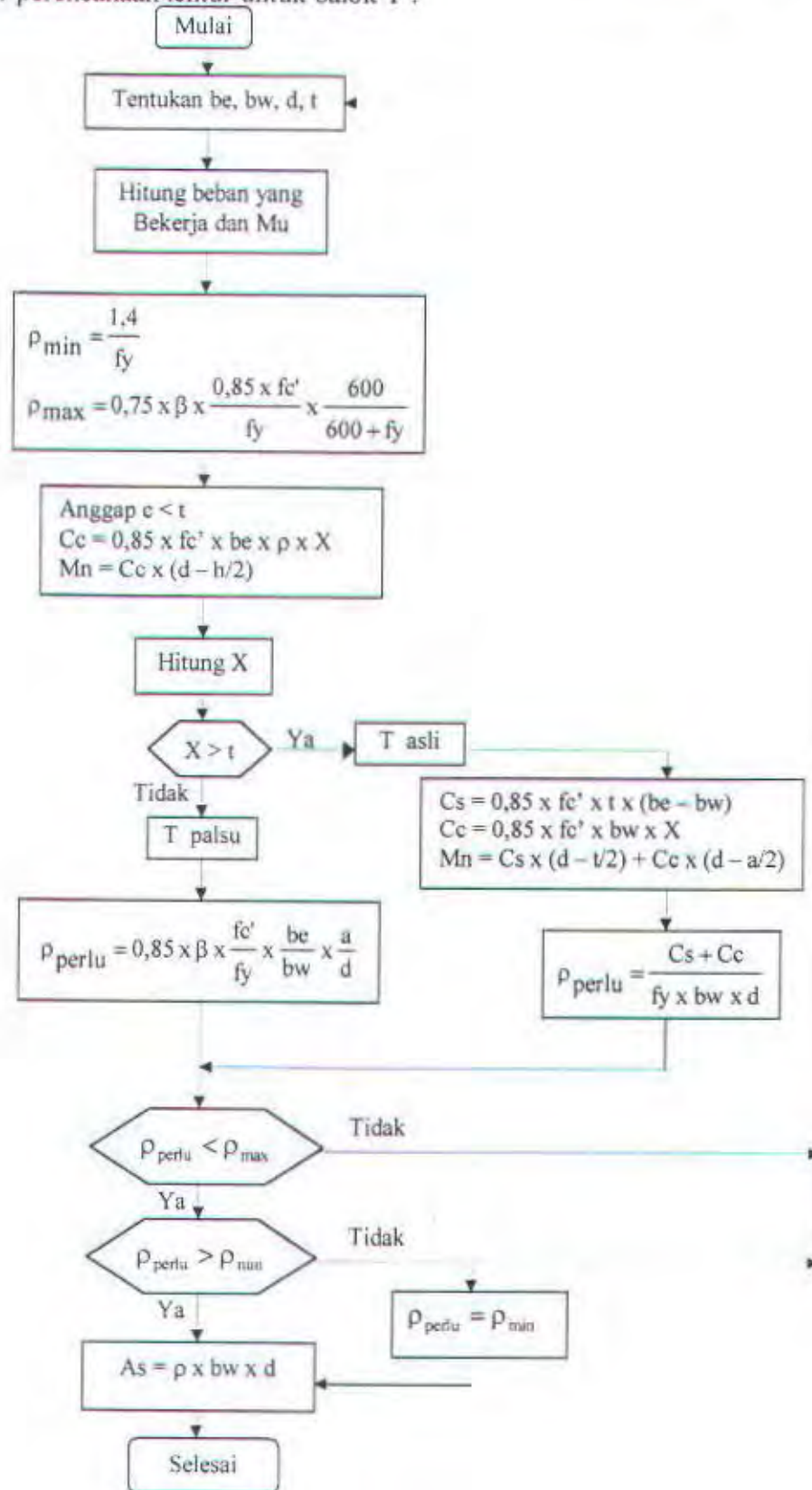
6. Cek nilai  $a$  terhadap tebal pelat (t) pada daerah lapangan.

- Apabila nilai  $a < t$ , maka prosedur perhitungan di atas sudah benar yaitu sebagai balok T palsu (balok berpenampang persegi).
- Apabila nilai  $a > t$ , maka harus dilakukan prosedur perhitungan balok T murni seperti yang telah diuraikan sebelumnya.

e. Diagram alir perencanaan lentur untuk balok persegi :



f. Diagram alir perencanaan lentur untuk balok T :





#### 4.4.3.2. Disain penulangan geser dan torsi

##### a. Penulangan Geser

Perencanaan penampang akibat geser harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut:

$$V_u \leq \phi V_n$$

dimana :

$V_u$  = merupakan gaya geser berfaktor akibat beban luar pada penampang yang ditinjau.

$V_n$  = merupakan kuat geser nominal suatu komponen struktur yang didapat dari sumbangan kekuatan beton ( $V_c$ ) dan kekuatan tulangan geser ( $V_s$ ), yang dihitung dari :

$$V_n = V_c + V_s,$$

dimana :

- $V_c$  adalah kuat geser beton.
- $V_s$  adalah kuat geser nominal tulangan geser.

Besarnya  $V_c$  bervariasi tergantung dari dimensi balok dan mutu beton yang digunakan. Sedangkan besarnya  $V_s$  tergantung dari diameter tulangan geser, mutu baja dan jarak pemasangannya.

Sumbangan kekuatan geser beton ( $V_c$ ) :

- Untuk struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur saja, berlaku rumus :

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \quad \dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.4.3 butir 1.1}$$

- Untuk komponen struktur yang dibebani tekan aksial :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \quad \dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.4.3 butir 1.2}$$

- Untuk komponen struktur yang dibebani gaya tarik aksial yang cukup besar, tulangan geser harus direncanakan untuk memikul geser total yang terjadi.
- Sedang untuk penampang dimana komponen torsi berfaktor  $T_u$  melebihi persamaan berikut ini :

$$T_u = \phi \times \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{20} \right) \times \Sigma x^2 \cdot y$$

maka :

$$V_c = \frac{\left( \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) \times b_w \times d}{\sqrt{1 + (2,5) \times C_t \times \frac{T_u}{V_u}}} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.4.3 butir 1.5}$$

- Besarnya  $V_s$  bila digunakan tulangan geser yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur adalah :

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.4.5 butir 6.2}$$

dimana :

$A_v$  = luas tulangan geser dalam jarak  $s$ .

Perencanaan untuk geser dapat dibagi dalam 5 kategori sebagai berikut :

1. Kondisi dimana  $V_u < 1/2 \times \phi V_c$  maka tulangan geser tidak diperlukan dan hanya dipasang praktis (PBI '89 pasal 11.5.5.1).
2. Kondisi dimana  $1/2 \phi V_u < V_u < \phi V_c$  maka hanya dipasang tulangan geser minimum saja kecuali untuk unsur-unsur lentur tipis menyerupai *slab*. Tulangan minimum yang diberikan adalah :  $\phi V_s = \phi 1/3$  dimana 1/3 MPa merupakan nilai minimum  $V_s$ . Jadi  $A_v$  dan jarak maksimum sengkang (PB'89 pasal 11.5.5.3)
3. Kondisi dimana  $\phi V_c < V_u < \phi(V_c + V_s)$ . Untuk semua unsur lentur termasuk semua yang dikecualikan di dalam kategori 2 harus diberikan penguatan geser yang memenuhi persamaan seperti kategori 2.
4. Kondisi dimana untuk kategori ini persyaratan penulangan yang dihitung akan melebihi  $\phi V_s$  minimum yang disyaratkan dan penguatan harus memenuhi rumus berikut :  $\phi V_s = V_u - \phi V_c$  untuk  $u = 900$  dipasang tulangan dimana jarak sengkang maksimum adalah  $s$  maksimum = 600 mm.
5. Kondisi dimana perbedaan antara kategori 4 dan 5 adalah bahwa untuk semua bentang dari balok dengan tegangan nominal  $V_s$  yang harus dipikul oleh penguatan geser berada di antara  $V_c$  dan  $V_u$ . Jadi gaya geser perlu adalah sebesar :  $\phi V_s = V_u - \phi V_c$ . Untuk penulangan sengkang dipakai jarak  $s$  maksimum sebesar 300 mm



Pada lokasi yang berpotensi sendi plastis, spasi maksimum tulangan geser tidak boleh melebihi nilai di bawah ini (SK SNI 1991 pasal 3.14.3 butir 3.2) :

- $d / 4$
- $8 \times d$  ( delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil )
- $24 \times$  diameter sengkang
- $\frac{1600 \times f_y \times A_{s1}}{(A_{sa} + A_{sb}) \times f_y}$

dimana :

$A_{s1}$  = luas satu kaki dari tulangan transversal ( $\text{mm}^2$ )

$A_{sa}$  = luas tulangan longitudinal atas ( $\text{mm}^2$ )

$A_{sb}$  = luas tulangan longitudinal bawah ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = kuat leleh tulangan longitudinal (MPa)

#### b. Penulangan Torsi

Untuk menjamin bahwa penampang sanggup menerima beban torsi ( $T_u$ ) maka kuat nominal penampang harus lebih besar dari torsi yang ada. Perencanaan penampang harus didasarkan pada :

$$T_u \leq \phi T_n \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.4.6 butir 5}$$

dimana :

$$T_n = T_c + T_s \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.4.6 butir 5}$$

$$\phi = \text{faktor reduksi kekuatan} = 0,6$$

Untuk tulangan Torsi :

diabaikan, jika  $T_u < T_{u_{min}}$

$$\text{dimana besarnya, } T_{u_{min}} = \phi \times \frac{1}{20} \times \sqrt{f_c'} \times \Sigma x^2.y$$

Untuk penampang yang memikul gaya geser dan torsi, maka kuat momen torsi yang mampu dipikul beton adalah sebesar :

$$T_c = \frac{\frac{1}{15} \times \sqrt{f_c'} \times \Sigma x^2.y}{\sqrt{1 + (0,4 \times V_u / (C_t \times T_u))^2}} \quad \dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.4.6 butir 6}$$



Tulangan transversal minimum yang disyaratkan untuk kekuatan :

$$\frac{b_w}{3 \times f_y} \leq \frac{A_v}{s} + 2 \times \frac{A_t}{s} \quad \dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.4.5 butir 5}$$

Untuk tulangan torsi memanjang dipilih yang terbesar antara :

$$A_1 = \frac{2 \times A_t}{s} \times (x_1 + y_1) \quad \dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.4.6 butir 9.3}$$

$$A_2 = \left[ \frac{2,8 \times s}{f_y} \times \left( \frac{T_u}{T_u + (V_u/3 \times C_t)} \right) - 2 \times A_t \right] \times \frac{x_1 + y_1}{s}$$

$$\text{dimana : } C_t = \frac{b_w \times d}{\sum x^2 \cdot y}$$

$x_1$  = jarak pusat terpendek dari sengkang terpendek

$y_1$  = jarak pusat ke pusat terpanjang dari sengkang tertutup

Sesuai dengan SK SNI '91 pasal 3.14.3 butir 3 dan SK SNI '91 pasal 3.14.3 butir 4 menyebutkan :

Sambungan lewatan dari tulangan lentur hanya diperbolehkan bila sepanjang daerah sambungan lewatan tadi dipasang tulangan sengkang penutup atau tulangan spiral. Jarak maksimum tulangan transversal yang melilit batang tulangan yang disambung tidak boleh melebihi  $d/4$  atau 100 mm.



Sambungan lewatan tidak boleh digunakan :

1. dalam daerah join
2. dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur dari muka join
3. pada lokasi dimana analisa menunjukkan terjadinya leleh lentur akibat dari perpindahan lateral inelastis dari rangka.

c. Susunan penulangan dengan aturan sebagai berikut :

- jarak spasi sengkang,  $S \leq \frac{x_1 + y_1}{4}$  atau 300 mm
- tulangan memanjang disebar merata dengan jarak maksimum 300 mm dan paling tidak satu tulangan di pojok

- diameter  $> D12$ ,  $f_y \leq 400$  MPa
- tulangan torsi harus disediakan paling tidak  $(b + d)$  dari titik teoritis yang diperlukan

#### 4.4.3.3. Panjang penyaluran balok anak

Penulangan memanjang dan penulangan geser sepanjang balok tidak akan berfungsi jika tidak terjadi kerjasama antara baja tulangan dan beton. Tulangan dapat dianggap berperan dalam suatu struktur beton bertulang jika terjadi aksi lekatan antara baja tulangan dan beton sekelilingnya.

Lekatan antara baja tulangan dan beton ini harus cukup untuk mengembangkan kapasitas tarik atau kapasitas tekan dari baja tulangan hingga mencapai tegangan lelehnya tanpa terjadinya slip. Apabila terjadi slip di bawah beban kerja maka keruntuhan struktur dapat terjadi.

Untuk menjamin bahwa tidak akan terjadi slip antara beton dan baja tulangan maka dibutuhkan suatu panjang penanaman tertentu yang dikenal dengan nama panjang penyaluran.

Syarat-syarat tentang panjang penyaluran dan penyambungan tulangan diatur dalam SK SNI '91 pasal 3.5 :

##### a. Panjang penyaluran tulangan tarik

Panjang penyaluran dasar tulangan tarik untuk baja tulangan ulir D36 dan yang lebih kecil adalah sebagai berikut :

$$L_{db} = 0,02 \times A_b \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.5.2 butir 2}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$L_{db} = 0,06 \times d_b \times f_y$$

Faktor-faktor yang mengubah panjang penyaluran dari tulangan tarik adalah tulangan atas. Tulangan horisontal dengan beton yang dicor di bawahnya apabila lebih dari 30 cm maka panjang penyaluran menjadi :

Akibat *top bar effect* (tulangan atas) :

$$L_{db} = 1,4 \times L_{db}$$



## b. Panjang penyaluran tulangan tekan

Panjang penyaluran dasar untuk semua ukuran tulangan harus diambil sebagai berikut :

$$L_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4 \times \sqrt{f_c'}} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.5.3 butir 2}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$L_{db} = 0,04 \times d_b \times f_y$$

Faktor modifikasi yang mengubah panjang penyaluran tulangan tekan adalah kelebihan tulangan dari analisa panjang penyaluran tulangan tekan dikalikan dengan faktor  $\frac{A_{Sperlu}}{A_{Stersedia}}$

## c. Panjang penyaluran kait standar dalam tarik

Panjang penyaluran dasar kait standar (hook) dari tulangan D36 dan yang lebih kecil adalah sebagai berikut :

$$L_{hb} = 100 \times \frac{d_b}{\sqrt{f_c'}} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.5.5 butir 2}$$

Panjang penyaluran hook :

$$L_{db} = L_{hb} \times \left( \frac{f_y}{400} \right) \times (0,7)$$

Tetapi tidak boleh kurang dari :

$$L_{db} = 8 \times d_b$$

## d. Panjang penyaluran dari tulangan momen positif

Tulangan momen positif pada komponen struktur yang tertumpu pada dua tumpuan dan seperempat dari tulangan momen positif pada komponen struktur yang menerus harus diterima ke dalam tumpuan paling sedikit sepanjang (menurut SK SNI '91) :

- 150 mm
- sejarak d
- 12 x d<sub>b</sub>



e. Panjang penyaluran dari tulangan momen negatif

Sepertiga dari tulangan tarik pada momen negatif diteruskan pada jarak terbesar antara (SK SNI '91 pasal 3.5.12) :

- sejarak  $d$
- $12 \times d_s$
- $\frac{L_n}{16}$

#### 4.4.3.4. Kontrol lendutan dan retak balok anak

a. kontrol lendutan balok anak

SK SNI '91 tabel 3.2.5(a) menyajikan batasan-batasan tebal minimum dengan berbagai kondisi perletakan dimana apabila tebal balok lebih besar daripada tebal minimum seperti yang disyaratkan tersebut maka lendutan tidak perlu dihitung.

Syarat tebal minimum untuk balok atau pelat satu arah menurut SK SNI '91 tabel 3.2.5(a) adalah sebagai berikut :

- Balok di atas dua tumpuan :

$$h_{\min} = \frac{Lu}{16} \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right), \text{ dimana : } f_y \text{ dalam MPa}$$

- Balok dengan satu ujung menerus :

$$h_{\min} = \frac{Lu}{18,5} \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right), \text{ dimana : } f_y \text{ dalam MPa}$$

- Balok dengan ujung menerus di kedua tepinya :

$$h_{\min} = \frac{Lu}{21} \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right), \text{ dimana : } f_y \text{ dalam MPa}$$

Dari disain awal untuk balok anak, tinggi balok ( $h$ ) diambil sekitar  $1/16 Lu$  sehingga praktis lendutan tidak perlu dihitung karena tinggi balok yang ada lebih besar dari tinggi minimum balok sebagai syarat kontrol lendutan.

## b. Kontrol terhadap retak

Bila tegangan leleh rancang  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen negatif dan positif maksimum harus diproporsikan sedemikian sehingga nilai  $z$  yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.3 butir 4}$$

Dan tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dan 25 MN/m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar, dimana nilai  $f_s$  tidak boleh diambil sebesar 60 % dari kekuatan leleh yang disyaratkan ( $f_s = 0,6 \times f_y$ ).

## 4.4.3.5. Contoh perhitungan

Sebagai contoh perhitungan tulangan balok anak melintang diambil balok anak pada lantai dengan elemen pada SAP90 nomor 61 - 62 (as h,3-5) dengan bentang 6,5 m.

Besarnya gaya-gaya dalam pada balok anak dari SAP90 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Mu_{\text{tumpuan kiri}} &= 4788,49 \text{ kg-m} = 4655,83 \times 10^4 \text{ N-mm} \\ Mu_{\text{tumpuan}} &= -4532,73 \text{ kg-m} = -4505,34 \times 10^4 \text{ N-mm} \\ Mu_{\text{tumpuan kanan}} &= 8024,67 \text{ kg-m} = 8055,76 \times 10^4 \text{ N-mm} \\ Vu_{\text{tumpuan kiri}} &= -5812,14 \text{ kg} = -5812,14 \times 10 \text{ N} \\ Vu_{\text{tumpuan}} &= 845,42 \text{ kg} = 845,42 \times 10 \text{ N} \\ Vu_{\text{tumpuan kanan}} &= 6884,49 \text{ kg} = 6884,49 \times 10 \text{ N} \\ Tu &= 32,12 \text{ kg-m} = -321200 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

Data-data umum penulangan balok anak :

- tinggi balok (h) = 450 mm
- lebar balok (b) = 250 mm
- decking = 40 mm
- bentang = 6500 mm
- tulangan sengkang = D10 mm
- tulangan utama = D16 mm

- mutu beton ( $f_c'$ ) = 24,6 MPa

- mutu baja ( $f_y$ ) = 390 MPa

a. Perhitungan penulangan pada tumpuan pada sebelah kiri ( $Mu_{\text{tumpuan kiri}}$ )

$$Mu_{\text{tumpuan kiri}} = 4788,49 \text{ kg m} = 4788,49 \times 10^4 \text{ N-mm}$$

$$d = 450 - 40 - 10 - 16/2 = 392 \text{ mm}$$

- Perhitungan penulangan lentur

$$Mn = \frac{4788,49 \times 10^4}{0,8} = 59856125 \text{ N-mm}$$

$$X_{\text{max}} = 0,75 \times 392 \times \frac{600}{600 + 390} = 178,18 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = 0,85 \times 178,2 = 151,45 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \times 24,6 \times 151,45 \times 250 = 791728,64 \text{ N}$$

$$Mn_{\text{max}} = 791728,64 \times (392 - 0,5 \times 151,45) = 250402175,1 \text{ N-mm}$$

$Mn_{\text{max}} > Mn \rightarrow$  (analisa tulangan tunggal)

$$Rn = \frac{59856125}{250 \times 392^2} = 1,56$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,65} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,65 \times 1,56}{390}} \right) = 0,0042$$

kontrol terhadap  $\rho_{\text{max}}$  dan  $\rho_{\text{min}}$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 24,6}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,0276$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times 0,0276 = 0,0207$$

syarat :  $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$

$$0,00359 < 0,0042 < 0,0207$$



penulangan tarik

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0042 \times 250 \times 392 \\ &= 407,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

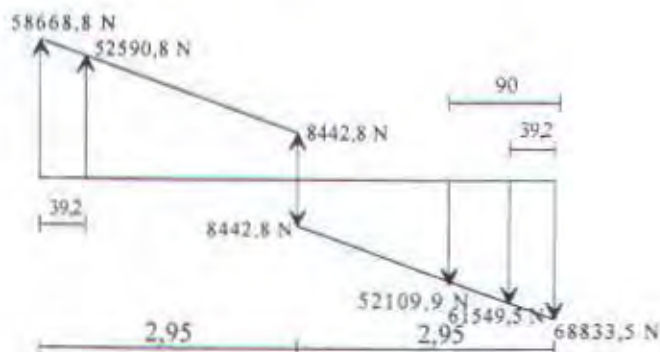
penulangan tekan diambil praktis atau 1/2 luas tulangan tarik :

$$\begin{aligned} A_s' &= 1/2 \times A_s \\ &= 1/2 \times 407,3 \\ &= 203,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan ulir, atas (tarik) : 3-D16  $\rightarrow$  ( $A_{s_{\text{ada}}} = 596 \text{ mm}^2$ )  
 bawah (tekan) : 2-D16  $\rightarrow$  ( $A_{s_{\text{ada}}} = 397 \text{ mm}^2$ )

- Penulangan geser sebelah kiri

$$V_{u_{\text{tumpuan kiri}}} = -5866,88 \text{ kg} = -5866,88 \times 10 \text{ N}$$



tulangan geser = D10 mm

$$\begin{aligned} A_{v_{\text{ada}}} &= 2 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 \\ &= 157 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

sumbangan kekuatan geser beton :

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times c \\ &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24,6} \times 250 \times 392 \\ &= 48606,42 \text{ N} \end{aligned}$$

$V_u > \phi V_c \rightarrow$  butuh tulangan geser

gaya geser yang harus diterima oleh tulangan geser ( $V_{u_{\text{terpakai}}} = 61549,45 \text{ N}$ )

$$\begin{aligned}\phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= 61549,45 - 48606,42 \\ &= 12943,03 \text{ N}\end{aligned}$$

jarak tulangan geser yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}S &= \frac{\phi \times A_v \times f_y \times d}{\phi V_s} \\ &= \frac{0,6 \times 157 \times 390 \times 392}{12943,03} \\ &= 1112,67 \text{ mm} > d/4 (98 \text{ mm})\end{aligned}$$

dipasang tulangan geser, D10-95 mm

gaya geser yang harus diterima oleh tulangan geser terpasang :

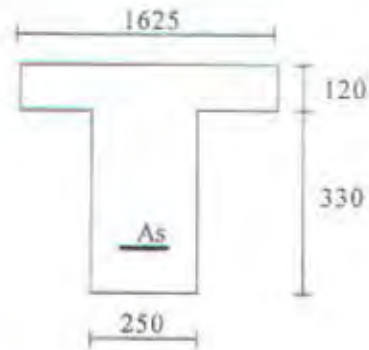
$$\begin{aligned}\phi V_{s_{\text{terpasang}}} &= \frac{\phi \times A_v \times f_y \times d}{S_{\text{terpasang}}} \\ &= \frac{0,6 \times 157 \times 390 \times 392}{95} \\ &= 151592,59 \text{ N}\end{aligned}$$

Kontrol :  $V_{u,b} < \phi V_c + \phi V_s$ , terpasang

$$61549,45 \text{ N} < 48606,42 + 151592,59 = 200199,01 \text{ N} \quad \text{..... oke !}$$

- Penulangan torsi

$$T_u = 321,2 \text{ Nm}$$



$$\begin{aligned} \Sigma x^2 \cdot y &= 25^2 \times 45 + 2 \times (68,75^2 \times 12) \\ &= 141562,5 \text{ cm}^2 = 14156250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{u_{\min}} &= \phi \times \frac{1}{20} \times \sqrt{f_c'} \times \Sigma x^2 \cdot y \\ &= 0,6 \times \frac{1}{20} \times \sqrt{24,6} \times 14156250 \\ &= 2106,38 \text{ Nm} > 321,2 \text{ Nm } (T_{u_{\text{ada}}}) \rightarrow \text{Torsi diabaikan} \end{aligned}$$

Torsi relatif kecil sehingga tulangan torsi hanya dipasang minimum dengan :

Tulangan melintang.

$$\begin{aligned} A_{v_{\min}} &= \frac{b_w \times s}{3 \times f_y} \\ &= \frac{250 \times 150}{3 \times 390} = 32,05 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{v_{\text{ada}}} = 157,08 \text{ mm}^2 > A_{v_{\min}} = 32,05 \text{ mm}^2$$

jadi tulangan torsi diabaikan

Tulangan memanjang

$$x_1 = 250 - 2 \times 40 - 10 = 160 \text{ mm}$$

$$y_2 = 450 - 2 \times 40 - 10 = 360 \text{ mm}$$



$$A_1 = \frac{b_w}{3 \times f_y} \times (x_1 + x_2)$$
$$= \frac{250}{3 \times 390} \times (160 + 360) = 111,11 \text{ mm}^2$$

Tulangan memanjang ini disebarkan pada bagian penampang balok yaitu pada tulangan atas, tulangan tengah, tulangan bawah dan ditambahkan pada tulangan akibat lentur.

tulangan atas dan bawah,  $1/4 \times A_1 = 1/4 \times 111,11 = 27,77 \text{ mm}^2$

tulangan tengah,  $1/2 \times A_1 = 1/2 \times 111,11 = 55,55 \text{ mm}^2$

- Disain akhir penulangan

$$A_s = 407,3 + 27,77 = 435,07 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 203,7 + 27,77 = 231,47 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan ulir : atas (tarik) : 3-D16  $\rightarrow (A_{s_{ada}} = 596 \text{ mm}^2)$

bawah (tekan) : 2-D13  $\rightarrow (A_{s_{ada}} = 397 \text{ mm}^2)$

dipasang tulangan ulir : tengah ( $55,55 \text{ mm}^2$ ) : 2-D13  $\rightarrow (A_{s_{ada}} = 253 \text{ mm}^2)$

- Panjang penyaluran balok anak

panjang penyaluran untuk tulangan tarik D16 mm :

$$L_{db} = 0,02 \times 198,6 \times \frac{390}{\sqrt{24,6}}$$
$$= 312,3 \text{ mm}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$L_{db} = 0,06 \times 16 \times 390$$
$$= 374,4 \text{ mm}$$

maka dipakai,  $L_{db} = 400 \text{ mm}$

akibat adanya tulangan atas maka  $L_{db}$  dikalikan faktor 1,4

$$L_{db} = 1,4 \times 400$$
$$= 560 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran untuk tulangan tekan D16 mm :

$$L_{db} = \frac{16 \times 390}{4 \times \sqrt{24,6}}$$
$$= 314,53 \text{ mm} \approx 325 \text{ mm}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$L_{db} = 0,04 \times 16 \times 390$$
$$= 249,6 \text{ mm}$$

maka dipakai  $L_{db} = 400 \text{ mm}$

Panjang penyaluran kait standar dalam tarik

Panjang penyaluran dasar kait standar (*hook*) dari tulangan D16 mm adalah sebagai berikut :

$$L_{hd} = 100 \times \frac{16}{\sqrt{24,6}}$$
$$= 322,59 \text{ mm} \approx 325 \text{ mm}$$

panjang penyaluran *hook* :

$$L_{dh} = 325 \times \left( \frac{390}{400} \right) \times 0,7$$
$$= 221,81 \text{ mm} \approx 225 \text{ mm}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$L_{db} = 8 \times 16$$
$$= 128 \text{ mm}$$

maka dipakai  $L_{db} = 225 \text{ mm}$

Panjang penyaluran dari tulangan momen positif

- 150 mm

- d = 392 mm ..... menentukan !

- 12 x 16 = 192 mm

Panjang penyaluran dari tulangan momen negatif

-  $d = 392 \text{ mm}$

-  $12 \times 16 = 192 \text{ mm}$

-  $\frac{6500}{16} = 406 \text{ mm}$  ..... menentukan !

- Kontrol terhadap lendutan balok anak

$$h_{\min} = \frac{6500}{21} \times \left(0,4 + \frac{390}{700}\right)$$

$$= 296 \text{ mm} < h (450 \text{ mm}) \text{ ..... oke !}$$

- Kontrol terhadap retak balok anak

$$Z = 23,4 \times \sqrt{58 \times 9666,67}$$

$$= 17521,37 \text{ N/mm} = 17,52 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \text{ ..... oke !}$$

dimana :

$$f_s = 0,06 \times 390 = 23,4 \text{ MPa}$$

$$d_c = 40 + 10 + 1/2 \times 16 = 58 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \times 58 \times 250}{3} = 9666,67 \text{ mm}^2$$

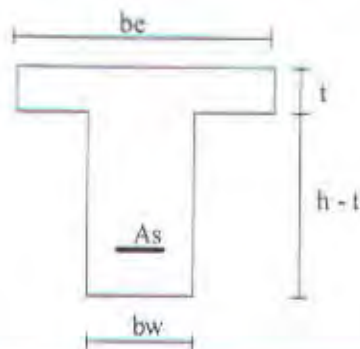
$m =$  jumlah tulangan tarik di atas = 3 batang

b. Perhitungan penulangan pada lapangan ( $Mu_{\text{lapangan}}$ )

$$Mu_{\text{lapangan}} = -4532,73 \text{ kg m} = -4532,73 \times 10^4 \text{ N-mm}$$

$$d = 450 - 40 - 10 - 16/2 = 392 \text{ mm}$$

cek kondisi penampang





$$- b_e \leq \frac{1}{4} \times 650 = 162,5 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{menentukan !}$$

$$- b_e \leq 25 + 16 \times 12 = 217 \text{ cm}$$

$$- b_e \leq 25 + 650 = 675 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{4532,73 \times 10^4}{0,8} = 56659125 \text{ N-mm}$$

Periksa apakah tinggi a lebih besar dari tebal pelat dengan anggapan :  
di coba,  $a = t$

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times b_e \times X$$

$$C_c = 0,85 \times 24,6 \times 1625 \times 120 = 4077450 \text{ N}$$

cek,  $M_n$

$$M_n = C_c \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 4077450 \times \left(392 - \frac{120}{2}\right)$$

$$= 1353713400 \text{ N mm} > 56316750 \text{ N mm} \quad \dots\dots\dots \text{oke}$$

jelas di sini a harus lebih kecil dari t, analisa T palsu

$a < t \rightarrow$  T palsu, diperoleh :

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times b_e \times X$$

$$C_c = 0,85 \times 24,6 \times 1625 \times X = 33978,75X \text{ N}$$

kontrol nilai (a)

$$M_{n_{\max}} = C_c \times \left(d - \frac{1}{2}\right)$$

$$56316750 = 33978,75 X \times \left(392 - \frac{X}{2}\right)$$

$$= 14440,97 X^2 - 13319670 X + 56659125$$

dengan rumus ABC didapat :

$$X = 4,277 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 \times 4,277 = 3,21 \text{ mm}$$

rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$a_{\max} = 0,85 \times 3,21 = 2,73 \text{ mm} < t = 120 \text{ mm} \rightarrow \text{berarti anggapan benar (Tpalsu)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{b_e}{b_w} \times \frac{a_{\max}}{d} \\ &= 0,85 \times \frac{24,6}{390} \times \frac{1625}{250} \times \frac{2,73}{392} = 0,0024 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

dipakai,  $\rho_{\min} = 0,0036$

penulangan tarik

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 250 \times 392 \\ &= 351,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

penulangan tekan diambil praktis atau 1/2 luas tulangan tarik :

$$\begin{aligned} A_s' &= 1/2 \times A_s \\ &= 1/2 \times 351,8 \\ &= 175,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan ulir : atas (tekan) : 2-D16  $\rightarrow (A_{s_{\text{ada}}} = 397 \text{ mm}^2)$   
bawah (tarik) : 3-D16  $\rightarrow (A_{s_{\text{ada}}} = 596 \text{ mm}^2)$

kontrol momen nominal dengan tulangan terpasang dianggap yang bekerja tulangan tarik saja :

$$C_c = T$$

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y \\ &= 596 \times 390 = 232440 \text{ N} \end{aligned}$$

$$X = \frac{232440}{33978,75} = 6,84 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 \times 6,84 = 5,13 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,85 \times 5,1 = 4,36 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}Mn_{maks} &= T \times (d - \frac{a}{2}) \\ &= 596 \times 390 \times (392 \times \frac{4,36}{2}) \\ &= 90609647,41 \text{ N-mm} > Mn = 56316750 \text{ N mm} \dots\dots\dots \text{ oke !}\end{aligned}$$

- Penulangan geser sebelah kanan

$$Vu_{\text{terpakai kanan}} = -6883,35 \text{ kg} = -6883,35 \times 10 \text{ N}$$

sumbangan kekuatan geser beton :

$$\begin{aligned}\phi Vc &= \phi \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24,6} \times 250 \times 392 \\ &= 48606,42 \text{ N}\end{aligned}$$

$Vu > \phi Vc$  butuh tulangan geser

gaya geser yang harus diterima oleh tulangan geser ( $Vu_{\text{terpakai}} = 52109,92 \text{ N}$ )

$$\begin{aligned}\phi Vs &= Vu_{\text{terpakai}} - \phi Vc \\ &= 52109,92 - 48606,42 \\ &= 3503,5 \text{ N}\end{aligned}$$

jarak tulangan geser yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,6 \times 157,8 \times 390 \times 392}{3503,5} \\ &= 4110,54 \text{ mm} > d/2 (196 \text{ mm})\end{aligned}$$

dipasang tulangan geser D10-195 mm

gaya geser yang harus diterima oleh tulangan geser terpasang :

$$\begin{aligned}\phi Vs_{\text{terpasang}} &= \frac{\phi \times Av \times fy \times d}{S_{\text{terpasang}}} \\ &= \frac{0,6 \times 157 \times 390 \times 392}{195} \\ &= 75796,29 \text{ N}\end{aligned}$$

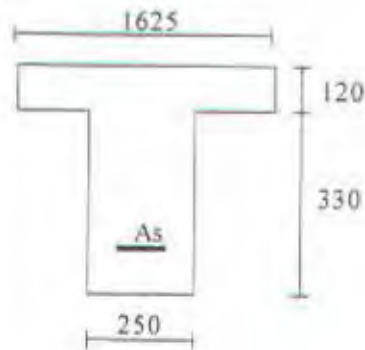


Kontrol :  $V_{u,b} < \phi V_c + \phi V_s$ , terpasang

$$52109,92 \text{ N} < 48606,42 + 75796,29 = 124402,71 \text{ N} \quad \dots \text{ oke !}$$

- Penulangan torsi

$$T_u = 321,2 \text{ Nm}$$



$$\begin{aligned} T_{u_{min}} &= \phi \times \frac{1}{20} \times \sqrt{f_c'} \times \sum x^2 ; \\ &= 0,6 \times \frac{1}{20} \times \sqrt{24,6} \times 14156250 \\ &= 2106,38 \text{ Nm} > 321,2 \text{ Nm} (T_{u_{ada}}) \rightarrow \text{Torsi diabaikan} \end{aligned}$$

Torsi relatif kecil sehingga tulangan torsi hanya dipasang minimum dengan :

Tulangan melintang :

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{250 \times 150}{3 \times 390} \\ &= 32,05 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{v_{ada}} = 157,08 \text{ mm}^2 > A_{v_{min}} = 32,05 \text{ mm}^2$$

jadi tulangan torsi diabaikan

Tulangan memanjang :

$$x_1 = 250 - 2 \times 40 - 10 = 160 \text{ mm}$$

$$y_2 = 450 - 2 \times 40 - 10 = 360 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{250}{3 \times 390} \times (160 + 360)$$

$$= 111,11 \text{ mm}^2$$

Tulangan memanjang ini disebarkan pada bagian penampang balok yaitu pada tulangan atas, tulangan tengah, tulangan bawah dan ditambahkan pada tulangan akibat lentur.

$$\text{tulangan atas dan bawah : } 1/4 \times A_1 = 1/4 \times 111,11 = 27,77 \text{ mm}^2$$

$$\text{tulangan tengah : } 1/2 \times A_1 = 1/2 \times 111,11 = 55,55 \text{ mm}^2$$

- Disain akhir penulangan :

$$A_s = 351,8 + 27,77 = 379,57 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 175,9 + 27,77 = 203,67 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan ulir : atas (tarik) : 2-D16 ( $A_{s_{ada}} = 397 \text{ mm}^2$ )

bawah (tekan) : 3-D16 ( $A_{s_{ada}} = 596 \text{ mm}^2$ )

di pasang tulang ulir : tengah ( $55,55 \text{ mm}^2$ ) : 2-D13 ( $A_{s_{ada}} = 253 \text{ mm}^2$ )

c. Perhitungan penulangan pada tumpuan sebelah kanan ( $Mu_{\text{tumpuan kanan}}$ )

$$Mu_{\text{tumpuan kanan}} = 8024,67 \text{ kg m} = 8024,67 \times 10^4 \text{ N-mm}$$

$$d = 450 - 40 - 10 - 16/2 = 392 \text{ mm}$$

- Perhitungan penulangan lentur :

$$M_n = \frac{8024,67 \times 10^4}{0,8} = 100308375 \text{ N-mm}$$

$$X_{\max} = 0,75 \times 392 \times \frac{600}{600 + 390} = 178,18 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,85 \times 178,2 = 151,45 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \times 24,6 \times 151,45 \times 250 = 791728,64 \text{ N}$$

$$Mn_{max} = 791809,43 \times (392 - 0,5 \times 151,45) = 250402175,1 \text{ N-mm}$$

$Mn_{max} > Mn \rightarrow$  (analisa tulangan tunggal)

$$Rn = \frac{100308375}{250 \times 392^2} = 2,61$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{18,65} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,65 \times 2,61}{390}} \right) = 0,0072$$

kontrol terhadap  $\rho_{min}$  dan  $\rho_{max}$

$$0,00359 < 0,0072 < 0,0207$$

penulangan tarik :

$$\begin{aligned} As &= \rho_{perlu} \times b \times d \\ &= 0,0072 \times 250 \times 392 \\ &= 703,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

penulangan tekan diambil praktis atau 1/2 luas tulangan tarik :

$$\begin{aligned} As' &= 1/2 \times As \\ &= 1/2 \times 703,2 \\ &= 351,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dipasang tulangan : atas (tarik) : 4-D16  $\rightarrow (As_{ada} = 794 \text{ mm}^2)$   
bawah (tekan) : 2-D16  $\rightarrow (As_{ada} = 397 \text{ mm}^2)$

- Penulangan geser sebelah kanan :

$$Vu_{tumpuan\ kanan} = 6884,49 \text{ kg} = 6884,49 \times 10 \text{ N}$$

sumbangan kekuatan geser beton :

$$\begin{aligned} \phi Vc &= \phi \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24,6} \times 250 \times 392 \\ &= 48606,42 \text{ N} \end{aligned}$$

$Vu > \phi Vc$  butuh tulangan geser



gaya geser yang harus diterima oleh tulangan geser ( $V_{u_{\text{terpakai}}} = 61549,45 \text{ N}$ )

$$\begin{aligned}\phi V_s &= V_{u_{\text{terpakai}}} - \phi V_c \\ &= 61549,45 - 48606,42 \\ &= 12943,03 \text{ N}\end{aligned}$$

jarak tulangan geser yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,6 \times 157 \times 390 \times 392}{12943,03} \\ &= 1112,67 \text{ mm} > d/4 (98 \text{ mm})\end{aligned}$$

di pasang tulangan geser D10-95 mm

gaya geser yang harus diterima oleh tulangan geser terpasang :

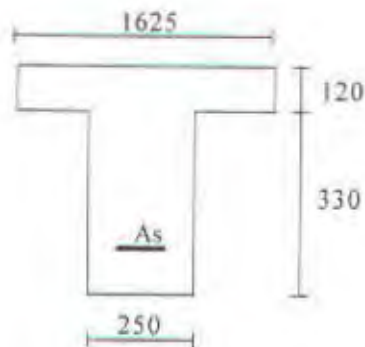
$$\begin{aligned}\phi V_{S_{\text{terpasang}}} &= \frac{\phi \times A_v \times f_y \times d}{S_{\text{terpasang}}} \\ &= \frac{0,6 \times 157 \times 390 \times 392}{95} \\ &= 151592,59 \text{ N}\end{aligned}$$

Kontrol :  $V_{u,b} < \phi V_c + \phi V_s$ , terpasang

$$61549,45 \text{ N} < 48606,42 + 151592,59 = 200199,01 \text{ N} \quad \text{..... oke !}$$

- Penulangan torsi :

$$T_u = 321,2 \text{ N-m}$$



$$\begin{aligned}Tu_{\min} &= \phi \times \frac{1}{20} \times \sqrt{f_c'} \times \sum x^2 \cdot y \\ &= 0,6 \times \frac{1}{20} \times \sqrt{24,6} \times 14156250 \\ &= 2106,38 \text{ N-m} > 321,2 \text{ N-m (} Tu_{\text{ada}} \text{)} \rightarrow \text{Torsi diabaikan}\end{aligned}$$

Torsi relatif kecil sehingga tulangan torsi hanya dipasang minimum dengan :

Tulangan melintang :

$$\begin{aligned}A_{v_{\min}} &= \frac{250 \times 150}{3 \times 390} \\ &= 32,05 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{v_{\text{ada}}} = 157,08 \text{ mm}^2 > A_{v_{\min}} = 32,05 \text{ mm}^2$$

jadi tulangan torsi diabaikan

Tulangan memanjang :

$$x_1 = 250 - 2 \times 40 - 10 = 160 \text{ mm}$$

$$y_2 = 450 - 2 \times 40 - 10 = 360 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}A_1 &= \frac{250}{3 \times 390} \times (160 + 360) \\ &= 111,11 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tulangan memanjang ini disebarkan pada bagian penampang balok yaitu pada tulangan atas, tulangan tengah, tulangan bawah dan ditambahkan pada tulangan akibat lentur.

$$\text{tulangan atas dan bawah : } 1/4 \times A_1 = 1/4 \times 111,11 = 27,77 \text{ mm}^2$$

$$\text{tulangan tengah : } 1/2 \times A_1 = 1/2 \times 111,11 = 55,55 \text{ mm}^2$$

- Disain akhir penulangan

$$A_s = 703,2 + 27,77 = 730,97 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 351,8 + 27,77 = 379,57 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan ulir : atas (tarik) : 4-D16 ( $A_{s_{ada}} = 794 \text{ mm}^2$ )

bawah (tekan) : 2-D16 ( $A_{s_{ada}} = 397 \text{ mm}^2$ )

dipasang tulangan ulir : tengah ( $55,55 \text{ mm}^2$ ) : 2-D13 ( $A_{s_{ada}} = 253 \text{ mm}^2$ )

- Panjang penyaluran balok anak

panjang penyaluran untuk tulangan tarik D16 mm :

$$L_{db} = 0,02 \times 198,6 \times \frac{390}{\sqrt{24,6}}$$
$$= 312,3 \text{ mm}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$L_{db} = 0,06 \times 16 \times 390$$
$$= 374,4 \text{ mm}$$

maka di pakai  $L_{db} = 400 \text{ mm}$

akibat adanya tulangan atas maka  $L_{db}$  dikalikan faktor 1,4

$$L_{db} = 1,4 \times 400$$
$$= 560 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran untuk tulangan tekan D16 mm :

$$L_{db} = \frac{16 \times 390}{4 \times \sqrt{24,6}}$$
$$= 314,53 \text{ mm } 325 \text{ mm}$$

dan tidak boleh kurang dari

$$L_{db} = 0,04 \times 16 \times 390$$
$$= 249,6 \text{ mm}$$

maka di pakai  $L_{db} = 400 \text{ mm}$



Panjang penyaluran kait standar dalam tarik

Panjang penyaluran dasar kait standar (*hook*) dari tulangan D16 mm adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}L_{hd} &= 100 \times \frac{16}{\sqrt{24,6}} \\ &= 322,59 \text{ mm} \approx 325 \text{ mm}\end{aligned}$$

panjang penyaluran *hook* :

$$\begin{aligned}L_{dh} &= 325 \times \left(\frac{390}{400}\right) \times 0,7 \\ &= 221,81 \text{ mm} \approx 225 \text{ mm}\end{aligned}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}L_{db} &= 8 \times 16 \\ &= 128 \text{ mm}\end{aligned}$$

maka dipakai,  $L_{dh} = 225 \text{ mm}$

Panjang penyaluran dari tulangan momen positif

- 150 mm
- $d = 392 \text{ mm}$  ..... menentukan !
- $12 \times 16 = 192 \text{ mm}$

Panjang penyaluran dari tulangan momen negatif

- $d = 392 \text{ mm}$
- $12 \times 16 = 192 \text{ mm}$
- $\frac{6500}{16} = 406 \text{ mm}$  ..... menentukan !

- Kontrol terhadap lendutan balok anak

$$\begin{aligned}h_{min} &= \frac{6500}{21} \times \left(0,4 + \frac{390}{700}\right) \\ &= 296 \text{ mm} < h (450 \text{ mm}) \text{ ..... oke !}\end{aligned}$$

- Kontrol terhadap retak balok anak

$$Z = 234 \times \sqrt{58 \times 9666,67}$$
$$= 19295,27 \text{ N/mm} = 19,295 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots\dots\dots \text{ oke !}$$

dimana :

$$f_s = 0,06 \times 390 = 234 \text{ MPa}$$

$$d_c = 40 + 10 + 1/2 \times 16 = 58 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \times 58 \times 250}{3} = 9666,67 \text{ mm}^2$$

m = jumlah tulangan tarik di atas = 3 batang.

#### 4.5. Perencanaan struktur atap

Struktur atap gedung STIKOM Surabaya ini dimodifikasi menggunakan material baja dan memakai tipe atap jurai.

##### 4.5.1. Komponen struktur yang menerima lentur

Persyaratan kuat momen nominal pada disain faktor beban dan resistansi yang dianalisa secara elastis menurut Konsep SNI 1997 pasal 5.1 secara umum dapat dinyatakan dengan :

$$M_u \leq \phi M_n$$

dimana :

$M_u$  = momen lentur berfaktor komponen struktur pada sumbu tertentu

$\phi$  = faktor resistansi untuk lentur = 0,9

$M_n$  = kekuatan momen nominal komponen struktur pada sumbu tertentu

Disain kuat momen nominal dengan memperhatikan pengaruh tekuk lokal dan lateral didasarkan pada tipe penampang :

1. kompak jika  $\lambda \leq \lambda_p$
2. tidak kompak jika  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$
3. langsing jika  $\lambda > \lambda_r$

dan pada batasan panjang bentang antara dua titik yang ditahan terhadap bahaya tekuk lateral ( $L_b$ ) :

1. bentang pendek jika  $L_b \leq L_p$
2. bentang menengah jika  $L_p < L_b \leq L_r$
3. bentang panjang jika  $L_b > L_r$

dimana :

- $\lambda = bf/2tf$  – untuk lentur pelat sayap profil I
- $\lambda = bf/tf$  – untuk lentur pelat sayap profil C, dan
- $\lambda = hc/tw$  – untuk lentur pelat badan

serta batasan nilai  $\lambda_p$  dan  $\lambda_r$  ditentukan sesuai tabel 4.5.2 Konsep SNI 1997 dan nilai  $L_p$ , dan  $L_r$  ditentukan sesuai tabel 5.3.2 Konsep SNI 1997.

Kuat momen nominal yang melentur pada sumbu kuat atau sumbu lemah dapat diperiksa sebagai berikut :

a. Penampang kompak ( $C_b = 1,0$ )

1.  $L_b < L_p$

$$\phi M_n = \phi M_p = \phi \times Z \times f_y$$

2.  $L_p < L_b < L_r$

$$\phi M_n = C_b \times \left[ \phi M_p - \phi \times (M_p - M_r) \times \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < \phi M_p$$

3.  $L_b > L_r$

$$\phi M_n = \phi M_{cr} < \phi M_p$$

b. Penampang tidak kompak ( $C_b = 1,0$ )

1.  $L_b < L^*p$

$$\phi M^*n = C_b \times \left[ \phi M_p - \phi \times (M_p - M_r) \times \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] < \phi M_p$$

$$L^*p = L_p + (L_r - L_p) \times \left( \frac{M_p - M^*n}{M_p - M_r} \right)$$

2.  $L^*p < L_b < L_r$  ( $C_b = 1,0$ )

$$\phi M_n = C_b \times \left[ \phi M_p - \phi \times (M_p - M_r) \times \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < \phi M^*n$$

3.  $L_b > L_r$  (analog persamaan 5.1.4)



c. Penampang kompak ( $C_b > 1,0$ )1.  $L_b < L_m$  (analog persamaan 5.1.2)2.  $L_b > L_m$  (analog persamaan 5.1.3)

$$\phi M_n = C_b \times [\phi M_p - \phi \times (M_p - M_r) \times \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_m} \right)] < \phi M_p$$

untuk  $L_m < L_r$ 

$$L_m = L_p + [(C_b M_p - M_p) \times (L_r - L_p) / C_b (M_p - M_r)]$$

untuk  $L_m > L_r$ 

$$L_m = \frac{C_b \times \pi}{M_p} \times \sqrt{\frac{E \times I_y \times G \times J}{2}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4 \times I_w \times M_p^2}{I_y \times C_b^2 \times G^2 \times J^2}}}$$

d. Penampang tidak kompak ( $C_b > 1,0$ )1.  $L_b < L'm$ 

$$\phi M_n = \phi M'n < \phi M_p$$

2.  $L_b > L'm$  (analog persamaan 5.1.3)

$$\phi M_n = C_b \times [\phi M_p - \phi \times (M_p - M_r) \times \left( \frac{L_b - L'm}{L_r - L'm} \right)] < \phi M'n$$

untuk  $L'm < L_r$ 

$$L'm = L'p + [(C_b \times M'n - M'n) \times (L_r - L_p) / C_b \times (M_p - M_r)]$$

untuk  $L'm > L_r$ 

$$L_m = \frac{C_b \times \pi}{M_p} \times \sqrt{\frac{E \times I_y \times G \times J}{2}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4 \times I_w \times M_p^2}{I_y \times C_b^2 \times G^2 \times J^2}}}$$

nilai  $C_b$  untuk  $L_m$  atau  $L'm = L_r$ :

$$C_b = f_y \times Z / (f_y - f_r) \times S$$

## e. Penampang langsing

$$\phi M_n = \phi M_y \cdot \left( \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 \rightarrow \text{untuk momen terhadap sumbu lemah}$$

$$\phi M_n = \phi M_x \cdot \left( \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 \rightarrow \text{untuk momen terhadap sumbu kuat}$$

dimana :

$$M_p = \text{momen lentur plastis}$$

$Z$  = modulus plastis profil pada tiap-tiap sumbu

$f_y$  = tegangan leleh material

$$C_b = 1,75 + 1,05 \times (M_1/M_2) + 0,3 \times (M_1/M_2)^2 < 2,3$$

$M_1$  adalah momen ujung yang lebih kecil dan  $M_2$  adalah yang lebih besar pada suatu segmen tak berpenopang. Rasio  $M_1/M_2$  bernilai negatif jika menyebabkan kurvatur tunggal dan positif jika kurvatur berbeda/berkebalikan.

$M_r = (f_y - f_r) \times S$ , dimana  $f_r$  = tegangan sisa diambil 70 MPa untuk *hot rolled profil* dan 115 MPa untuk *welded profil*.

$M_{cr}$  = momen kritis yang telah ditentukan pada tabel 5.3.5. Konsep SNI 1997

$I_y$  = momen inersia sumbu y - y

$I_w$  = konstanta puntir lengkung

$J$  = konstanta puntir torsi

$E$  = modulus elastisitas ( $2,1 \times 10^5$  MPa)

$G$  = modulus geser ( $0,81 \times 10^5$  MPa)

Persyaratan kuat nominal geser berdasarkan Konsep SNI 1997 pasal 5.8. secara umum dinyatakan sebagai :

$$V_u < \phi V_n$$

1. jika  $h/t_w < 1,10 \times \sqrt{knE/f_y}$

$$\phi V_n = \phi \times (0,60 \times f_y \times A_w)$$

2. jika  $1,10 \times \sqrt{knE/f_y} < h/t_w < 1,37 \times \sqrt{knE/f_y}$

$$\phi V_n = \phi (0,60 \times f_y \times A_w) \times [(1,10 \times \sqrt{knE/f_y}) / (h/t_w)]$$

3. jika  $h/t_w > 1,37 \times \sqrt{knE/f_y}$

$$\phi V_n = \phi (0,90 \times A_w \times kn \times E) / (h/t_w)^2$$

dimana :

$\phi$  = faktor resistensi = 0,90

$V_u$  = geser beban layanan terfaktor

$V_n$  = kuat nominal geser pelat badan yang didasarkan pada :

$$kn = 5 + 5 / (a/h)^2$$

Dalam hal menerima lentur sebuah komponen struktur perlu diperiksa batas lendutan dimana merupakan salah satu persyaratan daya layanan terhadap beban kerja. Lendutan yang terjadi tidak boleh melebihi lendutan ijin yang berdasarkan PPBBI 1984 adalah sebagai berikut:

- a. gording,  $\Delta_{ijin} = L/180$
- b. kuda-kuda (balok pendukung atap),  $\Delta_{ijin} = L/360$
- c. balok pendukung lantai bangunan,  $\Delta_{ijin} = L/360$
- d. balok pendukung tembok pasangan batu,  $\Delta_{ijin} = L/600$

Jika terjadi lentur biaksial maka kontrol kehandalan dapat dilakukan dengan menggunakan pendekatan tegangan kombinasi (persamaan 7.11.3 pada *Salmon - Johnson*)

$$f_n = \frac{M_{ux}}{\phi S_x} + \frac{M_{uy}}{\phi S_y} < f_y$$

atau dengan menggunakan persamaan pada Konsep SNI 1997 pasal 4.4.2.4 (b) untuk  $N_u = 0$ , maka :

$$\frac{M_{ux}}{\phi S_x} + \frac{M_{uy}}{\phi S_y} < 1,00$$

dimana :

- $\phi$  = faktor resistensi = 0,9
- $f_n$  = tegangan nominal (yang terjadi)
- $S_x, S_y$  = nilai modulus elastis penampang

#### 4.5.2. Komponen struktur yang menerima aksial

Gaya aksial yang dibebankan pada komponen struktur dapat berupa aksial tarik (gaya tarik) dan aksial tekan (gaya tekan). Secara umum komponen struktur yang menerima aksial kuat nominalnya menurut Konsep SNI 1997 pasal 7.1. harus memenuhi :

$$N_u < \phi N_n$$



#### 4.5.2.1. Batang tarik

Kontrol kekuatan pada batang tarik dilakukan dengan :

1. Kontrol kekuatan nominal dengan menggunakan persamaan :

a. pada pelelehan penampang bruto :  $\phi N_n = \phi f_y \times A_g$

b. pada retak penampang bersih :  $\phi N_n = \phi f_u \times A_e$

Khusus untuk jangkar tarik (*sag rod* atau *track stang*) kuat tarik nominal didasarkan pada tabel J3.2. LRFD :

$$\phi N_n = \phi A_g \times (0,75 \times f_u)$$

dimana :

$$\phi = 0,90$$

$$A_g = \text{luas penampang kotor}$$

$$A_e = \text{luas efektif penampang (menurut Konsep SNI 1997 pasal 7.2)}$$

Kontrol kekakuan terhadap gaya tarik ditinjau pada masalah rasio kerampingan:

a.  $L_k/r < 300$  pada batang-batang sekunder

b.  $L_k/r < 240$  pada batang-batang primer

dimana batasan tersebut di atas tidak berlaku untuk batang bulat menurut LRFD B7.

#### 4.5.2.2. Batang tekan

Kontrol kekuatan pada batang tekan dilakukan :

dengan  $N_u < \phi N_n$ , maka untuk penampang kompak dan tidak kompak ( $\lambda < \lambda_p$  atau  $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ ) daya dukung nominal tekan dihitung sebagai berikut :

$$\phi N_n = 0,85 \times A_g \times f_c = 0,85 \times A_g \times f_y / \omega$$

dimana :

$$\lambda_s < 0,183 \quad \text{maka } \omega = 1$$

$$0,183 < \lambda_s < 1 \quad \text{maka } \omega = 1,5 / (1,6 - 0,75 \times \lambda_s)$$

$$\lambda_s > 1 \quad \text{maka } \omega = 1,76 \times \lambda_s^2$$

$$\text{dengan : } \lambda_s = \sqrt{0,7} \times \lambda_s, \text{ dan harga : } \lambda_c = \frac{L_k}{\pi} \times r \times \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

#### 4.5.2.1. Batang tarik

Kontrol kekuatan pada batang tarik dilakukan dengan :

1. Kontrol kekuatan nominal dengan menggunakan persamaan :

a. pada pelelehan penampang bruto :  $\phi N_n = \phi f_y \times A_g$

b. pada retak penampang bersih :  $\phi N_n = \phi f_u \times A_e$

Khusus untuk jangkar tarik (*sag rod* atau *track stang*) kuat tarik nominal didasarkan pada tabel J3.2. LRFD :

$$\phi N_n = \phi A_g \times (0,75 \times f_u)$$

dimana :

$$\phi = 0,90$$

$$A_g = \text{luas penampang kotor}$$

$$A_e = \text{luas efektif penampang (menurut Konsep SNI 1997 pasal 7.2)}$$

Kontrol kekakuan terhadap gaya tarik ditinjau pada masalah rasio kerampingan:

a.  $L_k/r < 300$  pada batang-batang sekunder

b.  $L_k/r < 240$  pada batang-batang primer

dimana batasan tersebut di atas tidak berlaku untuk batang bulat menurut LRFD B7.

#### 4.5.2.2. Batang tekan

Kontrol kekuatan pada batang tekan dilakukan :

dengan  $N_u < \phi N_n$ , maka untuk penampang kompak dan tidak kompak ( $\lambda < \lambda_p$  atau  $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ ) daya dukung nominal tekan dihitung sebagai berikut :

$$\phi N_n = 0,85 \times A_g \times f_{cr} = 0,85 \times A_g \times f_y / \omega$$

dimana :

$$\lambda_s < 0,183 \quad \text{maka } \omega = 1$$

$$0,183 < \lambda_s < 1 \quad \text{maka } \omega = 1,5 / (1,6 - 0,75 \times \lambda_s)$$

$$\lambda_s > 1 \quad \text{maka } \omega = 1,76 \times \lambda_s^2$$

$$\text{dengan : } \lambda_s = \sqrt{0,7} \times \lambda_s, \text{ dan harga : } \lambda_c = \frac{L_k}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

sedangkan  $L_k = k_c \times l$ , dimana besarnya harga  $k_c$  dapat ditentukan berdasarkan gambar 4.6.4.2 atau gambar 4.6.4.3 pada konsep SNI 1997.

Jika persyaratan  $\lambda_c$  terlampaui maka harga tegangan kritik,  $f_{cr}$ , menurut LRFD Apendiks B ditentukan berdasarkan sebagai berikut:

a. untuk,  $\lambda_c \times \sqrt{Q} < 1,5$ , maka  $f_{cr} = 6,895 \times (0,658^{0,4\lambda_c^2}) \times Q \times f_y$

b. untuk,  $\lambda_c \times \sqrt{Q} > 1,5$ , maka  $f_{cr} = 6,895 \times \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right) \times c \times f_y$

di mana harga Q ditentukan sebagai berikut :

a. pada elemen tanpa pengaku ( $Q_s$ )

$$Q = Q_s = 2,626 \times (1,34 - 0,00437 \times \left(\frac{bf}{tf}\right) \times \sqrt{f_y}) \text{ atau}$$

$$Q_s = 3,519 - 0,0117 \times \left(\frac{bf}{tf}\right) \times \sqrt{f_y}$$

b. pada elemen dengan pengaku ( $Q_a$ )

$$Q_a = A_{eff} / A_{brn40}$$

dengan  $A_{eff} = A_{brn40} - \Sigma(b - b_E) \times t$ ; atau dapat dituliskan menjadi :

$$A_{eff} = A_{brn40} - \Sigma \left( \frac{b}{t} - \frac{b_E}{t} \right) \times t^2$$

dan harga :  $\frac{b_E}{t} = \frac{856}{\sqrt{f_y}} \times \left( 1 - \frac{170}{(b/t) \times \sqrt{f_y}} \right)$

Kontrol batas-batas kelangsingan batang terhadap gaya tekan,  $\lambda = Lk/r < 200$

#### 4.5.3. Komponen struktur yang menerima kombinasi (lentur dan aksial)

Komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut :

1. Untuk  $\frac{Nu}{\phi Nn} > 0,2$

$$\frac{Nu}{\phi Nu} + \frac{8}{9} \times \left( \frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny} \right) < 1,0$$

2. Untuk  $\frac{Nu}{\phi Nn} < 0,2$



$$\frac{N_u}{2 \times \phi N_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) < 1,0$$

dimana :

- $N_u$  = gaya aksial berfaktor (tekan atau tarik)
- $N_n$  = kekuatan nominal aksial penampang (lihat 5.12.1. dan 5.1.2.2.)
- $\phi$  = faktor resistansi (sesuai perlakuan yang dialami batang tersebut)
- $M_n$  = momen nominal penampang (lihat sub bab 5.1.1)
- $M_u$  = momen lentur terfaktor dimana sudah termasuk pengaruh orde kedua sebagai berikut :

$$M_u = \delta_b M_{ntu} + \delta_s M_{ltu}$$

dimana :

- $M_{nt}$  = momen terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang tidak menimbulkan goyangan
- $M_{lt}$  = momen terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang dapat menimbulkan goyangan
- $\delta_b$  = amplifikasi faktor =  $cm / (1 - N_u / N_{cr}) > 1$

untuk elemen tak bergoyang tanpa beban transversal :

$$cm = 0,6 - 0,4(M_1/M_2)$$

untuk elemen tak bergoyang dengan beban transversal :

$$cm = 1 \quad \text{untuk elemen dengan ujung-ujung sederhana}$$

$$cm = 0,85 \quad \text{untuk elemen dengan ujung-ujung kaku}$$

$$N_{cr} = (A_g \times f_y) / \lambda_c^2 \quad (\text{Konsep SNI 1997 pasal 4.6.2.})$$

$$\delta_s = \text{amplifikasi faktor} = 1 / [1 - \Sigma N_u (\Delta_{oh} / \Sigma H L)]$$

$\Sigma N_u$  = jumlah gaya aksial tekan terfaktor untuk seluruh kolom pada satu tingkat yang ditinjau

$\Sigma H$  = jumlah gaya horisontal yang mengakibatkan  $\Delta_{oh}$

$L$  = panjang elemen

$\Delta_{oh}$  = jarak/panjang perpindahan yang terjadi

#### 4.5.4. Sambungan

Penghubung antar komponen struktur baja dapat berupa las, baut, maupun pen yang dilapisi oleh pelat pengisi, pelat pendukung, pelat penyambung, dan pelat buhul (*gusset plate*).

##### 4.5.4.1. Sambungan geser (*shear connection*)

Sambungan geser pada tugas akhir ini menggunakan baut mutu tinggi (sesuai dengan standar persyaratan/spesifikasi AISC-LRFD A.3.3) ASTM A325 tipe tumpu (*bearing type*) dan angkur ASTM A307. Pada sambungan baut mutu tinggi tidak dilakukan kontrol slip, karena baut ini dipratarik dengan pengencangan tangan (*snug tight condition*)

##### 1. Kuat geser nominal baut

$$\phi R_{nv} = \phi 0,50 \times f_u \times A_g \text{ (baut tanpa ulir pada bidang geser)}$$

$$\phi R_{nv} = \phi 0,40 \times f_u \times A_g \text{ (baut ulir pada bidang geser)}$$

##### 2. Kuat tarik nominal baut

$$\phi R_{nt} = \phi 0,75 \times f_u \times A_g$$

##### 3. Kombinasi geser dan tarik baut

$$\left( \frac{R_{ut}}{\phi R_{nt}} \right)^2 + \left( \frac{R_{uv}}{\phi R_{nv}} \right)^2 \leq 1,0$$

dimana secara umum :

$$\phi = 0,80 \text{ (sesuai tabel 3.5.2.1 SNI 1997)}$$

$$f_u = \text{tegangan putus baut}$$

$$A_b = \text{luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir}$$

$$R_{nv} = \text{kuat geser nominal baut}$$

$$R_{nt} = \text{kuat tarik nominal baut}$$

$$R_{uv}, R_{ut} = \text{beban berfaktor}$$

##### 4. Kuat tumpu nominal pelat lapis

Kuat tumpu nominal pelat lapis ditentukan oleh nilai terkecil dari persamaan berikut :

$$\phi Rn_1 = \phi 2 \times d \times t_p \times fu$$

$$\phi Rn_2 = \phi \times a_e \times t_p \times fu$$

dengan ketentuan :  $\phi Rn_{\min} > Ru$

dimana :

$$\phi = 0,80 \text{ (sesuai tabel 3.5.2.1 SNI 1997)}$$

d = diameter baut nominal pada daerah tak berulir

$t_p$  = tebal pelat lapis

fu = tegangan putus pelat lapis

$a_e$  = jarak minimum tepi lubang ke tepi pelat lapis tambah  $\frac{1}{2}$  diameter

#### 5. Kuat geser pelat badan :

Menurut *Commentary LRFD-J4*, kuat geser nominal pelat badan diambil nilai terbesar dari persamaan berikut :

a. pelelehan geser- retakan tarik :

$$\phi Rn = \phi [0,60 \times fy \times Avg + fu \times Ant]$$

b. retakan geser - pelelehan tarik :

$$\phi Rn = \phi [0,60 \times fu \times Ans + fy \times Agt]$$

dimana :

$$\phi = 0,75$$

Avg = luas pelelehan geser

Ant = luas retakan tarik

Ans = luas retakan geser

Agt = luas pelelehan tarik

#### 6. Sambungan las

Perencanaan sambungan las pada tugas akhir ini memakai las tipe *fillet* dengan SMAW (*Shielded Arc Metal Welding*). Dimana kekuatan disain per satuan panjang las *fillet* didasarkan atas resistansi geser melalui leher las menurut LRFD-J2.1 (*Salmon-Johnson persamaan 5.14.6*) sebagai berikut :

$$\phi Rnw = 0,75 \times te (0,60 \times F_{EXX})$$



namun tidak boleh melebihi dari kekuatan patahan (*rupture*) geser dari logam dasar di dekatnya menurut LRFD-J4 (*Salmon-Johnson persamaan 5.14.7*) :

$$\phi R_{nw} = 0,75 \times t \times (0,60 \times f_u)$$

dimana :

$t_e$  = dimensi leher efektif dengan ketentuan  $t_e = 0,707 a$  (kaki las)

$F_{EXX}$  = kekuatan tarik material elektroda

$t$  = tebal material dasar di sepanjang las

$f_u$  = kekuatan tarik logam dasar

Sedangkan dalam perhitungan momen inersia polar, eksentrisitas, dan panjang las didasarkan pada metode (vektor) elastik.

#### 4.5.4.2. Sambungan momen tipe pelat ujung (*end plate connection*)

Perencanaan sambungan momen tipe pelat ujung sebagai berikut :

1. Gaya tarik dan geser akibat beban berfaktor :

$$F_{fu} = [M_u / (d - t_f)]$$

$$R_{ut} = F_{fu} / 4 < \phi R_{ut}$$

$$R_{uv} = R_u / n < \phi R_{nv}$$

2. Kontrol kombinasi geser dan tarik (persamaan 5.1.40)

3. Kontrol sambungan las (persamaan 5.1.45 dan 5.1.46)

4. Kontrol pelat ujung dilakukan dengan metode berdasarkan LRFD (dari *Manual of Steel Construction, Volume II Connection*) sebagai berikut:

Jarak baut efektif :

$$P_e = P_f - (db/4) - 0,707 a$$

dimana :

$P_f = db + 12,7 \text{ mm} + a$  , dengan  $db$  = diameter nominal baut, dan  $a$  = kaki las.

Momen penahan :

$$M_{eu} = \frac{1}{4} \times \alpha_m \times F_{fu} \times P_e$$

dimana :

$$\alpha_m = C_a \times C_b \times (A_f / A_w)^{1/3} \times (P_e / d_b)^{1/4}$$

$C_a$  = konstanta yang tergantung pada tegangan leleh balok:

$$f_y = 36 \text{ ksi (setara } f_y = 240 \text{ Mpa)} ; C_a = 1,13 \times 1,2 = 1,36$$

$$C_b = (b_f / b_p)^{1/2}$$

$b_f$  = lebar flens tarik balok

$b_p$  = lebar pelat ujung

$A_f$  = luas flens tarik balok

$A_w$  = luas badan tidak termasuk flens,  $(d - 2 t_f) \times t_w$

Tebal minimum pelat ujung :

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \times M_{eu}}{0,90 \times f_y \times b_p}}$$

Gambar 4-11, Tipe sambungan momen dengan pelat ujung

#### 4.5.4.3. Sambungan pelat dasar kolom (menahan beban aksial) pada beton

##### a. Menahan beban aksial

Kuat tumpu disain  $\phi_c P_p$  sesuai LRFD-J9 (*Salmon-Johnson persamaan 13.9.1, 13.9.2, dan 13.9.2*) harus sekurang-kurangnya sama dengan beban kolom berfaktor  $P_u$  :

$$\phi_c P_p < P_u$$

besarnya  $\phi_c P_p$  :

$$\phi_c P_p = \phi_c \times 0,85 \times f'_c \times A_1$$

jika seluruh luas tumpu beton = luas pelat dasar

$$\phi_c P_p = \phi_c \times 0,85 \times f'_c \times A_1 \times \sqrt{A_2/A_1} < \phi_c \times 0,85 \times f'_c \times (2A_1)$$

dimana :

$$\phi_c = 0,60$$

$$A_1 = \text{luas } (B \times N) \text{ pelat baja}$$

$$A_2 = \text{luas maksimum permukaan beton penumpu}$$

$$f'_c = \text{kuat tekan beton 28 hari}$$

jika seluruh luas tumpu beton > luas pelat dasar

Sedangkan tebal minimum pelat dasar dengan metode kantilever :

$$t_p = \sqrt{\frac{2 \times P_u \times n^2}{BN \times 0,9 \times f_y}} \text{ atau } \sqrt{\frac{2 \times P_u \times m^2}{BN \times 0,9 \times f_y}}$$

dimana :  $n = 0,5 \times (B - 0,80 \text{ bf})$  dan  $m = 0,5(N - 0,95 \text{ d})$

##### b. Menahan aksial dan momen

Dalam hal menahan momen terdapat dua kategori (*J.C.Smith*) :

1. Kasus I : jika  $(e = M_u/N_u) < H/8$  (semua rumus diasumsikan untuk  $A_1 = A_2$ )

Kasus ini berarti pelat dalam keadaan tekan (tidak ada tarik).

$$a = H - 2e$$

$$\phi P_p = [(\phi \times 0,85 \times f'_c \times Bm) \times (H - 2e)] > N_u$$



Kontrol kuat tarik baut angkur :

$$\phi R_n > (2T_u + C_v \times H_u)/n$$

dimana :

$$\phi = 0,60$$

$$\phi = 0,80 \text{ (untuk perencanaan baut angkur)}$$

$N_u$  = gaya aksial ultimate kolom

$M_u$  = momen ultimate dasar kolom

$H_u$  = gaya horisontal ultimate dasar kolom

$B$  = lebar pelat dasar

$B_m$  = lebar pelat dasar minimum untuk menahan tumpu

$H$  = panjang pelat dasar

$d$  = tinggi profil kolom

$b_f$  = lebar sayap profil kolom

$a_e$  = jarak tepi minimum dari pusat pengencang ke tepi pelat atau pelat sayap profil (lihat tabel 10.5.2 Konsep SNI 1997)

$f_y$  = tegangan leleh pelat dasar

$f_c'$  = kuat tekan karakteristik beton

$R_n$  = kuat nominal tarik satu baut/angkur

$n$  = jumlah baut yang menerima tarik

$C_v$  = koefisien geser :

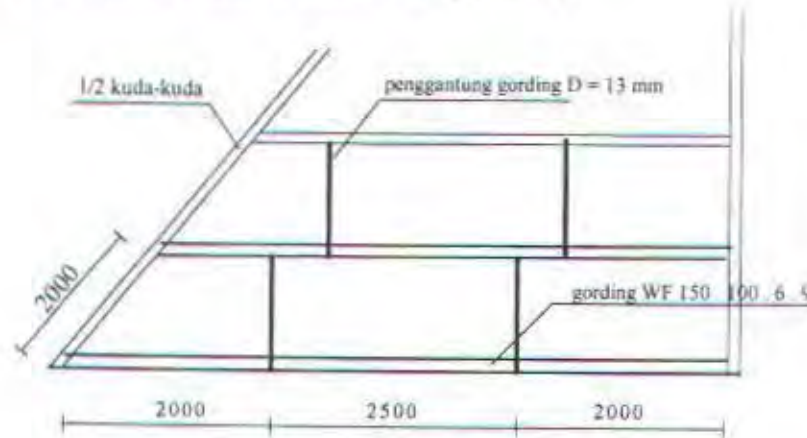
a.  $C_v = 1.10$  jika pelat dasar yang ditanam pada pedestal (beton penyangga) dan permukaan atas pelat rata dengan beton

b.  $C_v = 1.25$  jika pelat dasar ditopang oleh *grouting*

c.  $C_v = 1.85$  jika pelat dasar hanya ditopang/disangga tanpa *grouting*.

#### 4.5.5.3. Perencanaan penggantung gording (*sag rod*)

Pada setiap gording diberi 2 penggantung gording



Gambar 4-13. Model posisi penggantung gording

$$\alpha = \text{arc tg } 2000/2000 = 45^\circ$$

$$QD_x = qD_x \times L = 110,47 \times 1/2 \times (2 + 2,5) = 248,6 \text{ kg}$$

$$QR_x = qR_x \times L = 9,76 \times 1/2 (2 + 2,5) = 21,6 \text{ kg}$$

$$QW_x = qW_x \times L = 16,4 \times 1/2 (2 + 2,5) = 36,9 \text{ kg}$$

$$PL_{\alpha} = 74,54 \text{ kg}$$

$$au_1 = (1,2 \times 248,6) + (1,6 \times 21,6) + (0,8 \times 36,9) = 362,4 \text{ kg}$$

$$au_2 = (1,2 \times 248,6) + (1,6 \times 1/2 \times 74,54) = 357,952 \text{ kg}$$

$$\text{pakai, } au = 362,4 \text{ kg}$$

$$Nu = 4 \times au = 4 \times 362,4 = 1449,6 \text{ kg} = 14496 \text{ N}$$

$$Nu / \sin \alpha = 14496 / \sin 45^\circ = 21744,13 \text{ N}$$

Material *sag rod* dipakai BJ 37 dengan  $f_u = 370 \text{ MPa}$

Maka luas minimum yang dibutuhkan (dipakai asumsi  $\phi N_n = Nu$ ):

$$Nu = 0,75 \times Ag \times (0,75 \times f_u), \text{ sehingga :}$$

$$Ab = Nu / (0,75 \times 0,75 \times f_u) = 21744,13 / (0,75 \times 0,75 \times 370) = 104,48 \text{ mm}^2$$

Jadi :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Ag}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 104,48}{\pi}} = 11,53 \text{ mm} \approx 13 \text{ mm}$$

Maka penggantung gording menggunakan D13 mm

$$A_{vg} = 120,6 \times 6 = 723,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (30 - 12,7/2) \times 6 = 141,9 \text{ mm}^2$$

$$A_{ns} = [120,6 - (2 \times 12,7)] \times 6 = 571,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{tg} = 30 \times 6 = 180 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [0,6 \times f_y \times A_{vg} + f_u \times A_{nt}]$$

$$= 0,75 \times [(0,6 \times 240 \times 723,6) + (370 \times 141,9)]$$

$$= 117526,1 \text{ N (pakai)} > R_u = 116122,5 \quad \dots\dots\dots \text{ oke !}$$

$$\phi R_n = \phi [0,6 \times f_u \times A_{ns} + f_y \times A_{tg}]$$

$$= 0,75 \times [(0,6 \times 370 \times 571,2) + (240 \times 180)] = 127504,8 \text{ N}$$

- Sambungan las pengaku

$$F_{EF} \text{ E70 xx} = 70 \text{ ksi} = 482,65 \text{ MPa}$$

$$\text{Pelat lapis, } t = 10 \text{ mm, } f_u = 370 \text{ MPa}$$

$$\text{Panjang las, } L_w = (2 \times 100) + 100 = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Titik pusat : } x = 100^2 / (2 \times 100 + 100) = 33,33 \text{ mm}$$

$$y = 100/2 = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Eksentrisitas : } e = 75 \text{ mm}$$

Inersia polar :

$$I_p = \frac{(8 \times 100^3) + (6 \times 100 \times 100^2) + (8 \times 100^3)}{6} - \frac{100^4}{(2 \times 100) + 100}$$

$$= 1500000 \text{ mm}^4$$

Gaya geser :

$$R_{uv} = R_u / L_w = 11045,14 / 300 = 36,82 \text{ N/mm}$$

Gaya tarik :

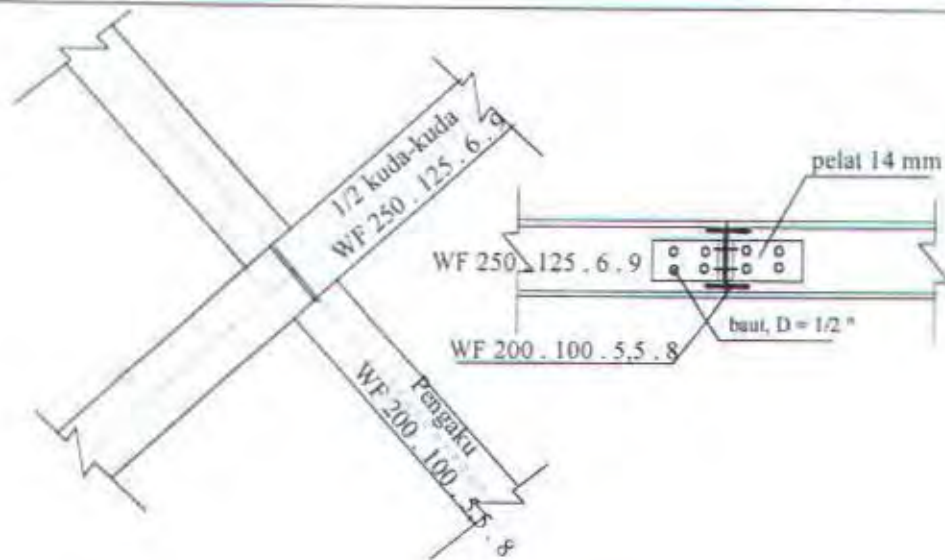
$$R_{ut-x} = (V_u \cdot e \cdot y) / I_p$$

$$= [(10940 \times 75 \times 100) / 1500000] = 54,7 \text{ N/mm}$$

$$R_{ut-y} = [V_u \cdot e \cdot x] / I_p$$

$$= [(10940 \times 100 \times (100-33,33)) / 1500000] = 36,47 \text{ N/mm}$$





Gambar 4-16. Model sambungan 1/2 kuda-kuda dengan pengaku

- Sambungan baut badan

$$I_{\text{pelat penyambung}} \geq I_{\text{badan}}$$

$$2 \times \frac{1}{12} \times t \times 150^3 \geq \frac{1}{12} \times 6 \times (250 - 2 \times 9)^3$$

$$t \geq 11,1 \text{ mm}$$

dicoba pakai pelat badan,  $t = 14 \text{ mm}$

Coba pakai baut A325 tipe tumpu :

$$d = 1/2'' = 12,7 \text{ mm}, A_g = 126,7 \text{ mm}^2, f_u = 827,4 \text{ MPa}$$

Kuat geser nominal baut :

$$\phi R_{nv} = \phi \times 0,40 \times f_u \times A_g$$

$$= 0,80 \times 0,40 \times 824,7 \times 126,7 = 33456 \text{ N}$$

$$R_{uv} = R_u / n = 116122,5 / 8 = 14515,31 \text{ N} < \phi R_{nv} \dots\dots\dots \text{ oke !}$$

Kuat geser pelat badan :

$$\text{diameter lubang} = d + 2 \text{ mm}$$

$$= 12,7 + 2 = 14,7 \text{ mm (Konsep SNI 1997 - 14.3.5.2.)}$$

Resultan gaya :

$$R_{ut} = \sqrt{54,7^2 + (36,47 + 36,82)^2} = 91,45 \text{ N/mm}$$

Kaki las perlu :  $t_e = 0,707 a$

$$\phi R_{nw} = 0,80 \times t_e (0,60 F_{EXX})$$

$$= 0,80 \times 0,707a \times 0,60 \times 482,65 = 163,8 a \text{ N / mm}$$

$$a \text{ perlu} = R_{ut} / \phi R_{nw} = 91,45 / 163,8 = 0,6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Pakai } a = 5 \text{ mm, maka } \phi R_{nw} &= 0,80 \times 0,707 \times 5 \times 0,60 \times 482,65 \\ &= 818,96 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Kuat patah geser pelat lapis :

$$\phi R_{nw} = 0,80 \times t \times (0,60 \times f_u)$$

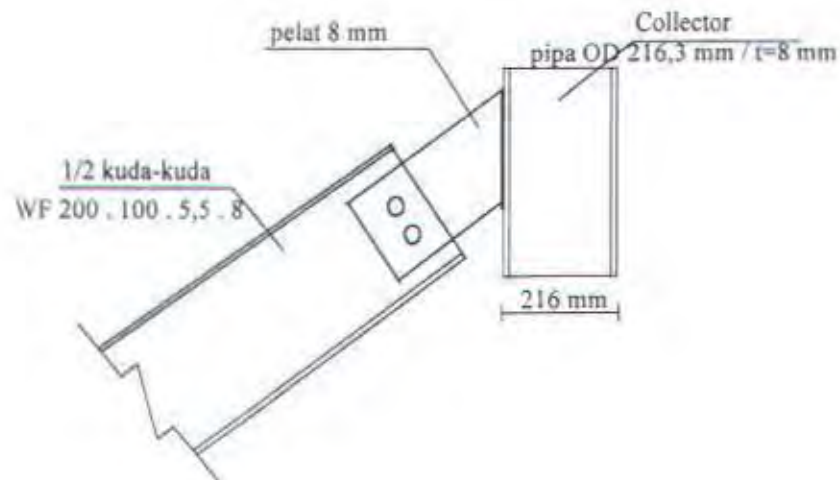
$$= 0,80 \times 14 \times 0,60 \times 370 = 2486,4 \text{ N/mm} > 818,96 \text{ N/mm} \text{ ..... oke !}$$

### 3. Sambungan pertemuan 1/2 kuda-kuda pada atap jurai

$$V_u = 588 \text{ N}$$

$$N_u = 2315,64 \text{ N}$$

$$R_u = V_u + N_u = 2903,64 \text{ N}$$



Gambar 4-17. Model pertemuan 1/2 kuda-kuda pada atap jurai

## - Sambungan baut

Coba pakai baut A325 tipe tumpu :

$$d = 1/2'' = 12,7 \text{ mm}, A_g = 126,7 \text{ mm}^2, f_u = 827,4 \text{ MPa}$$

Kuat geser nominal baut :

$$\phi R_{nv} = \phi \times 0,40 \times f_u \times A_g = 0,80 \times 0,40 \times 824,7 \times 126,7 = 33456 \text{ N}$$

$$R_{uv} = R_u / 2 = 2903,64 / 2 = 1451,82 \text{ N} < \phi R_{nv} \quad \text{..... oke !}$$

Kontrol kuat tumpu pelat lapis :

$$t_p = 8 \text{ mm}, f_u = 370 \text{ Mpa}$$

$$a_e = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n1} &= \phi \times 2d \times t_p \times f_u = 0,80 \times 2 \times 12,7 \times 8 \times 370 \\ &= 60147,2 \text{ N (pakai)} > R_{uv} \quad \text{.....oke !} \end{aligned}$$

$$\phi R_{n2} = \phi \times a_e \times t_p \times f_u = 0,80 \times 40 \times 8 \times 370 = 94720 \text{ N}$$

Kuat geser pelat badan :

$$\text{diameter lubang} = d + 2 \text{ mm}$$

$$= 12,7 + 2 = 14,7 \text{ mm (Konsep SNI 1997 - 14.3.5.2.)}$$

$$A_{vg} = 120,6 \times 5,5 = 440 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (30 - 12,7/2) \times 5,5 = 124,58 \text{ mm}^2$$

$$A_{ns} = [120,6 - (2 \times 12,7)] \times 5,5 = 278,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{tg} = 30 \times 5,5 = 180 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = \phi [0,6 \times f_y \times A_{vg} + f_u \times A_{nt}]$$

$$= 0,75 \times [(0,6 \times 240 \times 440) + (370 \times 124,58)]$$

$$= 82089 \text{ N (pakai)} > R_u \quad \text{..... oke !}$$

$$\phi R_n = \phi [0,6 \times f_u \times A_{ns} + f_y \times A_{tg}]$$

$$= 0,75 \times [(0,6 \times 370 \times 278,3) + (240 \times 165)] = 76037 \text{ N}$$

## - Sambungan las

$$F_{EF} E70 \text{ xx} = 70 \text{ ksi} = 482,65 \text{ MPa}$$

$$\text{Pelat lapis, } t = 8 \text{ mm, } f_u = 370 \text{ MPa}$$

$$\text{Panjang las, } L_w = 2 \times 170 = 340 \text{ mm}$$



Eksentrisitas :  $e = 150 \text{ mm}$

$$\text{Inersia polar : } I_p = \frac{170 \times (3 \times 8^2 + 170^2)}{6} = 824273,33 \text{ mm}^4$$

Gaya geser :

$$R_{uv} = R_u / L_w = 2903,64 / 340 = 8,54 \text{ N/mm}$$

Gaya tarik :

$$\begin{aligned} R_{ut-x} &= (V_u \cdot e \cdot y) / I_p \\ &= [(588 \times 150 \times 85) / 824273,33] = 9,1 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ut-y} &= (V_u \cdot e \cdot x) / I_p \\ &= [(588 \times 150 \times 4) / 824273,33] = 0,4 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Resultan gaya :

$$R_{ut} = \sqrt{9,1^2 + (0,4 + 8,54)^2} = 12,75 \text{ N/mm}$$

Kaki las perlu :  $t_e = 0,707 a$

$$\begin{aligned} \phi R_{nw} &= 0,80 \times t_e \times (0,60 F_{E_{xx}}) \\ &= 0,80 \times 0,707a \times 0,60 \times 482,65 = 163,8 a \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$a \text{ perlu} = R_{ut} / \phi R_{nw} = 26,07 / 163,8 = 0,12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Pakai } a = 5 \text{ mm, maka } \phi R_{nw} &= 0,80 \times 0,707 \times 5 \times 0,60 \times 482,65 \\ &= 818,96 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Kuat patah geser pelat lapis :

$$\begin{aligned} \phi R_{nw} &= 0,80 \times t \times (0,60 \times f_u) \\ &= 0,80 \times 8 \times 0,60 \times 370 = 1420,8 \text{ N/mm} > 818,96 \text{ N/mm} \quad \dots \text{ oke !} \end{aligned}$$

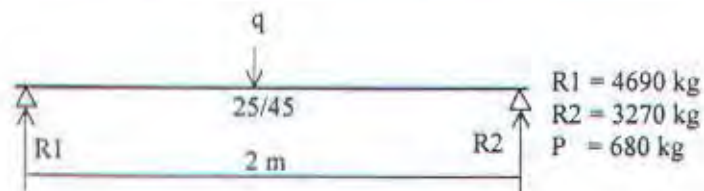
#### 4.6. Balok pendukung lift

Mengingat gedung ini begitu luas dan cukup tinggi, maka untuk mempercepat dan mempermudah aktifitas serta lalu lintas pergerakan pemakai/penghuni, dipakai lift di dekat tangga sebagai penghubung antar lantai. Direncanakan memakai 2 buah lift dengan type yang sama.

Type lift yang dipakai adalah  $P_{10}$ -CO<sub>60</sub> (lift traksi) dari PT. Indo Elevator Mfg. (Ltd). Data-data dapat dilihat pada bab sebelumnya.

##### 4.6.1. Permodelan struktur

Struktur balok penahan lift dimodelisasikan sebagai balok yang terletak pada dua tumpuan dengan perletakan sebagai sendi pada kedua ujung balok tersebut.



Gambar 4-18. Model balok pada lift

##### 4.6.2. Pembebanan

Sebagai penyangga lift dipakai dua buah balok yang menumpu pada *shearwall* dan balok anak. Kedua balok tersebut menerima beban luar sesuai dengan type lift yang dipakai.

Data yang kami peroleh dari brosur lift hanya berupa data-data reaksi perletakan. Oleh karena itu untuk dapat merencanakan struktur balok penahan lift ini maka diambil pendekatan dengan asumsi sebagai berikut :

Untuk perencanaan lentur dianggap beban mesin lift berupa beban terpusat ditengah beban, walaupun sebenarnya beban tersebut tidak terletak ditengah bentang apabila dilihat dari reaksi perletakan yang tidak sama besarnya. Dengan demikian harga yang diperoleh sudah merupakan harga yang paling kritis

untuk perencanaan geser, beban rencana diasumsikan terbagi pada perletakan sesuai dengan proporsi yang diberikan oleh brosur lift.

Dengan asumsi-asumsi seperti diatas diharapkan bahwa harga yang diperoleh sudah merupakan harga yang paling maksimum untuk struktur tersebut. Dan beban-beban yang bekerja adalah sebagai berikut :

#### 4.6.3. Perhitungan balok lift

$$P_u = 1,2 q = 1,2 \times 680 = 816 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{total}} = 4690 + 3270 = 7960 \text{ kg}$$

$$P_{\text{hidup}} = 1000 \text{ kg}$$

$$P_{\text{mati}} = 7960 - 1000 = 6960 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2 P_{\text{mati}} + 1,6 P_{\text{hidup}} \\ &= 1,2 \times 6960 + 1,6 \times 1000 = 9952 \text{ kg} \rightarrow \text{untuk 2 balok} \\ &= 4976 \text{ kg} \rightarrow \text{untuk tiap balok} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{4} \times 4976 \times 2 + \frac{1}{4} \times 816 \times 2 \\ &= 2896 \text{ kg-m} = 28960 \text{ N-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,2 \times (4690 - 500) + 1,6 \times 500 \\ &= 5828 \text{ kg} \rightarrow \text{untuk 2 balok} \\ &= 2914 \text{ kg} = 29140 \text{ N} \rightarrow \text{untuk tiap balok} \end{aligned}$$

#### Penulangan lentur

Lapangan :

Digunakan tulangan D16 mm :

$$d' = 40 + 10 + 0,5 \times 16 = 58 \text{ mm}$$

$$d = 450 - 58 = 392 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = 18,65$$

$$M_u = 28960 \text{ N-m}$$



Cek kebutuhan tulangan tekan :

$$\begin{aligned} X_b &= \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \times d \\ &= \frac{0,003}{0,003 + \frac{390}{200.000}} \times 392 \\ &= 237,58 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_{max} &= 0,75 \cdot X_b \\ &= 178,19 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= 0,85 \cdot X_{max} \\ &= 151,46 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{max} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\ &= 0,85 \times 24,6 \times 250 \times 151,46 \\ &= 791757,15 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{max}} &= \frac{791757,15}{390} \\ &= 2030,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n_{max}} &= C_{max} \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 791757,15 \times \left( 392 - \frac{151,46}{2} \right) \\ &= 250,41 \text{ KN-m} \rightarrow \text{Tulangan tekan tidak diperlukan sebagai kekuatan lentur} \\ &\quad \text{melainkan berfungsi untuk mengurangi lendutan.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{28960}{0,8 \times 0,25 \times 392^2} \\ &= 0,94 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,65} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,65 \times 0,94}{390}} \right) \\ &= 0,0025 < \rho_{\text{min}} = 0,0036\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 250 \times 392 \\ &= 352,8 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{pasang 3 D16} = 596 \text{ mm}^2 (\rho_{\text{akt}} = 0,0061)\end{aligned}$$

cek kuat lentur :

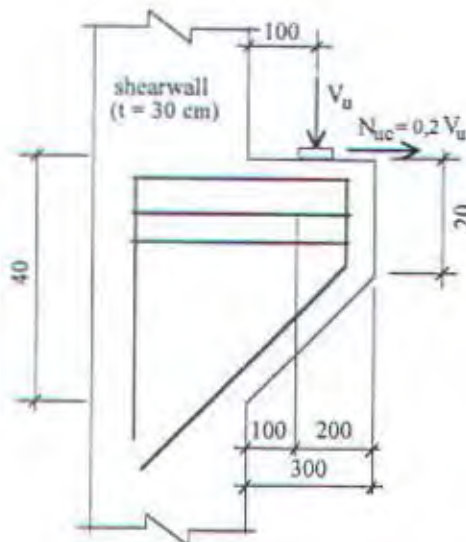
$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{596 \times 390}{0,85 \times 24,6 \times 250} = 44,46 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}M_n &= A_s \times f_s \times (d - a/2) \\ &= 132,13 \text{ KN} > 28,96 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{ oke !}\end{aligned}$$

#### 4.7. Perhitungan konsol untuk perletakan tangga

Persyaratan perhitungan konsol pendek :

$$\frac{a}{d} = \frac{100}{450} = 0,22 < 1$$



Gambar 4-19. Konsol perletakan tangga

Tulangan geser  $A_{vf}$  yang dibutuhkan untuk menahan gaya geser  $V_u = \phi V_n$  didapat sebagai berikut :

$$V_n = A_{vf} \times f_y \times \mu$$

dimana :  $\mu = 1,4 \rightarrow$  bila konsol dicor secara monolit

$$V_u = 2482,46 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_u}{0,65} = \frac{24824,6}{0,65} = 38191,69 \text{ N}$$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \times \mu} = \frac{38191,69}{390 \times 1,4} = 69,95 \text{ mm}^2$$

Tulangan  $A_f$  yang dibutuhkan untuk menahan momen  $M_u$  :

$$M_u = 0,1 \times V_u \times N_{uc} \times (h - d)$$

$$= 0,1 \times 24,82 + 0,2 \times 24,82 \times (0,4 - 0,34)$$

$$= 2,78 \text{ KN-m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,85 \times b \times d^2} = \frac{2780 \times 1000}{0,85 \times 500 \times 344^2} = 0,055$$

$$m = 18,65$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{18,65} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,65 \times 0,055}{18,65}} \right) = 0,00303 < \rho_{\text{min}}$$

dipakai :  $\rho_{\text{min}} = 0,0036$

$$A_s = 0,0036 \times 500 \times 344 = 619,2 \text{ mm}^2$$

Tulangan yang dibutuhkan untuk menahan gaya tarik  $N_{uc}$  adalah :

$$N_{uc} = \phi A_n \times f_y$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{4964,92}{0,65 \times 390} = 19,59 \text{ mm}^2$$

Tulangan total  $A_s$  adalah :

$$A_s = A_s + A_n = 619,2 + 19,56 = 638,76 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan, D10 - 100 mm

dipakai sengkang, D8 - 100





*BAB V*  
*ANALISA STRUKTUR UTAMA*

---

## BAB V ANALISA STRUKTUR UTAMA

### 5.1. Kriteria disain

Struktur utama adalah sistem rangka bangunan yang merupakan rangkaian dari balok, kolom, serta dinding geser dari balok bertulang, selain berfungsi untuk meneruskan seluruh beban gravitasi ke pondasi, struktur utama juga diproporsikan sebagai sistem penahan beban lateral dari konstruksi gedung yang direncanakan dimana pelat-pelat lantai diasumsikan sebagai diafragma yang sangat kaku pada bidangnya.

Balok-balok anak yang telah dihitung sebelumnya bukan merupakan struktur utama, sehingga pengaruhnya hanya sebagai beban-beban terpusat saja.

Dalam memenuhi persyaratan perencanaan seismik komponen struktur menurut Standar Beton 1991, struktur utama direncanakan dengan tingkat daktilitas penuh atau tingkat daktilitas tiga. Pada konsep disain ini, struktur direncanakan sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu berperilaku inelastis terhadap beban siklis gempa tanpa mengalami keruntuhan getas. Faktor jenis struktur  $K$  minimum ditetapkan sebesar 1,0.

### 5.2. Analisa struktur utama

Pada dasarnya tujuan utama analisa struktur adalah untuk mendapatkan besar dan arah gaya-gaya dalam yang diterima setiap komponen struktur. Pada perencanaan ini analisa dilakukan dengan bantuan program SAP90 (*Struktural Analysis Program 90*). Dimana struktur utama merupakan sistem rangka terbuka dan dimodelkan sebagai *3D-space frame* (portal ruang). Pelat-pelat sebagai diafragma yang kaku pada bidangnya, menyebabkan semua titik pada tiap taraf lantai tidak dapat bergerak relatif di antara sesamanya. Perilaku diafragma ini diwakili oleh sebuah *Master of Joints* yang terletak pada pusat massa dari tiap taraf lantai.



Analisa yang dilakukan adalah analisa dinamis. Sehubungan dengan analisa dinamis ini, prosedur perhitungan pusat massa dan momen inersia massa tiap lantai dari struktur adalah dengan membagi tiap lantai dalam beberapa segmen yang masing masing dari segmen tersebut memiliki luas titik berat dan massa tertentu. Adapun koordinat titik berat massa dihitung dari koordinat acuan global.

Pengaruh beban dinamis dalam hal ini beban gempa dianalisa dengan cara respon spektrum. Pada prinsipnya analisa dinamis di sini merupakan penyelesaian dari persamaan kesetimbangan dinamis (*dynamic equilibrium equations*) sehubungan dengan adanya respon dari struktur akibat adanya pergerakan tanah.

### **5.3. Metoda analisa**

Struktur utama dianalisa dengan menggunakan program SAP90. Dimana sistem struktur dari balok induk dan kolom sebagai portal terbuka (*open frame*) dengan perletakan jepit pada dasar kolom. Elemen dinding geser pada struktur gedung dimodelkan sebagai Shell.

Untuk menyalurkan gaya lateral supaya bisa diterima oleh komponen struktur penahan gaya lateral, maka lantai dimodelkan sebagai diafragma yang kaku (*rigid floor diaphragm*). Jadi seluruh join dalam satu bidang lantai dianggap tidak dapat bergerak relatif satu terhadap lainnya. Displacement dari Master Joints, yaitu suatu join yang menggambarkan atau mewakili tingkah laku suatu diafragma, dimana letak master join ini ditentukan berdasarkan perhitungan pusat massa dari tiap-tiap lantai.

### **5.4. Data satuan dan data material**

Seluruh satuan yang dipakai dalam analisa struktur utama ini adalah :

- ton : dimensi gaya
- m (meter) : dimensi panjang
- detik : dimensi waktu



- Mutu beton :  $f_c' = 30$  MPa
- Mutu baja lunak :  $f_y = 400$  MPa

## **5.5. Pembebanan struktur utama**

### **5.5.1. Beban mati**

Untuk beban mati diperhitungkan seluruh beban akibat berat sendiri balok, kolom, pelat, dinding/panel, seluruh struktur sekunder dan semua elemen lain yang bersifat tetap sepanjang umur rencana gedung.

### **5.5.2. Beban hidup**

Beban hidup tidak selalu terjadi setiap saat. Peluang terjadinya beban hidup penuh yang membebani semua bagian dan semua struktur pemikul secara serempak selama umur gedung tersebut adalah sangat kecil. Oleh sebab itu beban hidup dianggap tidak efektif sepenuhnya. Beban ini berupa beban terpusat atau beban merata yang diterima langsung oleh struktur utama yang disalurkan melalui elemen struktur sekunder.

Sesuai dengan peraturan PPI '83 untuk beban dalam perhitungan balok induk dan portal diberikan reduksi sebagai berikut :

- Pada perencanaan balok-balok induk dan portal dari sistem struktur utama, beban hidup terbagi rata rencana dapat dikalikan dengan 0,9 untuk pendidikan

### **5.5.3. Beban gempa**

Beban hidup pada gedung ikut menentukan besarnya beban gempa rencana yang harus dipikul oleh sistem struktur. Seperti yang telah diuraikan di atas bahwa karena peluang terjadinya beban hidup yang kecil maka untuk perencanaan beban gempa ini sesuai dengan PPI '83 beban massa hidup dapat direduksi sebesar 0,5 yang nantinya akan diperhitungkan dalam blok data masses untuk gempa dinamis.

Dalam perencanaan ini beban rancang lateral dasar yang ditetapkan dalam SK SNI - T15 - 1991 dikalikan dengan faktor  $K = 1$ . Hal ini dilakukan karena struktur direncanakan dengan daktilitas 3.

#### **5.5.4. Kombinasi pembebanan**

Kombinasi pembebanan pokok yang diperhitungkan didasarkan pada SK SNI - T15 - 1991 sebagai berikut :

1. Kuat perlu yang menahan beban mati  $D$  dan beban hidup  $L$ , paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,2 D + 1,6 L$$

2. Bila ketahanan struktur terhadap gempa harus diperhitungkan pada perancangan maka nilai ultimate diambil sebesar :

$$U = 1,05 (D + L_r \pm E)$$

dimana :

$L_r$  adalah beban hidup yang telah direduksi sesuai dengan persyaratan PPTGIUG '83 Tabel 3.3 yang menyebutkan bahwa untuk peninjauan gempa maka beban hidup boleh direduksi dengan koefisien reduksi sebesar 0,50 untuk pendidikan.

Beban gempa ( $E$ ) di atas harus dikalikan dengan faktor jenis struktur ( $K$ ) yang sesuai. Untuk tingkat daktilitas tiga, nilai  $K = 1$ .

Khusus untuk beban gempa percepatan gempa rencana diambil menurut diagram koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 4 dengan kondisi tanah lunak seperti yang terdapat dalam PPTGIUG '83 Gambar 3.3.

Analisa struktur utama dari gedung ini meliputi perencanaan balok induk, kolom dan dinding geser sebagai elemen utama dari gedung. Dimana struktur utama tersebut direncanakan menerima beban gravitasi dan beban lateral gempa. Balok anak beserta pelat yang dipikul oleh balok induk dianggap hanya membebaninya sebagai beban terpusat.



### **5.6. Analisa gempa dinamis**

Pada tugas akhir ini telah dikemukakan bahwa analisa beban gempa yang dipakai adalah analisa dinamis dengan metode analisa ragam spektrum respon. Dimana koefisien gempa rencana diambil untuk gempa periode ulang 20 tahun, gempa zone 4, dan struktur berada di atas tanah lunak.

Kombinasi arah pembebanan gempa pada struktur didasarkan pada PPTGIUG 1983 pasal P.3.3.1 yaitu sebagai berikut :

gravitasi  $\pm 100\%$  gempa arah X  $\pm 30\%$  gempa arah Y

gravitasi  $\pm 30\%$  gempa arah X  $\pm 100\%$  gempa arah Y

Untuk perencanaan diambil hasil yang paling berbahaya (terbesar) dari dua kombinasi tersebut. Sebagai kontrol perlu diperhatikan (menurut PPTGIUG 1983);

- Rasio antara simpangan antar tingkat dan tinggi tingkat yang bersangkutan tidak boleh melampaui 0,005.
- Dalam segala hal simpangan antar tingkat tersebut tidak boleh lebih dari 2 cm.
- Gaya geser di tingkat dasar (Vd) tidak boleh kurang dari  $0,9 \times C_d \times W_t$  (dimana  $C_d$  ditentukan menurut pasal 3.4.1 PPTGIUG 1983) atau dalam tugas akhir ini disebut Vs.

### **5.7. Input data SAP90**

Berikut ini akan dijelaskan secara singkat mengenai input data struktur utama yang dibuat berdasarkan buku petunjuk (manual) dan contoh-contoh SAP90 yang berhubungan dengan analisa struktur ini.

#### **a. Title line**

Blok data ini digunakan untuk memberi label pada masukan SAP90 sebagai informasi tentang jenis, type, dan nama struktur yang akan dianalisa atau dimodelkan. Maksimal jumlah karakter yang dapat dituliskan sebanyak 70 buah.



#### 4.5.5.4. Kontrol profil 1/2 kuda-kuda atap jurai

Untuk menganalisa gaya-gaya dalam struktur atap baja digunakan program bantu SAP90. Analisa tiga dimensi dengan restraints  $R = 0,0,0,0,0,0$  pada joint bebas dan  $R = 1,1,1,0,0,0$  pada tumpuannya (sendi).

Dari hasil SAP90 didapat gaya-gaya yang bekerja pada profil struktur atap. Seluruh profil dikontrol sehingga memenuhi syarat yang berlaku.

Kontrol profil I (1/2 kuda-kuda)  $\rightarrow$  WF = 250 . 125 . 6 . 9

$w_s = 29,6$  kg/m,  $d = 250$  mm,  $b = 125$  mm,  $t_w = 6$  mm,  $t_f = 9$  mm,

$r_x = 104$  mm,  $r_y = 27,9$  mm,  $I_x = 4050$  cm<sup>4</sup>,  $I_y = 294$  cm<sup>4</sup>,  $S_x = 324$  cm<sup>3</sup>

$S_y = 47$  cm<sup>3</sup>,  $Z_x = 352$  cm<sup>3</sup>,  $Z_y = 72$  cm<sup>3</sup>



Gambar 4-14. Model struktur atap jurai

$$M_{u_{max}} = 179553,2 \text{ kg-cm}$$

$$M_1 = 171390,5 \text{ kg-cm} ; M_2 = 179024 \text{ kg-cm} ; \frac{M_1}{M_2} = 0,957$$

$$V_u = 1406,59 \text{ kg}$$

$$N_u = -6665,76 \text{ kg}$$

$$\text{Defleksi maksimum } U_z = 0,866 \text{ cm}$$

Kontrol kehandalan

- kelangsingan

$$L_{kx}/r_x = 6500/104 = 62,50 < 200 \text{ ..... oke !}$$

$$L_{ky}/r_y = 2500/27,9 = 90,58 < 200 \text{ ..... oke !}$$

b. System data block

Blok data ini mendefinisikan kontrol informasi yang berhubungan dengan analisa struktur.

L : menyatakan jumlah kondisi/jenis beban (*Load Condition*)

V : menyatakan jumlah *Eigen Value*, yaitu tentang jumlah *mode shape*/jumlah ragam respon yang akan dihitung. Dimana nilai  $V = n - 1$  (dimana  $n$  menyatakan jumlah tingkat struktur yang dianalisa)

T : toleransi konvergen *Eigen Value* = 0,0001

Dengan memperhatikan PPTGIUG 1983 pasal 3.5.2.1, nilai  $V$  (jumlah ragam respon) yang harus ditinjau tidak boleh kurang dari 5. Sehingga  $V = 8$  (dimana dengan  $n = 9$ ,  $V = n - 1 = 9 - 1 = 8$ ).

c. Joints data block

Memuat informasi tentang letak koordinat titik-titik pada struktur dalam sumbu global X, Y, Z. Pendefinisian join-join ini bertujuan untuk membuat geometri dari struktur yang akan dianalisa. Join data yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$i \quad X = x \quad Y = y \quad Z = z \quad G = g_1, g_2, r$$

dimana :

x = arah X - ordiant global dari join

y = arah Y - ordiant global dari join

z = arah Z - ordiant global dari join

$g_1$  = linear generasi dari join 1

$g_2$  = linear generasi dari join 2

i = nomor join

r = rasio dari bagian terdahulu terhadap bagian pertama untuk pembagian yang tidak sama

d. Restraints data block

Memuat informasi mengenai derajat kebebasan (DOF) tiap-tiap join apakah dilepas (nilai 0) atau dikekang (nilai 1). Restraint yang dipakai adalah :

$$j_1 j_2 \text{ inc } R = r_1, r_2, r_3, r_4, r_5, r_6$$

dimana :

$j_1$  : nomor join pertama

$j_2$  : nomor join terakhir

inc : penambahan nomor join

$r_1$  : harga restrain untuk bertranslasi arah sumbu X

$r_2$  : harga restrain untuk bertranslasi arah sumbu Y

$r_3$  : harga restrain untuk bertranslasi arah sumbu Z

$r_4$  : harga restrain untuk berotasi arah sumbu X

$r_5$  : harga restrain untuk berotasi arah sumbu Y

$r_6$  : harga restrain untuk berotasi arah sumbu Z

e. Masses

Blok data ini mendefinisikan lokasi dan harga massa join. Untuk itu perlu dihitung massa dan momen inerti (MMI) dari tiap-tiap lantai. Massa terdiri dari beban mati maupun beban hidup yang telah direduksi.

Langkah-langkah perhitungan untuk mendapatkan massa, titik pusat massa adalah sebagai berikut :

1. Hitung massa total dari lantai yang meliputi massa pelat, balok kolom, tembok dan beban hidup.

$$M = \frac{W}{g}$$

dimana : W : berat tiap lantai

g : 0,981 m/det

Hitung letak titik pusat massa dengan cara mengambil suatu titik referensi, kemudian hitung statis momen terhadap titik referensi tersebut. Statis momen dibagi dengan massa total dari lantai dan didapatkan letak pusat massa lantai.



2. Hitung momen inersia massa (MMI) dari elemen - elemen lantai terhadap titik pusat massa dengan rumus :

$$MMI = \frac{M}{A} \times (I_x + I_y)$$

dimana :

MMI : momen inersia massa

M : massa tiap lantai

A : luas tiap lantai

$I_x$  : momen inersia terhadap sumbu x (m<sup>4</sup>)

$I_y$  : momen inersia terhadap sumbu y (m<sup>4</sup>)

f. Frame data block

Memuat informasi mengenai data-data dari elemen-elemen batang (*frame*) tiga dimensi pada struktur yang dianalisa meliputi lokasi, properti dan beban yang bekerja pada setiap elemen.

NM : *Number of Material*, menyatakan jumlah material yang digunakan dalam analisa struktur

NL : *Number of Load identification*, menyatakan jumlah macam beban yang ada pada struktur

Penulisan macam pembebanan dibedakan antara beban mati dan beban hidup yang nantinya akan dikombinasikan dalam blok data COMBO.

g. Shell data block

Memuat informasi mengenai data-data dari elemen-elemen shell dinding geser pada struktur yang dianalisa meliputi lokasi, properti dan beban yang bekerja pada setiap elemen.

NM : *Number of Material*, menyatakan jumlah material yang digunakan dalam analisa struktur

ETYPE : Macam pelat yang dianalisa.

Untuk perencanaan ini Etype = 0 (pelat shell)

h. Loads data block

Memuat informasi mengenai beban-beban pada join yang berasal dari beban terpusat balok anak.

i. Spec

Memuat informasi mengenai data-data yang berhubungan dengan analisa dinamik menggunakan metode analisa ragam spektrum respon. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam memasukkan data pada blok data ini adalah sebagai berikut :

1. Pada saat memasukkan nilai sudut eksitasi ( $A$ ) perlu ditentukan kombinasi arah pembebanan gempa. Beberapa kemungkinan seperti di bawah ini :
  - a. 100% gempa arah X + 30% gempa arah Y, maka bisa dituliskan :

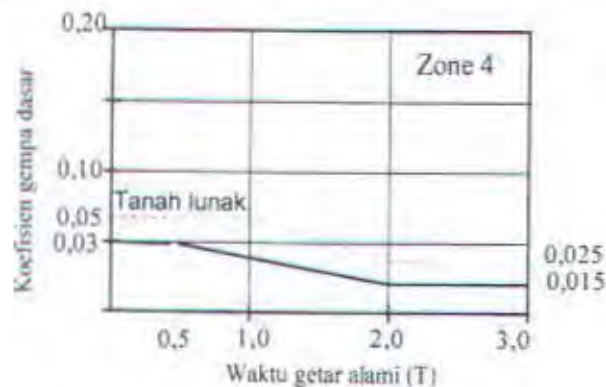
$A = 0$  , dan pada X *direction* dimasukkan 100% nilai spektrum respons dari grafik dan pada Y *direction* dimasukkan 30% nilai spektrum respons dari grafik, atau ;

$A = 16,7$  , dan pada spektrum respons X *direction* dimasukkan nilai penuh (100%) sesuai grafik.
  - b. 30% gempa arah X + 100% gempa arah Y, maka bisa dituliskan :

$A = 0$  , dan pada X *direction* dimasukkan 30% nilai spektrum respons dari grafik dan pada Y *direction* dimasukkan 100% nilai spektrum respons dari grafik, atau ;

$A = 73,3$  , dan pada spektrum respons X *direction* dimasukkan nilai penuh (100%) sesuai grafik.
2. S = faktor skala respons spektrum bisa digunakan 9,81 m/dt<sup>2</sup> atau 10 m/dt<sup>2</sup>.
3. D = *damping ratio* (rasio redaman) diambil 5%.





## j. Combo data block

Memuat informasi mengenai kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisa struktur utama, yang didasarkan pada PBI '89 pasal 9.2 :

1. 1,2 DL + 1,6 LL ( akibat beban mati dan beban hidup )
2. 1,05 (DL + 0,9 LL + E) ( akibat beban mati + beban hidup + gempa kiri )
3. 1,05 (DL + 0,9 LL - E) ( akibat beban mati + beban hidup + gempa kanan )
4. 0,9 ( D + E ) ( akibat beban mati + gempa kiri )
5. 0,9 ( D - E ) ( akibat beban mati + gempa kanan )

Kombinasi pembebanan nomor 4 dan 5 hanya diperlukan pada perhitungan kolom sebagai beban *sideway* (beban berfaktor yang dapat menyebabkan goyangan ke samping).

Input data struktur utama dan hasil plot dari gedung ini dapat dilihat pada lampiran.

### 5.8. Permodelan pembebanan balok induk

Beban-beban yang bekerja pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata di atasnya). Distribusi bebannya didasarkan pada cara *Tributary Area* yaitu beban pelat dinyatakan dalam bentuk trapesium maupun segitiga. Variasi pembebanan dan beban ekuivalen yang terjadi pada perhitungan balok induk ini dapat dilihat pada bab sebelumnya.



### 5.9. Simpangan antar tingkat

PPTGIUG '83 Bab III pasal 3.6.2 dan penjelasannya menyatakan bahwa terhadap simpangan antar tingkat telah diadakan pembatasan-pembatasan untuk menjamin agar kenyamanan para penghuni gedung tidak terganggu dan juga untuk mengurangi momen-momen sekunder yang terjadi akibat penyimpangan garis kerja axial di dalam kolom-kolom ( $P\Delta$  -*effec*). Hal ini khususnya penting untuk unsur-unsur langsing dan gaya berat. Walaupun simpangan antar tingkat telah di batasi namun dianjurkan untuk melakukan pemeriksaan terhadap  $P\Delta$  -*effec*, dimana hal itu kritis.

Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horisontal titik itu relatif terhadap titik yang bersangkutan pada lantai di bawahnya.

Perbandingan antar simpangan antar tingkat dan tinggi yang bersangkutan tidak boleh melampaui 0,005. Dengan ketentuan bahwa dalam segala hal simpangan tersebut tidak boleh lebih dari 2 cm.

Dari output SAP90 (file stikom.sol) untuk displacemen dipilih simpangan pada daerah sudut dan dapat ditabelkan :

#### SIMPANGAN ANTAR LANTAI GEDUNG STIKOM

Arah X

Tingkat	Tinggi (cm)	Simpangan total (cm)	Simpangan lantai (cm)		Rasio	Kontrol
1	400	0.2617	0.2618	< 2 cm	0.0007	ok.
2	400	0.6874	0.4257	< 2 cm	0.0011	ok.
3	400	1.1285	0.441	< 2 cm	0.0011	ok.
4	400	1.55	0.4215	< 2 cm	0.0011	ok.
5	400	1.9375	0.3875	< 2 cm	0.001	ok.
6	400	2.2807	0.3432	< 2 cm	0.0009	ok.
7	400	2.5713	0.2906	< 2 cm	0.0007	ok.
8	400	2.802	0.2307	< 2 cm	0.0006	ok.
9	400	2.9684	0.1664	< 2 cm	0.0004	ok.
10	400	3.0717	0.1033	< 2 cm	0.0003	ok.

Arah Y						
Tingkat	Tinggi (cm)	Simpangan total (cm)	Simpangan lantai (cm)		Rasio	Kontrol
1	400	0.131	0.131	< 2 cm	0.0003	ok.
2	400	0.344	0.213	< 2 cm	0.0005	ok.
3	400	0.5646	0.2206	< 2 cm	0.0006	ok.
4	400	0.7755	0.2109	< 2 cm	0.0005	ok.
5	400	0.9692	0.1937	< 2 cm	0.0005	ok.
6	400	1.1141	0.1449	< 2 cm	0.0004	ok.
7	400	1.2861	0.172	< 2 cm	0.0004	ok.
8	400	1.4016	0.1155	< 2 cm	0.0002	ok.
9	400	1.4848	0.0832	< 2 cm	0.0002	ok.
10	400	1.5365	0.0517	< 2 cm	0.0001	ok.

### 5.10. Kontrol gaya gempa dasar analisa statik (Vs) dengan analisa dinamis (Vd)

Pada PPTGIUG'83 pasal 3.5.2.2 :

a. Waktu getar alami ( T ) :

$$T = 0,006 \times H^{3/4}$$

$$= 0,06 \times 40^{3/4} = 0,954 \text{ detik}$$

b. Dari grafik koefisien gempa dasar (C) terhadap T, didapat :

$$C = 0,05 \text{ g}$$

c. Berat total struktur dengan beban hidup :

$$W_t = 6829,68 \text{ ton}$$

d. Faktor keutamaan struktur :

$$I = 1,5 \text{ (PPTGIUG 1983)}$$

e. Faktor jenis struktur :

$$K = 1$$

f. Gaya gempa dasar analisa statik :

$$V_s = C \times I \times K \times W_t$$

$$V_s = 488,66 \text{ ton}$$

g. Gaya gempa dasar analisa dinamis (dari SAP90) :

$$F_x = 359,48 \text{ ton}$$

$$F_y = 287,15 \text{ ton}$$

$$V_d = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$V_d = 460,09 \text{ ton} > 0,9 V_s = 439,797 \text{ ton} \quad \dots\dots\dots \text{ oke !}$$

h. Rasio  $V_d/V_s$

$$V_d/V_s = 460,09 / 488,66$$

$$= 0,942$$



*BAB VI*  
*PERENCANAAN STRUKTUR*  
*UTAMA*

---

## BAB VI

### PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

#### 6.1. Umum

Penulangan struktur utama gedung STIKOM dalam Tugas Akhir ini direncanakan dengan menggunakan metode daktilitas tingkat tiga (Daktilitas Penuh), atau yang lebih dikenal dengan istilah "Disain Kapasitas" yaitu struktur beton diproporsikan berdasarkan suatu persyaratan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastis terhadap beban siklis gempa yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan.

Karena itu keruntuhan yang terjadi pada balok harus bersifat daktail yaitu bukan karena akibat keruntuhan geser tetapi keruntuhan lentur. Hal ini bertujuan untuk memberikan peringatan sebelum terjadinya keruntuhan yaitu dengan terjadinya perubahan bentuk. Dengan demikian terjadinya mekanisme sendi plastis harus dikendalikan atau dipaksakan agar terjadi di tempat-tempat yang diinginkan (pada balok) dengan cara meningkatkan unsur-unsur yang berbatasan dengannya yaitu pada kolom. Pengertian ini mengandung arti yaitu "*Strong Column Weak Beam*" (kolom kuat balok lemah).

Dalam perencanaan struktur gedung dengan daktilitas penuh, kolom harus direncanakan lebih kuat dari baloknya, dengan memperhitungkan pengaruh terbentuknya sendi plastis pada ujung balok kiri dan kanan kolom dan pengaruh *overstrength* balok. Dengan demikian struktur harus mampu melakukan perubahan secara daktail dengan memencarkan energi gempa dan membatasi gaya gempa yang masuk ke dalam struktur utama. Untuk pemencaran energi itu ditandai dengan terbentuknya sendi-sendi plastis pada tempat-tempat yang telah direncanakan yaitu pada balok. Beban rancang lateral dasar yang disebabkan oleh gempa ditetapkan pada PPTGIUG'83 harus diperhitungkan faktor jenis struktur (K) sebesar 1.



## Momen

Balok	MOMEN TUMPUAN (Ton-m)				MOMEN ULTIMATE TUMPUAN (Ton-m)				
	MD	MLR	MEki	MEka	1,2 MD + 1,6 ML	0,9 MD + MEka,ki		1,05 x (MD + MLR + MEki,ka)	
						Ekiri	Ekanan	Ekiri	Ekanan

## ARAH X

## Elemen : 29

32 - 33	-8.02	-4.86	15.28	-15.28	-17.39	8.06	-22.5	2.52	-29.56
33 - 32	-8.19	-4.95	-15.26	15.26	-17.76	-22.63	7.88	-29.82	2.22
Lapangan	-6.02	-3.53	7.64	-7.62	-12.87	2.23	-13.04	-1.998	-18.03

## Elemen : 30

33 - 34	-7.77	-4.69	15.4	-15.4	-16.83	8.41	-22.39	3.09	-29.255
34 - 33	-7.94	-4.8	-15.06	15.06	-17.2	-22.2	7.91	-29.18	2.44
Lapangan	-6.28	-3.69	7.79	-7.44	-13.43	2.15	-13.09	-2.28	-18.27

## ARAH Y

## Elemen : 55

27 - 33	-7.77	-4.69	15.44	-15.44	-16.83	8.45	-22.43	3.13	-29.29
33 - 27	-7.94	-4.8	-15.09	15.09	-17.2	-22.23	7.95	-29.21	2.47
Lapangan	-6.28	-3.69	7.81	-7.46	-13.25	2.16	-13.07	-2.26	-18.29

## Elemen : 56

33 - 41	-8.02	-4.86	15.31	-15.31	-17.39	8.09	-22.53	2.55	-29.59
41 - 33	-8.19	-4.95	-15.29	15.29	-17.76	-22.66	7.91	-29.86	2.25
Lapangan	-6.02	-3.53	7.46	-7.81	-12.87	2.04	-13.23	-2.19	-18.22

## Geser

Balok	GESER TUMPUAN (Ton)				GESER ULTIMATE TUMPUAN (Ton)				
	VD	VLR	VEki	VEka	1,2 VD + 1,6 VL	0,9 VD + VEka,ki		1,05 x (VD + VLR + VEki,ka)	
						Ekiri	Fkanan	Ekiri	Ekanan

## ARAH X

## Elemen : 29

32 - 33	6.25	3.85	-4.7	4.7	13.66	-0.93	10.32	5.67	15.54
33 - 32	-6.3	-3.88	-4.7	4.7	-13.77	-10.37	-0.98	-15.62	-5.76
Lapangan	-2.44	-1.34	-4.7	4.7	-5.07	-6.9	2.5	-8.9	0.96

## Elemen : 30

33 - 34	6.25	3.85	-4.7	4.7	13.66	0.94	10.31	5.68	15.52
34 - 33	-6.3	-3.88	-4.7	4.7	-13.77	-10.36	-0.99	-15.61	-5.77
Lapangan	-2.44	-1.34	-4.7	4.7	-5.08	-6.88	2.49	-8.89	0.95

## ARAH Y

## Elemen : 55

27 - 33	6.25	3.85	-4.7	4.7	13.66	-0.93	10.32	5.67	15.53
33 - 27	-6.3	-3.88	-4.7	4.7	-13.77	-10.37	-0.98	-15.62	-5.76
Lapangan	-2.44	-1.34	-4.7	4.7	-5.08	-6.89	2.5	-8.9	0.97



Elemen : 56

33 - 41	6.25	3.85	-4.7	11.07	13.66	-0.92	10.33	5.66	15.55
41 - 33	-6.3	-3.88	-4.7	11.07	-13.77	-10.38	-0.97	-15.63	5.75
Lapangan	-2.44	-1.34	-4.7	11.07	-5.07	-6.91	2.51	-8.91	0.97

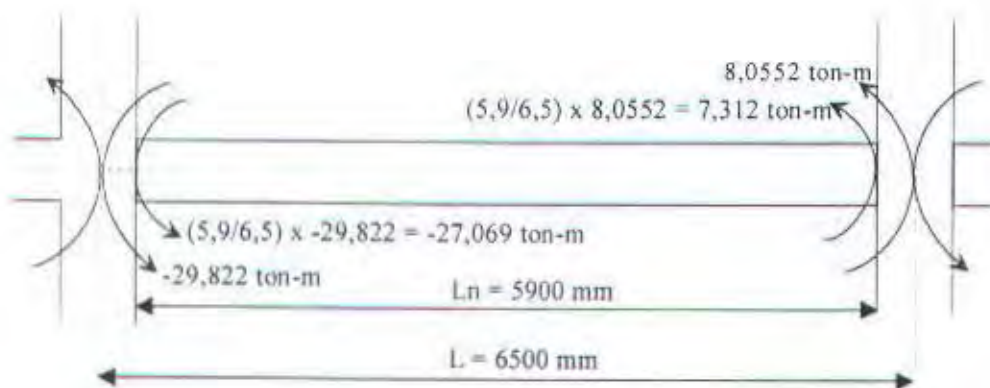
- Momen rencana pada tumpuan

$$Mu (-) = -29,822 \text{ t-m}$$

$$= 298221000 \text{ N-mm}$$

$$Mu (+) = 8,0552 \text{ t-m}$$

$$= 80552000 \text{ N-mm}$$



Gambar 6-1. Distribusi momen balok dari As ke ujung balok

a. Penulangan lentur pada tumpuan negatif

$$Mu (-) = -27,069 \text{ t-m}$$

$$= 270692907,7 \text{ N-mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{Mu}{\phi \times f_y \times (d - d')} \\
 &= \frac{270692907,7}{0,8 \times 390 \times (488,5 - 61,5)} \\
 &= 2031,86 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

untuk peningkatan daktilitas dan momen balik, disyaratkan dalam SK SNI '91 pasal

3.14.3 :  $A_s' \geq 0,5 A_s$

maka digunakan tulangan : - tulangan atas = 9 D19 (2579 mm<sup>2</sup>)

- tulangan bawah = 4 D19 (1146 mm<sup>2</sup>)

Cek (redistribusi momen) apakah momen negatif memenuhi syarat ( $(\rho - \rho') \leq 0,5 \rho_b$ ) untuk perencanaan kapasitas balok portal setelah tulangan lentur direncanakan :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2579}{350 \times 488,5} = 0,0151$$

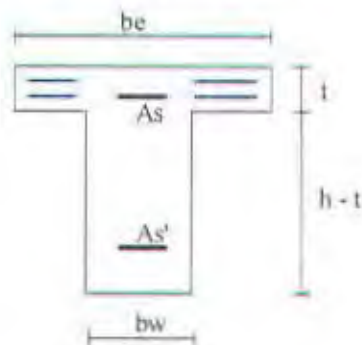
$$\rho' = \frac{A_s'}{b \times d} = \frac{1146}{350 \times 488,5} = 0,0067$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 24,6}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,027 \end{aligned}$$

$$((\rho - \rho') \leq 0,5 \rho_b)$$

$$0,0151 - 0,0067 = 0,0084 < 0,5 \times 0,027 = 0,0135 \quad \dots\dots\dots \text{oke !}$$

b. Penulangan lentur pada tumpuan positif



$$- b_e \leq \frac{1}{4} \times 650 = 162,5 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{menentukan !}$$

$$- b_e \leq 25 + 16 \times 12 = 217 \text{ cm}$$

$$- b_e \leq 25 + 650 = 675 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu (+)} &= 7,312 \text{ t-m} \\ &= 73116430,77 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

Periksa apakah tinggi a lebih besar dari tebal pelat :

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times f_c' \times b_e \times (0,85 \times X) \\ &= 0,85 \times 24,6 \times 1625 \times (0,85 \times X) = 28881,94 \times X \text{ N} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{73116430,77}{0,8} = 91395538,46 \text{ N-mm}$$

$$M_n = C_c \times \left( d - \frac{0,85 \times X}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} 91395538,46 &= 28881,94 \times X \times \left( 488,5 - \frac{0,85 \times X}{2} \right) \\ &= 12274,82 X^2 - 14108826,5 X + 91395538,46 \end{aligned}$$

dengan rumus ABCdi dapat :

$$X_{\max} = 6,515 \text{ mm} < t = 120 \text{ mm} \rightarrow \text{T palsu}$$

Syarat  $\rho_{\min}$ , untuk balok T : (agar  $\text{Mu} < 1,5 \text{ Mcr}$ )

$$\text{- flens balok T tertekan} = \rho_{\min} = 0,25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} = 0,25 \frac{\sqrt{24,6}}{390} = 0,00317$$

$$\text{- flens balok T tertarik} = \rho_{\max} = 0,4 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} = 0,4 \frac{\sqrt{24,6}}{390} = 0,00509$$

Syarat  $\rho_{\max}$ , untuk balok T :

$$\text{- } \rho_{\max} = \frac{7}{f_y} = \frac{7}{390} = 0,0179$$

$$\begin{aligned} \text{- } \rho_{\text{perlu}} &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{b_e}{b_w} \times \frac{a_{\max}}{d} \\ &= 0,85 \times \frac{24,6}{390} \times \frac{1625}{350} \times \frac{6,515}{488,5} = 0,00333 < \rho_{\min} \end{aligned}$$



syarat :  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$

dipakai :  $\rho_{\min} = 0,00509$

sebagai syarat tulangan tumpuan positif :  $\frac{A_s'}{A_s} = 1$

penulangan akibat tarik :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b_w \times d \\ &= 0,00509 \times 350 \times 488,5 \\ &= 870,263 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

maka digunakan tulangan : atas = 4 D19 (1146 mm<sup>2</sup>)

bawah = 4 D19 (1146 mm<sup>2</sup>)

Rencana tulangan tumpuan dari momen rencana yang ada dipakai :

- tulangan atas = 9 D19 (2579 mm<sup>2</sup>)  $\rightarrow \rho_{\text{act}} = \frac{2579}{350 \times 390} = 0,0189$

- tulangan bawah = 4 D19 (1146 mm<sup>2</sup>)  $\rightarrow \rho_{\text{act}} = \frac{1146}{350 \times 390} = 0,0084$

Cek kondisi tulangan tekan :

coba (tulangan tekan leleh) :  $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$

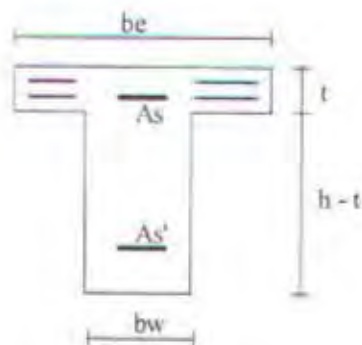
$$(\rho - \rho') \times \left( 1 - \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \right) \geq 0,85 \times \beta_1 \times \frac{f_c' \times d'}{f_y \times d} \times \left( \frac{600}{600 - f_y} \right)$$

$$(0,0189 - 0,0084) \times \left( 1 - \frac{0,85 \times 24,6}{390} \right) = 0,0099$$

$$0,85 \times 0,85 \times \frac{24,6 \times 61,5}{390 \times 488,5} \times \left( \frac{600}{600 - 390} \right) = 0,0164$$

Karena  $0,0099 < 0,0164$  , maka tulangan tekan belum leleh

## c. Penulangan lentur pada lapangan



$$- b_e \leq \frac{1}{4} \times 650 = 162,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{menentukan !}$$

$$- b_e \leq 25 + 16 \times 12 = 217 \text{ cm}$$

$$- b_e \leq 25 + 650 = 675 \text{ cm}$$

Momen rencana :

$$M_u = -18,0264 \text{ t-m}$$

$$= 180264000 \text{ N-mm}$$

Periksa apakah tinggi  $a$  lebih besar dari tebal pelat :

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times b_e \times (0,85 \times X)$$

$$= 0,85 \times 24,6 \times 1625 \times (0,85 \times X) = 28881,94 \times X \text{ N}$$

$$M_n = \frac{180264000}{0,8} = 225330000 \text{ N mm}$$

$$M_n = C_c \times \left( d - \frac{0,85 X}{2} \right)$$

$$225330000 = 28881,94 \times X \times \left( 488,5 - \frac{0,85 X}{2} \right)$$

$$= 12274,82 X^2 - 14108826,5 X + 225330000$$

dengan rumus ABC di dapat :

$$X_{\max} = 16,199 \text{ mm} < t = 120 \text{ mm} \rightarrow T \text{ palsu}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{b_c}{b_w} \times \frac{a_{\text{max}}}{d}$$

$$= 0,85 \times \frac{24,6}{390} \times \frac{1625}{350} \times \frac{16,199}{488,5} = 0,00825$$

syarat :  $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$

$$0,00509 < 0,00825 < 0,0179$$

penulangan tarik :

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b_w \times d$$

$$= 0,00825 \times 350 \times 488,5$$

$$= 1411,35 \text{ mm}^2$$

maka digunakan tulangan lapangan : atas (tekan) = 4 D19 (1146 mm<sup>2</sup>)  
 bawah (tarik) = 7 D19 (2006 mm<sup>2</sup>)

### 6.2.2. Perhitungan momen kapasitas

a. Momen kapasitas balok dihitung dengan rumus dibawah ini :

$$M_{\text{kap,b}} = \phi_o \times M_{\text{ak,b}}$$

dimana :

- $M_{\text{kap,b}}$  = momen kapasitas balok (*overstrength moment*)
- $\phi_o$  = *overstrength factor* (faktor penambahan kekuatan) yang memperhitungkan pengaruh penambahan kekuatan maksimal dari tulangan terhadap kuat leleh yang ditetapkan diambil sebesar 1,25 untuk tulangan dengan  $f_y$  400 MPa, dan sebesar 1,40 untuk  $f_y$  400 MPa.
- $M_{\text{ak,b}}$  = kuat momen lentur nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan aktual pada penampang balok yang ditinjau.



b. Tulangan longitudinal balok

Batasan-batasan yang digunakan dalam perhitungan tulangan longitudinal berdasarkan SK SNI '91 pasal 3.14.3.2 (1) yaitu :

1. Minimum batang menerus sepanjang balok dengan jumlah dari tulangan atas maupun bawah tidak boleh kurang dari  $\rho_{min}$  (untuk menjamin  $M_{ultimase} > M_{retak}$ ) dan tidak boleh lebih dari  $\rho_{max}$  (untuk menjamin putaran daktilitas-*curvature ductility*) yang cukup untuk daktilitas rencana
2. Pada sisi muka join, kuat momen positif tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat momen negatif. Atau secara pendekatan dapat dinyatakan sebagai berikut :  
( $\rho_{bawah} > 0,5 \rho_{atas}$ )
3. Pada sebarang penampang balok kuat momen positif maupun kuat momen negatifnya tidak boleh kurang dari 0,25 kuat momen maksimum yang terdapat pada kuat ujung join, atau secara konservatif dapat dinyatakan :  $\rho_s$  (atas atau bawah)  $\geq 0,25 \rho_s$  (maks. diujung)
4. Persyaratan no. 2 dan no. 3 diperlukan untuk menjamin tercapainya tingkat daktilitas rencana di daerah sendi plastis. Disamping itu persyaratan ini juga diperlukan untuk kuat lentur yang cukup terhadap beban berbalik (*reversed action*).

c. Tulangan transversal balok

Pemasangan tulangan transversal yang memadai di daerah sendi plastis diperlukan agar kapasitas disipasi energi maksimum dapat tercapai. Dalam hal ini tulangan transversal berfungsi untuk :

1. Menahan gaya geser sehingga balok dapat mencapai kapasitas lentur
2. Menjamin kapasitas rotasi pada daerah sendi plastis, yaitu dengan :
  - Mengekang beton pada daerah tekan sehingga mampu meningkatkan deformasi batas dan kekuatan lekatnya
  - Memberikan dukungan lateral bagi tulangan longitudinal sehingga tekuk dapat dihindari.

Asumsi bahwa tulangan tekan ( $as'$ ) belum leleh. Dengan keseimbangan gaya,

$$T = C_c + C_s \rightarrow \text{didapat nilai } X$$

dimana :  $T = A_s \times f_y$

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times b_w \times X$$

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0,85 \times f_c')$$

Adapun cara menentukan  $X$  dan nilai  $f_s'$  adalah seperti dengan analisa penampang persegi.

Maka dengan data tulangan :

- Tulangan atas : 9 D19,  $A_s = 2579 \text{ mm}^2$ ,  $\rho_{act} = 0,0189$

- Tulangan bawah : 4 D19,  $A_s' = 1146 \text{ mm}^2$ ,  $\rho'_{act} = 0,0084$

Anggap tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh.

$$\epsilon_s' = 0,003 \times \left(1 - \frac{d'}{X}\right)$$

$$f_s' = 600 \times \left(1 - \frac{d'}{X}\right)$$

dimana :

$$T = (A_{s1} + A_{s2} + A_{s3}) \times f_y$$

$$= (393 + 393 + 2579) \times 390 = 1312350 \text{ N}$$

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times b_w \times X$$

$$= 0,85 \times 24,6 \times 0,85 \times 350 \times X$$

$$= 6220,725 X \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0,85 \times f_c')$$

$$= 1146 \times \left[ \left( 600 \times \left( 1 - \frac{61,5}{X} \right) \right) - 0,85 \times 24,6 \right]$$

$$= 663637,14 - \frac{42287400}{X}$$

$$\Sigma H = 0 \rightarrow Cc + Cs - T = 0$$

$$6220,725 X + 663637,14 - \frac{42287400}{X} - 1312350$$

$$6220,725 X^2 - 648712,86 X - 42287400 = 0$$

dengan rumus ABC didapat :

$$X = 149,694 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = 149,694 \times 0,85 = 127,24 \text{ mm}$$

kontrol :

$$\epsilon s_1 = 0,003 \times \left(1 - \frac{61,5}{X}\right)$$

$$= 0,003 \times \left(1 - \frac{61,5}{149,694}\right)$$

$$= 0,00176 < \epsilon_y = \frac{390}{200000} = 0,00195 \quad \dots\dots\dots \text{Tulangan tekan belum leleh}$$

$$\begin{aligned} Cc &= 0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times b_w \times X \\ &= 0,85 \times 24,6 \times 0,85 \times 350 \times 149,694 \\ &= 931205,2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Cs &= 663637,14 - \left(\frac{42287400}{149,694}\right) \\ &= 381144,8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= \frac{As_1 \times d_1 + As_2 \times d_2 + As_3 \times d_3}{As_1 + As_2 + As_3} \\ &= \frac{393 \times 530 + 2579 \times 488,5 + 393 \times 450}{393 + 2579 + 393} = 488,85 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn_{\text{uk,b}} &= Cc \times \left(Z - \frac{a}{2}\right) + Cs \times (Z - d') \\ &= 931205,2 \times \left(488,85 - \frac{127,24}{2}\right) + 381144,8 \times (488,85 - 61,5) \\ &= 558859155 \text{ N-mm} \\ &= 558,859 \text{ KN-mm} \end{aligned}$$

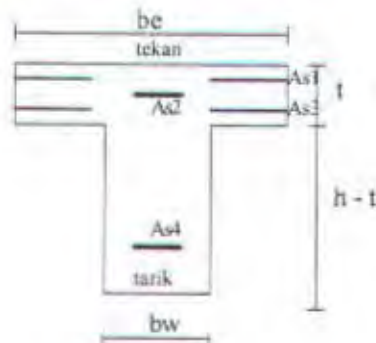


$$\begin{aligned}
 M_{kap,b} &= OSF \times M_{n_{d,b}} \\
 &= 1,25 \times 558,859 \\
 &= 698,574 \text{ KN-m}
 \end{aligned}$$

a. Perhitungan  $M_{kap} (+)$

Untuk perhitungan Momen Kapasitas (+) adalah hampir sama dengan cara perhitungan momen kapasitas (-). Dimana dianggap besarnya tulangan yang terpasang sama dengan tulangan yang diperlukan maka nilai momen leleh negatif diperoleh dari momen nominal balok. Dimana harus dihitung berdasarkan jumlah tulangan terpakai. Perhitungan momen nominal sama seperti disain tulangan lentur tetapi rasio tulangan harus dihitung berdasarkan jumlah tulangan tarik dan tekan aktual.

Asumsi perhitungan momen nominal positif dihitung dengan menganggap balok sebagai balok T dan memperhitungkan pengaruh dari tulangan pelat terhadap kekuatan pelat terhadap kekuatan lentur balok.



Anggap  $\epsilon_1$ ,  $\epsilon_2$ , dan  $\epsilon_3$  belum leleh dan asumsi garis netral terletak antara 1 dan 2 sehingga :

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

$$\epsilon_{s1} = 0,003 \times \left(1 - \frac{20}{X}\right)$$

$$\epsilon_{s2} = 0,003 \times \left(\frac{61,5}{X} - 1\right)$$

$$\epsilon_{s3} = 0,003 \times \left(\frac{100}{X} - 1\right)$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times f_c' \times b_c \times (0,85 \times X) \\ &= 0,85 \times 24,6 \times 1625 \times (0,85 \times X) = 28881,94 X \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y \\ &= 1146 \times 390 = 446940 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s_1} &= A_{s_1} \times (\epsilon_{s_1} \times E_s - 0,85 \times f_c') \\ &= 393 \times (0,003 \times (1 - \frac{20}{X}) \times 200000 - 0,85 \times 24,6) \\ &= 227582,37 - \frac{4716000}{X} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s_2} &= A_{s_2} \times \epsilon_{s_2} \times E_s \\ &= 2579 \times (0,003 \times (\frac{61,5}{X} - 1) \times 200000) \\ &= \frac{95165100}{X} - 1547400 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s_3} &= A_{s_3} \times \epsilon_{s_3} \times E_s \\ &= 393 \times (0,003 \times (\frac{100}{X} - 1) \times 200000) \\ &= \frac{23580000}{X} - 235800 \end{aligned}$$

$$\Sigma H = 0$$

$$C_c + C_{s_1} = C_{s_2} + C_{s_3} + T$$

$$28881,94 X^2 + 1563842,37 X - 123461100 = 0$$

dengan rumus ABC di dapat :

$$X = 43,692 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 43,692 \times 0,85 = 37,138 \text{ mm}$$

kontrol :

$$\epsilon_{s_1} = 0,003 \times \left(1 - \frac{20}{43,692}\right)$$

$$= 0,00163 < \epsilon_y = 0,00195 \rightarrow \text{Tulangan tekan belum leleh}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,003 \times \left( \frac{61,5}{43,692} - 1 \right)$$

$$= 0,00122 < \varepsilon_y = 0,00195 \rightarrow \text{Tulangan tekan belum leleh}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,003 \times \left( \frac{100}{42,904} - 1 \right)$$

$$= 0,0039 > \varepsilon_y = 0,00195 \rightarrow \text{Tulangan tekan leleh}$$

sehingga :

$$C_c = 1261898 \text{ N}$$

$$C_{s1} = 119644 \text{ N}$$

$$C_{s2} = 630710 \text{ N}$$

$$C_{s3} = 303891,9 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Z &= \frac{(A_{s2} \times f_{s2} \times 61,5) + f_y \times (A_{s3} \times 100 + A_{s4} \times 488,5)}{A_{s2} \times f_{s2} + f_y \times (A_{s3} + A_{s4})} \\ &= \frac{(1146 \times 267,122 \times 61,5) + 390 \times (393 \times 100 + 2579 \times 488,5)}{1146 \times 298,97 + 390 \times (393 + 2579)} \\ &= 359,11 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka didapat momen nominal aktual :

$$\begin{aligned} M_{n_{a,b}} &= C_c \times (Z - a/2) + C_{s1} \times (Z - 20) \\ &= 1261898 \times (359,11 - 37,138/2) + 119644 \times (359,11 - 20) \\ &= 470294815 \text{ N-mm} \approx 470,295 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{kap,b} &= OSF \times M_{n_{a,b}} \\ &= 1,25 \times 470,295 \\ &= 587,869 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

### 6.2.3. Perhitungan penulangan geser balok

Gaya geser balok ( $V_u$ ) diperoleh dengan menganggap kedua ujung balok dalam keadaan kapasitas dan tidak terjadi keruntuhan geser.

Gaya geser rencana harus diperhitungkan menurut rumus berikut :



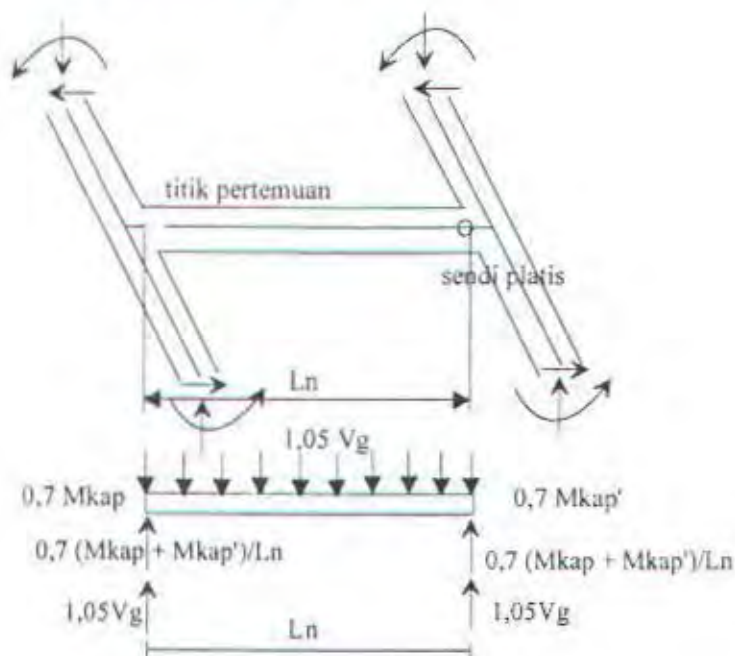
$$V_u = 0,7 \times \frac{M_{kap,b} + M_{kap,b'}}{L_n} + 1,05 \times V_g \quad \dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.14-19}$$

tetapi tidak lebih dari :

$$V_u = 1,05 \times (V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4}{K} \times V_{E,b}) \quad \dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.14-20}$$

dimana :

- $M_{xap}$  = Momen nominal aktual pada ujung komponen dengan memperhitungkan kombinasi momen positif dan momen negatif
- $M_{kap}$  = Momen kapasitas balok di sendi plastis pada bidang muka kolom di sebelahnya
- $L_n$  = Bentang bersih balok
- $V_D$  = Gaya geser balok akibat beban mati
- $V_L$  = Gaya geser akibat beban hidup
- $V_g$  = Gaya geser balok akibat beban gravitasi
- $V_{E,b}$  = Gaya geser akibat beban gempa.
- $K$  = faktor jenis struktur ( $K > 1$ )



Gambar 6-2. Geser balok

Pemasangan tulangan geser adalah untuk menahan agar keruntuhan yang tidak daktail tidak terjadi sebelum balok mengerahkan kekuatan lenturnya. Kuat geser rancang balok harus memenuhi syarat :

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s) \quad \text{..... SK SNI '91 pasal 3.4-1}$$

dimana :

$V_c$  = kuat geser beton (untuk daerah plastis 0 s/d 2h,  $V_c = 0$ )

$V_s$  = Kuat geser tulangan geser, yang diambil sebesar 0,6

Contoh perhitungan :

$$M_{kap,b} = 698,574 \text{ KN-m}$$

$$M_{kap,b'} = 587,869 \text{ KN-m}$$

$$\text{torsi} = 1953 \text{ N-m}$$

Menentukan besarnya gaya geser

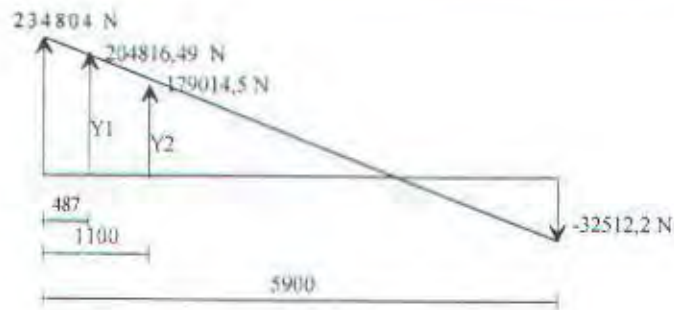
$$\begin{aligned} V_{u,b} &= 0,7 \times \frac{M_{kap} + M_{kap'}}{L_n} + 1,05 V_g \\ &= 0,7 \times \frac{698574 + 587869}{(6,5 - 0,6)} + 1,05 \times ((5,9/6,5) \times (62500 + 38490)) \\ &= 234804 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u,b} &= - \left[ 0,7 \times \frac{M_{kap} + M_{kap'}}{L_n} \right] + 1,05 V_g \\ &= - \left[ 0,7 \times \frac{698574 + 587869}{(6,5 - 0,6)} \right] + 1,05 \times ((5,9/6,5) \times (62500 + 38490)) \\ &= -32513,2 \text{ N} \end{aligned}$$

tetapi tidak lebih dari :

$$\begin{aligned} V_{u_{\max}} &= 1,05 \times \left( V_D + V_L + \frac{4}{K} \times V_E \right) \\ &= 1,05 \times ((5,9/6,5) \times (62500 + 38490 + 4/1 \times 46970)) \\ &= 275315,3 \text{ N} \end{aligned}$$

karena  $V_{u,b} < V_{\max}$ , maka dipakai  $V_{u,b} = 234804 \text{ N}$



$$\frac{Y_1 + 32512,2}{234804 + 32512,2} = \frac{5900 - 487}{5900}$$

$$Y_1 = 212738,99 \text{ N}$$

$$\frac{Y_2 + 32512,2}{234804 + 32512,2} = \frac{5900 - 1100}{5900}$$

$$Y_2 = 184965,2 \text{ N}$$

a. Penulangan geser di dalam sendi plastis

Untuk penulangan di dalam sendi plastis sejauh  $h$  dari muka kolom  $V_c = 0$  sehingga :

$V_{u,b}$  yang dipakai = 212738,99 N

$$V_s = \frac{212738,99}{0,6} = 354564,98 \text{ N}$$

jarak sengkang :

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{(2 \times 113,097) \times 390 \times 488,5}{354564,98} = 121,5 \text{ mm}$$

jarak sengkang maksimum ( $S_{max}$ ) pada sendi plastis :

$$S < 200$$

$$S < d/4 = 487/4 = 121,75 \text{ mm}$$

$$S < 8 \times D \text{ (tulangan utama)} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$S < 24 \times D \text{ (tulangan sengkang)} = 288 \text{ mm}$$



jadi dipakai jarak sengkang = 110 mm <  $d/4 = 121,75$  mm

Kontrol kekuatan sengkang dengan tulangan terpasang :

$$V_{u,b}/\phi < V_c + V_s$$

$$V_s \text{ (terpasang)} = \frac{2 \times 113,097 \times 390 \times 488,5}{110}$$

$$= 391757,73 \text{ N}$$

$$354564,98 \text{ N} < 0 + 391757,73 = 391757,73 \text{ N} \quad \dots\dots\dots \text{ oke !}$$

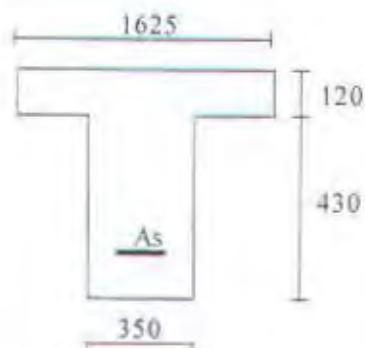
Rencana akhir dipakai sengkang D12-110 mm

b. Penulangan geser di luar sendi plastis

Untuk penulangan di luar sendi plastis sejauh  $2h$  dari muka kolom,

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d, \text{ sehingga :}$$

$$V_{u,b} \text{ yang dipakai} = 184965,2 \text{ N}$$



$$\Sigma x^2 \cdot y = 35^2 \times 55 + 2 \times (63,75^2 \times 12)$$

$$= 164912,5$$

$$C_t = \frac{b_w \times d}{\Sigma x^2 \times y} = \frac{350 \times 488,5}{164912,5}$$

$$= 1,03 \text{ mm}^{-1}$$

cek kuat torsi :

$$T_{u_{min}} = \phi \times \frac{1}{20} \times \sqrt{f_c'} \times \Sigma x^2 \cdot y$$

$$= 0,6 \times \frac{1}{20} \times \sqrt{24,6} \times 164912,5$$

$$= 2453818,2 \text{ N-mm}$$

$= 2453,82 \text{ N-m} > 1953 \text{ N-m} \rightarrow$  Tulangan torsi boleh diabaikan sehingga dipasang tulangan torsi praktis saja (2 D16)

$$V_c = \frac{\frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{\sqrt{1 + \left(2,5 \times \left(\frac{T_u}{V_u}\right)\right)^2}}$$

$$= \frac{\frac{1}{6} \times \sqrt{24,6} \times 350 \times 488,5}{\sqrt{1 + \left(2,5 \times \left(\frac{1953}{184965,2}\right)\right)^2}} = 139740,3 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_{u,b}}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{184965,2}{0,6} - 139740,3 = 168535,031 \text{ N}$$

$$S = \frac{2 \times 113,097 \times 390 \times 488,5}{168535,031} = 256 \text{ mm}$$

jarak sengkang maksimum ( $S_{max}$ ) di luar sendi plastis :

$$S < d/2 = 487/2 = 243,5 \text{ mm}$$

$$S < 600 \text{ mm}$$

jadi dipakai jarak sengkang = 220 mm  $< d/2 = 243,5 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan sengkang dengan tulangan terpasang :

$$V_{u,b}/\phi < V_c + V_s$$

$$V_s \text{ (terpasang)} = \frac{2 \times 113,097 \times 390 \times 488,5}{220}$$

$$= 195878,9 \text{ N}$$

$$308275,33 \text{ N} < 139740,3 + 195878,9 = 335619,2 \text{ N} \dots\dots\dots \text{ oke !}$$

Rencana akhir dipakai sengkang D12-220 mm

#### 6.2.4. Perhitungan panjang penyaluran balok

Panjang penyaluran balok induk :

panjang penyaluran untuk tulangan tarik D19 mm :

$$L_{db} = 0,02 \times 286,5 \times \frac{390}{\sqrt{24,6}} = 451 \text{ mm}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} L_{db} &= 0,06 \times 19 \times 390 \\ &= 445 \text{ mm} \end{aligned}$$

maka di pakai  $L_{db} = 500 \text{ mm}$

Akibat tulangan atas :  $l_d = 1,4 \times 451 = 631,4 \text{ mm}$

Panjang penyaluran untuk tulangan tekan D19 mm :

$$L_{db} = \frac{19 \times 390}{4 \times \sqrt{24,6}} = 373,5 \text{ mm} \approx 375 \text{ mm}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} L_{db} &= 0,04 \times 19 \times 390 \\ &= 296,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

maka di pakai  $L_{db} = 500 \text{ mm}$

Panjang penyaluran kait standar dalam tarik :

Panjang penyaluran dasar kait standar (*hook*) dari tulangan D19 mm adalah sebagai berikut :

$$L_{hd} = 100 \times \frac{19}{\sqrt{24,6}} = 383 \text{ mm} \approx 385 \text{ mm}$$

panjang penyaluran *hook* :

$$\begin{aligned} L_{dh} &= 385 \times \frac{390}{400} \times 0,7 \\ &= 263 \text{ mm} \approx 265 \text{ mm} \end{aligned}$$



dan tidak boleh kurang dari :

$$L_{db} = 8 \times 19 \\ = 152 \text{ mm}$$

maka di pakai  $L_{db} = 265 \text{ mm}$

Panjang penyaluran dari tulangan momen positif :

- 150 mm
- $d = 487 \text{ mm}$  ..... menentukan !
- $12 \times 19 = 228 \text{ mm}$

Panjang penyaluran dari tulangan momen negatif :

- $d = 392 \text{ mm}$
- $12 \times 19 = 228 \text{ mm}$
- $\frac{6500}{19} = 342 \text{ mm}$  ..... menentukan !

- Kontrol terhadap lendutan balok induk :

$$h_{min} = \frac{6500}{21} \times \left(0,4 + \frac{390}{700}\right) \\ = 296 \text{ mm} < h (450 \text{ mm}) \text{ ..... oke !}$$

- Kontrol terhadap retak balok induk :

$$Z = 234 \times \sqrt{59,5 + 10412,5} \\ = 23945,87 \text{ N/mm} = 23,95 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \text{ ..... oke !}$$

dimana :

$$f_s = 0,06 \times 390 = 234 \text{ MPa}$$

$$d_c = 40 + 10 + 1/2 \times 19 = 59,5 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \times 59,5 \times 350}{4} = 10412,5 \text{ MN/m}$$

$m$  = jumlah tulangan tarik di atas = 4 batang.

### 6.3. Komponen struktur kolom

Dalam perencanaan kolom sebagai komponen struktur yang menerima beban lentur dan aksial tekan harus memenuhi syarat-syarat yang diatur dalam SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.14.4.1 sebagai berikut :

1. Dimensi penampang terpendek diukur pada satu garis lurus yang melalui titik berat penampang dan tidak boleh kurang dari 300 mm
2. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi yang tegak lurus padanya tidak boleh kurang dari 0,4
3. Rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi penampang kolom yang terpendek tidak boleh lebih besar dari 25. Untuk kolom yang mengalami momen yang dapat berbalik tanda, rasionya tidak boleh lebih besar dari 16. Untuk kolom kantilever rasionya tidak boleh lebih dari 10.

Dalam segala hal kuat momen lentur dan aksial kolom harus diperhitungkan pula terhadap beban gempa dalam dua arah yang saling tegak lurus (100% arah yang direncanakan - 30% arah tegak lurus)

#### 6.3.1. Perencanaan kolom terhadap beban lentur dan gaya aksial

Kuat lentur kolom portal harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom tersebut yaitu :

$$\Sigma M_{u,k} \geq 0,7 \omega_d \Sigma M_{kap,b} \quad \dots\dots\dots (SKSNI 3.14-1)$$

tetapi dalam segala hal :

$$\Sigma M_{u,k} = 1,05 \Sigma \left( M_{D,K} + M_{L,K} + \frac{4,0}{K} M_{E,K} \right) \quad \dots\dots\dots (SKSNI 3.14-2)$$

dan :

$$M_{kap,b} = \phi_o \cdot M_{uk,b} \quad \dots\dots\dots (SKSNI 3.14-3)$$

dimana :

- $\Sigma M_{u,k}$  = jumlah momen rencana kolom pada pusat join. Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial berfaktor yang konsisten dengan arah dari gaya lateral yang ditinjau.
- $\omega_d$  = adalah koefisien pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh dari terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan = 1,3
- $\Sigma M_{kap,b}$  = jumlah momen kapasitas balok pada pusat join yang berhubungan dengan kapasitas lentur aktual dari balok (untuk jumlah luas tulangan yang sebenarnya terpasang)
- $M_{D,k}$  = momen pada kolom akibat beban mati
- $M_{L,k}$  = momen pada kolom akibat beban hidup
- $M_{E,k}$  = momen pada kolom akibat beban gempa dasar (tanpa faktor pengali tambahan)
- $K$  = faktor jenis struktur
- $\phi_o$  = faktor penambahan kekuatan (*overstrength factor*). Faktor yang memperhitungkan pengaruh penambahan kekuatan maksimal dari tulangan terhadap kuat leleh yang ditetapkan diambil sebesar 1,25 untuk tulangan dengan  $f_y$  400 MPa, 1,4 untuk  $f_y$  400 MPa
- $Mn_{akt,b}$  = kuat momen lentur nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan yang sebenarnya ada pada penampang balok yang ditinjau.

Nilai  $\Sigma M_{kap,b}(+)$  dan  $\Sigma M_{kab,b}(-)$  dikiri dan kanan join yang dihitung bolak-balik untuk arah x dan y. Dalam hal ini dilakukan *ekstrapolasi linier* terlebih dahulu untuk menentukan nilai momen kapasitas balok pada pusat join yang dihitung dari muka join sebelah kiri maupun kanan.

$$M_{kap,b}(+) \text{ pusat join} = \frac{L_b}{L_{n,b}} \times M_{kap,b}(+) \text{ muka join}$$

$$M_{kap,b}(-) \text{ pusat join} = \frac{L_b}{L_{n,b}} \times M_{kap,b}(-) \text{ muka join}$$



dimana :

$L_b$  = bentang balok dari as ke as balok

$L_{nb}$  = bentang bersih dari balok yang berada disebelah kiri maupun kanan dari join yang ditinjau.

Jadi nilai  $\Sigma M_{kap,b}$  disetiap lantai - i adalah :

$\Sigma M_{kap,b} = \Sigma M_{kap,b}$ , yang terbesar pada pusat join

$\Sigma M_{kap,b} = \Sigma M_{kap,b(+)} + M_{kap,b(-)}$

Apabila kekuatan relatif dari unsur-unsur yang bertemu di setiap join diperhitungkan maka besarnya nilai momen rencana kolom menurut SK SNI '91 pasal 3.14.4 - 2.2 (saat gempa memukul 100 % arah X dan 30% arah Y, sebaliknya) :

$$\mu_{u,kx} = 0,7 \times \omega_d \times \frac{h_n}{h} \times \alpha_k \times \left[ \sum \frac{L_b}{L_{nb}} \times M_{kap,x} + 0,3 \sum \frac{L_b}{L_{nb}} \times M_{kap,y} \right]$$

$$\mu_{u,ky} = 0,7 \times \omega_d \times \frac{h_n}{h} \times \alpha_k \times \left[ 0,3 \sum \frac{L_b}{L_{nb}} \times M_{kap,y} + \sum \frac{L_b}{L_{nb}} \times M_{kap,x} \right]$$

tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari (saat gempa memukul dengan  $\alpha = 0^\circ$ , sebaliknya) :

$$\mu_{u,kx} = 1,05 \times \left[ M_{D,x} + M_{Lr,x} + \frac{4}{K} \times \left( M_{E,x(\alpha=0^\circ)} + 0,3 M_{E,y(\alpha=90^\circ)} \right) \right]$$

$$\mu_{u,ky} = 1,05 \times \left[ M_{D,y} + M_{Lr,y} + \frac{4}{K} \times \left( 0,3 \times M_{E,x(\alpha=0^\circ)} + M_{E,y(\alpha=90^\circ)} \right) \right]$$

dimana :

0,7 = faktor reduksi kekuatan

$h_n$  = panjang bersih kolom

$h$  = panjang bersih balok

$\omega_d$  = faktor pembesaran dinamis

$\alpha_k$  = faktor distribusi momen dari kolom yang nilainya sebanding dengan kekakuan relatif dari unsur-unsur yang bertemu pada titik itu.

Nilai faktor distribusi momen dari kolom yang ditinjau adalah :

$$- \alpha_{ka} = \frac{M_{E,kolom \text{ level } (i),atas}}{M_{E,kolom \text{ level } (i),atas} + M_{E,kolom \text{ level } (i+1),bawa}}$$

$$- \alpha_{kb} = \frac{M_{E,kolom \text{ level } (i),bawah}}{M_{E,kolom \text{ level } (i),bawah} + M_{E,kolom \text{ level } (i-1),atas}}$$

Untuk kolom struktur daktail penuh harus direncanakan dengan gaya aksial rencana sebagai berikut (menurut SK SNI '91 pasal 3.14.4-2.3) :

$$N_{u,kx} = 0,7 \times R_v \times \left[ \left( \sum \frac{M_{kab,x}}{L_b} \right) + 0,3 \left( \sum \frac{M_{kab,y}}{L_b} \right) \right] + 1,05 \times N$$

$$N_{u,ky} = 0,7 \times R_v \times \left[ \left( \sum \frac{M_{kab,y}}{L_b} \right) + 0,3 \left( \sum \frac{M_{kab,x}}{L_b} \right) \right] + 1,05 \times N$$

tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari (saat gempa memukul dengan  $\alpha = 0^\circ$ , sebaliknya) :

$$N_{u,kx} = 1,05 \times \left[ (N_{g,k}) + \frac{4}{K} \left( N_{E,x(\alpha=0^\circ)} + 0,3 N_{E,x(\alpha=90^\circ)} \right) \right]$$

$$N_{u,ky} = 1,05 \times \left[ (N_{g,k}) + \frac{4}{K} \left( N_{E,y(\alpha=0^\circ)} + 0,3 N_{E,y(\alpha=90^\circ)} \right) \right]$$

dimana :

$R_v$  = faktor reduksi gaya aksial kolom

( $R_v$  ini dipakai karena momen kapasitas balok tidak mungkin terjadi secara menyeluruh dan atau pada saat bersamaan)

$R_v$  dapat diambil dari :

$= 1$	untuk	$1 < n \leq 4$
$= 1,1 - 0,05 n$	untuk	$4 < n \leq 20$
$= 0,6$	untuk	$n > 20$

Penulangan lentur kolom

Rasio penulangan lentur kolom disyaratkan antara 1% dan tidak perlu lebih dari 8% dari luas bruto penampang kolom (SK SNI '91 pasal 3.3.9-1).



Tulangan minimum ditujukan untuk mencegah terjadinya retak akibat rangkai (*creep*).

Langkah-langkah perencanaan :

1. Karena "kolom *unbraced*". maka perlu dicari faktor tekuk ( $k$ )
2. Tetapkan apakah kolom termasuk kolom pendek atau kolom panjang. Peninjauan ini dilakukan pada kedua arah sumbu global. Ini sebagai langkah keamanan. Jika kolom termasuk "kolom pendek" maka tidak perlu dilakukan pembesaran momen dan sebaliknya untuk kolom panjang.
3. Momen yang didapat dari langkah kedua perlu dikontrol dengan eksentrisitas minimum.

$$\frac{M_{u,k}}{N_{u,k}} \geq 0,1 \times t$$

Kemudian dihitung momen ekuivalensi dimana momen dua arah (*biaksial*) dijadikan satu arah.

rumus yang digunakan : (*Salmon* persamaan 13.21.17 dan 18)

$$M_{oe} = M_{u,x} + M_{u,y} \times \frac{b}{h} \times \frac{1 - \beta}{\beta} \rightarrow \text{untuk } M_{u,x} > M_{u,y}$$

$$M_{oe} = M_{u,x} + M_{u,y} \times \frac{h}{b} \times \frac{1 - \beta}{\beta} \rightarrow \text{untuk } M_{u,x} < M_{u,y}$$

dimana :  $\beta = 0,65$

Untuk harga  $\rho_{perlu}$  dari diagram interaksi M-N empat sisi berdasarkan mutu beton dan baja tulangan yang sesuai dengan :

$$\text{- untuk sumbu ordinat : (Y) } \rightarrow K = \frac{N_{u,k}}{f_c' \times A_g}$$

$$\text{- untuk sumbu absis : (X) } \rightarrow K = \frac{M_{u,k}}{f_c' \times A_g \times h}$$

Luas tulangan perlu :  $A_s = \rho_{perlu} \times A_g$

Kontrol dengan *Bresler Resiprokal*

Salah satu teori dalam pengecekan kolom yang mengalami momen dari dua arah (*biaksial-bending*)



$$\phi P_n = 0,85 \times \phi \times [0,85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}]$$

$$\rho_{ada} = \frac{A_{st\text{terpasang}}}{A_g}$$

Kekuatan penampang tekan yang memperoleh gaya aksial dan momen lentur dalam dua arah sumbu utama dirumuskan sebagai berikut :

$$P_{n,b} = \frac{1}{P_{n,x} + P_{n,y} - P_{n,o}} \geq P_{n,ada}$$

dimana :

$P_{n,x}$  = gaya aksial nominal dengan eksentrisitas x

$P_{n,y}$  = gaya aksial nominal dengan eksentrisitas y

$P_{n,o}$  = kekuatan nominal tanpa eksentrisitas.

Nilai  $P_{n,x}$  dan  $P_{n,y}$  diperoleh dari diagram interaksi M-N non dimensi. Dengan mengetahui nilai  $\frac{e_x}{h}$  dan  $\frac{e_y}{h}$  terlebih dahulu didapat sumbu ordinat (nilai K) sehingga  $P_{n,x}$  dan  $P_{n,y}$  akan didapat dari persamaan tersebut dengan memasukkan harga K :

$$P_{n,x} = K \times A_g \times f_c'$$

$$P_{n,y} = K \times A_g \times f_c'$$

Perhitungan kelangsingan kolom :

$$k \times \frac{L_u}{r}$$

dimana :

- k = faktor tekuk

- r = radius girasi ( $\sqrt{I/A}$ ), pada komponen struktur tekan persegi boleh diambil sama dengan  $0,3 \times h$ . Pada komponen struktur kolom bulat  $0,25 \times d$

-  $L_u$  = tinggi bersih dari komponen struktur tekan.

Berdasarkan SKSNI '91 pasal 3.3.11.2 (1-2), komponen struktur tekan dibedakan menjadi dua :

- Struktur dengan pengaku (*Braced Frame*)

Faktor panjang efektif k harus diambil sama dengan 1, kecuali bila analisa menunjukkan bahwa suatu nilai yang lebih kecil boleh digunakan.

- Struktur tanpa pengaku (*Unbraced Frame*)

Faktor tekuk ( $k$ ) harus ditentukan dengan mempertimbangkan pengaruh dari keretakan dan tulangan terhadap kekakuan relatif dengan bantuan *nomogram* (grafik alignment) dengan prosedur pemakaian grafik sebagai berikut :

$$\mu = \frac{\sum \frac{E I_c}{L_{kolom}}}{\sum \frac{E I_b}{L_{balok}}}$$

dimana :

$$E I_{balok} = 0,5 \times 4700 \times \sqrt{f_c'} \times \left( \frac{1}{12} \times b \times h^3 \right)$$

$$E I_{kolom} = \frac{\left( E_c \times \frac{1}{12} \times b \times h^3 \right) / 2,5}{1 + \beta_d}$$

$$\beta_d = \frac{1,2 D}{1,2 D + 1,6 D}$$

Faktor tekuk ( $k$ ) merupakan fungsi dari :

tingkat penjepitan ujung atas ( $\mu_A$ ) dan tingkat penjepitan ujung bawah ( $\mu_B$ )

Nilai dari faktor tekuk ( $k$ ) dapat diperoleh dari nomogram dari "*Struktural Stability Research Council Guide*" dengan nilai  $\mu_A$  dan  $\mu_B$

Pada perletakan Jepit ( $\mu$ ) = 1

## Batasan perbandingan kelangsingan kolom pendek

Pengaruh kelangsingan dapat diabaikan jika memenuhi syarat-syarat sebagai berikut (SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.3.11.4) :

a. Portal dengan pengaku (*braced*) :

$$\frac{K \times L_u}{r} < 34 - 12 \times \frac{M1b}{M2b}$$

b. Portal tanpa pengaku (*unbraced*) :

$$\frac{K \times L_u}{r} < 22$$

dengan :

$$[M1b] > [M2b]$$

$\frac{M1b}{M2b}$ , bernilai positif untuk kelengkungan tunggal

- Bila bidang momen lentur mempunyai momen maksimum tidak pada ujung maka nilai  $\frac{M1b}{M2b}$  diambil = 1
- Juga bila pada kedua ujung tidak ada atau tidak diketahui besar momennya maka nilai  $\frac{M1b}{M2b}$  diambil = 1

Perhitungan kolom panjang (bahaya tekuk)

Untuk komponen struktur tekan dimana pengaruh kelangsingan tidak boleh diabaikan dan  $\frac{k \times L_u}{r} < 100$ , struktur tersebut boleh diperhitungkan dengan metode pembesaran momen pada SKSNI '91 pasal 3.3.11.5 :

- Metode Pembesaran momen

a. Untuk *braced frame*

$$\text{rumus : } M_c = \delta_b \times (M1b + M2b)$$

$$M_c = \delta_b \times M_u$$

Catatan :

Pada *braced frame* tidak perlu dipisahkan antara momen yang menimbulkan *sideway* atau tidak.

b. Untuk *unbraced frame*

$$\text{rumus : } M_c = \delta_b \times M2b + \delta_s \times M2s$$

dengan :

$M_c$  = Momen rencana kolom setelah diperbesar

$M2b$  = Momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban gravitasi

$M2s$  = Momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban yang menimbulkan goyangan ke samping seperti beban gempa

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \times P_c}} \geq 1,0$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum M_u}{\phi \times \sum P_c}} \geq 1,0$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times L_n)^2}$$

$C_m$  = faktor pembesaran momen, nilainya adalah sebagai berikut :



$$= 0,6 + \frac{0,4 \times M1b}{M2b} > 0,4$$

Pengertian  $\Sigma Pc$  dan  $\Sigma Pu$  adalah penjumlahan dari harga  $Pc$  dan  $Pu$  semua kolom dalam satu tingkat.

### 6.3.2. Contoh perhitungan kolom

Data kolom :

- Dimensi	= 60 x 60 cm	- Mutu beton ( $f_c'$ )	= 24,6 MPa
- h	= 4 m	- Mutu baja ( $f_y$ )	= 390 MPa
- hn	= 3,45 m	- Tulangan Utama	= D-22
- decking	= 40 mm	- Sengkang	= D-12

Arah X :

ME, $k_{(i+1)}$ bawah	= 215,08 KN-m
ME, $k_{(i-1)}$ atas	= -
ME, $k_{(i)}$ atas	= 87,15 KN-m
Mkap,b (-) kiri	= 698,574 KN-m
Mkap,b (+) kiri	= 587,869 KN-m
Mkap,b (-) kanan	= 698,574 KN-m
Mkap,b (+) kanan	= 587,869 KN-m

Arah Y :

ME, $k_{(i+1)}$ bawah	= 214,84 KN-m
ME, $k_{(i-1)}$ atas	= -
ME, $k_{(i)}$ atas	= 86,64 KN-m
Mkap,b (-) kiri	= 698,574 KN-m
Mkap,b (+) kiri	= 587,869 KN-m
Mkap,b (-) kanan	= 698,574 KN-m
Mkap,b (+) kanan	= 587,869 KN-m

a. Momen rencana kolom

arah X

$$\alpha_{k,bawah} = -$$

$$\alpha_{k,atas} = \frac{87,15}{87,15 + 215,08} = 0,29$$

arah Y

$$\alpha_{k,bawah} = -$$

$$\alpha_{k,atas} = \frac{86,64}{86,64 + 214,84} = 0,29$$

Momen rencana arah X (gempa memukul, 100% arah X dan 30% arah Y) :

$$\begin{aligned} \text{Mu}_{k(x)} \text{ bawah} &= 0,7 \times 1,3 \times \frac{3,45}{4} \times \\ &\left[ \left( \frac{6,5}{5,9} \times (698,574 + 587,869) \right) + 0,3 \left( \frac{6,5}{5,9} \times (698,574 + 587,869) \right) \right] \\ &= 1446,091 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu}_{k(x)} \text{ atas} &= 0,7 \times 1,3 \times \frac{3,45}{4} \times 0,29 \times \\ &\left[ \left( \frac{6,5}{5,9} \times (698,574 + 587,869) \right) + 0,3 \left( \frac{6,5}{5,9} \times (698,574 + 587,869) \right) \right] \\ &= 416,990 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Momen rencana arah Y (gempa memukul, 100% arah Y dan 30% arah X) :

$$\begin{aligned} \text{Mu}_{k(y)} \text{ bawah} &= 0,7 \times 1,3 \times \frac{3,45}{4} \times \\ &\left[ 0,3 \left( \frac{6,5}{5,9} \times (698,574 + 587,869) \right) + \left( \frac{6,5}{5,9} \times (698,574 + 587,869) \right) \right] \\ &= 1446,091 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu}_{k(y)} \text{ atas} &= 0,7 \times 1,3 \times \frac{3,45}{4} \times 0,29 \times \\ &\left[ 0,3 \left( \frac{6,5}{5,9} \times (698,574 + 587,869) \right) + \left( \frac{6,5}{5,9} \times (698,574 + 587,869) \right) \right] \\ &= 416,990 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Keadaan di atas dari segala hal harus lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} \text{Mu,k-x} &= 1,05 \times (0 + 0 + 4/1 \times (275,71 + 0,3 \times 274,89)) \\ &= 1504,343 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu,k-y} &= 1,05 \times (0 + 0 + 4/1 \times (0,3 \times 275,71 + 274,89)) \\ &= 1501,933 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Jadi momen rencana kolom :

$$\text{Mu,k - x atas} = 416,990 \text{ KN-m} < \text{Mu,k max - x atas}$$

$$\text{Mu,k - x bawah} = 1446,091 \text{ KN-m} < \text{Mu,k max - x bawah}$$

$$\text{Mu,k - y atas} = 416,990 \text{ KN-m} < \text{Mu,k max - y atas}$$

$$\text{Mu,k - y bawah} = 1446,091 \text{ KN-m} < \text{Mu,k max - y bawah}$$

b. Gaya aksial kolom

$$\begin{aligned} N_{g,\text{kolom}} &= N_D + N_{Lr} \\ &= 2440,87 + 1608,08 = 4048,95 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$N_{E,\text{kolom}} = 12,73 \text{ KN}$$

Gaya aksial rencana arah X (gempa memukul 100% arah X dan 30% arah Y) :

$$R_v = 1,1 - 0,025 \times 9 = 0,875$$

$$\begin{aligned} \text{Nu,k-x} &= 0,7 \times 0,875 \times \left[ \left( \frac{698,574 + 698,574}{6,5} \right) - \left( \frac{587,869 + 587,869}{6,5} \right) \right] + \\ &\quad \left[ 0,3 \left( \left( \frac{698,574 + 698,574}{6,5} \right) - \left( \frac{587,869 + 587,869}{6,5} \right) \right) \right] + 1,05 \times 4048,95 \\ &= 4278,520 \text{ KN} \end{aligned}$$

Gaya aksial rencana arah Y (gempa memukul 100% arah Y dan 30% arah X) :

$$\begin{aligned} \text{Nu,k-y} &= 0,7 \times 0,875 \times \left[ 0,3 \left( \frac{698,574 + 698,574}{6,5} \right) - \left( \frac{587,869 + 587,869}{6,5} \right) \right] \\ &\quad + \left[ \left( \frac{698,574 + 698,574}{6,5} \right) - \left( \frac{587,869 + 587,869}{6,5} \right) \right] + 1,05 \times (4048,95) \\ &= 4278,520 \text{ KN} \end{aligned}$$



Keadaan di atas dari segala hal harus lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} N_{u,k-x} &= 1,05 \times [4048,95 + 4/1 \times (346,13 + 0,3 \times 346,13)] \\ &= 6742,413 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{u,k-y} &= 1,05 \times [4048,95 + 4/1 \times (0,3 \times 346,13 + 346,13)] \\ &= 6742,413 \text{ KN} \end{aligned}$$

Jadi gaya aksial rencana kolom :

$$N_{u,k-x \text{ atas}} = 4278,520 \text{ KN-m} < N_{u,k \text{ max} - x}$$

$$N_{u,k-y \text{ atas}} = 4278,520 \text{ KN-m} < N_{u,k \text{ max} - y}$$

c. Penulangan lentur kolom

- Ukuran kolom = 60 x 60 cm
- Mutu beton K-300,  $f_c' = 24,6 \text{ MPa}$
- Mutu baja tulangan U 39 ,  $f_y = 390 \text{ MPa}$
- Decking = 40 mm
- Tulangan utama = D-22
- Tulangan sengkang = D-12
- $d' = 40 + 12 + 22/2 = 63 \text{ mm}$
- $d = 600 - 63 = 537 \text{ mm}$

Jenis kolom pada gedung ini adalah "*brace frame*", karena struktur memiliki *shearwall* sebagai pengaku, oleh sebab itu tidak perlu adanya pemisahan antara momen yang menentukan goyangan (M1b) atau (M2b) cukup M2.

- Cek perbandingan kelangsingan :

$$\begin{aligned} k &= 1 && \dots\dots\dots \text{SK SNI '91 pasal 3.3.11.2.(1)} \\ L_n &= 345 \text{ cm} \\ r &= 0,3 \times h = 0,3 \times 60 \\ &= 18 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$k \times \frac{ln}{r} = 1 \times \frac{345}{18}$$

$$= 19,2$$

Batasan kolom pendek :

$$k \times \frac{ln}{r} \leq 34 - 12 \times \frac{M1b}{M2b}$$

$$\leq 34 - 12 \times 1$$

$$19,2 \leq 22 \rightarrow \text{Kolom pendek}$$

Karena termasuk kolom pendek jadi tidak ada bahaya tekuk.

- Rencana tulangan perlu kolom

$$Mu = 1446,091 \text{ KN-m}$$

$$Pu = 4278,520 \text{ KN}$$

$$K = \frac{Pu}{fc' \times Ag} = \frac{4278520}{24,6 \times 600^2} = 0,48$$

$$K = \frac{Mu}{fc' \times Ag \times h} = \frac{1446091000}{24,6 \times 600^2 \times 600} = 0,27$$

Dari diagram interaksi M - N non dimensi didapat nilai  $\rho = 0,025$

$$As = \rho \times Ag$$

$$= 0,025 \times 600^2$$

$$= 9000 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{pakai tulangan 24 D22 (As = 9290 mm}^2\text{)}$$

- Kontrol dengan *Bressler Resiprokal* :

$$Pno = 0,85 \times [24,6 \times (600^2 - 9290) + 9290 \times 390]$$

$$= 10412981,1 \text{ N}$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{As}{b \times d} = \frac{9290}{600 \times 600} = 0,026 (2,6\%) < 0,08 (8\%)$$

Arah sumbu X

$$ex = \frac{Mu, k - x}{Pu} = \frac{1446091000}{4278520} = 337,989 \text{ mm}$$

$$\frac{e-x}{h} = \frac{337,989}{600} = 0,563$$

dari diagram interaksi M-N non dimensi didapat :

$$K = \frac{P_{no-x}}{A_g \times f_c'} = 0,59$$

$$P_{o,x} = 600^2 \times 0,59 \times 24,6 = 5225040 \text{ N}$$

$$P_{n,x} = \frac{5225040}{0,65} = 8038523 \text{ N}$$

Arah sumbu Y

$$e_y = \frac{M_{u,k-y}}{P_u} = \frac{1446091000}{4278520} = 337,989 \text{ mm}$$

$$\frac{e-y}{h} = \frac{337,989}{600} = 0,563$$

dari diagram interaksi M-N non dimensi didapat :

$$K = \frac{P_{o-y}}{f_c' \times A_g} = 0,59$$

$$P_{o,y} = 24,6 \times 600^2 \times 0,59 = 5225040 \text{ N}$$

$$P_{n,y} = \frac{5225040}{0,65} = 8038523 \text{ N}$$

Jadi :

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{8038523} + \frac{1}{8038523} - \frac{1}{10412981,1}$$

$$P_n = 6545875,74 \text{ N} > \frac{P_u}{0,85} = 5033553 \text{ N} \quad \dots\dots\dots \text{ oke !}$$

### 6.3.3. Perencanaan kolom terhadap geser

#### a. Gaya geser rencana kolom

Gaya geser rencana  $V_u$  harus ditentukan berdasarkan persamaan berikut (SK

SNI '91 pasal 3.14.7-1.2) :



$$V_{u,k} = \frac{M_{u,ka} + M_{u,kb}}{h_n}$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \times (V_{D,k} + V_{L,k} + 4/1 \times V_{E,k})$$

dimana :

$M_{u,ka}$  = Momen rencana kolom pada ujung atas kolom pada bidang muka balok

$M_{u,kb}$  = Momen rencana kolom pada ujung bawah kolom pada bidang muka balok

$h_n$  = tinggi bersih dari kolom yang ditinjau.

Akan tetapi pada lantai dasar dan lantai paling atas yang memperbolehkan terjadinya sendi plastis pada kolom, gaya geser rencana kolom dihitung berdasarkan momen kapasitas dari kolom.

$$V_{u,k} \text{ (antai dasar)} = \frac{M_{u,ka} \text{ lantai 1} + M_{kap,k} \text{ lantai 1}}{h_n}$$

$$V_{u,k} \text{ (lantai atas)} = \frac{1}{h_n} \times (2 \times M_{kap,k} \text{ lantai atas})$$

b. Konsep geser nominal

$$V_n = V_c + V_s = \frac{V_{u,k}}{\phi}$$

SK SNI '91 Pasal 3.14.7-2.2.1 menjelaskan bahwa asumsi nilai  $V_c = 0$  untuk lokasi berpotensi sendi plastis. Untuk daerah diluar sendi plastis kontribusi  $V_c$  tetap diperhitungkan dengan rumus sebagai berikut :

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right) \times \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) \times b_w \times d \quad \dots\dots \text{SK SNI '91 3.4.3-1.2}$$

dengan :

$N_u$  = gaya aksial minimum yang terjadi pada kolom yang ditinjau.

Kuat geser yang dipikul tulangan geser :

$$V_s = V_n - V_c$$

c. Tulangan transversal

Pada SK SNI '91 pasal 3.14.4-4.2 menjelaskan bahwa tulangan transversal pada daerah sendi plastis potensial harus dipasang dengan spasi tidak melebihi :

- dimensi kolom terkecil
- 8 kali diameter tulangan memanjang
- 100 mm.

Pada SK SNI '91 pasal 3.14.4-4.4 menjelaskan bahwa tulangan transversal ini dipasang sepanjang  $l_o$  dari muka yang ditinjau. Panjang  $l_o$  tidak boleh kurang dari :

- Tinggi komponen dimensi struktur untuk :  
 $Nu,k \leq 0,3 \times A_g \times f_c'$
- 1,5 kali tinggi komponen dimensi struktur untuk :  
 $Nu,k > 0,3 \times A_g \times f_c'$
- bentang bersih dari komponen struktur.
- 450 mm

d. Mencari momen nominal aktual

Cara perhitungan momen nominal aktual untuk kolom ataupun momen kapasitas kolom adalah sama dengan perhitungan momen kapasitas untuk balok induk.

Contoh perhitungan tulangan geser :

Untuk tulangan 24 D22 dari diagram interaksi M-N non dimensi didapat nilai :

$$\frac{Mu}{f_c' \times A_g \times h} = 0,26$$

$$\begin{aligned} \text{sehingga } Mu, k &= 0,26 \times 24,6 \times 600^2 \times 600 \\ &= 1381536000 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{kap, kb} &= 1,25 \times 1381536000 \\ &= 1726920000 \text{ N-mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{u, k} &= \frac{M_{u, ka} + M_{kap, kb}}{h_n} \\ &= \frac{416990000 + 1726920000}{345} \\ &= 6214231 \text{ N}\end{aligned}$$

tidak boleh melebihi :

$$\begin{aligned}V_{u, k \text{ max}} &= 1,05 \times (3970 + 2060 + 4/1 \times (90690 + 0,3 \times 90370)) \\ &= 501096 \text{ N}\end{aligned}$$

$V_u$  yang dipakai = 501096 N

Penulangan geser kolom lantai dasar :

- Untuk daerah plastis :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{501096}{0,65} = 770916 \text{ N}$$

$$S = \frac{2 \times 113,097 \times 390 \times 537}{770916} = 61 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \dots\dots \text{ oke}$$

dipakai tulangan sengkang D12 - 60

- Untuk luar daerah plastis :

Dengan memperhitungkan geser beton :

$$\begin{aligned}V_c &= \left( \frac{1}{6} \times \sqrt{24,6} \times \left( 1 + \frac{4278520}{14 \times 600^2} \right) \right) \times 600 \times 537 \\ &= 288953,6 \text{ N}\end{aligned}$$

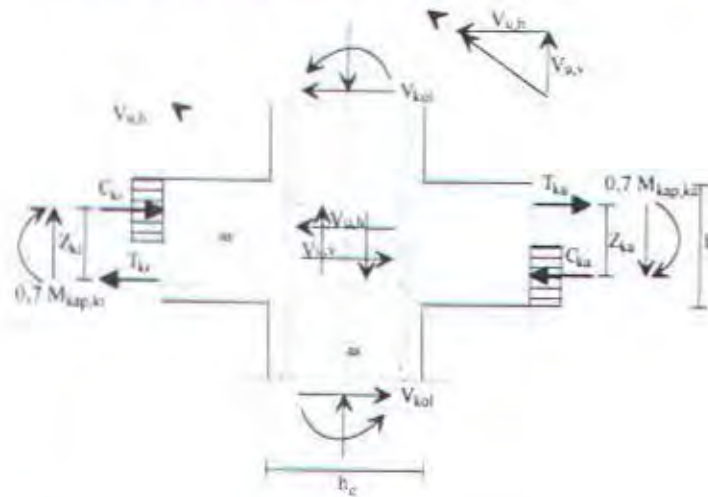
$$V_s = 770916 - 288953,6 = 481962,4 \text{ N}$$

$$S = \frac{2 \times 113,097 \times 390 \times 537}{481962,4} = 98,29 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \dots\dots \text{ oke !}$$

dipakai tulangan sengkang D12 - 90



## 6.4. Perencanaan pertemuan balok dan kolom



Contoh perhitungan :

- data balok :

$$\begin{aligned} \text{dimensi balok : } b &= 350 \text{ mm} & L_{ka} &= L_{ki} = 6,5 \text{ m} \\ & & L'_{ka} &= L'_{ki} = 5,9 \text{ m} \\ & h &= 550 \text{ mm} \end{aligned}$$

Arah X

$$\begin{aligned} M_{kap, ki} &= 698,574 \text{ N-m} \\ M_{kap, ka} &= 587,869 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

Arah Y

$$\begin{aligned} M_{kap, ki} &= 698,574 \text{ KN-m} \\ M_{kap, ka} &= 587,869 \text{ KN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_{ki-x,y} = Z_{ka-x,y} &= d - \frac{I}{2 \times 0,85 \times f_c' \times b} \\ &= 488,5 - \frac{2579 \times 390}{2 \times 0,85 \times 24,6 \times 350} = 419,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

- data kolom

$$\begin{aligned} h_{ka} &= 4,00 \text{ m} \\ h_{kb} &= 4,00 \text{ m} \\ N_{u,k} &= 4278,520 \text{ KN} \end{aligned}$$

Analisa gaya-gaya join :

Arah X

$$\begin{aligned}
 V, \text{kol} &= \frac{0,7 \left( \frac{l_{ki}}{l_{ki,n}} M_{kap,ki} + \frac{l_{ki}}{l_{ki,n}} M_{kap,ka} \right)}{0,5 (hk.a + hk.b)} \\
 &= \frac{0,7 \left( \frac{6,5}{5,9} \times 698,574 + \frac{6,5}{5,9} \times 587,869 \right)}{0,5 \times (4 + 4)} = 248,022 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C, ki = T, ki &= 0,7 \times \frac{M_{kap, ki}}{Z, ki} \\
 &= 0,7 \times \frac{698,574}{0,4198} = 1164,892 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C, ka = T, ka &= 0,7 \times \frac{M_{kap, ka}}{Z, ka} \\
 &= 0,7 \times \frac{587,869}{0,4198} = 980,287 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{jh-x} &= C, ki + C, ka - V_{kol-x} \\
 &= 1164,892 + 980,287 - 248,022 = 1897,157 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Arah Y

$$\begin{aligned}
 V, \text{kol} &= \frac{0,7 \left( \frac{l_{ki}}{l_{ki,n}} M_{kap,ki} + \frac{l_{ki}}{l_{ki,n}} M_{kap,ka} \right)}{0,5 (hk.a + hk.b)} \\
 &= \frac{0,7 \left( \frac{6,5}{5,9} \times 698,574 + \frac{6,5}{5,9} \times 587,869 \right)}{0,5 \times (4 + 4)} = 248,022 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C, ki = T, ki &= 0,7 \times \frac{M_{kap, ki}}{Z, ki} \\
 &= 0,7 \times \frac{698,574}{0,4198} = 1164,892 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$C_{ka} = T_{ka} = 0,7 \times \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}}$$

$$= 0,7 \times \frac{587,869}{0,4198} = 980,287 \text{ KN}$$

$$V_{jh-y} = C_{ki} + C_{ka} - V_{kol-y}$$

$$= 1164,892 + 980,287 - 248,022 = 1897,157 \text{ KN}$$

Karena  $V_{jh,x} = V_{jh,y} \rightarrow$  diambil salah satu arah X atau arah Y

$$V_{jv} = \frac{b_j}{h_c} \times V_{jh} = \frac{600}{600} \times 1897,157 = 1897,157 \text{ KN}$$

Kontrol tegangan yang terjadi

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j \times h_c} \leq 1,5 \times \sqrt{f_c'}$$

$$= \frac{1897157}{600 \times 600} = 5,27 \text{ MPa} \leq 1,5 \times \sqrt{24,6} = 7,44 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ oke !}$$

Penulangan geser join balok kolom :

$$N_{u,k} = 4278,520 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{u,k}}{A_g} = \frac{4278,520}{600 \times 600} = 11,88 \text{ MPa} > 0,1 \times 24,6 = 2,46 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ oke !}$$

a. Perhitungan tulangan geser horisontal

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \times \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g} - 0,1 \times f_c'\right)} \times b_j \times h_c$$

$$= \frac{2}{3} \times \sqrt{\left(\frac{4278520}{600 \times 600} - 0,1 \times 24,6\right)} \times 600 \times 600 = 736795,26 \text{ N}$$

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch}$$

$$= 1897157 - 736795,26 = 1160362,85 \text{ N}$$



$$A_{jh} = \frac{V_{sh}}{f_y} = \frac{1160362,85}{390} = 2975,29 \text{ mm}^2$$

digunakan sengkang D12,  $A_{st} = 113,097 \text{ mm}^2$

Rencana dipakai sengkang rangkap 4, tulangan D12 (  $A_s \text{ ada} = 452,4 \text{ mm}^2$  )

Jumlah lapis sengkang (n) :

$$n = \frac{2975,29}{425,4} = 6,99 \approx 7 \text{ lapis}$$

b. Tulangan geser vertikal

$$\begin{aligned} V_{cv} &= V_{jh} \times \left( 0,6 + \frac{N_{u,k}}{f_c' \times A_g} \right) \\ &= 1897157 \times \left( 0,6 + \frac{4278520}{24,6 \times 600 \times 600} \right) \\ &= 2054851,87 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{sv} = V_{jh} - V_{cv}$$

$$= 1897157 - 2054851,87 = -157694,76 \text{ N}$$

$V_{cv} > V_{jv}$  (nilai negatif) → Jadi tidak perlu tulangan geser vertikal atau sudah terwakili dengan kekuatan tulangan vertikal dari kolom

## 6.5. Perencanaan dinding geser

### 6.5.1. Umum

*Shearwall* dalam gedung berguna untuk menahan gaya geser dan momen-momen yang terjadi akibat gaya lateral. Perancangan *shearwall* berdasarkan SK SNI '91 bab 3.3 sebagai struktur pemikul beban lentur dan aksial serta sebagai struktur dinding. Semua *shearwall* harus dirancang berdasarkan ketentuan yang berlaku kecuali bila resultan dari seluruh beban berfaktor terletak di dalam daerah segitiga, tebal dinding dapat dirancang dengan metode perancangan empirik (SK SNI '91 pasal 3.7.5.1).

### 6.5.2. Kuat beban aksial rancang

Kuat beban aksial rancang  $\phi P_{nw}$  berdasarkan SKSNI '91 pasal 3.7.5.2 pers. 3.7.1 :

$$\phi P_{nw} = 0,55 \times \phi \times f_c' \times A_g \times \left(1 - \left(\frac{k \times l_c}{32 \times h}\right)^2\right)$$

dimana :

$$\phi = 0,70$$

$$k = 0,8 \text{ (dikekang pada salah satu ujungnya)}$$

$l_c$  = jarak vertikal antara dua tumpuan

$h$  = tebal dinding

### 6.5.3. Perencanaan kekuatan lentur *shearwall* tinggi

Penulangan lentur pada dinding geser (*shearwall*) ini diberikan pada ujung-ujung dinding geser dengan memberi penebalan tulangan di daerah ujung dinding geser, ini dimaksudkan untuk menjamin daktilitas dan kekuatan

Kekuatan lentur dinding geser :

$$M_u = 0,5 \times A_s \times f_y \times L_w \times \left(1 + \frac{N_u}{A_s \times f_y}\right) \times \left(1 - \frac{c}{L_w}\right)$$

atau

$$M_n = A_s \times f_y \times L$$

setelah ditaksir  $A_s$  dan  $t$ , maka :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \rightarrow L = L_w - \frac{t+a}{2}$$



Gambar 6-3. Rencana penulangan lentur *shearwall*

#### 6.5.4. Perencanaan kuat geser

bila,  $\frac{P_u}{A_g} < 0,2 \times f_c' \rightarrow$  dan di sendi plastis kontribusi beton diabaikan dan dipasang tulangan horisontal  $\rightarrow 0,25 \%$

Kuat geser rencana bagi dinding geser pada penampang dasar sehubungan dengan adanya pembesaran dinamis :

$$V_{u,d \max} = \alpha_d \times 0,7 \times \frac{M_{kap,d}}{M_{E,d \max}} \times V_{E, \max} \quad (\text{SK SNI 3.14.7 butir 3})$$

di sendi plastis ;

$$V = \frac{V_n}{b \times d}$$

$$\text{perlu tulangan } A_s \text{ horisontal} = \frac{V_n \times b_w \times S}{f_y}$$

- kuat geser yang disumbangkan oleh beton :

Perencanaan geser harus dilakukan berdasarkan SK SNI '91 pasal 4.10, dimana dinyatakan bahwa :

- Kuat geser  $V_n$  pada sebarang penampang horisontal terhadap geser bidang dinding tidak boleh lebih besar dari  $\left(\frac{5}{6} \times \sqrt{f_c'} \times h \times d\right)$

- Untuk kuat geser  $V_c$  diambil dari nilai terkecil dari persamaan di bawah ini (SK SNI '91 pasal 3.4.10.6) :

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{4}\right) \times h \times d + \frac{N_u \times d}{4 \times l_w}$$

atau

$$V_c = \left( \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{2} + \frac{l_w \left( \sqrt{f_c'} + 2 \left( \frac{N_u}{l_w h} \right) \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) \div 10 \right) \times h \times d$$

dimana :

$l_w$  = panjang horisontal dinding

$d = 0,8 l_w$  (SK SNI '91 pasal 3.4.10.4)

tidak berlaku jika  $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}\right)$  bernilai negatif, sedangkan  $V_c$  sendiri tidak

boleh lebih dari  $\left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) \times h \times d$  (SK SNI '91 pasal 3.4.10.5)



- Rasio tulangan geser horisontal ( $\rho_h$ ) tidak boleh kurang dari 0,0025 dengan spasi ( $s_x$ ) tidak boleh lebih dari  $\frac{lw}{5}$  atau 500 mm. (SK SNI '91 pasal 3)
- Rasio tulangan geser vertikal terhadap luas bruto penampang horisontal beton tidak boleh kurang dari  $\rho_v$ . (SK SNI '91 pasal 3.4.10.9.4)  
$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{hw}{lw} \right) \times (\rho_v - 0,0025)$$
 (SK SNI '91 pasal 3.4.10.5)  
ataupun 0,0025 tetapi tidak harus lebih besar dari tulangan perlu dengan spasi ( $s_y$ ) tidak boleh lebih dari  $\frac{lw}{3}$ ,  $3h$  atau 500 mm.

Selain itu perlu diperhatikan syarat-syarat penulangan untuk struktur dengan tingkat daktilitas penuh.

Syarat-syarat penulangan pada dinding geser :

1. Dalam segala hal tidak boleh kurang dari persyaratan untuk struktur tingkat daktilitas
2. Dimensi tulangan  $< \frac{1}{10} d$
3. Untuk dinding dengan tebal  $d \geq 200$  mm, maka di setiap arah harus di pasang 2 lapis tulangan. (SK SNI '91 pasal 3.14.9.7.2b)  
Persyaratan di atas bertujuan untuk :
  - Melindungi kerusakan beton akibat adanya beban tertukar terutama pada keadaan *inelastic*.
  - Mengendalikan lebar retak yang akan timbul pada dinding karena penyebaran tulangan lebih merata sepanjang dan setinggi segitiga dinding tersebut.
4. Jarak antar tulangan vertikal
  - $\leq 200$  mm, dalam daerah ujung
  - $\leq 300$  mm, diluar daerah ujung(SK SNI '91 pasal 3.14.9.7.3f)
5. Jarak antar tulangan horisontal
  - $\leq 200$  mm, untuk daerah ujung
  - $\leq 3 d$  atau
  - $\leq \frac{ld}{5}$  atau
  - $\leq 450$  mm, untuk daerah luar ujung (ambil yang terkecil) (SK SNI '91 pasal 3.14.9.7.3h)

Keterangan :

panjang daerah ujung adalah :

-  $l_d$

-  $\frac{h_d}{6}$ , maksimum  $2 l_d$

dari ketiga syarat tersebut ambil yang terbesar (SK SNI '91 pasal 3.14.9.7.3i)

Sehingga bila dalam perhitungan tidak memenuhi syarat seperti tersebut di atas maka penulangannya harus mengikuti syarat-syaratnya.

Dinding geser dirancang sedemikian rupa sehingga memenuhi batasan-batasan dari Standart Beton 1991, dimana daya dukung aksial dinding ditentukan dengan metoda perencanaan empirik.

#### 6.5.5. Contoh perhitungan penulangan dinding geser :

Langkah-langkah perhitungan penulangan dinding geser dilakukan sebagai berikut :

$$P_u = 3769100 \text{ N}$$

$$V_u = 63842 \text{ N}$$

$$V_E = 115310 \text{ N}$$

$$M_u = 607020 \text{ N-m}$$

$$M_E = 956250 \text{ N-m}$$

Kuat beban aksial dinding geser :

$$\begin{aligned} \phi P_{nw} &= 0,55 \times 0,7 \times 24,6 \times 300 \times 2500 \times \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 4000}{32 \times 300} \right)^2 \right] \\ &= 6314000 \text{ N} > 3769100 \text{ N} \quad \dots\dots\dots \text{ oke !} \end{aligned}$$

- Penulangan lentur dinding geser

$$M_u = 607020 \text{ N-m}$$

$$M_n = \frac{607020}{0,8} = 758775 \text{ N-m}$$

Pendekatan pertama : misalkan  $L = 200 \text{ cm}$





Penampang beton cukup kuat untuk menahan gaya geser maka cukup digunakan tulangan minimum (2D10,  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$ )

Beban geser maksimum pada dasar dinding geser :

$$V_{u,d \text{ maks}} = 1,3 \times 0,7 \times \frac{1384275,74}{956250} \times 115310$$

$$= 151900,61 \text{ N}$$

$$V = \frac{151900,61}{30 \times (250 - 30)} = 2,3 \text{ kg/m}^2$$

jarak maksimum tulangan horisontal diambil = 20 cm

Luas tulangan horisontal :

$$A_{S_{\text{horisontal}}} = \frac{2,3 \times 30 \times 20}{3900} = 0,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{diambil tulangan horisontal berlapis dua (2 D10} = 1,58 \text{ cm}^2\text{), dipasang setinggi } L_w$$

Jadi digunakan tulangan horisontal D10-200

- Penulangan geser vertikal

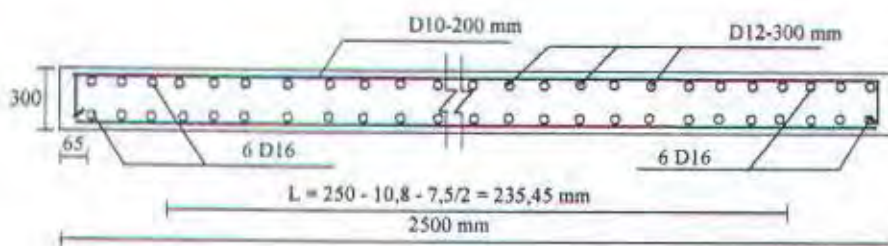
Rasio  $\rho_n$  dari tulangan geser vertikal terhadap luas bruto penampang horisontal beton tidak boleh kurang dari 0,0025 :

$$\rho_n = 0,0025 + 0,5 \times \left( 2,5 - \frac{4000}{2500} \right) \times (0,0011 - 0,0025) \rightarrow \text{karena nilai kecil,}$$

maka :

$$A_s \text{ vertikal} = 0,0025 \times 300 \times 2000 = 1500 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan horisontal 2 lapis D12-300 ( $A_s \text{ ada} = 1809,6$ )



Gambar 6-4. Sket rencana penulangan dinding geser



***BAB VII***  
***PERENCANAAN PONDASI***



---

## BAB VII PERENCANAAN PONDASI

### 7.1. Metode analisa

Perencanaan pondasi yang akan dibahas dalam bab ini meliputi : perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan, perencanaan poer (*pile cap*) dan perencanaan sloof (*tie beam*). Dalam perencanaan pondasi terdapat dua jenis pondasi yang umum dipakai yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif kecil. Untuk struktur dengan beban yang besar seperti gedung yang berlantai banyak tidak cukup dengan memakai pondasi dangkal, melainkan harus memakai pondasi dalam. Macam-macam pondasi dalam adalah : pondasi tiang pancang, tiang bor (pondasi sumuran), pondasi *Caisson* dan lain-lainnya.

Pondasi pada gedung ini direncanakan dengan menggunakan pondasi tiang pancang yaitu tiang pancang produksi dari PT. WIJAYA KARYA (WIK). Dalam perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan akan digunakan data tanah hasil uji dari *Standard Penetration Test* (SPT).

### 7.2. Data tanah

Data-data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan penyelidikan tanah di lapangan. Adapun data yang telah tersedia di lapangan meliputi : data penyelidikan tanah hasil uji SPT dan Boring. Dengan demikian dapat diketahui jenis tanah yang ada dan jumlah pukulan pada hammer (SPT).

### 7.3. Perencanaan Jumlah Tiang Pancang

Gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang sebab jenis tanah di bawahnya adalah lempung lembek yang sangat kohesif, sehingga daya dukung berdasarkan kekuatan desak tanah saja tidak bisa diharapkan.



= 40 t/m<sup>2</sup>, untuk tanah pasir

Ap = luas penampang ujung tiang

qp = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \times A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1\right) \times A_s$$

qs = tegangan akibat *frottement* lateral dalam t/m<sup>2</sup>

Ns = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam dengan batasan :

$$3 \leq N \leq 50$$

As = keliling x panjang tiang

b. Hasil uji sondir

Menurut *mayerhof*, perhitungan daya dukung tiang berdasarkan data sondir harus memperhitungkan daerah tanah yang mengalami keruntuhan geser akibat penetrasi conus yaitu pada daerah 4D di bawah tiang dan 4D di atas tiang, dimana D = diameter tiang.

Penentuan harga *Conus* tidak diambil langsung dari harga *Conus* di ujung tetapi diambil rata-rata sepanjang daerah keruntuhan.

$$Q_c = C_n \text{ rata-rata ujung} \times A \text{ ujung}$$

Pengaruh lekatan tanah kohesif diperhitungkan sebagai kekuatan tambahan daya dukung tanah.

$$Q_s = O \times JHP$$

Daya dukung ultimate dari tiang yang berdiri sendiri didapat dari penjumlahan kedua di atas.

$$Q_u = Q_s + Q_c$$

Daya dukung ijin dari satu tiang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang dibagi angka keamanan.

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = \frac{Q_p}{sf_1} + \frac{Q_s}{sf_2}$$

Jadi daya dukung ijin satu tiang :

- Hasil uji SPT

$$P_{ijin} \text{ 1 tiang} = (\bar{N}_p \times K) \times A_p + \left( \frac{\bar{N}_s}{3} + 1 \right) \times A_s$$

- Hasil uji sondir

$$P_{ijin} \text{ 1 tiang} = \frac{A_{ujung \text{ tiang}}}{3} + \frac{O \times JHP}{5}$$

### 7.3.3. Daya dukung tiang dalam kelompok

$$\bar{P}_{ult.} = \bar{P} \text{ ijin 1 tiang} \times \text{Eff}(\eta)$$

Faktor efisiensi adalah : (menurut *Los Angeles Group - Action formula*)

$$\text{eff.}(\eta) = 1 - \frac{D}{\pi \times S \times m \times n} \times \left\{ m \times (n - 1) + n \times (m - 1) + \sqrt{2} \times (m - 1) \times (n - 1) \right\}$$

dimana :

- D = diameter tiang ( m )
- m = jumlah baris
- n = jumlah tiang dalam satu baris

### 7.3.4. Beban maksimum pada tiang akibat aksial dan momen

$$P_{maks} = \frac{\sum P_u}{n} + \frac{M_x \cdot X_{maks}}{\sum X^2} + \frac{M_y \cdot Y_{maks}}{\sum Y^2} \leq \bar{P}_{ult}$$

dimana :

- $\bar{P}_{ult}$  = Daya dukung ijin tiang dalam kelompok
- $P_{maks}$  = Beban maksimum 1 tiang pancang
- $\sum P_u$  = Jumlah total beban aksial
- $M_x$  = Momen yang terjadi pada arah X
- $M_y$  = Momen yang terjadi pada arah Y
- $X_{maks}$  = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- $Y_{maks}$  = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- $\sum X^2$  = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang
- $\sum Y^2$  = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang

**7.3.5. Contoh perhitungan daya dukung tiang pancang**

Untuk gaya-gaya dalam pada perencanaan pondasi digunakan momen kapasitas pada kolom. Untuk lebih jelasnya diambil contoh perhitungan perencanaan pondasi tiang pancang pada join 9 dengan data-data sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_u &= 429,67 \text{ ton} \\ M_x &= 25,62 \text{ ton-m} \\ M_y &= 7,54 \text{ ton-m} \\ H_x &= 2,198 \text{ ton} \\ H_y &= 0,985 \text{ ton} \end{aligned}$$

**Menghitung daya dukung tiang pancang**

Direncanakan menggunakan tiang pancang produksi PT. Wijaya Karya (WIKA) tipe 400 A2 dengan spesifikasi bahan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_s &= 4,62 \text{ cm}^2 & M_{\text{crack}} &= 9 \text{ ton-m} \\ A_c &= 765,77 \text{ cm}^2 & M_{\text{ult.}} &= 8,25 \text{ ton-m} \\ W &= 5405,79 \text{ cm}^3 & P_{\text{ijin 1 tiang}} &= 112,87 \text{ ton} \\ D &= 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

a. Berdasarkan hasil uji SPT (*Standard Penetration Test*)

Dari grafik perhitungan daya dukung ijin 1 tiang pancang hasil SPT maka direncanakan kedalaman pemancangan tiang pancang ( $z$ ) = 19 meter, dimana :

Menurut *Luciano Decourt* :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \times A_p = (N_p \times K) \times A_p$$

$$N_p = \frac{31 + 36 + 33}{3} = 33,33 \text{ blow/feet}$$

$$\text{dimana : } A_p = 1/4 \times \pi \times B^2 = 1/4 \times 3,14 \times 0,4^2 = 0,126 \text{ m}^2$$

$$Q_s = q_s \times A_s = (N_s/3 + 1) \times A_s$$

$$N_s = \frac{1 + 1 + 26 + 36}{4} = 16 \text{ blow/feet}$$

$$\text{dimana : } \pi \times B \times L = 3,14 \times 0,4 \times 19 = 23,864 \text{ m}^2$$

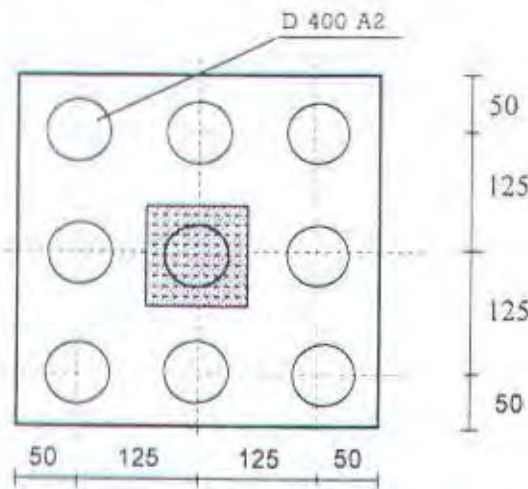




$$\begin{aligned}
 P_{ijin} \text{ 1 tiang} &= \frac{(N_p \times K) \times A_p}{2} + \frac{(N_s/3 + 1) \times A_s}{3} \\
 &= \frac{(33,33 \times 25) \times 0,126}{2} + \frac{(16/3 + 1) \times 23,864}{3} \\
 &= 102,87 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$P_{ijin} \text{ 1 tiang} = 102,87 \text{ ton} < P_{ijin} \text{ ,bahan tiang type 400 A2} = 112,87 \dots\dots\text{oke !}$

b. Perencanaan jumlah tiang pancang



Gambar 7-1. Rencana jumlah tiang pancang

Mencari efisiensi : (menurut *Los Angeles Group - Action formula*)

$$\begin{aligned}
 \text{eff. } (\eta) &= 1 - \frac{D}{\pi \times S \times m \times n} \times \left\{ m \times (n - 1) + n \times (m - 1) + \sqrt{2} \times (m - 1) \times (n - 1) \right\} \\
 &= 1 - \frac{40}{\pi \times 1,25 \times 3 \times 3} \times \left\{ 3 \times (3 - 1) + 3 \times (3 - 1) + \sqrt{2} \times (3 - 1) \times (3 - 1) \right\} \\
 &= 0,80017
 \end{aligned}$$

$P_{ijin} \text{ 1 tiang pancang} = 0,80017 \times 112,87 = 90,31 \text{ ton}$

Ukuran poer (*pile cap*) = 350 x 350 x 125 cm (Berat jenis beton = 2400 kg/m<sup>3</sup>)

Gaya normal rencana :

- beban bangunan + gempa = 429,67 ton
- berat poer = 3,5 x 3,5 x 1,25 x 2,400 = 36,75 ton
- berat total = 466,42 ton

Beban maksimum tiang :

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{M_y \cdot Y_{\max}}{\sum Y^2} \leq \bar{P}_{\text{ijin}} \text{ 1 tiang} \\
 &= \frac{429,67}{9} + \frac{25,62 \times 1,25}{3 \times 2 \times (1,25)^2} + \frac{7,54 \times 1,25}{3 \times 2 \times (1,25)^2} \\
 &= 52,16 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} \text{ 1 tiang} = 90,31 \text{ ton} \quad \dots\dots\dots \text{ oke !}
 \end{aligned}$$

**7.4. Kontrol tiang terhadap gaya lateral (horisontal)**

Tiang pancang harus mampu menerima gaya tekan aksial dan momen akibat gaya horisontal dengan cara mengubah gaya horisontal menjadi momen tambahan yang bekerja pada tiang pancang. Momen yang terjadi akibat gaya horisontal ini harus dicek terhadap kekuatan bending dari tiang pancang yang digunakan.

Untuk mendapatkan momen akibat gaya horisontal ini, dapat menggunakan rumus-rumus yang terdapat pada buku Pedoman Perencanaan Untuk Beton Bertulang dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung tahun 1983 (PPUBBSTBG '83) atau *Pile Foundation Analysis and Design by H.G.Poulos and E.H.Davis*.

PPUBBSTBG '83 menyebutkan bahwa tiang pancang dapat dibedakan antara tiang pendek dan tiang panjang. Tiang disebut tiang panjang jika panjang tiang yang ada lebih dari panjang penunjang, yaitu panjang yang diperlukan oleh tiang untuk menyalurkan momen luar (M) dan beban horisontal (H) akibat beban kerja dari atas tiang ke tanah sekelilingnya tanpa melampaui tegangan lateral yang diijinkan.

Panjang penunjang L dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$L = 1,68 \times \left( 3 \sqrt{\frac{M_0}{R}} \right)$$

atau dapat ditentukan dengan menggunakan grafik pada gambar B-2 (khusus untuk tiang pendek) buku Pedoman Perencanaan Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983, dimana :



- $L$  = panjang penunjang tiang  
 $M_o$  = momen luar pada ujung tiang dalam kg-m/m  
 $R$  = tegangan tanah lateral yang diijinkan  
 = 3500 kg/cm/m (untuk tanah lempung pasir)

kategori tiang panjang jika : Panjang tiang >  $L_2$

dimana :

$$L_2 = 2,2 L_1$$

$$L_1 = f + 1,5 D$$

$$f = \frac{H}{9 \times Cr \times D}$$

$L_1$  = kedalaman dimana momen lentur adalah maksimum

$L_2$  = kedalaman dimana momen lentur adalah nol

Untuk single pile,  $D$  = diameter tiang

Untuk pile group,  $D$  = lebar dari kelompok tiang yang tegak lurus arah beban

**Contoh perhitungan :**

Berdasarkan jumlah kemampuan masing-masing tiang :

Gaya lateral yang bekerja pada tiang kolom 9 yaitu :

$$H_x = 2,198 \text{ ton}$$

$$H_y = 0,985 \text{ ton}$$

$$H_{total} = \sqrt{2,198^2 + 0,98^2} = 2,41 \text{ ton}$$

Momen leleh bahan Mult = 8,25 ton-m (brosur WIKA D40 type A2),

checking tiang panjang atau tiang pendek dilakukan dengan memperhitungkan keadaan sifat tanah. Dalam hal ini diperlukan harga  $Cr$ , yaitu geser rencana dari tanah dimana dihitung dengan rumus :

$$Cr = 0,5 \times Cu$$

$Cu$  = kekuatan kohesi tanah

harga  $Cu$  diperoleh dari hasil test triaksial = 2,81 ton/m<sup>2</sup>, dengan demikian harga

$$Cr = 0,5 \times 2,81 = 1,405 \text{ ton/m}^2$$

dalam satu titik terdapat 9 tiang, sehingga harga :  $H = \frac{2,41}{9} = 0,27 \text{ ton}$



sehingga kategori panjang tiang dapat dihitung

$$f = \frac{H}{9 Cr D} = \frac{0,27}{9 \times 1,41 \times 0,4} = 0,05 \text{ m}$$

$$L1 = f + 1,5 D = 0,05 + 1,5 \times 0,4 = 0,65 \text{ m}$$

$$L2 = 2,2 \times L1 = 2,2 \times 0,65 = 1,43 \text{ m}$$

Panjang tiang yang ada 19 m > 1,43 m, jadi tiang termasuk dalam kategori tiang panjang.

Untuk *restraint pile* (tiang pancang yang ujungnya tertahan) didapatkan harga (*Pile Foundation Analysis and Design by H.G.Poulos and E.H.Davis*, bab-7)

#### Kuat Geser tanah

$$\begin{aligned} \text{Ho untuk 1 tiang} &= 9 \times Cu \times D \times (L - 1,5D) \\ &= 9 \times 0,281 \times 40 \times (1900 - 1,5 \times 40) = 186134 \text{ kg} \\ &= 186,1 \text{ ton} > H \text{ yang terjadi} = 0,27 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{ oke !} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} \text{Hu} &= 0,27 \text{ ton} \\ M_{\text{yield}} \text{ terjadi} &= \text{Hu} \times (1,5D + 0,5f) \\ &= 270 \times (1,5 \times 40 + 0,5 \times 5) = 16875 \text{ kg-cm} \\ &= 0,17 \text{ ton-m} < M_{\text{yield}} \text{ tiang} = 8,25 \text{ ton-m} \dots\dots\dots \text{ oke !} \end{aligned}$$

#### Kuat momen sambungan poer dan tiang pancang

$$\begin{aligned} M_{\text{yield}} \text{ terjadi} &= 0,17 \text{ ton-m} \\ \text{Pu untuk 1 tiang} &= 52,16 \text{ ton} \\ f_c' \text{ poer} &= 24,6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$K = \frac{521600}{24,6 \times Ag} = 0,17$$

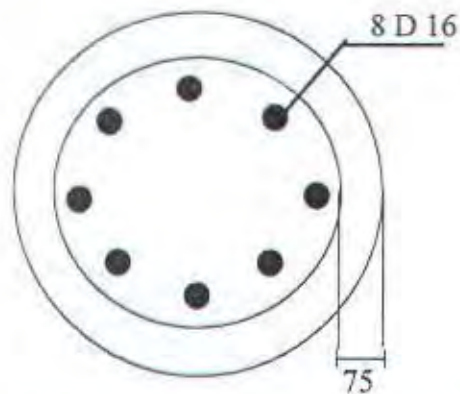
$$K \frac{e}{h} = \frac{1700000}{24,6 \times Ag \times h} = 0,001$$

dari diagram interaksi M-N diperoleh :

karena  $\rho$  dibawah  $\rho_{min} = 1 \%$ , dipakai  $\rho_{min} = 1 \%$

$$A_s = \rho_{min} \times A_g = 0,01 \times 0,785 \times 400^2 = 1256 \text{ mm}^2$$

dipakai 8 D16 ( $A_{s_{ada}} = 1607,68 \text{ mm}^2$ )



TIANG PANCANG WIKA D 400 TYPE A2

Gambar 7-2. Rencana penulangan sambungan tiang pancang dengan poer

### 7.5. Perencanaan poer (*pile cap*)

Poer direncanakan terhadap gaya geser pons pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Untuk kolom dengan tulangan D22, panjang penyaluran  $l_d$  diambil yang menentukan di bawah ini :

$$\begin{aligned} l_d &= 0,02 \times A_b \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \\ &= 0,02 \times 387,1 \times \frac{390}{\sqrt{24,6}} \\ &= 608,77 \text{ mm} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

tetapi tidak kurang dari :

$$\begin{aligned} l_d &= 0,06 \times d_b \times f_y \\ &= 0,06 \times 22 \times 390 \\ &= 515 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan panjang penyaluran dari batang tulangan kolom tersebut di atas maka direncanakan tebal pile cap sebesar 125 cm. Pertimbangan lain dalam menentukan tebal poer adalah geser pons yang terjadi.

### 7.5.1. Kontrol geser pons pada poer

Dalam merencanakan tebal poer harus dipenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Berdasar SK SNI '91 pasal 3.4.11 butir 2.

Untuk kelenturan dua arah, kekuatan geser nominal pada penampang yang berjarak  $d/2$  dari sisi kolom adalah :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) \times b_o \times d, \text{ atau}$$

nilai di atas tidak boleh lebih besar dari :

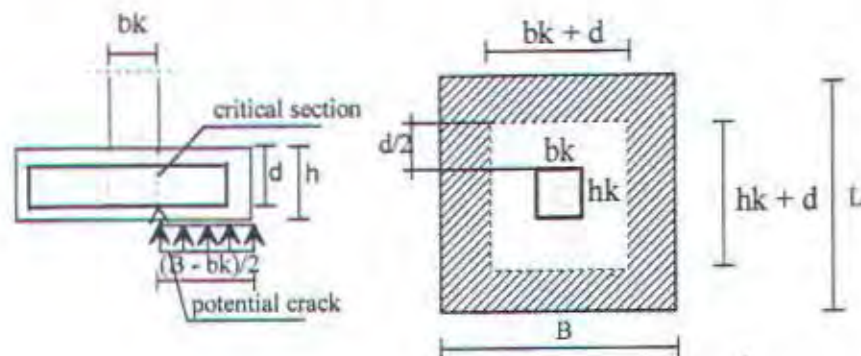
$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

dimana :

$$\beta_c = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek dari beban terpusat}$$

$$= \frac{350}{350} = 1,0 \text{ (kolom bujur sangkar)}$$

$$b_o = \text{keliling dari penampang kritis poer} = 2 \times (b_k + d) + 2 \times (h_k + d)$$



Gambar 7-3. Penampang kritis poer



**7.5.2. Contoh perhitungan geser pons pada poer**

Kontrol kekuatan geser secara kelompok :

Data-data poer dan gaya dalam yang bekerja :

$$\text{Beban Pu} = 429,67 \text{ ton}$$

$$\text{Mutu beton } f_c' = 24,6 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal poer (h)} = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{D tul. utama} = \text{D25}$$

$$\text{decking} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif } d = 1250 - 150 - 25 - 0,50 \times 25 = 1062,5 \text{ mm}$$

$$b_o = 2 \times (600 + 1062,5) + 2 \times (600 + 1062,5) = 6650 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{c_1} &= \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \frac{\sqrt{24,6}}{6} \times 6650 \times 1062,5 \\ &= 17522180 \text{ N} \\ &= 1752,18 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c_2} &= \frac{1}{3} \times \sqrt{24,6} \times 6650 \times 1062,5 \\ &= 11681453 \text{ N} \\ &= 1168,15 \text{ ton (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\phi V_{c_2} = 0,6 \times 1168,15 \text{ ton} = 700,89 \text{ ton} > V_u = 466,42 \text{ ton} \dots \text{ oke !}$$

Kontrol kekuatan geser secara individu (1 tiang) :

Dengan jarak tiang yang satu dengan yang lain 1,25 m, keliling kritis tidak overlap.

$$P_{\text{max 1 tiang}} = 52,16 \text{ ton}$$

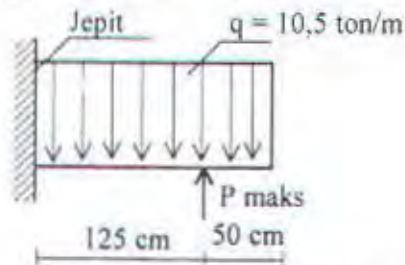
$$b_o = \pi \times (400 + 1062,5) = 4592,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{24,6} \times 4592,5 \times 1062,5 \\ &= 4840338 \text{ N} \approx 484,034 \text{ ton} > P \text{ 1 tiang} = 52,16 \text{ ton} \dots \text{ oke !} \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons.

### 7.5.3. Penulangan lentur poer

Untuk perhitungan penulangan lentur poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$ . Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 7-4. Asumsi perencanaan poer

dimana :  $P_1 = 112,87$  ton

$$q = 1,25 \times 3,5 \times 2,4 = 10,5 \text{ ton/m}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 1,2 \times (L \times 3 P_{maks}) - 1/2 \times q \times L^2 \\ &= 1,2 \times 1,25 \times 3 \times 112,87 - 1/2 \times 10,5 \times (1,75)^2 \\ &= 491,84 \text{ ton-m} = 4,92 \times 10^9 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

Penulangan arah X

$$dx = 1250 - 150 - 0,5 \times 25 = 1087,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{4,92 \times 10^9}{0,8 \times 3500 \times 1087,5^2} \end{aligned}$$

$$= 1,49$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{390}{0,85 \times 24,6} = 18,65$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times 24,6 \times 0,85}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0276 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times 0,0276 = 0,0207$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{1}{18,65} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,49}{0,85 \times 24,6}} \right) \\ &= 0,00397 > \rho_{\text{min}} = 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00397 \times 3500 \times 1087,5 \\ &= 15110 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Dipakai tulangan 30 D25 ( $\text{As}_{\text{ada}} = 15201 \text{ cm}^2$ )

$$\text{Jarak pemasangan} = \frac{350 - (2 \times 12)}{30} = 10,8 \text{ cm}$$

dipakai jarak pemasangan tulangan = 10 cm

Penulangan arah Y

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{4,92 \times 10^9}{0,8 \times 350 \times 1087,5^2} \\ &= 1,49\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{18,65} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,49}{0,85 \times 24,6}} \right) \\ &= 0,00397 > \rho_{\text{min}} = 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00397 \times 3500 \times 1087,5 \\ &= 15110 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Dipakai tulangan 30 D25 ( $\text{As}_{\text{ada}} = 15201 \text{ cm}^2$ )

$$\text{Jarak pemasangan} = \frac{350 - (2 \times 12)}{30} = 10,8 \text{ cm}$$

dipakai jarak pemasangan tulangan = 10 cm



7.5.4. Perhitungan geser pada penampang kritis pada poer

Geser yang terjadi pada daerah kritis kolom harus dikontrol. Apabila geser yang terjadi lebih besar dari geser nominal beton, maka dibutuhkan tulangan geser yang diambil dari bengkokan tulangan utama D25 ke atas.

Contoh perhitungan :

$$\text{Tulangan geser} = D25, A_v = 4 \times 506,7 = 2026,8 \text{ mm}^2 \text{ (4 kaki)}$$

$$P_{\text{max 1 tiang}} = 112,87 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Penampang kritis} &= (b_k + d)/2 = (600 + 1062,5)/2 \\ &= 831,25 \text{ mm, dari pusat kolom} \end{aligned}$$

$$\text{decking (dc)} = 15 \text{ cm}$$

$$d'' = 15 + 2 D \text{ tul. utama} = 20 \text{ cm}$$

$$V_u = P_{\text{max}} - q \times L$$

$$= 3 \times 112,87 - 10,5 \times 1,75 = 320,235 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24,6} \times 3500 \times 1062,5$$

$$= 1844440 \text{ N}$$

Spasi maksimum tulangan geser

$$\begin{aligned} S_{\text{perlu}} &= \frac{\phi \times A_v \times f_y \times d}{(V_u - \phi V_c)} \\ &= \frac{0,6 \times 2026,8 \times 390 \times 1062,5}{(3202350 - 1844440)} \\ &= 371,095 \text{ mm} = 37,11 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{ada}} &= \frac{B_{\text{poer}} - 2 \times d''}{n_{\text{tul. utama}} - 1} \\ &= \frac{350 - 2 \times 20}{30 - 1} \\ &= 10,69 \text{ cm} < 37,11 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{ oke!} \end{aligned}$$

## 7.6. Perencanaan sloof (*Tie Beam*)

Beban-beban yang diterima oleh sloof antara lain berat sendiri sloof, berat tembok, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom. (Buku PPSBBSTBUG' 83 - 6.9.2)

### 7.6.1. Dimensi sloof

Penentuan dimensi dari sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan tarik ijin beton yaitu sebesar :

$$f_r = f_{ct} = 0,70 \times \sqrt{f_c'} \quad (\text{PBI '89 psl. 9.5.2.3})$$

### 7.6.2. Contoh perhitungan untuk sloof

Data perencanaan :

$$\begin{aligned} P_u &= 429,67 \times 10\% = 42,967 \text{ ton} \\ f_c' &= 24,6 \text{ MPa} \\ f_y &= 390 \text{ MPa} \\ b &= 350 \text{ mm} \\ h &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tarik ijin} = f_r &= 0,70 \times \sqrt{24,6} \\ &= 3,47 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{r_{ada}} &= \frac{429670}{0,8 \times 350 \times 600} \\ &= 2,56 \text{ MPa} < 3,47 \text{ MPa} \quad \text{..... oke !} \end{aligned}$$

Berarti ukuran sloof telah memenuhi syarat.

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan. Beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti halnya penulangan pada kolom.

Adapun beban pada sloof :

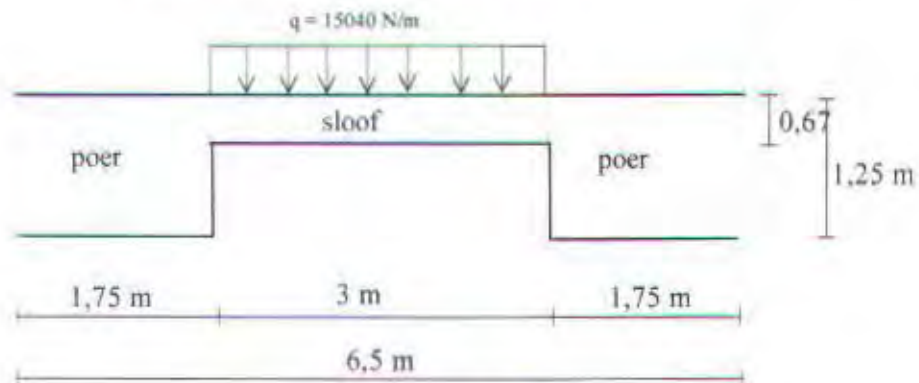
- berat sendiri sloof
- beban tembok

Data material :

- ukuran sloof = 35 x 60 cm
- mutu beton ( $f_c'$ ) = 24,6 MPa
- mutu tulangan ( $f_y$ ) = 390 MPa
- decking ( $d_c$ ) = 50 mm (PBI '89 pasal 7.7.1)
- tulangan utama = D25
- tulangan sengkang =  $\phi$  12

Beban yang diterima sloof :

- Berat aksial  $N_u$  = 42,967 ton = 429670 N
- Berat sendiri sloof =  $0,35 \times 0,6 \times 24000 = 5040$  N/m
- Berat tembok =  $2500 \times 4 = 10000$  N/m
- $q = 5040 + 10000 = 15040$  N/m



Gambar 7-5. Pembebanan pada sloof

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1/12 \times 1.2 \times q \times L^2 \\
 &= 1/12 \times 15040 \times 3^2 \\
 &= 11280 \text{ N-m}
 \end{aligned}$$



$$K = \frac{P_u}{A_g \times f_c'}$$

$$= \frac{429670}{350 \times 600 \times 24,6} = 0,083$$

$$K \frac{e}{h} = \frac{M_u}{A_g \times h \times f_c'}$$

$$= \frac{11280000}{(350 \times 600) \times 600 \times 24,6} = 0,004$$

Dari diagram interaksi M-N nondimensi didapat harga  $\rho_{min} = 0,01$

$$\text{sehingga } A_s = \rho_{min} \times A_g$$

$$= 0,01 \times 350 \times 600$$

$$= 2100 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 6 D22 ( $A_s \text{ ada} = 2323 \text{ mm}^2$ )

### 7.6.3. Penulangan geser sloof

Besarnya gaya geser pada sloof :

$$- q_u = 15040 \text{ N/m}$$

$$- V_u = \frac{1}{2} \times 15040 \times 3$$

$$= 22560 \text{ N}$$

$$- d = 600 - 50 - 12 - \frac{22}{2}$$

$$= 527 \text{ mm}$$

Kuat geser nominal geser yang mampu dipikul beton

$$\phi V_c = \phi \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d \times \left( 1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right)$$

$$= 0,6 \times \frac{\sqrt{24,6}}{6} \times 350 \times 527 \times \left( 1 + \frac{429670}{14 \times 350 \times 600} \right)$$

$$= 104854,302 \text{ N}$$

$$V_u = 22560 \text{ N} < \phi V_c = 62912 \text{ N}$$

Tidak diperlukan tulangan geser hanya dipasang praktis saja.

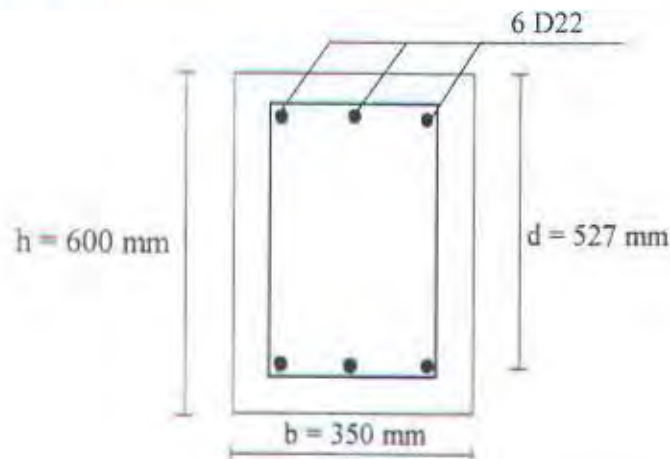
Jadi dipasang tulangan geser praktis  $\phi$  12 - 200 mm

#### 7.6.4. Penulangan pada sloof yang mengalami gaya tarik dan momen

Data perencanaan sloof :

- Ukuran sloof : b = 35 cm
- d = 60 cm
- decking = 50 mm
- diameter tul. utama = D22
- diameter tul. sengkang = D12
- tinggi efektif (d) =  $600 - 50 - 12 - 22/2 = 527$  mm

Dari perhitungan sloof yang mengalami gaya tekan  $N_u = 429670$  akan dikontrol apabila sloof mengalami tarik sebesar  $N_u = 429670$  N dan  $M_u = 11280000$  N-mm



Gambar 7-6. Penampang tulangan sloof

Perhitungan penulangan sloof dilihat dari 2 kondisi, yaitu :

1. Sebelum beton retak
2. Sesudah beton retak

##### 1. Kondisi sebelum beton retak

Dalam kondisi ini beton dan tulangan bersama-sama memikul gaya tarik. Jika tegangan beton yang terjadi telah melampaui tegangan retak ( $f_r$ ), maka beton akan mengalami retak,

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f_c'} = 0,7 \times \sqrt{24,6} = 3,47 \text{ MPa}$$

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

$$E_c = 4,700 \times \sqrt{f_c'} = 4,700 \times \sqrt{24,6} = 23311,24 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23311,24} = 8,579$$

$$A_s = A_s' = 3 \times 1/4 \times \pi \times 22^2 = 1140 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_t &= A_g + (n-1) \times A_s \\ &= 350 \times 600 + [(8,579-1) \times 2 \times 1140] \\ &= 227280 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$W = \frac{I}{y} = \frac{\frac{1}{12} \times b \times h^3}{\frac{1}{2} \times h} = \frac{1}{6} \times b \times h^2 = \frac{1}{6} \times 350 \times 600^2 = 20999999 \text{ mm}^3$$

$$f = \frac{N_u}{A_t} + \frac{M_u}{W} = \frac{429670}{227280} + \frac{11280000}{20999999} = 2,43 \text{ MPa} < f_r = 3,47 \text{ MPa} \dots \text{ oke!}$$

Jadi beton belum retak.

## 2. Kondisi setelah beton retak

Pada kondisi ini yang menerima gaya tarik adalah tulangan baja saja, sedangkan beton sudah tidak dapat menerima gaya tarik lagi. Dan tegangan yang terjadi harus di bawah tegangan tarik ijin.

$$\text{Tegangan tarik ijin (ft ijin)} = 0,75 \times f_y = 0,75 \times 390 = 292,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{N_u}{A_s} + \frac{M_u}{W_s}$$

$$W_s = 2 \times A_s \times (d_1)$$

$$\begin{aligned} d_1 &= h/2 - d_c - D \text{ sengkang} - D \text{ tul. utama}/2 \\ &= 600/2 - 50 - 12 - 25/2 = 227 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$W_s = 2 \times 1140 \times 227 = 517560 \text{ mm}^3$$

$$f = \frac{429670}{2323} + \frac{11280000}{517560} = 206,8 \text{ MPa} < f_{t,ijin} = 292,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{ oke!}$$



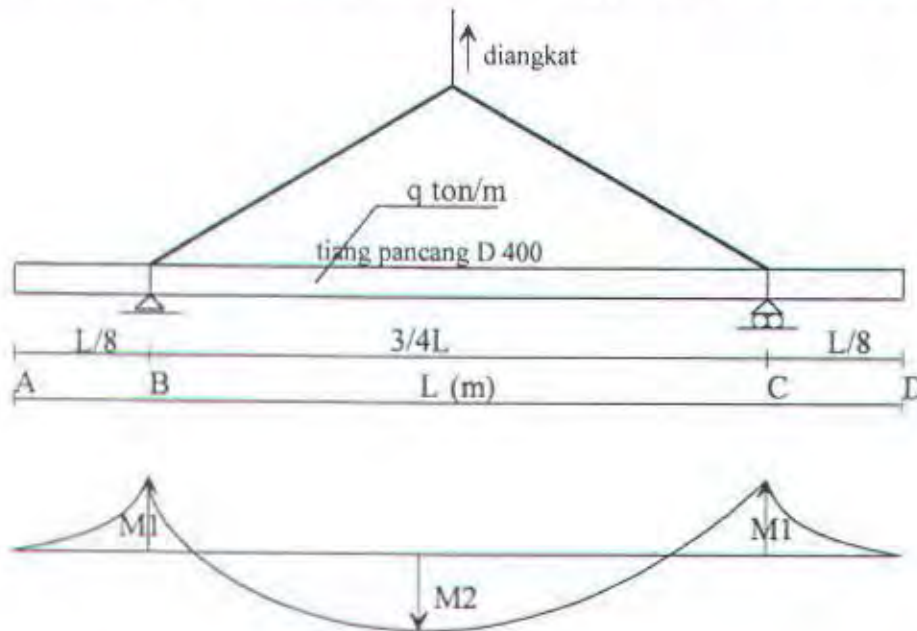
Jadi tulangan 6 D22 bisa dipakai (cukup kuat) untuk menerima gaya tarik pada sloof sebesar  $N_u = 429670$  N dan  $M_u = 11280000$  N-mm

### 7.7. Cek tiang pancang terhadap pengaruh pengangkatan dan pengangkatan

Direncanakan menggunakan tiang pancang produksi PT. Wijaya Karya (WIKA) tipe 400 A2 dengan spesifikasi bahan sebagai berikut :

D = 400 cm	M crack = 5,5 ton-m
Ac = 765,77 cm <sup>2</sup>	M ult. = 8,25 ton-m
W = 5405,79 cm <sup>3</sup>	P <sub>ijin</sub> 1 tiang = 112,87 ton

Direncanakan letak titik tumpuan pengangkatan tiang pancang sebagai berikut :



Gambar 7-7. Rencana pengangkatan tiang pancang

Beban yang bekerja :

$$q = B_v \times A_c$$

$$= 2400 \times 0,0766 = 183,84 \text{ kg/m}$$

Mmax pada tengah bentang B - C :

$$\begin{aligned}M_{max} &= 1/8 \times q \times (3/4L)^2 - 1/2 \times q \times (1/8L)^2 \\&= 1/8 \times 183,84 \times 9/16 \times L^2 - 1/2 \times 183,84 \times 1/16 \times L^2 \\&= 12,93 L^2 - 5,75 L^2 \\&= 7,18 L^2 \text{ kg-m}\end{aligned}$$

misalnya jika L (panjang 1 tiang pancang) = 12 m

$$M = 7,18 \times 12^2 = 1033,92 \text{ kg-m} < M_{crack} = 5500 \text{ kg-m} \quad \text{..... oke !}$$

Maka untuk L < 12 m, momen yang terjadi pasti < M crack ..... oke !



***BAB VIII***  
***KESIMPULAN DAN SARAN***



## BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN

### 8.1. Kesimpulan

Setelah menyelesaikan perencanaan struktur gedung STIKOM ini, dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

Perencanaan struktur yang terdapat pada zone 4 sebaiknya tidak perlu dilakukan dengan daktilitas penuh karena gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur didominasi oleh beban gravitasi. Seperti kita ketahui bahwa pendetailan maupun syarat-syarat yang dituntut dalam perancangan dengan daktilitas penuh relatif lebih rumit. Hal ini tentu akan berpengaruh pada banyak hal antara lain biaya, karena itu perancangan sebaiknya dilakukan dengan daktilitas yang lebih rendah.

Batasan pada gaya-gaya yang diterima elemen kolom baik momen, aksial maupun geser, yaitu :

$$M_{uk} = 1,05 \left[ M_{d,k} + M_{l,k} + \frac{4}{k} M_{e,k} \right]$$

$$N_{uk} = 1,05 \left[ N_{d,k} + N_{l,k} + \frac{4}{k} N_{e,k} \right]$$

$$V_{uk} = 1,05 \left[ V_{d,k} + V_{l,k} + \frac{4}{k} V_{e,k} \right]$$

sebaiknya benar-benar kita perhatikan. Prinsip Strong Column Weak Beam yang dipakai pada perancangan dengan daktilitas penuh menuntut adanya kolom yang lebih kuat daripada balok dengan memakai gaya-gaya yang didapat dari momen kapasitas balok. Biasanya gaya dalam yang didapat dengan cara ini sangat besar sehingga batasan di atas perlu kita tinjau.

### 8.2. Saran

Disain kolom yang baik adalah  $\rho \cong 2\%$ , dan tulangan kolom sebaiknya dipasang secara terkonsentrasi pada ujung-ujung penampang kolom.

Konsep disain dan konsep struktur adalah dua hal yang sangat penting yang harus dipahami sebelum melangkah ke tahap rancang bangun. Misalnya, sejak tahap perancangan sudah harus diperhitungkan konfigurasi struktur yang menghasilkan pusat massa  $\cong$  pusat kekakuan, agar tidak terjadi puntir pada kolom.

Untuk mengetahui apakah hasil analisa struktur utama yang telah dilakukan dengan program bantu SAP90 sudah benar atau belum perlu diadakan pengecekan secara manual.



*DAFTAR PUSTAKA*



## DAFTAR PUSTAKA

- Departemen Pekerjaan Umum, Tata Carap Perhitungan Struktur Beton Untuk Gedung SK SNI T-15-1991-03, D.P.U, Bandung
- Departemen Pekerjaan Umum, Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971, D.P.U, Bandung
- Departemen Pekerjaan Umum, Pedoman Beton 1989, D.P.U, Jakarta 1988
- Departemen Pekerjaan Umum, Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983, Yayasan Pendidikan Masalah Bangunan, Bandung, 1983
- Departemen Pekerjaan Umum, Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung 1983, D.P.U, Bandung, 1983
- Departemen Pekerjaan Umum, Buku Pedoman untuk Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung, D.P.U., Bandung, 1983
- Departemen Pekerjaan Umum, Tata Cara Perencanaan Konstruksi Baja Untuk Bangunan Gedung 1997
- Chu Kia Wang dan Charles G. Salmon, Reinforced Concrete Design, 4 th edition, Harper and Row, New York, 1985
- Jurusan Teknik Sipil ITS, Kursus Perhitungan Konstruksi Beton Bertulang Berdasarkan PBI '89, ITS, Surabaya, 1989
- Jurusan Teknik Sipil ITS, Kursus Singkat Perencanaan Konstruksi Beton Berdasarkan SNI-1993, Tabel, Grafik dan diagram Interaksi untuk Perhitungan Konstruksi Beton Berdasarkan SNI-1993, ITS, Surabaya, 1997
- Vis W.C dan Gideon H. Kusuma, Dasar-Dasar Perencanaan Beton Bertulang, Erlangga, Jakarta, 1994
- Gideon H. Kusuma dan Takim A, Desain Struktur Rangka Beton Bertulang, Erlangga, Jakarta, 1994

Bryan S. Smith dan Alek Coull, Tall Building Structure Analysis and Design, John Wiley dan Sons, Canada, 1991

Wolfgang Schueller, High-Rise Building Structure

Bowles J.E. Foundation for Reinforced Concrete With Design Application, Illinois, 1980

H.G. Poulos dan E.H Davis, Pile Foundation Analysis and Design, The University of Sidney

Buku Catatan dan Kuliah Jurusan Teknik Sipil ITS

*LAMPIRAN*



**TABEL PENENTUAN TEBAL PELAT TWO WAY SLAB  
PADA PELAT LANTAI 2 - 9**

TYPUS PELAT	BALOK	L <sub>1</sub> (cm)	S <sub>1</sub> (cm)	β <sub>1</sub> (L <sub>1</sub> /S <sub>1</sub> )	D <sub>1</sub> (cm)	D <sub>2</sub> (cm)	β <sub>2</sub> (D <sub>1</sub> /D <sub>2</sub> )	h <sub>1</sub> (cm)	h <sub>2</sub> (cm)	α <sub>1</sub>	α <sub>2</sub>	S <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	h <sub>1</sub> (cm)	h <sub>2</sub> (cm)	SYARAT	
A	Tebal Rencana Pelat (L) = 12 - cm																
	L <sub>1</sub> = 325 - 1/2 (25 + 35)																
	S <sub>1</sub> = 325 - 1/2 (25 + 35)																
	BALOK INDIK. TEPI (0555)	295	295	1,00	35	55	78	83	1,40	679552,75	46800	14,52	11,43	1,40	6,95	8,69	oke
	BALOK INDIK. TENGAH (0555)	295	295	1,00	35	55	121	131	1,67	808197,63	46800	17,27	11,43	1,40	6,95	8,69	oke
A1	Tebal Rencana Pelat (L) = 12 - cm																
	L <sub>1</sub> = 325 - 1/2 (25 + 35)																
	S <sub>1</sub> = 325 - 1/2 (25 + 35)																
	BALOK INDIK. TENGAH (0555)	295	295	1,00	35	55	121	121	1,72	325886,48	46800	6,96	11,43	1,40	6,95	8,69	oke
	BALOK ANAK TENGAH (2545)	295	295	1,00	25	45	91	121	1,72	325886,48	46800	6,96	11,43	1,40	6,95	8,69	oke
B*	Tebal Rencana Pelat (L) = 12 - cm																
	L <sub>1</sub> = 460 - 1/2 (60 + 60)																
	S <sub>1</sub> = 325 - 1/2 (25 + 35)																
	BALOK INDIK. TEPI (0555)	400	295	1,36	35	55	78	83	1,40	679552,75	25200	26,97	15,74	3,00	8,80	11,78	oke
	BALOK INDIK. TENGAH (0555)	400	295	1,36	35	55	121	131	1,67	808197,63	50400	16,04	15,74	3,00	8,80	11,78	oke
D	Tebal Rencana Pelat (L) = 12 - cm																
	L <sub>1</sub> = 260 - 1/2 (25 + 25)																
	S <sub>1</sub> = 220 - 1/2 (40 + 25)																
	BALOK ANAK TENGAH (2545)	235	187,5	1,25	25	45	91	73	1,45	274337,61	50400	5,44	7,57	3,03	5,27	6,92	oke
	BALOK ANAK TEPI (2545)	235	187,5	1,25	25	45	58	73	1,45	274337,61	50400	5,44	7,57	3,03	5,27	6,92	oke
E	Tebal Rencana Pelat (L) = 12 - cm																
	L <sub>1</sub> = 300 - 1/2 (40 + 40)																
	S <sub>1</sub> = 210 - 1/2 (40 + 25)																
	BALOK ANAK TENGAH (2545)	275	177,5	1,55	25	45	91	73	1,45	274337,61	50400	5,44	7,57	3,13	5,84	8,10	oke
	BALOK ANAK TEPI (2545)	275	177,5	1,55	25	45	58	73	1,45	274337,61	50400	5,44	7,57	3,13	5,84	8,10	oke

h<sub>1</sub> = h<sub>1</sub>  
 h<sub>2</sub> = h<sub>2</sub>  
 α = β<sub>1</sub>  
 α<sub>1</sub> > 2,0, maka α = 90  
 α<sub>2</sub> > 2,0, maka α = 120

**PENENTUAN TEBAL PELAT ONE WAY SLAB  
PADA PELAT LANTAI 2 - 9**

TYPE PELAT	BALOK PENGAPIT	Ln cm	Sn cm	B = Ln/Sn	bw cm	h cm	TEBAL
<b>PELAT LANTAI</b>							
	Tebal Rencana Pelat = 12 cm						
	Ln = 350 - 1/2 (40 + 40) Sn = 155 - 1/2 (35 + 35)						
C	BALOK ANAK TEPI (35/45)	310	120	2.58	25	45	4.79
	BALOK ANAK TENGAH (35/45)	310	120	2.58	25	45	4.79
	BALOK ANAK TEPI (35/45)	310	120	2.58	25	45	4.79
	BALOK ANAK TENGAH (35/45)	310	120	2.58	25	45	4.79

Syarat tebal pelat dari kriteria lendutan : (SK SNI T-15-1991-03 Tabel 3.2.5a)

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$

$f_y = 390 \text{ Mpa}$

$h_{\min} > L/24 \times (0,4 + 390/700)$





























## TABEL PERHITUNGAN TULANGAN GESER BALOK ANAK PADA LANTAI

$R = 240$  mm  
 $r = 410$  mm  
 $d = 365$  mm  
 $\phi_v = 157$  mm

AS: Balok	Momen (kNm)		DAERAH (tejarak d)		DAERAH (sejarak 2 h)		KONTROL
	M	N	jarak, S (mm)	Syarat (d) (mm)	jarak, S (mm)	Syarat (d2) (mm)	
<b>LANGAN GESER BALOK ANAK MELINTANG</b>							
1. 2 - 3 (60)	46325.30	40737.76	48606.42	300	D10 - 200 mm	300	D10 - 200 mm
1. 3 - 5 (81-42)	8442.80	61548.45	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 5 - 7 (83-64)	68833.50	51549.45	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 7 - 8 (85)	30539.30	40737.76	48606.42	300	D10 - 200 mm	300	D10 - 200 mm
1. 8 - 9 (82-93)	55528.5	58532	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 9 - 4 (84)	41639.1	33400.2	48606.42	300	D10 - 200 mm	300	D10 - 200 mm
1. 4 - 7 (85)	23400.2	36616.78	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 7 - 9 (86-97)	58532	51472.14	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 9 - 1 (116,117)	55528.5	58532	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 1 - 62 (118)	41639.1	33400.2	48606.42	300	D10 - 200 mm	300	D10 - 200 mm
1. 6 - 7 (119)	23400.2	36616.78	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 7 - 9 (120 - 121)	58532	51472.14	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 9 - 2 - 3 (148)	46325.30	40737.76	48606.42	300	D10 - 200 mm	300	D10 - 200 mm
1. 2 - 3 (149,150)	68668.80	68833.50	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 3 - 5 (151,152)	68833.50	68668.80	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 5 - 7 (153)	30539.30	40737.76	48606.42	300	D10 - 200 mm	300	D10 - 200 mm
<b>LANGAN GESER BALOK ANAK MEMANJANG</b>							
1. 2 - 3 (140)	46325.30	40737.76	48606.42	300	D10 - 200 mm	300	D10 - 200 mm
1. 3 - 5 (123-111)	68668.80	68833.50	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 5 - 7 (99-84)	68833.50	68668.80	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 7 - 8 (87)	30539.30	40737.76	48606.42	300	D10 - 200 mm	300	D10 - 200 mm
1. 8 - 9 (196-142)	55528.5	4962.2	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 4 - 7 (125)	41639.1	33400.2	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 4 - 6 (86)	23400.2	36616.78	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 4 - 8 (169-55)	58532	51472.14	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 6 - 7 (158,144)	55528.5	4962.2	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 7 - 9 (137)	41639.1	33400.2	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 6 - 8 (88)	23400.2	36616.78	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 6 - 8 (111, 37)	58532	51472.14	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 3 - 5 (146)	46325.30	40737.76	48606.42	300	D10 - 200 mm	300	D10 - 200 mm
1. 3 - 5 (129,114)	68668.80	68833.50	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 5 - 7 (102,90)	68833.50	68442.80	48606.42	96	D10 - 95 mm	196	D10 - 190 mm
1. 5 - 7 (33)	30539.30	40737.76	48606.42	300	D10 - 200 mm	300	D10 - 200 mm



## TABEL PERHITUNGAN TULANGAN GESER BALOK ANAK PADA AUDITORIUM

$b = 250 \text{ mm}$        $f_c = 24.8 \text{ Mpa}$   
 $h = 450 \text{ mm}$        $f_y = 380 \text{ mm}$   
 $g = 292 \text{ mm}$   
 $AV = 157 \text{ mm}$

No. BALOK	V <sub>U,geser</sub> (mm)			DAERAH (sejarak d)										DAERAH (sejarak 2 h)						
	km	lapangan	kanan	V <sub>U,geser</sub>	eVs	Vib + w	eVs	jerak, S	Syarat	Dipakai	eVs <sub>sejarak</sub>	KONTROL	V <sub>U,geser</sub>	eVs	jerak, S	Syarat	Dipakai	eVs <sub>sejarak</sub>	KONTROL	
	N	N	N	N	N		N	mm	d/4 (mm)	Senggang	N x 1/3 x d x 6 N <sub>sejarak</sub>	V <sub>U</sub> = eVs + eVs1	N		N	mm	d/2 (mm)	Senggang	N x 1/3 x d x 6 N <sub>sejarak</sub>	V <sub>U</sub> = eVs + eVs1
<b>ANGAN GESER BALOK ANAK MELINTANG</b>																				
2-3 (60)	56351.2	-	37413.4	49554.38	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	40746.25	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
3-5 (61-62)	70975.8	10157.3	83223.0	74410.15	48606.42	tidak	25803.73    558.11	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	62989.42	tidak	14383.00    1001.27	196	D10 - 190 mm	75796.29	124402.71	oke!
5-7 (63-64)	83223.0	10157.3	70975.8	74410.15	48606.42	tidak	25803.73    558.11	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	62989.42	tidak	14383.00    1001.27	196	D10 - 190 mm	75796.29	124402.71	oke!
7-8 (65)	37413.4	-	56351.2	49554.38	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	40746.25	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
1-3 (92-93)	67213.4	5852.4	70850.7	63010.91	48606.42	tidak	14404.49    999.78	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	51230.51	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
3-4 (94)	50789.6	-	28549.7	44663.59	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	36724.79	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
6-7 (95)	28549.7	-	50789.6	44663.59	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	36724.79	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
7-9 (96-97)	70850.7	5852.4	67213.4	63010.91	48606.42	tidak	14404.49    999.78	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	48600.46	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
1-3 (116,117)	67213.4	5852.4	70850.7	62305.02	48606.42	tidak	13698.60    1051.30	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	51230.51	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
91-92 (118)	50789.6	-	28549.7	44663.59	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	36724.79	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
6-7 (119)	28549.7	-	50789.6	44663.59	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	36724.79	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
7-9 (120 - 121)	70850.7	5852.4	67213.4	62305.02	48606.42	tidak	13698.60    1051.30	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	48600.46	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
2-3 (148)	56351.2	-	37413.4	49554.38	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	40746.25	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
3-5 (149,150)	70975.8	10157.3	83223.0	63640.15	48606.42	tidak	15033.73    957.93	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	62989.42	tidak	14383.00    1001.27	196	D10 - 190 mm	75796.29	124402.71	oke!
5-7 (151,152)	83223.0	10157.3	70975.8	63640.15	48606.42	tidak	15033.73    957.93	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	62989.42	tidak	14383.00    1001.27	196	D10 - 190 mm	75796.29	124402.71	oke!
7-8 (153)	37413.4	-	56351.2	49554.38	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	40746.25	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
<b>ANGAN GESER BALOK ANAK MAMJANG</b>																				
B - C (140)	56351.2	-	37413.4	49554.38	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	40746.25	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
C - E (123-111)	70975.8	10157.3	83223.0	74410.15	48606.42	tidak	25803.73    558.11	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	62989.42	tidak	14383.00    1001.27	196	D10 - 190 mm	75796.29	124402.71	oke!
E - G (99-84)	83223.0	10157.3	70975.8	74410.15	48606.42	tidak	25803.73    558.11	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	62989.42	tidak	14383.00    1001.27	196	D10 - 190 mm	75796.29	124402.71	oke!
G - H (87)	37413.4	-	56351.2	49554.38	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	40746.25	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
A - C (156-142)	67213.4	5852.4	70850.7	63010.91	48606.42	tidak	14404.49    999.78	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	51230.51	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
C - D (125)	50789.6	-	28549.7	44663.59	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	36724.79	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
F - G (86)	28549.7	-	50789.6	44663.59	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	36724.79	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
G - I (69-55)	70850.7	5852.4	67213.4	63010.91	48606.42	tidak	14404.49    999.78	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	48600.46	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
A - C (158,144)	67213.4	5852.4	70850.7	62305.02	48606.42	tidak	13698.60    1051.30	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	51230.51	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
C - D (127)	50789.6	-	28549.7	44663.59	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	36724.79	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
F - G (88)	28549.7	-	50789.6	44663.59	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	36724.79	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
D - I (71 - 57)	70850.7	5852.4	67213.4	62305.02	48606.42	tidak	13698.60    1051.30	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	48600.46	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
B - C (148)	56351.2	-	37413.4	49554.38	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	40746.25	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!
C - E (129,114)	70975.8	10157.3	83223.0	63640.15	48606.42	tidak	15033.73    957.93	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	62989.42	tidak	14383.00    1001.27	196	D10 - 190 mm	75796.29	124402.71	oke!
E - G (102,90)	83223.0	10157.3	70975.8	63640.15	48606.42	tidak	15033.73    957.93	98	D10 - 95 mm	151592.59	200199.01	oke!	62989.42	tidak	14383.00    1001.27	196	D10 - 190 mm	75796.29	124402.71	oke!
G - H (73)	37413.4	-	56351.2	49554.38	48606.42	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!	40746.25	ya	Tul. sengkang praktis	300	D10 - 200 mm	72006.48	120612.90	oke!



**TABEL PERHITUNGAN TULANGAN TORSI DAN PANJANG PENYALURAN BALOK ANAK PADA LANTAI**

$b_w = 162.5 \text{ cm}$        $f_c = 24.6 \text{ Mpa}$   
 $d = 25 \text{ cm}$            $f_y = 390 \text{ mm}$   
 $h = 45 \text{ cm}$            $E_s = 141562.5 \text{ cm}^2$   
 $c = 392 \text{ mm}$          $K_1 = 150 \text{ mm}$   
 $\text{decking} = 40 \text{ mm}$      $f_2 = 300 \text{ mm}$   
 $A_s = 157 \text{ mm}^2$        $T_{u,des} = 2106.36 \text{ Nm}$

No	AS BALOK	T <sub>u</sub> Nm	Kontrol T <sub>u</sub> < T <sub>u,des</sub>	A <sub>min</sub> mm <sup>2</sup>	Kontrol A <sub>v,des</sub> < A <sub>v,per</sub>	Torsi Nm	A <sub>s</sub> mm <sup>2</sup>	Desain akhir Tul. Balok Anak (mm <sup>2</sup> )			Tul. Tengah (mm <sup>2</sup> )				Jumlah Tulangan Akhir				Kontrol Lenturan (f <sub>lim</sub> + %)	Kontrol Relax ( < 30 MW%)	Panjang Penyaluran (mm)	
								1/4 A <sub>s</sub>	Jarak (As)	Jarak (As)	As (1/2 A <sub>s</sub> )	tangk (As)	tekan (As)	A <sub>s,per</sub>	L <sub>1</sub> (D-16mm)	L <sub>2</sub> (db)						
<b>TULANGAN TORSI DAN PANJANG PENYALURAN BALOK ANAK MELINTANG</b>																						
1	H. 2 - 3 (60)	5.1	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	429.73	228.75	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
2	H. 3 - 5 (61-62)	321.2	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	435.09	231.43	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
3	H. 5 - 7 (63-64)	321.2	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	730.96	379.37	55.56	4-D16	794	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
4	H. 7 - 8 (65)	5.1	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
5	F. 1 - 3 (92-93)	336.8	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
6	F. 3 - 4 (94)	6.3	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
7	F. 6 - 7 (95)	6.3	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
8	F. 7 - 9 (96-97)	336.8	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	444.56	236.17	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
9	D. 1 - 3 (116,117)	336.8	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
10	D. 91 - 92 (118)	6.3	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
11	D. 6 - 7 (119)	6.3	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
12	D. 7 - 9 (120 - 121)	336.8	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
13	B. 2 - 3 (148)	5.1	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	429.73	228.75	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
14	B. 3 - 5 (149,150)	321.2	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	435.09	231.43	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
15	B. 5 - 7 (151,152)	321.2	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	730.96	379.37	55.56	4-D16	794	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
16	B. 7 - 8 (153)	5.1	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560





**TABEL PERHITUNGAN TULANGAN TORSI DAN PANJANG PENYALURAN BALOK ANAK PADA AUDITORIUM**

bc	=	362.5 cm	$f_c'$	=	24.6 Mpa
b	=	25 cm	$f_y$	=	390 mm
h	=	45 cm	$E_x^2 y$	=	141562.5 cm <sup>2</sup>
d	=	392 mm	$x_1$	=	160 mm
decking	=	40 mm	$x_2$	=	360 mm
$f_x$	=	15.7 mm	$f_{u_{des}}$	=	2100.36 Nm

AS BALOK	Tu	Kontrol	AV <sub>des</sub>	Kontrol	Torsi	A <sub>v</sub>	Desain Akter Tul. Balok Anak (mm <sup>2</sup> )			Tul. Tengah (mm <sup>2</sup> )	Jumlah Tulangan Akter			Kontrol	Kontrol	Panjang Penyaluran (mm)					
							1/4 A <sub>v</sub>	tangk (As)	tekan (As')		tangk (As)	tekan (As')	As <sub>perlu</sub>			Lebaran (L <sub>1</sub> + L <sub>2</sub> )	tekan (-30.00mm)	L <sub>1</sub> (D-16mm)	L <sub>2</sub> (D-16mm)		
<b>LANGKAH TORSI DAN PANJANG PENYALURAN BALOK ANAK MELINTANG</b>																					
H. 2 - 3 (60)	6.4	ya	42.74	ya	abaikan	111.11	27.78	518.28	273.03	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
H. 3 - 5 (61-62)	400.4	ya	20.30	ya	abaikan	111.11	27.78	525.69	276.73	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
H. 5 - 7 (63-64)	400.4	ya	20.30	ya	abaikan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
H. 7 - 8 (65)	6.4	ya	42.74	ya	abaikan	111.11	27.78	891.93	459.86	55.56	5-D16	993	3-D16	596	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
F. 1 - 3 (92-93)	408.4	ya	20.30	ya	abaikan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
F. 3 - 4 (94)	7.6	ya	42.74	ya	abaikan	111.11	27.78	525.69	276.73	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
F. 6 - 7 (95)	7.6	ya	42.74	ya	abaikan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
F. 7 - 9 (96-97)	408.4	ya	20.30	ya	abaikan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
D. 1 - 3 (116-117)	408.4	ya	20.30	ya	abaikan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
D. 91 - 92 (118)	7.6	ya	42.74	ya	abaikan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
D. 6 - 7 (119)	7.6	ya	42.74	ya	abaikan	111.11	27.78	525.69	276.73	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
D. 7 - 9 (120-121)	408.4	ya	20.30	ya	abaikan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
B. 2 - 3 (148)	6.4	ya	42.74	ya	abaikan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
B. 3 - 5 (149-150)	400.4	ya	20.30	ya	abaikan	111.11	27.78	525.69	276.73	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
B. 5 - 7 (151-152)	400.4	ya	20.30	ya	abaikan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.56	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
B. 7 - 8 (153)	6.4	ya	42.74	ya	abaikan	111.11	27.78	891.93	459.86	55.56	5-D16	993	3-D16	596	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560



LANGKAN TORSI DAN PANJANG PENYALURAN BALOK ANAK MEMANJANG

2. B. - C (1142)	6.4	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	518.28	273.03	55.95	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
2. C. - E (123-111)	400.4	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
2. E. - G (99-84)	400.4	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
2. G. - H (67)	6.4	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	518.28	273.03	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
4. A. - C (156-142)	408.4	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
4. C. - D (125)	7.6	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	518.28	273.03	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
4. F. - G (86)	7.6	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	518.28	273.03	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
4. G. - I (69-55)	408.4	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
6. A. - C (138-144)	408.4	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
6. C. - D (127)	7.6	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	518.28	273.03	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
6. F. - G (86)	7.6	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	518.28	273.03	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
6. G. - I (75 - 57)	408.4	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
8. B. - C (146)	6.4	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	518.28	273.03	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
8. C. - E (129-114)	400.4	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
6. E. - G (102-90)	400.4	ya	20.30	ya	abakan	111.11	27.78	379.57	203.68	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560
6. G. - H (73)	6.4	ya	42.74	ya	abakan	111.11	27.78	518.28	273.03	55.96	3-D16	596	2-D16	397	2-D13	253	296.26	17.52	312.32	400	560





TABEL COMBINASI GAYA-GAYA DALAM STRUKTUR UTAMA

Tipe	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	Momen (kg-m)			Gaya (kg)			Tegangan (kg/cm <sup>2</sup> )			Torsi (kg-cm)			Perubahan Panjang (mm)																																																																																		
						1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3																																																																																
KASAM 1	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	1-6	1-7	1-8	1-9	1-10	1-11	1-12	1-13	1-14	1-15	1-16	1-17	1-18	1-19	1-20	1-21	1-22	1-23	1-24	1-25	1-26	1-27	1-28	1-29	1-30	1-31	1-32	1-33	1-34	1-35	1-36	1-37	1-38	1-39	1-40	1-41	1-42	1-43	1-44	1-45	1-46	1-47	1-48	1-49	1-50	1-51	1-52	1-53	1-54	1-55	1-56	1-57	1-58	1-59	1-60	1-61	1-62	1-63	1-64	1-65	1-66	1-67	1-68	1-69	1-70	1-71	1-72	1-73	1-74	1-75	1-76	1-77	1-78	1-79	1-80	1-81	1-82	1-83	1-84	1-85	1-86	1-87	1-88	1-89	1-90	1-91	1-92	1-93	1-94	1-95	1-96	1-97	1-98	1-99	1-100











DATE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
10/1/2011	10/2/2011	10/3/2011	10/4/2011	10/5/2011	10/6/2011	10/7/2011	10/8/2011	10/9/2011	10/10/2011	10/11/2011	10/12/2011	10/13/2011	10/14/2011	10/15/2011	10/16/2011	10/17/2011	10/18/2011	10/19/2011	10/20/2011	10/21/2011	10/22/2011	10/23/2011	10/24/2011	10/25/2011	10/26/2011	10/27/2011	10/28/2011	10/29/2011	10/30/2011	10/31/2011	11/1/2011	11/2/2011	11/3/2011	11/4/2011	11/5/2011	11/6/2011	11/7/2011	11/8/2011	11/9/2011	11/10/2011	11/11/2011	11/12/2011	11/13/2011	11/14/2011	11/15/2011	11/16/2011	11/17/2011	11/18/2011	11/19/2011	11/20/2011	11/21/2011	11/22/2011	11/23/2011	11/24/2011	11/25/2011	11/26/2011	11/27/2011	11/28/2011	11/29/2011	11/30/2011	11/31/2011	12/1/2011	12/2/2011	12/3/2011	12/4/2011	12/5/2011	12/6/2011	12/7/2011	12/8/2011	12/9/2011	12/10/2011	12/11/2011	12/12/2011	12/13/2011	12/14/2011	12/15/2011	12/16/2011	12/17/2011	12/18/2011	12/19/2011	12/20/2011	12/21/2011	12/22/2011	12/23/2011	12/24/2011	12/25/2011	12/26/2011	12/27/2011	12/28/2011	12/29/2011	12/30/2011	12/31/2011								













ARABIC

Table with columns: Arabic number, English number, Arabic fraction, English fraction, Arabic decimal, English decimal, Arabic percent, English percent, Arabic symbol, English symbol.

ARABIC

Table with columns: Arabic number, English number, Arabic fraction, English fraction, Arabic decimal, English decimal, Arabic percent, English percent, Arabic symbol, English symbol.

ARABIC

Table with columns: Arabic number, English number, Arabic fraction, English fraction, Arabic decimal, English decimal, Arabic percent, English percent, Arabic symbol, English symbol.

ARABIC

Table with columns: Arabic number, English number, Arabic fraction, English fraction, Arabic decimal, English decimal, Arabic percent, English percent, Arabic symbol, English symbol.

ARABIC

Table with columns: Arabic number, English number, Arabic fraction, English fraction, Arabic decimal, English decimal, Arabic percent, English percent, Arabic symbol, English symbol.



ABRAB X

Table with columns: ID, Name, Address, Phone, Email, Website, and other contact details for various companies in the ABRAB X group.

ABRAB Y

Table with columns: ID, Name, Address, Phone, Email, Website, and other contact details for various companies in the ABRAB Y group.

ABRAB Z

Table with columns: ID, Name, Address, Phone, Email, Website, and other contact details for various companies in the ABRAB Z group.

ABRAB AA

Table with columns: ID, Name, Address, Phone, Email, Website, and other contact details for various companies in the ABRAB AA group.























ARABI X

EL-873	925-326	596573943	1460	217837	498327	244384	1794933	29916838	144	0 12- 110	3917577	069	153323	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1309189	112264	383	0 12- 220	195279	069
EL-874	926-327	596573943	1228	210213	485507	244084	17979326	29966643	143.6	0 12- 110	3917577	069	153674	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1401648	113647	383	0 12- 220	195279	069
EL-875	927-328	596573943	4725	171849	844467	282008	1495451	2344400	163.8	0 12- 110	3902548	069	101368	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1407048	2020140	4528	0 12- 220	195279	069
EL-876	928-329	596573943	483	191872	100658	273423	12969830	21851555	198	0 12- 110	3902548	069	897055	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1408824	6778461	4659	0 12- 220	195279	069
EL-877	929-330	596573943	1995	174934	138733	218801	11609620	16440420	272.6	0 12- 110	3917577	069	872775	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1403065	1096181	6168	0 12- 220	195279	069
EL-878	930-331	596573943	1133	218698	134192	211499	2118378	35509253	322	0 12- 110	3917577	069	196073	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1407943	1644063	203	0 12- 220	195279	069
EL-879	931-332	596573943	596	219883	269682	307968	21787114	36111836	118.7	0 12- 110	3917577	069	160193	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1402824	1762229	346	0 12- 220	195279	069

ARABI Y

EL-463	927-323	596573943	1879	218993	297962	307798	21787114	36111836	118.7	0 12- 110	3902548	069	160193	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1402824	1762229	346	0 12- 220	195279	069
EL-464	928-324	596573943	1885	233827	314792	314488	2118948	35599133	122	0 12- 110	3902548	069	194072	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1397076	167153	290	0 12- 220	195279	069
EL-465	929-325	596573943	1446	267193	465072	296202	17970289	29082542	143.8	0 12- 110	3902548	069	131824	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1396221	128661	382	0 12- 220	195279	069
EL-466	930-326	596573943	2237	172657	411123	264471	14191429	25887208	182.7	0 12- 110	3902548	069	102214	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1396221	128661	382	0 12- 220	195279	069
EL-467	931-327	596573943	2955	161991	511980	253985	12904719	21907835	200.6	0 12- 110	3902548	069	887376	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1403389	6862099	6280	0 12- 220	195279	069
EL-468	932-328	596573943	1601	230787	301592	301944	21471819	30788448	192.0	0 12- 110	3917577	069	166566	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1397985	1714933	251	0 12- 220	195279	069
EL-469	933-329	596573943	1001	182636	123544	217807	12491491	16450816	195.2	0 12- 110	3917577	069	105233	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1398138	2660737	1448	0 12- 220	195279	069
EL-470	934-330	596573943	4725	241506	249322	291030	21983874	3660078	117.7	0 12- 110	3917577	069	191807	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1402562	1769724	241	0 12- 220	195279	069

ARABI Z

EL-1206	1354-1353	596573943	1333	241966	249532	294872	21965874	3660078	117.7	0 12- 110	3902548	069	191807	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1396874	1402416	238	0 12- 220	195279	069
EL-1207	1355-1354	596573943	1980	233822	318112	299104	21194725	32370775	122.2	0 12- 110	3902548	069	182761	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1396251	1669152	257	0 12- 220	195279	069
EL-1208	1356-1355	596573943	1365	292764	460977	272077	19076108	30028013	143.5	0 12- 110	3902548	069	132053	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	140025	1133667	380	0 12- 220	195279	069
EL-1209	1357-1356	596573943	525	240266	265597	311675	21818626	30564716	110.2	0 12- 110	3902548	069	100472	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1413922	1781664	245	0 12- 220	195279	069
EL-1210	1358-1357	596573943	0	149199	187943	813924	13174877	21897028	199.2	0 12- 110	3902548	069	114647	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1413347	5024336	858	0 12- 220	195279	069

ARABI A

EL-1720	1781-1782	596573943	1216	261170	469617	253614	17882297	26863762	144.6	0 12- 110	3917577	069	158953	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1401466	1110051	388	0 12- 220	195279	069
EL-1721	1783-1784	596573943	978.5	202000	677722	255205	16048601	30077869	143.2	0 12- 110	3917577	069	102356	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1403884	111535	380	0 12- 220	195279	069
EL-1722	1785-1786	596573943	348.5	173534	418642	241041	14291011	23740269	181.4	0 12- 110	3902548	069	103360	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	140907	314689	1372	0 12- 220	195279	069
EL-1723	1787-1788	596573943	2037	169606	103342	227647	12833095	21388491	201.5	0 12- 110	3902548	069	879576	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1408438	5756233	7484	0 12- 220	195279	069
EL-1724	1789-1790	596573943	1785	238987	301087	281046	21493185	30823309	130.2	0 12- 110	3917577	069	187186	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	139880	1729918	250	0 12- 220	195279	069
EL-1725	1791-1792	596573943	945	233403	340597	201463	21132672	35221034	122.4	0 12- 110	3917577	069	163536	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1405513	1037642	261	0 12- 220	195279	069
EL-1726	1793-1794	596573943	278	243938	234412	274705	25164206	36840448	117	0 12- 110	3917577	069	192356	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1410256	1812262	238	0 12- 220	195279	069

ARABI B

EL-1730	1795-1796	596573943	1386	243938	234412	274705	25164206	36840448	117	0 12- 110	3902548	069	192356	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1398822	1824539	235	0 12- 220	195279	069
EL-1731	1797-1798	596573943	1775	233463	345987	201820	21132672	35221034	122.4	0 12- 110	3902548	069	182528	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1398447	1664511	258	0 12- 220	195279	069
EL-1732	1799-1800	596573943	1279	202706	677722	255205	16048601	30077869	143.2	0 12- 110	3902548	069	102356	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1401466	1110051	388	0 12- 220	195279	069
EL-1733	1801-1802	596573943	525	240266	265597	311675	21818626	30564716	110.2	0 12- 110	3902548	069	100472	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1413922	1781664	245	0 12- 220	195279	069
EL-1734	1803-1804	596573943	0	149199	187943	813924	13174877	21897028	199.2	0 12- 110	3902548	069	114647	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1413347	5024336	858	0 12- 220	195279	069

ARABI C

EL-1740	1807-1808	596573943	1386	243938	234412	274705	25164206	36840448	117	0 12- 110	3902548	069	192356	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1410256	1812262	238	0 12- 220	195279	069
EL-1741	1809-1810	596573943	1775	233463	345987	201820	21132672	35221034	122.4	0 12- 110	3902548	069	182528	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1398447	1664511	258	0 12- 220	195279	069
EL-1742	1811-1812	596573943	1279	202706	677722	255205	16048601	30077869	143.2	0 12- 110	3902548	069	102356	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1401466	1110051	388	0 12- 220	195279	069
EL-1743	1813-1814	596573943	525	240266	265597	311675	21818626	30564716	110.2	0 12- 110	3902548	069	100472	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1413922	1781664	245	0 12- 220	195279	069
EL-1744	1815-1816	596573943	0	149199	187943	813924	13174877	21897028	199.2	0 12- 110	3902548	069	114647	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16	1413347	5024336	858	0 12- 220	195279	069

ARABI D

EL-1745	1817-1818	596573943	1386	243938	234412	274705	25164206	36840448	117	0 12- 110	3902548	069	192356	164973	1 04	2453.62	06000001	2 0-16
---------	-----------	-----------	------	--------	--------	--------	----------	----------	-----	-----------	---------	-----	--------	--------	------	---------	----------	--------







ABAH X

S	EL-3416	3483-3494	5900	60872343	373	2017090	42379.2	164130	105405.95	309009.92	136.9	0.12 - 1.10	361757.7	4461	187346	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	141075.3	121197.6	196	0.12 - 270	195879	041
E	EL-3417	3495-3497	5900	61701843	4815	136018	140464	93489.3	113320.64	189004.4	206.9	0.12 - 1.10	361757.7	4461	65121.5	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	145036.8	127943.3	350.5	0.12 - 220	195879	041
M	EL-3418	3498-3499	5900	62701843	5415	136018	140464	93489.3	113320.64	189004.4	206.9	0.12 - 1.10	361757.7	4461	65121.5	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	145036.8	127943.3	350.5	0.12 - 220	195879	041
B	EL-3419	3500-3498	5900	63701843	1901	178164	73631.2	128005	147608.92	246344.87	174.9	0.12 - 1.10	360254.8	4461	107167	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	135181.5	47828.79	1006	0.12 - 220	195879	041
I	EL-3420	3502-3497	4000	65685343	1880	101369	101477	111106	129566.96	215611.63	190.9	0.12 - 1.10	360254.8	4461	89045.9	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	138822.3	9654.16	4464	0.12 - 220	195879	041
D	EL-3421	3503-3498	5900	66701843	2143	225787	42659.2	161232	203464.98	310691.84	127.1	0.12 - 1.10	361757.7	4461	72564	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	139461.1	153146.7	263	0.12 - 220	195879	041
F	EL-3422	3504-3501	5900	67701843	2143	225787	42659.2	161232	203464.98	310691.84	127.1	0.12 - 1.10	361757.7	4461	72564	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	139461.1	153146.7	263	0.12 - 220	195879	041
L	EL-3423	3502-3502	5900	68701843	1601	240560	15322.2	174298	242796.29	361290.48	198.3	0.12 - 1.10	361757.7	4461	166025	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	139568.1	175436.9	246	0.12 - 220	195879	041
A	EL-3424	3503-3503	5900	69701843	1601	240560	15322.2	174298	242796.29	361290.48	198.3	0.12 - 1.10	361757.7	4461	166025	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	139568.1	175436.9	246	0.12 - 220	195879	041
N	EL-3446	3485-3451	5900	69487343	1629	240560	15322.2	174298	242796.29	361290.48	198.3	0.12 - 1.10	360254.8	4461	166025	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	139568.1	175436.9	246	0.12 - 220	195879	041
	EL-3447	3452-3452	5900	69487343	2103	228788	28124.2	171147	218276.29	361290.48	198.3	0.12 - 1.10	360254.8	4461	166025	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	139568.1	175436.9	246	0.12 - 220	195879	041
	EL-3454	3453-3453	5900	69487343	283.5	200871	50093.2	168533	182867.21	312662.61	125.8	0.12 - 1.10	360254.8	4461	15269	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	141566.3	124864.8	345	0.12 - 220	195879	041
	EL-3442	3444-3452	5900	69487343	1155	245528	10232.2	187860	233133.64	366568.67	190.9	0.12 - 1.10	360254.8	4461	205273	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	142460.9	202134	313	0.12 - 220	195879	041
	EL-3443	3450-3456	5900	69487343	6	122734	4112.20	40081.2	138472.83	272463.75	182.4	0.12 - 1.10	360254.8	4461	122755	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	143338.7	81290.74	887	0.12 - 220	195879	041

ABAH X

A	EL-3633	3621-3622	5900	81901743	134.0	108835	38464.3	91104.6	10294.832	108706.05	27.5	0.12 - 1.10	360254.8	4461	7843.2	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	139632.2	8561.14	4506	0.12 - 220	195879	041
T	EL-3634	3623-3627	5900	81901743	715	113411	51996.5	95488.9	10799.26	160332.6	26.9	0.12 - 1.10	360254.8	4461	82905.9	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	14003.3	2274.19	19144	0.12 - 220	195879	041
A	EL-3626	3623-3625	4000	81901743	987	83244.4	64301.3	73626.5	80482.373	134137.24	22.5	0.12 - 1.10	360254.8	4461	56261.8	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	139216.7	4644.7	348	0.12 - 220	195879	041
P	EL-3636	3625-3627	4000	81901743	1680	97471.8	68033.8	87636.9	94006.643	123417.74	34.0	0.12 - 1.10	360254.8	4461	46267.7	164813	1.04	2453.82	0.000000	2.0 - 16	137469.3	11393.4	179	0.12 - 220	195879	041

TABEL PERHITUNGAN GAYA-GAYA DAN MOMEN YANG DIPAKAI UNTUK PENULANGAN KOLOM

No. Kolom	Arah	Darah	Dimensi Kol		Tinggi Tumpuan m	GAYA-AKSI				MOMEN			Koefisien		M <sub>sup</sub> & K <sub>N-m</sub>	M <sub>sup</sub> & K <sub>N-m</sub>	M <sub>sup</sub> & K <sub>N-m</sub>	Kontrol - Mu, K K <sub>N-m</sub>	Mu, K K <sub>N-m</sub>	Kontrol - Mu, K K <sub>N-m</sub>	No. K pak K <sub>N</sub>	
			b mm	h mm		S <sub>2</sub> , K <sub>N</sub>	S <sub>1</sub> , K <sub>N</sub>	N <sub>1</sub> , K <sub>N</sub>	N <sub>2</sub> , K <sub>N</sub>	M <sub>1</sub> , K <sub>N-m</sub>	M <sub>2</sub> , K <sub>N-m</sub>	M <sub>3</sub> , K <sub>N-m</sub>	α <sub>1</sub>	α <sub>2</sub>								
2	X	atas	600	600	4	1713,14	1170,1	404,83	0	0	25,1	3025,30	1,00	0,21	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	1713,14	1170,1	404,83	0	0	25,1	3025,30	1,00	0,29	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600	600	4	1715,14	1170,1	404,83	0	0	25,1	3025,30	1,00	0,29	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	bawah	600	600	4	1715,14	1170,1	404,83	0	0	25,1	3025,30	1,00	0,29	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
3	X	atas	600	600	4	1543,33	1056,78	757,56	0	0	26,67	2730,13	1,00	0,28	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	1543,33	1056,78	757,56	0	0	26,67	2730,13	1,00	0,28	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600	600	4	1543,33	1056,78	757,56	0	0	26,67	2730,13	1,00	0,28	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	bawah	600	600	4	1543,33	1056,78	757,56	0	0	26,67	2730,13	1,00	0,28	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
5	X	atas	600	600	4	1382,14	928,07	324,65	0	0	25,2	2402,62	1,00	0,32	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	1382,14	928,07	324,65	0	0	25,2	2402,62	1,00	0,32	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600	600	4	1382,14	928,07	324,65	0	0	25,2	2402,62	1,00	0,32	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	bawah	600	600	4	1382,14	928,07	324,65	0	0	25,2	2402,62	1,00	0,32	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
6	X	atas	600	600	4	2326,04	1544,71	348,13	0	0	25,12	4064,29	1,00	0,14	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	2326,04	1544,71	348,13	0	0	25,12	4064,29	1,00	0,14	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600	600	4	2326,04	1544,71	348,13	0	0	25,12	4064,29	1,00	0,14	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	bawah	600	600	4	2326,04	1544,71	348,13	0	0	25,12	4064,29	1,00	0,14	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
8	X	atas	600	600	4	2440,87	1608,08	456,23	0	0	27,57	4251,40	1,00	0,29	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	2440,87	1608,08	456,23	0	0	27,57	4251,40	1,00	0,29	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600	600	4	2440,87	1608,08	456,23	0	0	27,57	4251,40	1,00	0,29	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	bawah	600	600	4	2440,87	1608,08	456,23	0	0	27,57	4251,40	1,00	0,29	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
10	X	atas	600	600	4	1543,33	1056,78	757,56	0	0	26,7	2730,08	1,00	0,28	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	1543,33	1056,78	757,56	0	0	26,7	2730,08	1,00	0,28	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600	600	4	1543,33	1056,78	757,56	0	0	26,7	2730,08	1,00	0,28	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	bawah	600	600	4	1543,33	1056,78	757,56	0	0	26,7	2730,08	1,00	0,28	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
426	X	atas	600	600	4	1531,94	1045,55	357,94	48	27,27	27,1	2706,36	0,78	0,33	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	1531,94	1045,55	357,94	48	27,27	27,1	2706,36	0,78	0,33	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600	600	4	1531,94	1045,55	357,94	48	27,27	27,1	2706,36	0,78	0,33	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	bawah	600	600	4	1531,94	1045,55	357,94	48	27,27	27,1	2706,36	0,78	0,33	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
427	X	atas	600	600	4	1383,59	945,41	656,87	49,56	30,33	18,8	2445,45	0,72	0,59	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	1383,59	945,41	656,87	49,56	30,33	18,8	2445,45	0,72	0,59	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600	600	4	1383,59	945,41	656,87	49,56	30,33	18,8	2445,45	0,72	0,59	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	bawah	600	600	4	1383,59	945,41	656,87	49,56	30,33	18,8	2445,45	0,72	0,59	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
429	X	atas	600	600	4	1224,86	831,85	115,02	42,13	33,72	18,6	2158,67	0,73	0,48	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	1224,86	831,85	115,02	42,13	33,72	18,6	2158,67	0,73	0,48	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600	600	4	1224,86	831,85	115,02	42,13	33,72	18,6	2158,67	0,73	0,48	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	bawah	600	600	4	1224,86	831,85	115,02	42,13	33,72	18,6	2158,67	0,73	0,48	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
432	X	atas	600	600	4	2082,54	1372,63	297,84	46,85	28,47	18,7	3606,93	0,78	0,47	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	2082,54	1372,63	297,84	46,85	28,47	18,7	3606,93	0,78	0,47	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600	600	4	2082,54	1372,63	297,84	46,85	28,47	18,7	3606,93	0,78	0,47	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	bawah	600	600	4	2082,54	1372,63	297,84	46,85	28,47	18,7	3606,93	0,78	0,47	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
433	X	atas	600	600	4	2155,28	1422,39	308,12	36,71	31,64	21,1	3758,65	0,78	0,48	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	2155,28	1422,39	308,12	36,71	31,64	21,1	3758,65	0,78	0,48	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600	600	4	2155,28	1422,39	308,12	36,71	31,64	21,1	3758,65	0,78	0,48	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	bawah	600	600	4	2155,28	1422,39	308,12	36,71	31,64	21,1	3758,65	0,78	0,48	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
434	X	atas	600	600	4	1383,59	945,41	656,87	49,56	30,33	18,6	2445,45	0,72	0,59	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	X	bawah	600	600	4	1383,59	945,41	656,87	49,56	30,33	18,6	2445,45	0,72	0,59	698,574	587,869	698,574	587,869	1448,091	3052,425	16236,874	3052,425
	Y	atas	600																			



T I G A	850	X	atas	600	600	4	1354.42	922.84	301.44	49.51	44.12	195.7	2391.12	0.79	0.54	698.574	587.869	698.574	587.869	784.757	1165.800	1142.412	2418.246	4036.985	2418.246
		Y	bawah	600	600	4	1354.42	922.84	301.44	36.24	33.61	195	2391.12	0.79	0.52					698.574	587.869	698.574	587.869	1142.412	1138.803
	851	X	atas	600	600	4	1222.03	832.98	539.35	44.88	27.41	171.9	2157.76	0.70	0.53	698.574	587.869	698.574	587.869	767.344	1011.799	1011.799	2184.863	5102.612	2184.863
		Y	bawah	600	600	4	1222.03	832.98	539.35	20	12.96	168.9	2157.76	0.70	0.53					698.574	587.869	698.574	587.869	1012.264	964.867
	853	X	atas	600	600	4	1086.2	736.96	107.35	35.6	29.12	164.5	1913.90	0.69	0.52	698.574	587.869	698.574	587.869	758.504	996.006	996.006	1941.021	2500.029	1941.021
		Y	bawah	600	600	4	1086.2	736.96	107.35	25.14	18.54	164.4	1913.90	0.69	0.52					698.574	587.869	698.574	587.869	997.803	943.769
856	X	atas	600	600	4	1334.42	1200.96	242.54	45.61	39.46	167	2662.17	0.73	0.54	698.574	587.869	698.574	587.869	784.303	1051.308	1012.286	2689.293	3986.436	2689.293	
	Y	bawah	600	600	4	1334.42	1200.96	242.54	35.99	31.02	162.2	2662.17	0.73	0.52					698.574	587.869	698.574	587.869	755.006	1012.286	1012.286
857	X	atas	600	600	4	1411.89	1239.6	51.11	49.51	44.12	187.5	2784.06	0.71	0.53	698.574	587.869	698.574	587.869	760.503	1029.617	1029.617	2811.187	3063.125	2811.187	
	Y	bawah	600	600	4	1411.89	1239.6	51.11	36.24	33.61	187.6	2784.06	0.71	0.53					698.574	587.869	698.574	587.869	761.434	1029.617	1029.617
858	X	atas	600	600	4	1222.03	832.98	539.47	44.88	27.41	171.9	2157.76	0.73	0.53	698.574	587.869	698.574	587.869	760.131	1011.799	1011.799	2184.863	5103.267	2184.863	
	Y	bawah	600	600	4	1222.03	832.98	539.47	20	12.96	168.9	2157.76	0.73	0.53					698.574	587.869	698.574	587.869	768.394	964.867	1011.799
E M P A T	1273	X	atas	600	600	4	1172.45	798.88	244.9	44.09	26.23	180.2	2069.90	0.69	0.57	698.574	587.869	698.574	587.869	825.132	1056.157	997.803	2097.019	3407.051	2097.019
		Y	bawah	600	600	4	1172.45	798.88	244.9	35.24	20.81	178.8	1754.80	0.68	0.57					698.574	587.869	698.574	587.869	824.272	1036.999
	1274	X	atas	600	600	4	1059.94	720.27	426.51	47.58	29.03	142.7	1869.22	0.66	0.55	698.574	587.869	698.574	587.869	796.523	873.762	873.762	1896.343	4197.965	1896.343
		Y	bawah	600	600	4	1059.94	720.27	426.51	21.73	14.53	154.1	1869.22	0.66	0.55					698.574	587.869	698.574	587.869	954.420	865.118
	1278	X	atas	600	600	4	945.61	639.96	96.94	39.45	35.18	149.4	1664.85	0.65	0.54	698.574	587.869	698.574	587.869	782.426	893.630	893.630	1691.971	2194.141	1691.971
		Y	bawah	600	600	4	945.61	639.96	96.94	28.21	24.52	149	1664.85	0.65	0.54					698.574	587.869	698.574	587.869	939.959	869.465
1279	X	atas	600	600	4	1537.19	1029.59	189.71	46.15	41.52	169	2695.12	0.70	0.57	698.574	587.869	698.574	587.869	824.540	1013.374	1012.264	2722.242	3730.936	2722.242	
	Y	bawah	600	600	4	1537.19	1029.59	189.71	34.12	29.51	167.8	2695.12	0.70	0.54					698.574	587.869	698.574	587.869	1012.264	964.862	1012.264
1280	X	atas	600	600	4	1596.62	1058.66	151.2	49.94	35.15	170.2	2788.04	0.70	0.54	698.574	587.869	698.574	587.869	787.415	1018.091	1012.264	2815.167	3613.596	2815.167	
	Y	bawah	600	600	4	1596.62	1058.66	151.2	25.53	20.21	169.7	2788.04	0.70	0.55					698.574	587.869	698.574	587.869	789.016	975.244	1012.264
1281	X	atas	600	600	4	1059.94	720.27	426.62	39.45	35.18	149.4	1869.22	0.66	0.54	698.574	587.869	698.574	587.869	787.372	893.636	893.636	1896.343	4198.566	1896.343	
	Y	bawah	600	600	4	1059.94	720.27	426.62	28.21	24.52	149	1869.22	0.66	0.55					698.574	587.869	698.574	587.869	963.342	869.465	893.636
L I M A	1697	X	atas	600	600	4	992.2	674.78	191.1	44.89	26.76	165.7	1750.33	0.65	0.59	698.574	587.869	698.574	587.869	859.932	976.267	939.959	1777.452	2793.735	1777.452
		Y	bawah	600	600	4	992.2	674.78	191.1	39.51	20.15	162.6	1750.33	0.65	0.59					698.574	587.869	698.574	587.869	853.194	954.563
	1698	X	atas	600	600	4	897.22	607.19	323.69	48.42	29.55	142.6	1579.63	0.64	0.57	698.574	587.869	698.574	587.869	821.419	856.236	856.236	1606.753	3346.678	1606.753
		Y	bawah	600	600	4	897.22	607.19	323.69	25.49	20.91	130.2	1579.63	0.64	0.56					698.574	587.869	698.574	587.869	925.498	813.091
	1700	X	atas	600	600	4	803.56	542.33	84.48	34.54	30.21	133.4	1413.18	0.61	0.56	698.574	587.869	698.574	587.869	802.767	795.894	795.894	1440.307	1874.445	1440.307
		Y	bawah	600	600	4	803.56	542.33	84.48	20.14	15.84	133.1	1413.18	0.61	0.55					698.574	587.869	698.574	587.869	882.115	764.744
1703	X	atas	600	600	4	1275.03	858.45	141.83	51.15	46.54	160.2	2240.15	0.66	0.56	698.574	587.869	698.574	587.869	809.811	976.611	976.611	2267.277	3014.546	2267.277	
	Y	bawah	600	600	4	1275.03	858.45	141.83	42.15	35.6	159.8	2240.15	0.66	0.56					698.574	587.869	698.574	587.869	883.342	854.528	976.611
1704	X	atas	600	600	4	1321.48	879.38	97.7	49.56	42.27	150	2310.90	0.64	0.50	698.574	587.869	698.574	587.869	723.045	931.033	925.498	2338.026	2844.345	2338.026	
	Y	bawah	600	600	4	1321.48	879.38	97.7	34.54	31.24	152.3	2310.90	0.64	0.50					698.574	587.869	698.574	587.869	825.498	901.505	925.498
1705	X	atas	600	600	4	897.22	607.22	323.73	31.29	24.46	139.8	1580.19	0.65	0.55	698.574	587.869	698.574	587.869	795.350	803.450	795.350	1607.310	3347.753	1607.310	
	Y	bawah	600	600	4	897.22	607.22	323.73	22.45	14.63	125.3	1580.19	0.65	0.55					698.574	587.869	698.574	587.869	939.959	741.107	795.350



E N F A M	2121	X	atan	600	600	4	811.75	550.57	141.33	45.76	35.12	157.8	1430.44	0.89	0.57					824.272	930.237	824.272	1457.559	2202.098	1457.559
		Y	atan	600	600	4	811.75	550.57	141.33	20.3	27.3	145	1430.44	0.69	0.57	698.574	587.869	698.574	587.869	997.803	857.573	824.272	1457.559	2202.098	1457.559
	2122	X	atan	600	600	4	734.05	493.84	232.76	49.31	30.08	125.1	1289.28	0.67	0.50					723.045	763.953	723.045	1316.407	2560.154	1316.407
		Y	atan	600	600	4	734.05	493.84	232.76	23.2	15.14	123	1289.28	0.67	0.50	698.574	587.869	698.574	587.869	908.891	714.617	723.045	1316.407	2560.154	1316.407
	2124	X	atan	600	600	4	660.29	443.87	70.62	36.4	29.78	117.4	1159.37	0.68	0.48					694.124	708.752	694.124	1196.451	1544.953	1196.491
		Y	atan	600	600	4	660.29	443.87	70.62	49.28	42.79	115.9	1159.37	0.68	0.48	698.574	587.869	698.574	587.869	694.124	731.424	694.124	1196.491	1544.953	1196.491
	2127	X	atan	600	600	4	1013.13	687.51	99.74	30.41	26.45	101.3	1785.67	0.66	0.41					592.897	699.857	592.897	1812.795	2330.252	1812.795
		Y	atan	600	600	4	1013.13	687.51	99.74	16.74	12.51	91.16	1785.67	0.66	0.41	698.574	587.869	698.574	587.869	592.897	540.110	592.897	1812.795	2330.252	1812.795
	2128	X	atan	600	600	4	1048.42	701.39	27.3	48.32	36.15	134.2	1837.30	0.67	0.56					809.811	820.791	809.811	1864.423	1986.359	1864.423
		Y	atan	600	600	4	1048.42	701.39	27.3	35.14	25.54	133.8	1837.30	0.67	0.56	698.574	587.869	698.574	587.869	968.881	794.842	809.811	1864.423	1986.359	1864.423
	2129	X	atan	600	600	4	734.05	493.84	232.37	35.21	15.14	123.2	1289.28	0.65	0.48					694.124	706.329	694.124	1316.407	2558.025	1316.407
		Y	atan	600	600	4	734.05	493.84	232.37	21.23	10.22	107.9	1289.28	0.65	0.48	698.574	587.869	698.574	587.869	694.124	641.531	694.124	1316.407	2558.025	1316.407
T U J U H	2545	X	atan	600	600	4	631.06	426.31	96.62	46.5	27.95	125.1	1110.24	0.67	0.51					737.506	760.001	737.506	1137.361	1637.784	1137.361
		Y	atan	600	600	4	631.06	426.31	96.62	46.5	27.95	124	1110.24	0.67	0.51	698.574	587.869	698.574	587.869	968.881	756.649	737.506	1137.361	1637.784	1137.361
	2546	X	atan	600	600	4	570.52	380.24	154.98	50.02	30.64	114.4	998.30	0.62	0.48					694.124	696.158	694.124	1025.421	1644.489	1025.421
		Y	atan	600	600	4	570.52	380.24	154.98	23.8	15.5	104	998.30	0.62	0.48	698.574	587.869	698.574	587.869	894.124	622.154	694.124	1025.421	1644.489	1025.421
	2548	X	atan	600	600	4	516.08	344.78	55.88	45.92	35.12	124.6	903.90	0.69	0.50					723.045	749.822	723.045	931.026	1209.008	931.026
		Y	atan	600	600	4	516.08	344.78	55.88	30.25	20.14	112.3	903.90	0.69	0.50	698.574	587.869	698.574	587.869	597.803	681.654	723.045	931.026	1209.008	931.026
	2551	X	atan	600	600	4	751.4	516.74	63.96	90.24	42.56	135.6	1331.55	0.68	0.55					795.350	820.621	795.350	1358.670	1680.789	1358.670
		Y	atan	600	600	4	751.4	516.74	63.96	34.48	31.25	121.8	1331.55	0.68	0.55	698.574	587.869	698.574	587.869	983.342	751.567	795.350	1358.670	1680.789	1358.670
	2552	X	atan	600	600	4	776.93	524.4	27.8	57.45	48.99	119.9	1366.40	0.65	0.51					737.506	757.571	737.506	1393.519	1517.093	1393.519
		Y	atan	600	600	4	776.93	524.4	27.8	45.44	40.23	113	1366.40	0.65	0.51	698.574	587.869	698.574	587.869	939.959	715.506	737.506	1393.519	1517.093	1393.519
	2553	X	atan	600	600	4	570.52	380.24	153.74	45.22	35.48	113	998.30	0.67	0.47					679.663	701.715	679.663	1025.421	1637.718	1025.421
		Y	atan	600	600	4	570.52	380.24	153.74	24.45	20.14	113	998.30	0.67	0.47	698.574	587.869	698.574	587.869	968.881	663.800	679.663	1025.421	1637.718	1025.421
2969	X	atan	600	600	4	450.63	302.03	58.11	46.01	27.02	101.4	790.29	0.53	0.45					650.741	628.289	650.741	817.416	1107.574	817.416	
	Y	atan	600	600	4	450.63	302.03	58.11	22.14	15.23	99.65	790.29	0.53	0.45	698.574	587.869	698.574	587.869	766.428	585.583	628.289	817.416	1107.574	817.416	
2970	X	atan	600	600	4	406.87	266.57	91.72	49.7	30.09	89.47	707.11	0.54	0.51					737.506	563.138	737.506	924.243	1207.903	734.235	
	Y	atan	600	600	4	406.87	266.57	91.72	24.03	15.96	82.21	707.11	0.54	0.51	698.574	587.869	698.574	587.869	780.889	499.584	563.138	924.243	1207.903	734.235	
2972	X	atan	600	600	4	371.12	245.18	40.88	20.54	17.23	75.62	647.12	0.51	0.42					607.358	451.750	607.358	869.228	1011.240	674.238	
	Y	atan	600	600	4	371.12	245.18	40.88	15.02	13.12	74.99	647.12	0.51	0.42	698.574	587.869	698.574	587.869	737.506	439.786	451.750	869.228	1011.240	674.238	
2975	X	atan	600	600	4	489.71	346.06	35.08	44.25	30.21	96.47	877.56	0.56	0.44					636.280	603.347	636.280	904.661	1069.095	904.661	
	Y	atan	600	600	4	489.71	346.06	35.08	25.04	17.08	95.23	877.56	0.56	0.44	698.574	587.869	698.574	587.869	838.733	585.744	603.347	904.661	1069.095	904.661	
2976	X	atan	600	600	4	506.4	348	22	8.41	5.58	67.08	897.12	0.57	0.47					679.663	489.327	679.663	924.243	1011.240	924.243	
	Y	atan	600	600	4	506.4	348	22	8.41	5.58	66.43	897.12	0.57	0.47	698.574	587.869	698.574	587.869	824.272	487.418	489.327	924.243	1011.240	924.243	
2977	X	atan	600	600	4	406.87	266.57	86.67	24.03	15.56	82.88	707.11	0.55	0.45					650.741	492.041	650.741	829.456	1196.710	734.235	
	Y	atan	600	600	4	406.87	266.57	86.67	49.7	30.09	81.25	707.11	0.55	0.45	698.574	587.869	698.574	587.869	795.350	650.741	492.041	829.456	1196.710	734.235	



S E M B I L A N	3393	X	atas	600	600	4	270.17	177.87	26.87	49.61	32.37	71.07	470.44	0.56	0.53	698.574	587.869	698.574	587.869	766.426	471.396	471.396	497.565	617.152	497.565
		Y	bawah	600	600	4	270.17	177.87	26.87	49.61	32.37	89.05		470.44	0.56	0.53	698.574	587.869	698.574	587.869	809.811	465.574	471.396	497.565	617.152
	3394	X	atas	600	600	4	242.73	152.32	44.69	53.17	38.04	81.25	414.80	0.54	0.53	698.574	587.869	698.574	587.869	766.426	428.930	428.930	441.925	658.810	441.925
		Y	bawah	600	600	4	242.73	152.32	44.69	53.17	37.5	80.25	414.80	0.54	0.53	698.574	587.869	698.574	587.869	780.889	423.392	423.392	441.925	658.810	441.925
	3396	X	atas	600	600	4	226.03	145.63	25.45	35.12	30.02	64.12	390.24	0.56	0.54	698.574	587.869	698.574	587.869	776.509	418.480	609.811	417.368	529.200	417.368
		Y	bawah	600	600	4	226.03	145.63	25.45	33.2	30.01	64.11	390.24	0.56	0.55	698.574	587.869	698.574	587.869	786.356	416.424	609.811	417.368	529.200	417.368
	3399	X	atas	600	600	4	228.21	175.57	13.7	29.54	21.54	61.77	423.87	0.61	0.52	698.574	587.869	698.574	587.869	862.746	390.495	390.495	451.092	498.771	451.092
		Y	bawah	600	600	4	228.21	175.57	13.7	29.14	21.56	61.45	423.87	0.61	0.45	698.574	587.869	698.574	587.869	882.115	389.145	390.495	451.092	498.771	451.092
	3400	X	atas	600	600	4	236.72	172.37	17.1	25.91	23.05	88.41	429.54	0.59	0.23	698.574	587.869	698.574	587.869	862.715	424.624	332.601	456.667	522.911	456.667
		Y	bawah	600	600	4	236.72	172.37	17.1	25.91	23	88.17	429.54	0.59	0.23	698.574	587.869	698.574	587.869	853.194	423.896	332.601	456.667	522.911	456.667
	3401	X	atas	600	600	4	242.73	152.32	42.57	24.91	17.11	77.01	414.80	0.54	0.26	698.574	587.869	698.574	587.869	375.984	455.999	375.984	441.925	647.235	441.925
		Y	bawah	600	600	4	242.73	152.32	42.57	53.17	34.23	69.87	414.80	0.54	0.26	698.574	587.869	698.574	587.869	780.889	482.257	375.984	441.925	647.235	441.925
A T A P	3818	X	atas	600	600	4	89.91	25.1	3.94	33.58	28.21	75.7	120.76	0.23	0.31	419.017	360.463	419.017	360.463	271.627	477.803	271.627	135.106	142.273	135.106
		Y	bawah	600	600	4	89.91	25.1	3.94	33.58	28.21	75.4	120.76	0.47	0.31	419.017	360.463	419.017	360.463	199.622	476.921	271.627	135.106	142.273	135.106
	3819	X	atas	600	600	4	80.82	22.02	12.53	35.53	27.22	60.99	107.68	0.37	0.34	419.017	360.463	419.017	360.463	297.913	396.855	297.913	122.328	176.396	122.328
		Y	bawah	600	600	4	80.82	22.02	12.53	23.27	18.88	60.96	107.68	0.45	0.34	419.017	360.463	419.017	360.463	320.860	391.120	297.913	122.328	176.396	122.328
	3821	X	atas	600	600	4	79.06	23.12	9.4	20.54	16.51	71	107.29	0.46	0.28	419.017	360.463	419.017	360.463	245.340	424.043	245.340	121.635	156.613	121.635
		Y	bawah	600	600	4	79.06	23.12	9.4	8.6	7.1	69	107.29	0.45	0.28	419.017	360.463	419.017	360.463	403.895	395.745	245.340	121.635	156.613	121.635
	3823	X	atas	600	600	4	24.47	22.02	11.4	35.53	27.22	63.39	48.81	0.51	0.29	419.017	360.463	419.017	360.463	254.102	411.997	254.102	63.160	111.058	63.160
		Y	bawah	600	600	4	24.47	22.02	11.4	23.27	18.89	63.39	48.81	0.22	0.29	419.017	360.463	419.017	360.463	443.778	390.377	254.102	63.160	111.058	63.160











## TABEL PERHITUNGAN DAKTILITAS BALOK INDUK

Level	Elemen	Tul. Tarik	Tul. Tekan	As (tarik) mm <sup>2</sup>	As' (tekan) mm <sup>2</sup>	$\rho$	$\rho'$	$\kappa$	$\kappa \times \delta$	$\phi_y$	$\alpha$	C	$\phi_u$	$\mu$	Kontrol $\mu > 4$
1	Bl 35/55	9 D-19	4 D-19	2579	1146	0.01508	0.00670	0.09519	46.50	4.412E-06	76.364	89.84	3.339E-05	7.57	Oke!
2	Bl 35/55	9 D-19	4 D-19	2579	1146	0.01508	0.00670	0.09519	46.50	4.412E-06	76.364	89.84	3.339E-05	7.57	Oke!
3	Bl 35/55	9 D-19	4 D-19	2579	1146	0.01508	0.00670	0.09519	46.50	4.412E-06	76.364	89.84	3.339E-05	7.57	Oke!
4	Bl 35/55	9 D-19	4 D-19	2579	1146	0.01508	0.00670	0.09519	46.50	4.412E-06	76.364	89.84	3.339E-05	7.57	Oke!
5	Bl 35/55	9 D-19	4 D-19	2579	1146	0.01508	0.00670	0.09519	46.50	4.412E-06	76.364	89.84	3.339E-05	7.57	Oke!
6	Bl 35/55	9 D-19	4 D-19	2579	1146	0.01508	0.00670	0.09519	46.50	4.412E-06	76.364	89.84	3.339E-05	7.57	Oke!
7	Bl 35/56	9 D-19	4 D-19	2579	1146	0.01508	0.00670	0.09519	46.50	4.412E-06	76.364	89.84	3.339E-05	7.57	Oke!
8	Bl 35/57	9 D-19	4 D-19	2579	1146	0.01508	0.00670	0.09519	46.50	4.412E-06	76.364	89.84	3.339E-05	7.57	Oke!
9	Bl 35/58	9 D-19	4 D-19	2579	1146	0.01508	0.00670	0.09519	46.50	4.412E-06	76.364	89.84	3.339E-05	7.57	Oke!





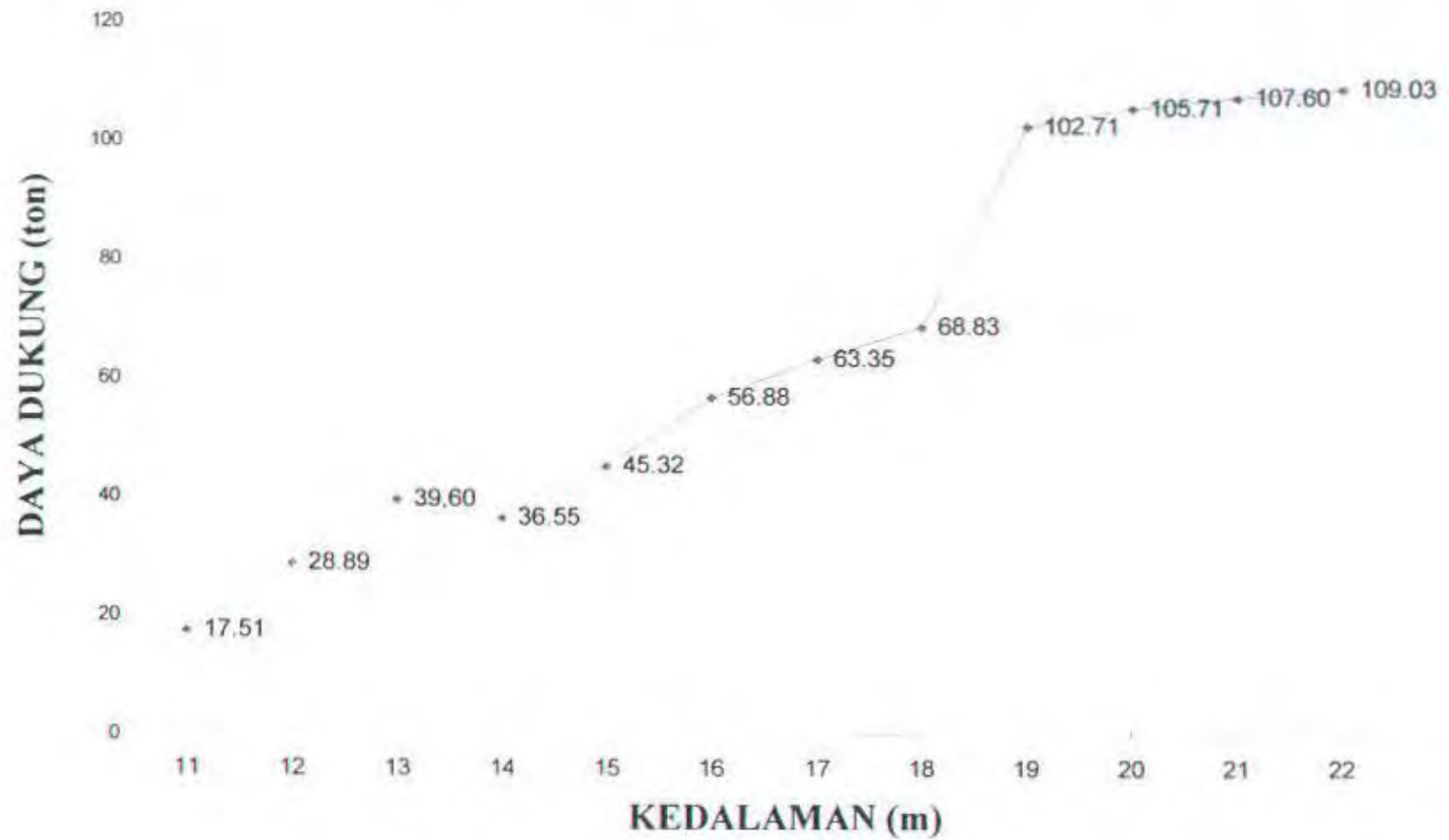
## DAYA DUKUNG TIANG PANCANG

Kedalaman (m)	Deskripsi tanah	K t/m <sup>2</sup>	N	N <sub>p</sub>	N <sub>s</sub>	A <sub>p</sub> m <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> m <sup>2</sup>	Q <sub>p</sub> ton	Q <sub>s</sub> ton	P <sub>ijin</sub> ton
11	lanau berlempung	20	7	6.00	3.50	0.13	13.82	15.07	29.93	17.51
12	lanau berlempung	20	12	12.00	5.25	0.13	15.07	30.14	41.45	28.89
13	lanau berlempung	20	17	16.00	7.75	0.13	16.33	40.19	58.51	39.60
14	lempung kuning	12	19	19.33	8.25	0.13	17.58	29.14	65.94	36.55
15	lempung kuning	12	22	23.33	10.25	0.13	18.84	35.17	83.21	45.32
16	lempung kuning	12	29	27.33	13.25	0.13	20.10	41.20	108.85	56.88
17	lempung kuning	12	31	31.33	13.75	0.13	21.35	47.23	119.22	63.35
18	lempung kuning	12	34	33.00	14.50	0.13	22.61	49.74	131.88	68.83
19	lanau berpasir	25	36	33.33	16.00	0.13	23.86	104.67	151.14	102.71
20	lanau berpasir	25	33	32.67	16.50	0.13	25.12	102.57	163.28	105.71
21	lanau berpasir	25	32	31.67	16.75	0.13	26.38	99.43	173.64	107.60
22	lanau berpasir	25	31	30.33	17.00	0.13	27.63	95.25	184.21	109.03

Diameter tiang pancang = 400 mm



## GRAFIK DAYA DUKUNG TIANG



TABEL KEBUTUHAN TIANG BERDASAR BEBAN KERJA

ELEMEN	P ton	Mx ton-m	My ton-m	l m	b m	i m	X maks m	Y maks m	Pile buah	$\sum X^2$ m <sup>2</sup>	$\sum Y^2$ m <sup>2</sup>	P maks ton	P ult ton	eff	P ign ton	Kontrol
P 1	278.67	23.59	6.87	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	9.375	9.375	59.795	112.87	0.83315	94.04	oke
P 2	308.04	24.15	7.46	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	9.375	9.375	65.822	112.87	0.83315	94.04	oke
P 3	278.67	23.59	6.87	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	9.375	9.375	59.795	112.87	0.83315	94.04	oke
P 4	246.02	21.84	6.59	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	4	1.5625	1.5625	84.250	112.87	0.86213	97.31	oke
P 5	246.02	21.84	6.59	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	4	1.5625	1.5625	84.250	112.87	0.86213	97.31	oke
P 6	278.67	23.59	6.87	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	1.5625	1.5625	80.101	112.87	0.83315	94.04	oke
P 7	429.67	25.62	7.54	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	9	9.375	9.375	52.162	112.87	0.80017	90.31	oke
P 8	409.53	27.91	8.56	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	9	9.375	9.375	50.366	112.87	0.80017	90.31	oke
P 9	429.67	25.62	7.54	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	9	9.375	9.375	52.162	112.87	0.80017	90.31	oke
P 10	278.67	23.59	6.87	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	1.5625	1.5625	80.101	112.87	0.83315	94.04	oke
P 11	308.04	24.15	7.46	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	1.5625	1.5625	86.895	113.87	0.83315	94.87	oke
P 12	409.53	27.91	8.56	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	9	9.375	9.375	50.366	112.87	0.80017	90.31	oke
P 13	409.53	27.91	8.56	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	9	9.375	9.375	50.366	112.87	0.80017	90.31	oke
P 14	308.04	24.15	7.46	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	1.5625	1.5625	86.895	113.87	0.83315	94.87	oke
P 15	278.67	23.59	6.87	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	1.5625	1.5625	80.101	113.87	0.83315	94.87	oke
P 16	429.67	25.62	7.54	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	9	9.375	9.375	52.162	112.87	0.80017	90.31	oke
P 17	409.53	27.91	8.56	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	9	9.375	9.375	50.366	112.87	0.80017	90.31	oke
P 18	429.67	25.62	7.54	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	9	9.375	9.375	52.162	112.87	0.80017	90.31	oke
P 19	278.67	23.59	6.87	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	1.5625	1.5625	80.101	113.87	0.83315	94.87	oke
P 20	246.02	21.84	6.59	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	4	1.5625	1.5625	84.250	112.87	0.86213	97.31	oke
P 21	246.02	21.84	6.59	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	4	1.5625	1.5625	84.250	112.87	0.86213	97.31	oke
P 22	278.67	23.59	6.87	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	1.5625	1.5625	80.101	113.87	0.83315	94.87	oke
P 23	308.04	24.15	7.46	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	1.5625	1.5625	86.895	113.87	0.83315	94.87	oke
P 24	278.67	21.84	6.59	3.5	3.5	1.25	1.25	1.25	5	1.5625	1.5625	78.477	113.87	0.83315	94.87	oke
SW kin	376.91	60.702	17.84	9.25	9.25	1.5	1.25	1.25	16	109.375	46.875	24.726	172.66	0.76618	132.29	oke
SW kanan	376.91	60.702	17.84	9.25	9.25	1.5	1.25	1.25	16	109.375	46.875	24.726	172.66	0.76618	132.29	oke

Diameter tiang = 40 cm (WKA 400 A2)

Diameter tiang = 50 cm (WKA 500 A1)

Daya dukung 1 tiang = 112,87 ton

Daya dukung 1 tiang = 172,66 ton



# PUSAT MASSA DAN MASSA PUNTIR GEDUNG STIKOM (LANTAI)

(dengan metode 1/2 massa)

## LANTAI SATU

Bentang	No. Kode (elemen)	Macam beban	Berat (W) (kg)	Jarak-x (dx)	Jarak-y (dy)	W x dx (Wdx)	W x dy (Wdy)
<b>Balok arah X balok anak (GRID)</b>							
3.25	60	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02063	4,875	3,25	28187,3516	18791,5677
6,5	61-62	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	9,75	3,25	112749,406	37583,1354
6,5	63-64	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	16,25	3,25	187915,677	37583,1354
3,25	65	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	21,125	3,25	122145,19	18791,5677
6,5	92-93	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	3,25	9,75	37583,1354	112749,406
3,25	94	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	8,125	9,75	46978,9193	56374,7031
3,25	95	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	17,875	9,75	103353,622	56374,7031
6,5	96-97	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	22,75	9,75	263081,948	112749,406
6,5	116-117	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	3,25	16,25	37583,1354	187915,677
3,25	118	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	8,125	16,25	46978,9193	93957,8385
3,25	119	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	17,875	16,25	103353,622	93957,8385
6,5	120-121	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	22,75	16,25	263081,948	187915,677
3,25	148	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	4,875	22,75	28187,3516	131540,974
6,5	149-150	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	9,75	22,75	112749,406	263081,948
6,5	151-152	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	16,25	22,75	187915,677	263081,948
3,25	153	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	21,125	22,75	122145,19	131540,974
<b>Balok arah Y balok anak (GRID)</b>							
3,25	87	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	3,25	4,875	18791,5677	28187,3516
6,5	84-99	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	3,25	9,75	37583,1354	112749,406
6,5	111-123	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	3,25	16,25	37583,1354	187915,677
3,25	140	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	3,25	21,125	18791,5677	122145,19
6,5	55-69	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	9,75	3,25	112749,406	37583,1354
3,25	86	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	9,75	8,125	56374,7031	46978,9193
3,25	125	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	9,75	17,875	56374,7031	103353,622
6,5	142-156	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	9,75	22,75	112749,406	263081,948
6,5	67-71	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	16,25	3,25	187915,677	37583,1354
3,25	88	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	16,25	8,125	93957,8385	46978,9193
3,25	127	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	16,25	17,875	93957,8385	103353,622
6,5	144-156	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	16,25	22,75	187915,677	263081,948
3,25	73	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	22,75	4,875	131540,974	28187,3516
6,5	90-102	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	22,75	9,75	263081,948	112749,406
6,5	114-129	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11564,0417	22,75	16,25	263081,948	187915,677
3,25	146	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	5782,02083	22,75	21,125	131540,974	122145,19



Balok induk arah X								
6.5	25	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	6681,39063	9,75	0	65143,5586	0	
6.5	26	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	6681,39063	16,25	0	108572,598	0	
6.5	27	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	3,25	6,5	33669,2891	67338,5781	
6.5	28	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	9,75	6,5	101007,867	67338,5781	
6.5	29	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	16,25	6,5	168346,445	67338,5781	
6.5	30	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	22,75	6,5	235685,023	67338,5781	
6.5	31	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	3,25	13	33669,2891	134677,156	
3,25	32	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 3,25 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6406,02083	8,125	13	52048,9193	83278,2708	
3,25	33	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 3,25 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6406,02083	17,875	13	114507,622	83278,2708	
6.5	34	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	22,75	13	235685,023	134677,156	
6.5	35	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	3,25	19,5	33669,2891	202015,734	
6.5	36	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	9,75	19,5	101007,867	202015,734	
6.5	37	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	16,25	19,5	168346,445	202015,734	
6.5	38	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	22,75	19,5	235685,023	202015,734	
6.5	39	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	6681,39063	9,75	26	65143,5586	173716,156	
6.5	40	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	6681,39063	16,25	26	108572,598	173716,156	
Balok induk arah Y								
6.5	41	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	6681,39063	0	9,75	0	65143,5586	
6.5	42	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	6681,39063	0	16,25	0	108572,598	
6.5	47	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	6,5	3,25	67338,5781	33669,2891	
6.5	48	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	6,5	9,75	67338,5781	101007,867	
6.5	49	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	6,5	16,25	67338,5781	168346,445	
6.5	50	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	6,5	22,75	67338,5781	235685,023	
6.5	51	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	13	3,25	134677,156	33669,2891	
3,25	52	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 3,25 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6406,02083	13	8,125	83278,2708	52048,9193	
3,25	53	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 3,25 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6406,02083	13	17,875	83278,2708	114507,622	
6.5	54	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	13	22,75	134677,156	235685,023	
6.5	55	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	19,5	3,25	202015,734	33669,2891	
6.5	56	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	19,5	9,75	202015,734	101007,867	
6.5	57	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	19,5	16,25	202015,734	168346,445	
6.5	58	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	10359,7813	19,5	22,75	202015,734	235685,023	
6.5	63	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	6681,39063	26	9,75	173716,156	65143,5586	
6.5	64	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	6681,39063	26	16,25	173716,156	108572,598	



Shearwall						
	0,4 x 4 x 2400 x 2,5	9600	10,5	9,25	100800	88800
	0,4 x 1 x 2400 x 2,5	2400	13	9,25	31200	22200
	0,4 x 4 x 2400 x 2,5	9600	15,5	9,25	148800	88800
	0,4 x 4 x 2400 x 2,5	9600	10,5	16,75	100800	160800
	0,4 x 1 x 2400 x 2,5	2400	13	16,75	31200	40200
	0,4 x 4 x 2400 x 2,5	9600	15,5	16,75	148800	160800
	0,4 x 4 x 2400 x 2,5	9600	9,25	10,5	88800	100800
	0,4 x 1 x 2400 x 2,5	2400	9,25	13	22200	31200
	0,4 x 4 x 2400 x 2,5	9600	9,25	15,5	88800	148800
	0,4 x 4 x 2400 x 2,5	9600	16,75	10,5	160800	100800
	0,4 x 1 x 2400 x 2,5	2400	16,75	13	40200	31200
	0,4 x 4 x 2400 x 2,5	9600	16,75	15,5	160800	148800
Balok dalam shearwall						
arah X						
	2	1488,66667	10,25	11,25	15053,8333	16522,5
	2	1488,66667	10,25	14,75	15053,8333	21662,8333
	2	2397,33333	12,25	13	29367,3333	31166,3333
	3,5	1667,55952	15	11,75	25013,3929	19593,8244
arah Y						
	7,5	4645,37798	11,25	13	52260,5022	60389,9137
	7,5	4645,37798	13,25	13	61551,2582	60389,9137
Tangga						
Arah X						
		749,5	15,25	16,75	11429,875	12554,125
		3814,42	15,25	16,25	58169,905	58169,905
		3333	15,25	12,25	50828,25	40629,25
Arah Y						
		1356,3775	13,25	13	17972,0019	17632,9075
		1356,3775	11,25	13	15259,2469	17832,9075
	Totol	677110,49			8604661,27	8809246,25
	Massa struktur	=			69022,4761	
	Pusat massa (x)	=			13,0032859	
	Pusat massa (y)	=			13,0100558	
	Inersia (x)	=			121918,853	
	Inersia (y)	=			121918,853	
	Massa puntir	=			33926548,7	

# PUSAT MASSA DAN MASSA PUNTIR GEDUNG STIKOM (AUDITORIUM)

(dengan metode 1/2 massa)

## LANTAI SATU

Bentang	No. Kode (elemen)	Macam beban	Berat (W) (kg)	Jarak-x (dx)	Jarak-y (dy)	W x dx (Wdx)	W x dy (Wdy)
Balok arah X balok anak (GRID)							
3.25	60	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	4,875	3,25	33336,57	22224,38021
6,5	61-62	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	9,75	3,25	133346,28	44448,76042
6,5	63-64	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	16,25	3,25	222243,8	44448,76042
3,25	65	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	21,125	3,25	144458,47	22224,38021
6,5	92-93	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	3,25	9,75	44448,76	133346,2813
3,25	94	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	8,125	9,75	55560,951	66673,14063
3,25	95	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	17,875	9,75	122234,09	66673,14063
6,5	96-97	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	22,75	9,75	311141,32	133346,2813
6,5	116-117	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	3,25	16,25	44448,76	222243,8021
3,25	118	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	8,125	16,25	55560,951	111121,901
3,25	119	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	17,875	16,25	122234,09	111121,901
6,5	120-121	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	22,75	16,25	311141,32	222243,8021
3,25	148	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	4,875	22,75	33336,57	155570,6615
6,5	149-150	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	9,75	22,75	133346,28	311141,3229
6,5	151-152	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	16,25	22,75	222243,8	311141,3229
3,25	153	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	21,125	22,75	144458,47	155570,6615
Balok arah Y balok anak (GRID)							
3,25	67	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	3,25	4,875	22224,38	33336,57031
6,5	84-99	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	3,25	9,75	44448,76	133346,2813
6,5	111-123	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	3,25	16,25	44448,76	222243,8021
3,25	140	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	3,25	21,125	22224,38	144458,4714
6,5	55-69	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	9,75	3,25	133346,28	44448,76042
3,25	86	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	9,75	8,125	66673,141	55560,95052
3,25	125	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	9,75	17,875	66673,141	122234,0911
6,5	142-156	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	9,75	22,75	133346,28	311141,3229
6,5	57-71	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	16,25	3,25	222243,8	44448,76042
3,25	88	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	18,25	8,125	111121,9	55560,95052
3,25	127	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	16,25	17,875	111121,9	122234,0911
6,5	144-158	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	16,25	22,75	222243,8	311141,3229
3,25	73	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	22,75	4,875	155570,66	33336,57031
6,5	90-102	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	22,75	9,75	311141,32	133346,2813
6,5	114-129	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	13676,542	22,75	16,25	311141,32	222243,8021
3,25	146	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,25 x 0,45 x 2400) x 3,25 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	6838,2708	22,75	21,125	155570,66	144458,4714



Balok induk arah X								
6.5	25	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	7473.5781	9.75	0	72867.387		0
6.5	26	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	7473.5781	16.25	0	121445.64		0
6.5	27	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	3.25	6.5	38818.508	77637.01563	
6.5	28	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	9.75	6.5	116455.52	77637.01563	
6.5	29	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	16.25	6.5	194092.54	77637.01563	
6.5	30	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	22.75	6.5	271729.55	77637.01563	
6.5	31	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	3.25	13	38818.508	155274.0313	
3.25	32	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 3,25 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	7462.2708	8.125	13	60630.951	97009.52083	
3.25	33	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 3,25 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	7462.2708	17.875	13	133388.09	97009.52083	
6.5	34	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	22.75	13	271729.55	155274.0313	
6.5	35	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	3.25	19.5	38818.508	232911.0469	
6.5	36	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	9.75	19.5	116455.52	232911.0469	
6.5	37	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	16.25	19.5	194092.54	232911.0469	
6.5	38	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	22.75	19.5	271729.55	232911.0469	
6.5	39	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	7473.5781	9.75	26	72867.387	194313.0313	
6.5	40	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	7473.5781	16.25	26	121445.64	194313.0313	
Balok induk arah Y								
6.5	41	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	7473.5781	0	9.75	0	72867.38672	
6.5	42	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	7473.5781	0	16.25	0	121445.6445	
6.5	47	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	6.5	3.25	77637.016	38818.50781	
6.5	48	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	6.5	9.75	77637.016	116455.5234	
6.5	49	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	6.5	16.25	77637.016	194092.5391	
6.5	50	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	6.5	22.75	77637.016	271729.5547	
6.5	51	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	13	3.25	155274.03	38818.50781	
3.25	52	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 3,25 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	7462.2708	13	8.125	97009.521	60630.95052	
3.25	53	berat sendiri + dua beban satu segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 3,25 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 3,25	7462.2708	13	17.875	97009.521	133388.0911	
6.5	54	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	13	22.75	155274.03	271729.5547	
6.5	55	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	19.5	3.25	232911.05	38818.50781	
6.5	56	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	19.5	9.75	232911.05	116455.5234	
6.5	57	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	19.5	16.25	232911.05	194092.5391	
6.5	58	berat sendiri + dua beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + 2 x (1/3 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	11944.156	19.5	22.75	232911.05	271729.5547	
6.5	53	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	7473.5781	26	9.75	194313.03	72867.38672	
6.5	64	berat sendiri + satu beban dua segitiga (0,35 x 0,55 x 2400) x 6,5 + (1/4 x (446,5 + 250)) x 3,25 x 6,5	7473.5781	26	16.25	194313.03	121445.6445	

Shearwall							
	0.4 x 4 x 2400 x 2.5	9600	10.5	9.25	100800	88800	
	0.4 x 1 x 2400 x 2.5	2400	13	9.25	31200	22200	
	0.4 x 4 x 2400 x 2.5	9600	15.5	9.25	148800	88800	
	0.4 x 4 x 2400 x 2.5	9600	10.5	16.75	100800	160800	
	0.4 x 1 x 2400 x 2.5	2400	13	16.75	31200	40200	
	0.4 x 4 x 2400 x 2.5	9600	15.5	16.75	148800	160800	
	0.4 x 4 x 2400 x 2.5	9600	9.25	10.5	88800	100800	
	0.4 x 1 x 2400 x 2.5	2400	9.25	13	22200	31200	
	0.4 x 4 x 2400 x 2.5	9600	9.25	15.5	88800	148800	
	0.4 x 4 x 2400 x 2.5	9600	16.75	10.5	160800	100800	
	0.4 x 1 x 2400 x 2.5	2400	16.75	13	40200	31200	
	0.4 x 4 x 2400 x 2.5	9600	16.75	15.5	160800	148800	
Balok dalam shearwall							
arah X							
	2	2797.3333	10.25	11.25	28672.667	31470	
	2	2797.3333	10.25	14.75	28672.667	41250.66667	
	2	2797.3333	12.25	13	34267.333	36355.33333	
	3.5	1823.1718	15	11.75	27347.577	21422.26828	
arah Y							
	7.5	6028.2538	11.25	13	67817.656	78367.29974	
	7.5	4899.5872	13.25	13	64919.53	63694.63308	
Tangga							
Arah X							
		749.5	15.25	16.75	11429.676	12554.125	
		3814.42	15.25	15.25	58169.906	58169.805	
		3333	15.25	12.25	50828.25	40829.25	
Arah Y							
		1356.3775	13.25	13	17972.002	17632.9075	
		1356.3775	11.25	13	15259.247	17632.9075	
Total		774910.52			10066409	10080451.13	
Massa struktur		78991.898					
Pusat massa (x)		12.990414					
Pusat massa (y)		13.008536					
Inersia (x)		124622.85					
Inersia (y)		124622.85					
Massa puntir		39687936					



LISA STRUKTUR UTAMA GEDUNG STIKOM (T-M)

TEM

V=8

NTS

PERLETAKAN

X=6.5	Y=0	Z=0	
X=19.5	Y=0	Z=0	G=1,3,1
X=3.25	Y=3.25	Z=0	
X=22.75	Y=3.25	Z=0	
X=0	Y=6.5	Z=0	
X=26	Y=6.5	Z=0	G=6,10,1
X=0	Y=13	Z=0	
X=6.5	Y=13	Z=0	
X=19.5	Y=13	Z=0	
X=26	Y=13	Z=0	
X=0	Y=19.5	Z=0	
X=26	Y=19.5	Z=0	G=15,19,1
X=3.25	Y=22.75	Z=0	
X=22.75	Y=22.75	Z=0	
X=6.5	Y=26	Z=0	
X=19.5	Y=26	Z=0	G=22,24,1

LANTAI SATU

joint pada lantai

X=6.5	Y=0	Z=4	
X=19.5	Y=0	Z=4	G=25,27,1
X=3.25	Y=3.25	Z=4	
X=22.75	Y=3.25	Z=4	
X=0	Y=6.5	Z=4	
X=26	Y=6.5	Z=4	G=30,34,1
X=0	Y=13	Z=4	
X=6.5	Y=13	Z=4	
X=9.25	Y=13	Z=4	
X=13	Y=9.25	Z=4	
X=13	Y=16.75	Z=4	
X=16.75	Y=13	Z=4	
X=19.5	Y=13	Z=4	
X=26	Y=13	Z=4	
X=0	Y=19.5	Z=4	
X=26	Y=19.5	Z=4	G=43,47,1
X=3.25	Y=22.75	Z=4	
X=22.75	Y=22.75	Z=4	
X=6.5	Y=26	Z=4	
X=19.5	Y=26	Z=4	G=50,52,1

LANTAI DUA

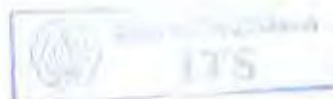
joint pada lantai

97	X=6.5	Y=0	Z=8	
99	X=19.5	Y=0	Z=8	G=497,499,1
00	X=3.25	Y=3.25	Z=8	
01	X=22.75	Y=3.25	Z=8	
02	X=0	Y=6.5	Z=8	
06	X=26	Y=6.5	Z=8	G=502,506,1
07	X=0	Y=13	Z=8	
08	X=6.5	Y=13	Z=8	
09	X=9.25	Y=13	Z=8	
10	X=13	Y=9.25	Z=8	
11	X=13	Y=16.75	Z=8	
12	X=16.75	Y=13	Z=8	
13	X=19.5	Y=13	Z=8	
14	X=26	Y=13	Z=8	
15	X=0	Y=19.5	Z=8	
19	X=26	Y=19.5	Z=8	G=515,519,1
20	X=3.25	Y=22.75	Z=8	
21	X=22.75	Y=22.75	Z=8	
22	X=6.5	Y=26	Z=8	
24	X=19.5	Y=26	Z=8	G=522,524,1

LANTAI TIGA

joint pada lantai

25	X=6.5	Y=0	Z=12	
27	X=19.5	Y=0	Z=12	G=925,927,1
28	X=3.25	Y=3.25	Z=12	
29	X=22.75	Y=3.25	Z=12	
30	X=0	Y=6.5	Z=12	
34	X=26	Y=6.5	Z=12	G=930,934,1
35	X=0	Y=13	Z=12	
36	X=6.5	Y=13	Z=12	
37	X=9.25	Y=13	Z=12	
38	X=13	Y=9.25	Z=12	
39	X=13	Y=16.75	Z=12	
40	X=16.75	Y=13	Z=12	
41	X=19.5	Y=13	Z=12	



C joint pada shearwall

C bagian depan

53	X=9.25	Y=9.25	Z=0	
58	X=11.75	Y=9.25	Z=0	
101	X=9.25	Y=9.25	Z=4	
106	X=11.75	Y=9.25	Z=4	Q=53,58,101,106,1,6
107	X=12.25	Y=9.25	Z=3	
108	X=12.75	Y=9.25	Z=3	
3947	X=13.00	Y=9.25	Z=3	
109	X=13.25	Y=9.25	Z=3	
110	X=13.75	Y=9.25	Z=3	
111	X=12.25	Y=9.25	Z=3.5	
112	X=12.75	Y=9.25	Z=3.5	
3948	X=13.00	Y=9.25	Z=3.5	
113	X=13.25	Y=9.25	Z=3.5	
114	X=13.75	Y=9.25	Z=3.5	
115	X=12.25	Y=9.25	Z=4	
116	X=12.75	Y=9.25	Z=4	
117	X=13.25	Y=9.25	Z=4	
118	X=13.75	Y=9.25	Z=4	
119	X=14.25	Y=9.25	Z=0	
124	X=16.75	Y=9.25	Z=0	
167	X=14.25	Y=9.25	Z=4	
172	X=16.75	Y=9.25	Z=4	Q=119,124,167,172,1,6

C bagian lubang depan

4019	X=12.25	Y=9.25	Z=0	
4020	X=12.75	Y=9.25	Z=0	
4029	X=12.25	Y=9.25	Z=2.5	
4030	X=12.75	Y=9.25	Z=2.5	Q=4019,4020,4029,4030,1,2
4031	X=13	Y=9.25	Z=0	
4036	X=13	Y=9.25	Z=2.5	Q=4031,4036,1
4037	X=13.25	Y=9.25	Z=0	
4038	X=13.75	Y=9.25	Z=0	
4047	X=13.25	Y=9.25	Z=2.5	
4048	X=13.75	Y=9.25	Z=2.5	Q=4037,4038,4047,4048,1,2

C bagian belakang

173	X=9.25	Y=16.75	Z=0	
178	X=11.75	Y=16.75	Z=0	
221	X=9.25	Y=16.75	Z=4	
226	X=11.75	Y=16.75	Z=4	Q=173,178,221,226,1,6
227	X=12.25	Y=16.75	Z=3	
228	X=12.75	Y=16.75	Z=3	
3949	X=13	Y=16.75	Z=3	
229	X=13.25	Y=16.75	Z=3	
230	X=13.75	Y=16.75	Z=3	
231	X=12.25	Y=16.75	Z=3.5	
232	X=12.75	Y=16.75	Z=3.5	
3950	X=13	Y=16.75	Z=3.5	
233	X=13.25	Y=16.75	Z=3.5	
234	X=13.75	Y=16.75	Z=3.5	
235	X=12.25	Y=16.75	Z=4	
236	X=12.75	Y=16.75	Z=4	
237	X=13.25	Y=16.75	Z=4	
238	X=13.75	Y=16.75	Z=4	
239	X=14.25	Y=16.75	Z=0	
244	X=16.75	Y=16.75	Z=0	
287	X=14.25	Y=16.75	Z=4	
292	X=16.75	Y=16.75	Z=4	Q=239,244,287,292,1,6

C bagian lubang belakang

4049	X=12.25	Y=16.75	Z=0	
4050	X=12.75	Y=16.75	Z=0	
4059	X=12.25	Y=16.75	Z=2.5	
4060	X=12.75	Y=16.75	Z=2.5	Q=4049,4050,4059,4060,1,2
4061	X=13	Y=16.75	Z=0	
4066	X=13	Y=16.75	Z=2.5	Q=4061,4066,1
4067	X=13.25	Y=16.75	Z=0	
4068	X=13.75	Y=16.75	Z=0	
4077	X=13.25	Y=16.75	Z=2.5	
4078	X=13.75	Y=16.75	Z=2.5	Q=4067,4068,4077,4078,1,2

C bagian samping depan

293	X=9.25	Y=16.25	Z=0	
297	X=9.25	Y=14.25	Z=0	
333	X=9.25	Y=16.25	Z=4	
337	X=9.25	Y=14.25	Z=4	Q=293,297,333,337,1,5
338	X=9.25	Y=13.75	Z=3	
339	X=9.25	Y=13.25	Z=3	
3951	X=9.25	Y=13	Z=3	
340	X=9.25	Y=12.75	Z=3	
341	X=9.25	Y=12.25	Z=3	
342	X=9.25	Y=13.75	Z=3.5	



C MASTER JOINT

3937 X=13.033 Y=13.1 Z=4  
3944 X=13.033 Y=13.1 Z=32 G=3937,3944,1  
3945 X=12.99 Y=13.0085 Z=36  
3946 X=12.99 Y=13.0085 Z=40

RESTRAINTS

1,4938,1 R=0,0,0,0,0,0  
1,24,1 R=1,1,1,1,1,1  
25,4938,1 R=1,1,0,0,0,1  
3937,3946,1 R=0,0,1,1,1,0 :MASTER JOINT  
53,58,1 R=1,1,1,1,1,1  
119,124,1 R=1,1,1,1,1,1  
173,178,1 R=1,1,1,1,1,1  
239,244,1 R=1,1,1,1,1,1  
293,297,1 R=1,1,1,1,1,1  
350,354,1 R=1,1,1,1,1,1  
395,399,1 R=1,1,1,1,1,1  
452,456,1 R=1,1,1,1,1,1  
296,403,1 R=1,1,0,0,0,1  
407,514,1 R=1,1,0,0,0,1  
518,625,1 R=1,1,0,0,0,1  
629,736,1 R=1,1,0,0,0,1  
740,847,1 R=1,1,0,0,0,1  
851,958,1 R=1,1,0,0,0,1  
962,1069,1 R=1,1,0,0,0,1  
1073,1180,1 R=1,1,0,0,0,1

LOADS

28,29,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
28,29,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
48,49,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
48,49,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
500,501,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
500,501,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
520,521,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
520,521,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
928,929,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
928,929,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
948,949,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
948,949,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
1356,1357,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
1356,1357,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
1376,1377,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
1376,1377,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
1784,1785,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
1784,1785,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
1804,1805,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
1804,1805,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
2212,2213,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
2212,2213,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
2232,2233,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
2232,2233,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
2640,2641,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
2640,2641,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
2660,2661,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
2660,2661,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
3068,3069,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
3068,3069,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
3088,3089,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
3088,3089,1 F=0,0,-2.706667 L=2  
3496,3497,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
3496,3497,1 F=0,0,-4.006667 L=2  
3516,3517,1 F=0,0,-4.409667 L=1  
3516,3517,1 F=0,0,-4.006667 L=2  
3921,3923,2 F=0,0,-5.67836 L=1  
3922,3935,13 F=0,0,-6.27634 L=1  
3924,3925,1 F=0,0,-5.18126 L=1  
3926,3927,1 F=0,0,-5.67836 L=1  
3928,3929,1 F=0,0,-6.27634 L=1  
3930,3931,1 F=0,0,-5.67836 L=1  
3932,3933,1 F=0,0,-5.18126 L=1  
3934,3936,2 F=0,0,-5.67836 L=1

FRAME

NM=2 NL=40 Z=-1,-1 NSEC=5  
1 E=2.33E6 B=0.6 D=0.6 W=2.400\*0.6\*0.6 M=0.08807 :DIMENSI KOLOM  
2 E=2.33E6 B=0.35 D=0.55 W=2.400\*0.35\*0.55 M=0.04709 :DIMENSI BALOK INDUK  
C beban terpusat dan beban merata balok melintang  
C pada lantai

1 WG=0,0,-0.362781 PLD=3.25,-2.628078,0 :SATU BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK (3.25 m)  
 2 WG=0,0,-0.203125 PLD=3.25,-1.590313,0 :SATU BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK (3.25 m)  
 3 WG=0,0,-0.725563 PLD=3.25,-4.986156,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK\* (6.5 m)  
 4 WG=0,0,-0.406250 PLD=3.25,-2.910625,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK\* (6.5 m)  
 5 WG=0,0,-0.725563 PLD=3.25,-4.832911,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK\*\* (6.5 m)  
 6 WG=0,0,-0.406250 PLD=3.25,-2.943646,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK\*\* (6.5 m)  
 7 WG=0,0,-0.967417 :DUA BEBAN EKIVALEN-SATU SEGITIGA (MD)  
 8 WG=0,0,-0.541667 :DUA BEBAN EKIVALEN-SATU SEGITIGA (ML)  
 9 WG=0,0,-0.684038 :BEBAN PELAT SEGITIGA PADA ALAS (MD)  
 10 WG=0,0,-0.38300 :BEBAN PELAT SEGITIGA PADA ALAS (ML)

C pada auditorium

11 WG=0,0,-0.362781 PLD=3.25,-2.628078,0 :SATU BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK (3.25 m)  
 12 WG=0,0,-0.325000 PLD=3.25,-2.382500,0 :SATU BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK (3.25 m)  
 13 WG=0,0,-0.725563 PLD=3.25,-4.986156,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK\* (6.5 m)  
 14 WG=0,0,-0.650000 PLD=3.25,-4.495000,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK\* (6.5 m)  
 15 WG=0,0,-0.725563 PLD=3.25,-4.937911,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK\*\* (6.5 m)  
 16 WG=0,0,-0.406250 PLD=3.25,-4.385833,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK\*\* (6.5 m)  
 17 WG=0,0,-0.967417 :DUA BEBAN EKIVALEN-SATU SEGITIGA (MD)  
 18 WG=0,0,-0.866667 :DUA BEBAN EKIVALEN-SATU SEGITIGA (ML)  
 19 WG=0,0,-0.684038 :BEBAN PELAT SEGITIGA PADA ALAS (MD)  
 20 WG=0,0,-0.612800 :BEBAN PELAT SEGITIGA PADA ALAS (ML)

C beban terpusat dan beban merata balok memanjang

C pada lantai

21 WG=0,0,-0.362781 PLD=3.25,-2.628078,0 :SATU BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK (3.25 m)  
 22 WG=0,0,-0.203125 PLD=3.25,-1.590313,0 :SATU BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK (3.25 m)  
 23 WG=0,0,-0.725563 PLD=3.25,-4.986156,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK\* (6.5 m)  
 24 WG=0,0,-0.406250 PLD=3.25,-2.910625,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK\* (6.5 m)  
 25 WG=0,0,-0.725563 PLD=3.25,-4.832911,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK\*\* (6.5 m)  
 26 WG=0,0,-0.406250 PLD=3.25,-2.943646,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK\*\* (6.5 m)  
 27 WG=0,0,-0.967417 :DUA BEBAN EKIVALEN-SATU SEGITIGA (MD)  
 28 WG=0,0,-0.541667 :DUA BEBAN EKIVALEN-SATU SEGITIGA (ML)  
 29 WG=0,0,-0.684038 :BEBAN PELAT SEGITIGA PADA ALAS (MD)  
 30 WG=0,0,-0.38300 :BEBAN PELAT SEGITIGA PADA ALAS (ML)

C pada auditorium

31 WG=0,0,-0.362781 PLD=3.25,-2.628078,0 :SATU BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK (3.25 m)  
 32 WG=0,0,-0.325000 PLD=3.25,-2.382500,0 :SATU BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK (3.25 m)  
 33 WG=0,0,-0.725563 PLD=3.25,-4.986156,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK\* (6.5 m)  
 34 WG=0,0,-0.650000 PLD=3.25,-4.495000,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK\* (6.5 m)  
 35 WG=0,0,-0.725563 PLD=3.25,-4.832911,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (MD) & TERPUSAT BLK-ANAK\*\* (6.5 m)  
 36 WG=0,0,-0.406250 PLD=3.25,-4.385833,0 :DUA BEBAN EKIVALEN-DUA SEGITIGA (ML) & TERPUSAT BLK-ANAK\*\* (6.5 m)  
 37 WG=0,0,-0.967417 :DUA BEBAN EKIVALEN-SATU SEGITIGA (MD)  
 38 WG=0,0,-0.866667 :DUA BEBAN EKIVALEN-SATU SEGITIGA (ML)  
 39 WG=0,0,-0.684038 :BEBAN PELAT SEGITIGA PADA ALAS (MD)  
 40 WG=0,0,-0.612800 :BEBAN PELAT SEGITIGA PADA ALAS (ML)

C ELEMEN LANTAI SATU

C kolom

1,1,25 M=1 LP=3,0 G=2,1,1,1 MS=0,3937  
 4,4,28 M=1 LP=3,0 G=1,1,1,1 MS=0,3937  
 6,6,30 M=1 LP=3,0 G=4,1,1,1 MS=0,3937  
 11,11,35 M=1 LP=3,0 G=1,1,1,1 MS=0,3937  
 13,13,41 M=1 LP=3,0 G=1,1,1,1 MS=0,3937  
 15,15,43 M=1 LP=3,0 G=4,1,1,1 MS=0,3937  
 20,20,48 M=1 LP=3,0 G=1,1,1,1 MS=0,3937  
 22,22,50 M=1 LP=3,0 G=2,1,1,1 MS=0,3937

C balok memanjang

25,26,25 M=2 NSL=21,22 LP=25,50 G=1,1,1,1 MS=3937,3937  
 27,31,30 M=2 NSL=25,26 LP=30,43 MS=3937,3937  
 28,32,31 M=2 NSL=25,26 LP=31,50 G=1,1,1,1 MS=3937,3937  
 30,34,33 M=2 NSL=25,26 LP=33,52 MS=3937,3937  
 31,36,35 M=2 NSL=23,24 LP=35,43 MS=3937,3937  
 32,37,36 M=2 NSL=27,28 LP=36,44 MS=3937,3937  
 33,40,41 M=2 NSL=27,28 LP=46,41 MS=3937,3937  
 34,42,41 M=2 NSL=23,24 LP=41,46 MS=3937,3937  
 35,44,43 M=2 NSL=25,26 LP=38,43 MS=3937,3937  
 36,45,44 M=2 NSL=25,26 LP=35,44 G=1,1,1,1 MS=3937,3937  
 38,47,46 M=2 NSL=25,26 LP=27,46 MS=3937,3937  
 39,51,50 M=2 NSL=21,22 LP=35,50 G=1,1,1,1 MS=3937,3937

C balok melintang

41,30,35 M=2 NSL=1,2 LP=3,0 MS=3937,3937  
 42,35,43 M=2 NSL=1,2 LP=3,0 MS=3937,3937  
 47,25,31 M=2 NSL=5,6 LP=3,0 MS=3937,3937  
 48,31,36 M=2 NSL=5,6 LP=3,0 MS=3937,3937  
 49,36,44 M=2 NSL=5,6 LP=3,0 MS=3937,3937  
 50,44,50 M=2 NSL=5,6 LP=3,0 MS=3937,3937  
 51,26,32 M=2 NSL=3,4 LP=3,0 MS=3937,3937  
 52,32,36 M=2 NSL=7,8 LP=3,0 MS=3937,3937  
 53,39,45 M=2 NSL=7,8 LP=3,0 MS=3937,3937  
 54,45,51 M=2 NSL=3,4 LP=3,0 MS=3937,3937  
 55,27,33 M=2 NSL=5,6 LP=3,0 MS=3937,3937  
 56,33,41 M=2 NSL=5,6 LP=3,0 MS=3937,3937



SHELL

NM=1 Z=-1

I E=2.33E6 U=0.18 W=2.400 M=0.24465

C LANTAI SATU

c shearwall depan

65 JQ=93,54,59,60 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3 G=5,8  
105 JQ=94,107,100,111 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
106 JQ=107,108,111,112 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
107 JQ=108,3947,112,3948 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
3849 JQ=3947,109,3948,113 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
108 JQ=109,110,113,114 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
109 JQ=110,115,114,161 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
110 JQ=100,111,106,115 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
111 JQ=111,112,115,116 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
112 JQ=112,3948,116,38 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
3850 JQ=3948,113,38,117 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
113 JQ=113,114,117,118 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
114 JQ=114,161,118,167 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
115 JQ=119,120,125,126 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3 G=5,8

c shearwall belakang

155 JQ=173,174,179,180 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3 G=5,8  
195 JQ=214,227,220,231 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
196 JQ=227,228,231,232 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
197 JQ=228,3949,232,3950 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
3851 JQ=3949,229,3950,233 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
198 JQ=229,230,233,234 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
199 JQ=230,275,234,281 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
200 JQ=220,231,226,235 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
201 JQ=231,232,235,236 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
202 JQ=232,3950,236,39 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
3852 JQ=3950,233,39,237 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
203 JQ=233,234,237,238 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
204 JQ=234,281,238,287 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
205 JQ=239,240,245,246 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3 G=5,8

c shearwall samping depan

245 JQ=173,179,293,298 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
246 JQ=179,298,185,303 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
247 JQ=185,191,303,308 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
248 JQ=191,197,308,313 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
249 JQ=197,203,313,318 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
250 JQ=203,209,318,323 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
251 JQ=209,215,323,328 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
252 JQ=215,221,328,333 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
253 JQ=293,294,298,299 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3 G=4,8  
285 JQ=327,338,332,342 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
286 JQ=338,339,342,343 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
287 JQ=339,3951,343,3952 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
3853 JQ=3951,340,3952,344 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
288 JQ=340,341,344,345 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
289 JQ=341,380,345,385 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
290 JQ=332,342,337,346 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
291 JQ=342,343,346,347 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
292 JQ=343,3952,347,37 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
3854 JQ=3952,344,37,348 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
293 JQ=344,345,348,349 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
294 JQ=345,385,349,390 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
295 JQ=350,351,355,356 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3 G=4,8  
327 JQ=354,53,359,59 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
328 JQ=359,364,59,65 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
329 JQ=364,369,65,71 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
330 JQ=369,374,71,77 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
331 JQ=374,379,77,83 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
332 JQ=379,384,83,89 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
333 JQ=384,389,89,95 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
334 JQ=389,394,95,101 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3

c shearwall samping belakang

335 JQ=244,395,250,400 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
336 JQ=250,256,400,405 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
337 JQ=256,262,405,410 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
338 JQ=262,268,410,415 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
339 JQ=268,274,415,420 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
340 JQ=274,280,420,425 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
341 JQ=280,286,425,430 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
342 JQ=286,292,430,435 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
343 JQ=395,396,400,401 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3 G=4,8  
375 JQ=429,440,434,444 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
376 JQ=440,441,444,445 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
377 JQ=441,3953,445,3954 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
378 JQ=442,443,446,447 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3  
3856 JQ=3953,442,3954,446 M=1 ETYPE=0 TH=0.3,0.3

C LANTAI SEMBILAN

c shearwall depan

3456	JQ=3135,3136,3521,3522	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	G=5,1
3461	JQ=3521,3522,3527,3528	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	G=5,7
3496	JQ=3556,3569,3562,3573	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3497	JQ=3569,3570,3573,3574	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3498	JQ=3570,4011,3574,4012	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3914	JQ=4011,3571,4012,3575	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3499	JQ=3571,3572,3575,3576	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3500	JQ=3572,3611,3576,3617	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3501	JQ=3562,3573,3568,3577	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3502	JQ=3573,3574,3577,3578	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3503	JQ=3574,4012,3578,3506	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3915	JQ=4012,3575,3506,3579	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3504	JQ=3575,3576,3579,3580	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3505	JQ=3576,3617,3580,3623	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3506	JQ=3195,3196,3581,3582	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	G=5,1
3511	JQ=3581,3582,3587,3588	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	G=5,7

c shearwall belakang

3546	JQ=3243,3244,3629,3630	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	G=5,1
3551	JQ=3629,3630,3635,3636	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	G=5,7
3586	JQ=3664,3677,3670,3681	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3587	JQ=3677,3678,3681,3682	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3588	JQ=3678,4013,3682,4014	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3916	JQ=4013,3679,4014,3683	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3589	JQ=3679,3680,3683,3684	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3590	JQ=3680,3719,3684,3725	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3591	JQ=3670,3681,3676,3685	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3592	JQ=3681,3682,3685,3686	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	

c shearwall samping belakang

3726	JQ=3308,3436,3694,3829	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3727	JQ=3694,3700,3829,3834	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3728	JQ=3700,3706,3834,3839	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3729	JQ=3706,3712,3839,3844	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3730	JQ=3712,3718,3844,3849	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3731	JQ=3718,3724,3849,3854	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3732	JQ=3724,3730,3854,3859	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3733	JQ=3730,3736,3859,3864	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3734	JQ=3436,3437,3829,3830	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	G=4,1
3738	JQ=3829,3830,3834,3835	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	G=4,7
3766	JQ=3856,3869,3863,3873	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3767	JQ=3869,3870,3873,3874	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3768	JQ=3870,4017,3874,4018	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3920	JQ=4017,3871,4018,3875	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3769	JQ=3871,3872,3875,3876	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3770	JQ=3872,3906,3876,3911	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3771	JQ=3863,3873,3868,3877	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3772	JQ=3873,3874,3877,3878	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3773	JQ=3874,4018,3878,3508	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3921	JQ=4018,3875,3508,3879	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3774	JQ=3875,3876,3879,3880	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3775	JQ=3876,3911,3880,3916	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3776	JQ=3486,3489,3881,3882	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	G=4,1
3780	JQ=3881,3882,3886,3887	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	G=4,7
3808	JQ=3492,3200,3885,3586	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3809	JQ=3885,3890,3586,3592	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3810	JQ=3890,3895,3592,3598	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3811	JQ=3895,3900,3598,3604	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3812	JQ=3900,3905,3604,3610	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3813	JQ=3905,3910,3610,3616	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3814	JQ=3910,3915,3616,3622	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	
3815	JQ=3915,3920,3622,3628	M=1	ETYP=0	TH=0.3,0.3	

MASSES

3937,3944,1	M=69.022,69.022,0,0,0,33926.548
3945,3946,1	M=78.991,78.991,0,0,0,39687.936

SPEC

A=0	S=9.81	D=0.05
0	0.05	0.05 0
1	0.05	0.05 0
1.5	0.03	0.03 0
2	0.027	0.027 0
3	0.025	0.025 0

COMBO

1	C=1
2	C=0,1
3	C=0,1*0.9
4	C=0,0 D=1.00
5	C=0,0 D=-1.00



ANALISA STRUKTUR TANGGA 2 DIMENSI (KG-M)

SYSTEM

L=1

JOINTS

1 X=0 Y=0

2 X=3 Y=2

3 X=4.5 Y=2

RESTRAINTS

1,3,1 R=0,0,0,0,0,0

1,1,0 R=1,1,1,1,1,0

3,3,0 R=0,1,1,1,1,0

FRAME

NM=1 NL=2 R=-1 NSEC=4

1 A=1\*0.5 I=2.8125E-4,0.0125 E=2.1E9

1 WG=0,-1166.4

2 WG=0,-1345.97

1,1,2 M=1 NSL=2 LP=1,0

2,2,3 M=1 NSL=1 LP=1,0

ELT ID	LOAD COND	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
1								
1		0.000			-1654.970			
		0.000	2482.455	0.000				
		1.202	1362.541	2310.555				
		2.404	242.626	3275.140				
		3.606	-877.289	2893.755				
		3.606			584.859			
2								
1		0.000			0.000			
		0.000	-1054.370	2893.755				
		0.500	-1637.570	2220.770				
		1.000	-2220.770	1256.185				
		1.500	-2803.970	0.000				
		1.500			0.000			

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD CONDITION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	0.0000	2983.5400	0.0000
2	-0.2690E-09	0.1601E-09	0.1819E-11
3	0.0000	2803.9700	0.0000
TOTAL	0.0000E+00	0.5788E+04	0.2118E-11

ANALISA STRUKTUR ATAP GEDUNG STIKOM (KG-M)  
SYSTEM

L=4 :MACAM BEBAN :1. B MATI :2. B. HUJAN :3. B ANGIN :4. B HIDUP

JOINTS

1	X=6.5	Y=0	Z=0	
49	X=12.409	Y=11.818	Z=12	G=1.49,16
2	X=13	Y=0	Z=0	
50	X=13	Y=11.818	Z=12	G=2.50,16
3	X=19.5	Y=0	Z=0	
51	X=13.592	Y=11.818	Z=12	G=3.51,16
4	X=22.75	Y=3.25	Z=0	
52	X=13.887	Y=12.114	Z=12	G=4.52,16
5	X=26	Y=6.5	Z=0	
53	X=14.182	Y=12.409	Z=12	G=5.53,16
6	X=26	Y=13	Z=0	
54	X=14.182	Y=13	Z=12	G=6.54,16
7	X=26	Y=19.5	Z=0	
55	X=14.182	Y=13.591	Z=12	G=7.55,16
8	X=22.75	Y=22.75	Z=0	
56	X=13.887	Y=13.887	Z=12	G=8.56,16
9	X=19.5	Y=26	Z=0	
57	X=13.592	Y=14.182	Z=12	G=9.57,16
10	X=13	Y=26	Z=0	
58	X=13	Y=14.182	Z=12	G=10.58,16
11	X=6.5	Y=26	Z=0	
59	X=12.409	Y=14.182	Z=12	G=11.59,16
12	X=3.25	Y=22.75	Z=0	
60	X=12.113	Y=13.887	Z=12	G=12.60,16
13	X=0	Y=19.5	Z=0	
61	X=11.818	Y=13.591	Z=12	G=13.61,16
14	X=0	Y=13	Z=0	
62	X=11.818	Y=13	Z=12	G=14.62,16
15	X=0	Y=6.5	Z=0	
63	X=11.818	Y=12.409	Z=12	G=15.63,16
16	X=3.25	Y=3.25	Z=0	
64	X=12.113	Y=12.113	Z=12	G=16.64,16
65	X=13	Y=13	Z=13	

RESTRAINTS

1,65,1 R=0,0,0,0,0,0  
17,65,1 R=1,1,0,0,0,1  
1,16,1 R=1,1,1,0,0,0

LOADS

17,31,2	F=0,0,-573.1281	L=1
18,30,4	F=0,0,-671.4358	L=1
20,32,4	F=0,0,-474.7759	L=1
C		
33,47,2	F=0,0,-323.9871	L=1
34,46,4	F=0,0,-379.5213	L=1
36,48,4	F=0,0,-268.3935	L=1
C		
49,63,2	F=0,0,-74.75712	L=1
50,62,4	F=0,0,-87.59211	L=1
52,64,4	F=0,0,-61.93696	L=1
C		
17,31,2	F=0,0,-50.6577	L=2
18,30,4	F=0,0,-59.34693	L=2
20,32,4	F=0,0,-41.96454	L=2
C		
33,47,2	F=0,0,-28.6366	L=2
34,46,4	F=0,0,-33.54517	L=2
36,48,4	F=0,0,-23.72279	L=2
C		
49,63,2	F=0,0,-6.60764	L=2
50,62,4	F=0,0,-7.7421	L=2
52,64,4	F=0,0,-5.47449	L=2
C		
17,31,2	F=0,0,-85.074	L=3
18,30,4	F=0,0,-99.6666	L=3
20,32,4	F=0,0,-70.4748	L=3
C		
33,47,2	F=0,0,-48.092	L=3
34,46,4	F=0,0,-56.3354	L=3
36,48,4	F=0,0,-39.8398	L=3
C		
49,63,2	F=0,0,-11.0968	L=3
50,62,4	F=0,0,-13.002	L=3
52,64,4	F=0,0,-9.1938	L=3



FRAME

NM=3 NL=31 Z=-1 NSEC=5

1 E=2.1E10 A=11.85E-4 I=187E-8,14.8E-8 :ATAP ATAS 100.58.5.7  
2 E=2.1E10 A=37.67E-4 I=4050E-8,294E-8 :ATAP BALOK 250.125.6.9  
3 E=2.1E10 A=27.16E-4 I=1840E-8,184E-8 :ATAP PENGAKU 200.100.5.5.8

1 WG=0,0,-9.3

C BEBAN MATI

C BIDANG PERTAMA

2 WG=0,0,-32.56 PLD=0.001,-306.4431,0,2,-551.0231,0,4,-489.0496,0  
3 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-365.713,0,4,-303.7918,0  
4 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-179.5134,0,4,-117.6503,0

C BIDANG KEDUA

5 WG=0,0,-32.56 PLD=0.001,-359.1267,0,2,-645.519,0,4,-572.9956,0  
6 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-427.9377,0,4,-355.4033,0  
7 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-210.3455,0,4,-137.8221,0

C BIDANG KETIGA

8 WG=0,0,-32.56 PLD=0.001,-253.8705,0,2,-456.45,0,4,-405.1699,0  
9 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-302.5988,0,4,-251.3076,0  
10 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-148.7365,0,4,-97.4454,0

C BEBAN HUJAN

C BIDANG PERTAMA

11 WG=0,0,-32.56 PLD=0.001,-27.0899,0,2,-48.704,0,4,-43.226,0  
12 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-32.28,0,4,-26.852,0  
13 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-15.867,0,4,-10.399,0

C BIDANG KEDUA

14 WG=0,0,-32.56 PLD=0.001,-31.7337,0,2,-57.056,0,4,-50.646,0  
15 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-37.828,0,4,-31.413,0  
16 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-18.592,0,4,-12.182,0

C BIDANG KETIGA

17 WG=0,0,-32.56 PLD=0.001,-22.439,0,2,-40.345,0,4,-35.812,0  
18 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-26.746,0,4,-22.213,0  
19 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-13.147,0,4,-8.613,0

C BEBAN ANGIN

C BIDANG PERTAMA

20 WG=0,0,-32.56 PLD=0.001,-45.488,0,2,-81.793,0,4,-72.594,0  
21 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-54.212,0,4,-45.094,0  
22 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-26.647,0,4,-17.464,0

C BIDANG KEDUA

23 WG=0,0,-32.56 PLD=0.001,-53.293,0,2,-95.82,0,4,-85.054,0  
24 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-63.522,0,4,-52.755,0  
25 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-31.223,0,4,-20.458,0

C BIDANG KETIGA

26 WG=0,0,-32.56 PLD=0.001,-37.684,0,2,-67.755,0,4,-60.143,0  
27 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-26.746,0,4,-22.21,0  
28 WG=0,0,-32.56 PLD=2,-13.147,0,4,-8.613,0

29 WG=0,0,-16.67

:MERATA HIDUP

30 WG=0,0,-32.56

:MERATA WF 250.125.6.9

31 WG=0,0,-23.43

:MERATA WF 200.100.5.5.8

C  
1,1,2 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=2,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
3,5,6 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
9,9,10 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=2,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
13,13,14 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=2,1,1,1  
16,16,1 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1

C  
17,17,18 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=2,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
21,21,22 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
25,25,26 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=2,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
29,29,30 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=2,1,1,1  
32,32,17 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1

C  
33,33,34 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=2,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
37,37,38 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
41,41,42 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=2,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
45,45,46 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=2,1,1,1  
48,48,33 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1

C  
49,49,50 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=2,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
53,53,54 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
57,57,58 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=2,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=3,1,1,1  
61,61,62 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=2,1,1,1  
64,64,49 M=3 NSL=31,0,0,29 LP=3,0 LR=1,1,0,1,1,1

C  
65,1,17 M=2 NSL=2,11,20,29 LP=51,53 LR=1,1,0,1,1,1  
73,9,25 M=2 NSL=2,11,20,29 LP=53,61 LR=1,1,0,1,1,1  
67,3,19 M=2 NSL=2,11,20,29 LP=63,55 LR=1,1,0,1,1,1  
75,11,27 M=2 NSL=2,11,20,29 LP=55,63 LR=1,1,0,1,1,1  
69,5,21 M=2 NSL=2,11,20,29 LP=49,57 LR=1,1,0,1,1,1  
77,13,29 M=2 NSL=2,11,20,29 LP=57,49 LR=1,1,0,1,1,1  
71,7,23 M=2 NSL=2,11,20,29 LP=51,59 LR=1,1,0,1,1,1

79,15,31	M=2	NSL=2,11,20,29	LP=59,51	LR=1,1,0,1,1,1	
86,2,18	M=2	NSL=5,14,23,29	LP=49,51	LR=1,1,0,1,1,1	
74,10,26	M=2	NSL=5,14,23,29	LP=57,59	LR=1,1,0,1,1,1	
80,6,22	M=2	NSL=5,14,23,29	LP=53,55	LR=1,1,0,1,1,1	
78,14,30	M=2	NSL=5,14,23,29	LP=55,53	LR=1,1,0,1,1,1	
88,4,20	M=2	NSL=8,17,26,29	LP=64,56	LR=1,1,0,1,1,1	
76,12,28	M=2	NSL=8,17,26,29	LP=56,64	LR=1,1,0,1,1,1	
72,8,24	M=2	NSL=8,17,26,29	LP=52,60	LR=1,1,0,1,1,1	
80,16,32	M=2	NSL=8,17,26,29	LP=60,52	LR=1,1,0,1,1,1	
C					
81,17,33	M=2	NSL=3,12,21,29	LP=61,53	LR=1,1,0,1,1,1	
89,25,41	M=2	NSL=3,12,21,29	LP=53,61	LR=1,1,0,1,1,1	
83,19,35	M=2	NSL=3,12,21,29	LP=63,55	LR=1,1,0,1,1,1	
91,27,43	M=2	NSL=3,12,21,26	LP=55,63	LR=1,1,0,1,1,1	
85,21,37	M=2	NSL=3,12,21,29	LP=49,57	LR=1,1,0,1,1,1	
93,29,45	M=2	NSL=3,12,21,29	LP=57,49	LR=1,1,0,1,1,1	
87,23,39	M=2	NSL=3,12,21,29	LP=51,59	LR=1,1,0,1,1,1	
95,31,47	M=2	NSL=3,12,21,29	LP=59,51	LR=1,1,0,1,1,1	
82,18,34	M=2	NSL=6,15,24,29	LP=49,51	LR=1,1,0,1,1,1	
90,26,42	M=2	NSL=6,15,24,29	LP=51,49	LR=1,1,0,1,1,1	
86,22,38	M=2	NSL=6,15,24,29	LP=53,55	LR=1,1,0,1,1,1	
94,30,46	M=2	NSL=6,15,24,29	LP=55,53	LR=1,1,0,1,1,1	
84,20,36	M=2	NSL=9,18,27,29	LP=64,56	LR=1,1,0,1,1,1	
92,28,44	M=2	NSL=9,18,27,29	LP=56,64	LR=1,1,0,1,1,1	
88,24,40	M=2	NSL=9,18,27,29	LP=52,60	LR=1,1,0,1,1,1	
96,32,48	M=2	NSL=9,18,27,29	LP=60,52	LR=1,1,0,1,1,1	
C					
97,33,49	M=2	NSL=4,13,22,29	LP=61,53	LR=1,1,0,1,1,1	
105,41,57	M=2	NSL=4,13,22,29	LP=53,61	LR=1,1,0,1,1,1	
99,35,51	M=2	NSL=4,13,22,29	LP=63,55	LR=1,1,0,1,1,1	
107,43,59	M=2	NSL=4,13,22,29	LP=55,63	LR=1,1,0,1,1,1	
101,37,53	M=2	NSL=4,13,22,29	LP=49,57	LR=1,1,0,1,1,1	
109,45,61	M=2	NSL=4,13,22,29	LP=57,49	LR=1,1,0,1,1,1	
103,39,55	M=2	NSL=4,13,22,29	LP=51,59	LR=1,1,0,1,1,1	
111,47,63	M=2	NSL=4,13,22,29	LP=59,51	LR=1,1,0,1,1,1	
98,34,50	M=2	NSL=7,16,25,29	LP=49,51	LR=1,1,0,1,1,1	
106,42,58	M=2	NSL=7,16,25,29	LP=51,49	LR=1,1,0,1,1,1	
102,38,54	M=2	NSL=7,16,25,29	LP=53,55	LR=1,1,0,1,1,1	
110,46,62	M=2	NSL=7,16,25,29	LP=55,53	LR=1,1,0,1,1,1	
100,36,52	M=2	NSL=10,19,28,29	LP=64,56	LR=1,1,0,1,1,1	
108,44,60	M=2	NSL=10,19,28,29	LP=56,64	LR=1,1,0,1,1,1	
104,40,56	M=2	NSL=10,19,28,29	LP=52,60	LR=1,1,0,1,1,1	
112,48,64	M=2	NSL=10,19,28,29	LP=60,52	LR=1,1,0,1,1,1	
C					
113,49,65	M=1	NSL=1	LP=53,61	LR=1,1,0,1,1,1	
114,50,65	M=1	NSL=1	LP=3,0	LR=1,1,0,1,1,1	
115,51,65	M=1	NSL=1	LP=55,63	LR=1,1,0,1,1,1	
116,52,65	M=1	NSL=1	LP=56,64	LR=1,1,0,1,1,1	
117,53,65	M=1	NSL=1	LP=57,49	LR=1,1,0,1,1,1	
118,54,65	M=1	NSL=1	LP=2,0	LR=1,1,0,1,1,1	
119,55,65	M=1	NSL=1	LP=51,59	LR=1,1,0,1,1,1	
120,56,65	M=1	NSL=1	LP=52,60	LR=1,1,0,1,1,1	
121,57,65	M=1	NSL=1	LP=53,61	LR=1,1,0,1,1,1	
122,58,65	M=1	NSL=1	LP=3,0	LR=1,1,0,1,1,1	
123,59,65	M=1	NSL=1	LP=55,63	LR=1,1,0,1,1,1	
124,60,65	M=1	NSL=1	LP=56,64	LR=1,1,0,1,1,1	
125,61,65	M=1	NSL=1	LP=57,49	LR=1,1,0,1,1,1	
126,62,65	M=1	NSL=1	LP=2,0	LR=1,1,0,1,1,1	
127,63,65	M=1	NSL=1	LP=59,51	LR=1,1,0,1,1,1	
128,64,65	M=1	NSL=1	LP=60,52	LR=1,1,0,1,1,1	

COMBO

1	C=1.2,0.0,1.6	:BEBAN TETAP
2	C=1.2,1.6,0.8	:BEBAN SEMENTARA



ANALISA STRUKTUR TANGGA 2 DIMENSI (KG-M)

SYSTEM

L=1

JOINTS

1 X=0 Y=0

2 X=1 Y=2

3 X=4.5 Y=2

RESTRAINTS

1,3,1 R=0,0,0,0,0,0

1,1,0 R=1,1,1,1,1,0

3,3,0 R=0,1,1,1,1,0

FRAME

NM=1 NL=2 Z=-1 NSEC=4

1 A=1\*0.5 I=2.8125E-4,0.0125 E=2.1E9

1 WG=0,-1166.4

2 WG=0,-1345.97

1,1,2 M=1 NSL=2 LP=1,0

2,2,3 M=1 NSL=1 LP=1,0

ELT ID	LOAD COND	DIST ENDT	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
1								
	1	0.000			-1654.970			
		0.000	2482.455	0.000				
		1.202	1362.541	2310.555				
		2.404	242.626	3275.140				
		3.606	-877.289	2893.755				
		3.606			584.859			
2								
	1	0.000			0.000			
		0.000	-1054.370	2893.755				
		0.500	-1637.570	2220.770				
		1.000	-2220.770	1256.185				
		1.500	-2803.970	0.000				
		1.500			0.000			

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD CONDITION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	0.0000	2983.5400	0.0000
2	-0.2690E-09	0.1601E-09	0.1819E-11
3	0.0000	2803.9700	0.0000
TOTAL	0.0000E+00	0.5788E+04	0.2118E-11



TANGGA-2

FRAME

OUTPUT M33

LOAD 1

MIN < 2 >

-0.7390E-12

AT 1.50

MAX < 1 >

0.3275E+04

AT 2.40

SAP90







TANGGA-2

FRAME

OUTPUT V22

LOAD 1

MIN < 2 >

-0.2804E+04

AT 1.50

MAX < 1 >

0.2482E+04

AT 0.00

SAP90





TANGGA-2

FRAME

OUTPUT

LOAD

P

1

MIN < 1 >  
-0.1655E+04  
AT 0.00  
MAX < 1 >  
0.5849E+03  
AT 3.61

SAP90



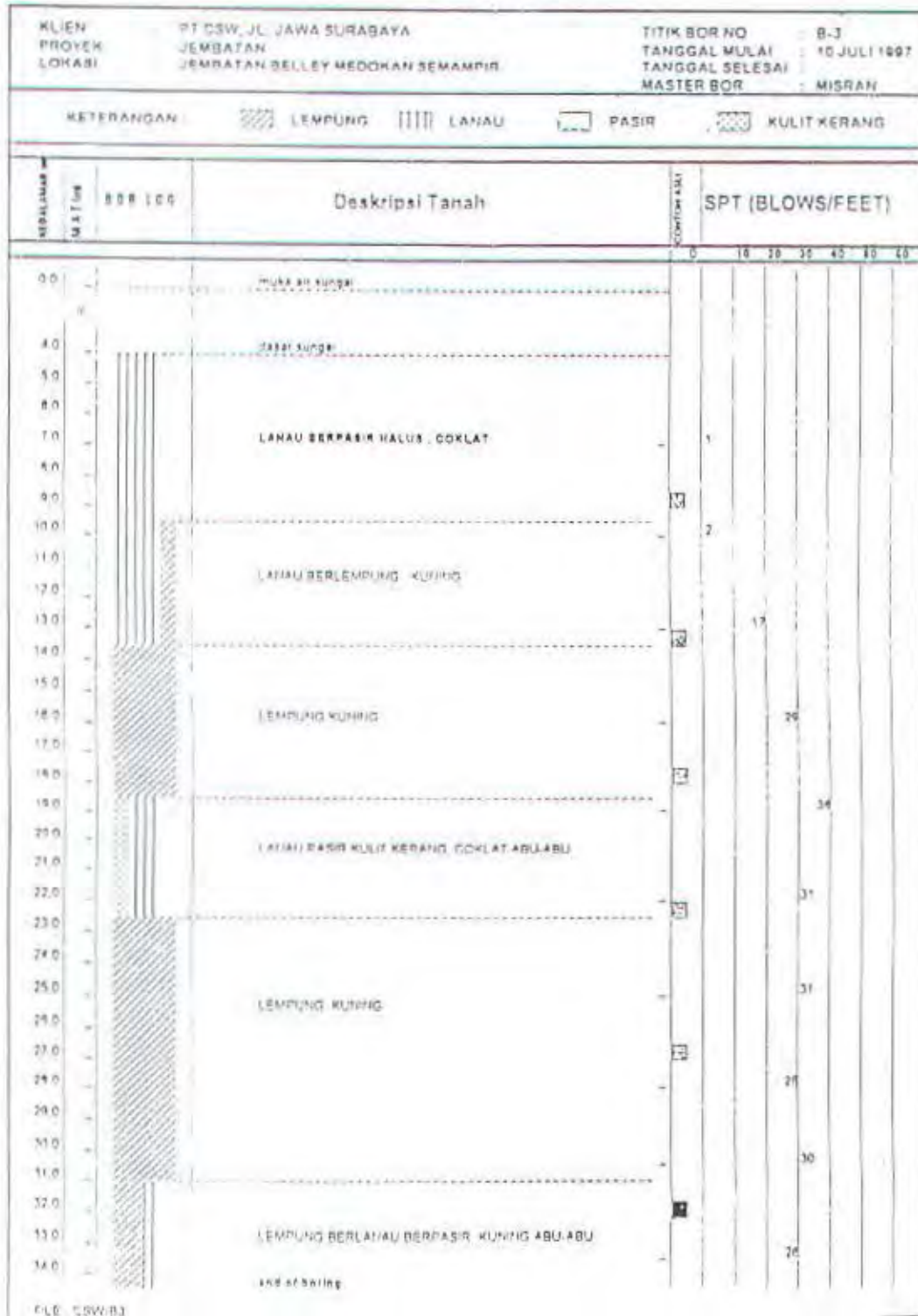




# LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER ( I.T.S ) SURABAYA  
 KAMPUS I.T.S KEPUTIH, SUKOLILO TELP. : (031) - 5947274, 5994251-55 PESAWAT 1140  
 FAX, (031) - 5947284 SURABAYA (60111)

## PROFIL BOR



CLE CSW-B3



FAKULTAS  
 TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
 I.T.S.

# PIKA PILE CLASSIFICATION

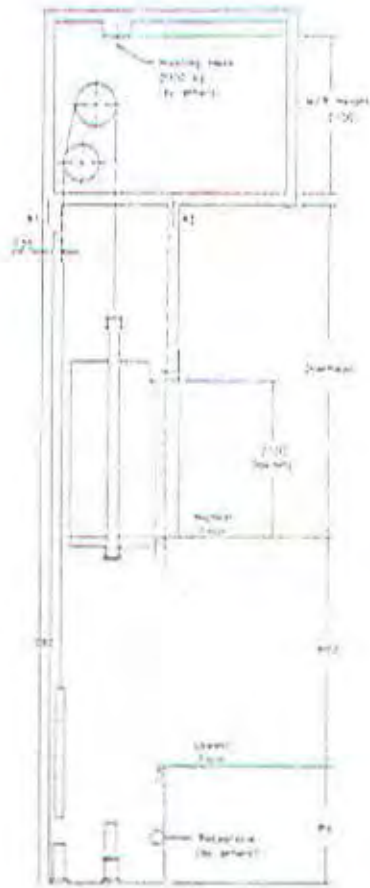
Dia (mm)	L (m)	Type	No. of Piles	Depth (m)	Area (sq. m)	Volume (cu. m)	Weight (kg)	Allowable Load (kg)	Allowable Load (ton)	Allowable Load (ton)	Allowable Load (ton)
350	70	A1	7	8	3.08	615.75	3711.17	46.74	92.15	3.50	5.25
			7	12	4.52	615.75	3734.91	66.67	86.89	4.20	6.30
			7	16	6.10	615.75	3758.65	84.46	85.97	5.00	7.50
			9	12	7.62	615.75	3781.43	100.95	83.26	6.00	12.00
400	75	A2	7	12	4.62	765.77	5405.79	55.25	112.87	5.50	8.25
			7	16	6.10	765.77	5432.93	70.73	109.71	6.50	9.75
			9	12	7.62	765.77	5458.95	80.15	107.79	7.50	13.50
			7	20	7.70	765.77	5460.06	84.04	105.83	7.50	13.50
			9	16	10.13	765.77	5503.81	105.53	102.62	9.00	18.00
450	80	A1	7	12	4.62	929.91	7499.79	46.40	139.23	7.50	11.25
			7	16	6.10	929.91	7532.00	59.97	135.90	8.50	12.75
			9	12	7.62	929.91	7562.00	67.46	134.04	10.00	15.00
			7	20	7.70	929.91	7564.27	72.49	132.79	10.00	15.00
			7	24	9.74	929.91	7596.51	84.08	129.92	11.00	19.60
			9	20	12.72	929.91	7669.50	108.62	123.85	12.50	26.00
500	90	A1	7	16	6.10	1159.25	10362.44	49.45	172.66	10.50	15.75
			7	20	7.70	1159.25	10399.83	60.19	169.31	12.50	18.75
			9	12	7.62	1159.25	10398.21	56.02	170.63	12.50	18.75
			7	24	9.74	1159.25	10437.22	70.32	166.24	14.00	21.00
			7	28	10.78	1159.25	10474.61	80.43	163.08	16.00	27.00
			9	24	13.27	1159.25	10583.74	104.56	155.64	17.00	34.00
600	100	A1	7	20	7.70	1579.80	17255.62	46.00	235.40	17.00	25.50
			7	24	9.74	1579.80	17303.38	54.13	232.00	19.00	28.50
			9	20	12.72	1579.80	17411.58	66.82	226.69	22.00	33.00
			7	32	12.32	1579.80	17399.59	69.38	225.62	22.00	33.00
			9	24	15.27	1579.80	17490.53	83.13	221.12	25.00	45.00
			9	32	20.36	1579.80	17640.44	102.09	211.60	29.00	58.00

Notes:  
 1) Dies generally comply to IS: 456 - 1978 and modified to suit ACI 318 - 1979 & P.D.I. 71.  
 2) Specified Concrete cube Compressive strength is 600 Kg/cm<sup>2</sup> at 28 days.  
 3) Allowable axial load is applicable to pile acting as a short strut.

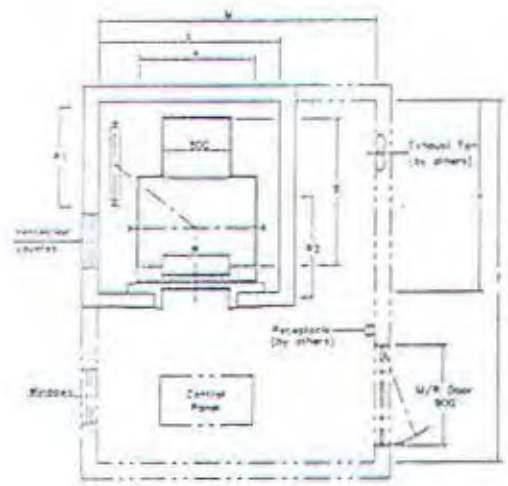
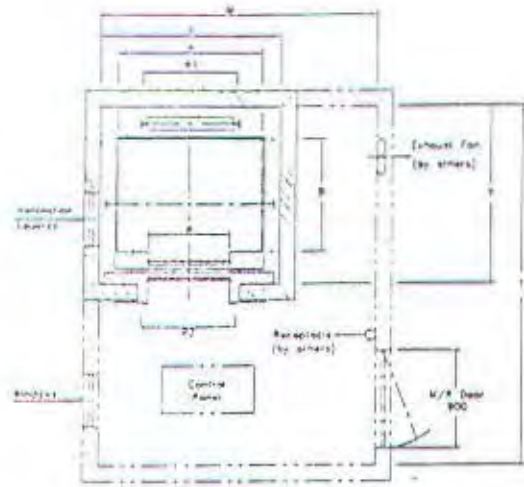


anical  
out

Elevation



Hoistway and Machine Room



Hoistway and Machine Room  
for Stretched Elevator

# Standard Dimensions and Reactions

Passenger Capacity	Load Capacity (kg)	Speed (m/s)	Kind of Equipment	Car Inside A x B	Car Outside C x D	Dimension (mm)		Reaction (kg)	
						Hoistway X x Y	Machine Room M x T	R1	R2
40	400	60	P-6(CO-6)	1400 x 850	1400 x 900	1550 x 1430	2500 x 3100	3743	2173
50	500	60	P-8(CO-8)	1400 x 1030	1400 x 1080	1830 x 1680	2500 x 3330	3642	2908
			P-8(CO-8)	1400 x 1030 (+970)	1400 x 1080	2100 x 2500	2750 x 4150	3765	3115
60	600	60	P-9(CO-9)	1400 x 1100	1400 x 1150	1850 x 1730	2500 x 3400	3753	3022
			P-9(CO-9)	1400 x 1100	1400 x 1150	1850 x 1750	2500 x 3400	3889	2966
10	650	60	P-10(CO-10)	1400 x 1250	1400 x 1300	1850 x 1900	2500 x 3550	4690	3270
11	750	60	P-11(CO-11)	1400 x 1350	1400 x 1400	2100 x 2000	2500 x 3650	4875	3493
			P-11(CO-11)	1400 x 1400 (+600)	1400 x 1400	2100 x 2500	2750 x 4150	4900	3758
			P-11(CO-11)	1400 x 1400	1400 x 1400	1850 x 2080	2750 x 3730	4846	3525
13	900	60	P-13(CO-13)	1600 x 1350	1600 x 1400	2100 x 2100	2750 x 3750	5393	4026
			P-13(CO-13)	1600 x 1400	1600 x 1400	2100 x 2100	2750 x 3750	5411	4039
			P-13(CO-13)	1600 x 1400 (+600)	1600 x 1400	2300 x 2500	2950 x 4150	5542	4198
			P-13(CO-13)	1600 x 1400	1600 x 1400	2100 x 2100	2750 x 3750	5527	3940
15	1000	60	P-15(CO-15)	1600 x 1500	1600 x 1550	2100 x 2250	2750 x 3900	5767	4353
			P-15(CO-15)	1600 x 1550	1600 x 1550	2100 x 2250	2750 x 3900	5685	4267
			P-15(CO-15)	1600 x 1550 (+450)	1600 x 1550	2300 x 2500	2950 x 4150	5780	4394
			P-15(CO-15)	1600 x 1550	1600 x 1550	2100 x 2250	2750 x 3900	5790	4162
17	1150	60	P-17(CO-17)	1800 x 1500	1800 x 1500	2300 x 2250	2950 x 3900	6238	4790
			P-17(CO-17)	1800 x 1500	1800 x 1500	2300 x 2250	2950 x 3900	6238	4790
			P-17(CO-17)	1800 x 1500 (+500)	1800 x 1500	2500 x 2500	3150 x 4150	6403	4879
			P-17(CO-17)	1800 x 1500	1800 x 1500	2500 x 2500	3150 x 3750	5983	5130
20	1350	60	P-20(CO-20)	2000 x 1500	2000 x 1500	2500 x 2300	3150 x 3900	7631	4753
			P-20(CO-20)	2000 x 1500	2000 x 1500	2500 x 2300	3150 x 3900	7532	4801
			P-20(CO-20)	2000 x 1500	2000 x 1500	2300 x 2500	2950 x 4150	7400	4775
			P-20(CO-20)	2000 x 1500 (+200)	2000 x 1500	2500 x 2500	3150 x 4150	7402	5010

## Overhead and Pit Dimensions

Speed (m/s)	Overhead (mm)	Pit (mm)
1.0	4435 (P6-P9)	1550
	4480 (P10-P11)	
	4560 (P13-P15)	
	4595 (P17)	
	4730 (P20)	



## Lp and Lr OF WF HOT ROLLED PROFILE TABLE

Elastic modulus, E = 2.100E+05 MPa       $I_x = 70 \text{ MPa}$   
 Shear modulus, G = 8.100E+04 MPa       $I_y = 240 \text{ MPa}$

Designation	Thickness		Depth			Width bf	Corner radius r	Sectional Area A	Elastic Section Modulus Sx	Moment of Inertia Iy	Radius of Gyration ry	Non warping torsional constant J	Warping torsional constant Iw	X1	X2	Lp	Lr
	tw	tf	d	h	dw												
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	cm3	cm4	cm	mm4	mm4			mm	mm
900x300	18	34	912	878	844	302	28	364	10900	15700	6.56	9553941.33	3.0080E+13	15081.13	3.02E-14	3415	8558
	16	28	900	872	844	300	28	309.8	9140	12600	6.39	5542741.33	2.3952E+13	13140.70	1.31E-13	3327	8985
	15	23	890	867	844	299	28	270.9	7760	10300	6.16	3374788.67	1.9256E+13	11293.48	4.86E-13	3207	5787
800x300	16	30	808	778	748	302	28	307.6	8400	13800	6.70	8457269.33	2.0840E+13	15378.01	4.02E-14	3488	8571
	15	26	800	774	748	300	28	267.4	7290	11700	6.52	4356700.00	1.7523E+13	13570.44	1.09E-13	3446	7473
	14	22	792	770	748	300	28	243.4	6410	9930	6.39	2813770.67	1.4674E+13	11833.37	3.70E-13	3327	6290
700x300	15	28	708	680	652	302	28	273.6	6700	12900	8.86	5153169.33	1.4859E+13	10243.60	3.06E-14	3571	9270
	13	24	700	676	652	300	28	235.5	5700	10800	6.78	3242281.33	1.2338E+13	13904.65	1.06E-13	3530	7843
	13	20	692	672	652	300	28	211.5	4980	9020	6.53	2077481.33	1.0161E+13	12109.00	3.46E-13	3400	6627
600x300	14	23	504	571	548	302	28	222.4	4620	10600	6.90	2950860.00	8.8062E+12	16071.69	4.53E-14	2592	9225
	12	20	588	568	548	300	28	192.5	4020	9020	6.85	1915648.00	7.2590E+12	13845.51	1.45E-13	3566	7890
	12	17	582	565	548	300	28	174.5	3530	7070	6.63	1298248.00	6.1052E+12	12358.44	4.04E-13	3452	6816
600x200	13	23	612	589	566	202	22	107.7	3380	3180	4.31	2052990.00	2.7403E+12	12751.06	5.88E-14	2244	4572
	12	20	606	586	566	201	22	152.5	2980	2720	4.22	1398016.00	2.3238E+12	14201.58	1.84E-13	2197	4986
	11	17	600	583	566	200	22	134.4	2590	2280	4.12	908182.00	1.9260E+12	12350.87	5.24E-13	2145	4233
	10	15	596	581	566	199	22	120.5	2310	1980	4.05	638416.67	1.6626E+12	10987.89	1.35E-12	2108	3702
500x300	11	18	488	470	452	300	26	163.5	2910	8110	7.04	1366937.33	4.4732E+12	14890.26	1.05E-13	3665	8720
	11	15	482	467	452	300	26	145.5	2500	6760	6.82	875537.33	3.6803E+12	13085.51	3.36E-13	3551	7424
500x200	11	19	506	487	468	201	20	131.3	2230	2580	4.43	1126742.00	1.5247E+12	15808.90	8.43E-14	2306	5826
	10	16	500	484	468	200	20	114.2	1910	2140	4.33	702133.33	1.2494E+12	13588.49	2.97E-13	2254	4895
	9	14	496	482	468	199	20	101.3	1690	1840	4.27	477781.33	1.0680E+12	11931.23	8.44E-13	2223	4238
450x300	11	18	440	422	404	300	24	157.4	2550	8110	7.18	1345641.33	3.6062E+12	16542.02	5.33E-14	3738	9681
	10	15	434	419	404	299	24	135	2160	6690	7.04	807416.67	2.9331E+12	14009.54	2.09E-13	3665	8205
450x200	9	14	450	436	422	200	18	96.76	1490	1870	4.40	488412.67	8.8711E+11	13095.97	4.51E-13	2291	4794
	8	12	446	434	422	199	18	84.3	1290	1580	4.33	301289.33	7.4218E+11	11323.05	1.47E-12	2254	4079
400x400	45	70	498	428	358	432	22	770.1	12000	94400	11.10	109658250.00	4.3075E+13	70189.92	6.08E-19	5779	64813
	30	50	458	408	358	417	22	528.6	8170	60500	10.70	37972000.00	2.5147E+13	50261.46	8.28E-18	5571	44739
	20	35	428	393	358	407	22	360.7	5570	39400	10.40	12588083.33	1.5185E+13	35063.84	1.37E-16	5414	30336
	18	28	414	386	358	405	22	295.4	4480	31000	10.20	6622592.00	1.1547E+13	28616.48	7.25E-16	5310	24282
	16	24	406	382	358	403	22	254.9	3840	26200	10.10	4202837.33	9.5508E+12	24706.11	2.36E-15	5258	20757
	21	21	400	379	358	408	22	250.7	3540	23800	9.75	3624138.00	8.5362E+12	24079.60	3.03E-15	5076	20017
	13	21	400	379	358	400	22	218.7	3330	22400	10.10	2731775.33	8.0439E+12	21274.75	7.37E-15	5258	17875
	18	18	394	376	358	405	22	214.4	3030	20000	9.85	2270592.00	7.0437E+12	21105.77	1.04E-14	5024	16943
	11	18	394	376	358	398	22	186.8	2850	18000	10.10	1706258.67	6.6848E+12	18158.31	2.56E-14	5258	15255
400x300	15	15	398	383	368	402	22	178.5	2520	16300	9.54	1318500.00	5.9560E+12	17644.95	4.53E-14	4967	14003
	10	16	390	374	358	300	22	136	1980	7210	7.28	938533.33	2.5178E+12	16538.30	6.43E-14	3790	10016
400x200	9	14	386	372	358	299	22	120.1	1740	6240	7.21	633964.67	2.4578E+12	14535.05	1.82E-13	3754	8718
	8	13	400	387	374	200	16	84.12	1190	1740	4.54	350762.67	6.4900E+11	13343.02	4.29E-13	2364	5039
400x200	7	11	396	385	374	199	16	72.16	1010	1450	4.48	219340.00	5.3538E+11	11416.89	1.54E-12	2332	4255



Designation	Thickness		Depth			Width bf	Corner radius r	Sectional Area A	Elastic Section Modulus Sx	Moment of Inertia Iy	Radius of Gyration ry	Non warping torsional constant J	Warping torsional constant Iw	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	Lp	Lr
	tw	tf	d	h	dw												
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>			mm	mm
350x350	14	22	356	334	312	352	20	202	2670	16000	8.90	2784106.67	4.4600E+12	25743.59	2.19E-15	4633	19060
	19	19	350	331	312	357	20	198.4	2450	14400	8.53	2345778.00	3.9454E+12	25521.72	3.03E-15	4441	18110
	12	19	350	331	312	350	20	173.9	2300	13600	8.84	1780145.33	3.7168E+12	22172.34	7.06E-15	4602	16305
	16	16	344	328	312	354	20	166.6	2050	11800	8.43	1392640.00	3.1818E+12	21535.99	1.18E-14	4389	15102
	10	16	344	328	312	248	20	146	1940	11200	8.78	781205.33	1.0940E+12	15955.62	3.45E-14	4571	11654
	13	13	338	325	312	351	20	153.3	1870	9380	8.33	742586.00	2.4741E+12	18517.62	6.27E-14	4337	12652
350x250	9	14	340	326	312	250	20	101.5	1280	3650	6.00	533149.33	9.6800E+11	16657.48	8.19E-14	3124	8314
	8	12	336	324	312	249	20	88.15	1100	3090	5.92	340096.00	8.1032E+11	14427.17	2.87E-13	3082	7105
350x175	7	11	350	339	328	175	14	63.14	775	9840	3.95	192784.67	2.8229E+11	13048.14	6.96E-14	2056	4283
	6	9	346	337	328	174	14	52.68	641	792	3.88	108180.00	2.2436E+11	10794.44	3.24E-12	2020	3484
300x300	11	17	304	287	270	301	18	134.8	1540	7730	7.57	1105665.33	1.5911E+12	22977.24	7.20E-15	3941	14470
	15	15	300	285	270	305	18	134.8	1440	7100	7.28	990000.00	1.4404E+12	23252.08	8.44E-15	3780	14043
	10	15	300	285	270	300	18	119.8	1360	6750	7.51	765000.00	1.3707E+12	20402.44	1.88E-14	3910	12746
	9	14	298	284	270	299	18	110.8	1270	6240	7.51	612580.67	1.2577E+12	18802.24	3.46E-14	3910	11747
	12	12	294	282	270	302	18	107.7	1150	5520	7.16	503424.00	1.0952E+12	18558.32	5.02E-14	3728	11054
300x200	9	14	298	284	270	201	18	83.36	893	1900	4.77	433306.00	3.8207E+11	19506.82	3.37E-14	2463	7741
	8	12	294	282	270	200	18	72.38	771	1600	4.71	276480.00	3.1810E+11	16817.00	1.12E-13	2452	6589
300x150	6.5	9	300	291	282	150	13	46.78	481	508	3.29	98714.75	1.0717E+11	12949.05	1.11E-12	1713	3544
	5.5	8	298	290	282	149	13	40.8	424	442	3.29	60497.92	9.2733E+10	11259.78	3.22E-12	1713	3082
250x250	14	14	250	236	222	255	16	104.7	919	3880	6.09	669536.00	5.3872E+11	16406.24	4.58E-15	3171	13378
	9	14	250	236	222	250	16	92.18	867	3650	6.29	511279.33	5.0765E+11	22950.40	1.07E-14	3275	12000
	8	13	248	235	222	249	16	84.7	901	3350	6.29	402590.00	4.6181E+11	18784.96	3.21E-14	3275	9829
	11	11	244	233	222	252	16	82.06	720	2940	5.96	322102.00	3.9819E+11	20696.26	3.14E-14	3113	10296
250x175	7	11	244	233	222	175	16	56.24	502	984	4.18	180065.33	1.3335E+11	18404.25	7.51E-14	2176	6400
	6	9	250	241	232	125	12	37.66	324	294	2.79	77454.00	4.2540E+10	15278.44	4.12E-13	1453	3548
250x125	5	8	248	240	232	124	12	32.88	285	255	2.79	51992.00	3.6607E+10	13256.42	1.20E-12	1453	3077
	10	16	208	192	176	202	13	83.89	628	2200	5.13	610261.33	2.0257E+11	32983.51	9.59E-16	2671	14076
200x200	12	12	200	188	176	204	13	71.53	498	1700	4.88	336384.00	1.5003E+11	28549.22	3.94E-15	2541	11590
	8	12	200	188	176	200	13	63.53	472	1600	5.02	260437.33	1.4138E+11	24978.18	8.86E-15	2613	10431
200x150	6	9	194	185	176	150	13	39.01	277	507	3.61	85572.00	4.3316E+10	19117.71	8.72E-14	1879	5741
200x100	5.5	8	200	192	184	100	11	27.16	184	134	2.22	44337.67	1.2288E+10	17286.03	2.53E-13	1156	3192
	4.5	7	198	191	184	99	11	23.18	160	113	2.21	28227.00	1.0324E+10	14653.15	8.76E-13	1151	2694
175x175	7.5	11	175	164	153	175	12	51.21	330	984	4.38	178798.96	6.6057E+10	20428.05	7.57E-15	2280	9630
175x125	5.5	8	169	161	153	125	12	29.65	181	261	2.97	51151.79	1.6870E+10	19720.87	9.42E-14	1548	4872
175x90	5	8	175	167	159	90	9	23.04	139	97.5	2.00	37345.00	6.7770E+09	19342.14	1.24E-13	1072	3315
150x150	7	10	150	140	130	150	11	40.14	219	563	3.75	114863.33	2.7563E+10	28418.23	6.01E-15	1952	8865
150x100	6	9	148	139	130	100	11	26.84	138	151	2.37	57960.00	7.2454E+09	26196.19	1.43E-14	1234	5165
150x75	5	7	150	143	136	75	8	17.85	88.8	49.5	1.66	22816.67	2.5162E+09	20830.23	1.06E-13	864	2877
125x125	6.5	9	125	116	107	125	10	30.31	136	293	3.11	70944.96	9.8555E+09	31163.69	4.32E-15	1619	8063
125x60	6	8	125	117	109	60	9	16.84	66.1	29.2	1.32	26328.00	9.8561E+08	30285.82	9.30E-15	607	3329
100x100	6	8	100	92	84	100	10	21.90	76.5	134	2.47	40181.33	2.8213E+09	35541.41	2.57E-15	1288	7303
100x50	5	7	100	93	86	50	8	11.85	37.5	14.8	1.12	15016.67	3.1533E+08	32604.42	7.70E-15	583	3038







(Metric Series)

Designation	Weight W kg	Ac/A mm <sup>2</sup>	Depth d mm	Web		Flange		Corner Radius r mm	Distance <sup>m</sup>		Compound Section Criteria (Y)		Elastic Properties						Plastic Modulus		
				Thickness t <sub>w</sub> mm	Width b <sub>f</sub> mm	Thickness t <sub>f</sub> mm	Width b <sub>f</sub> mm		T mm	k mm	k <sub>t</sub> mm	I <sub>c</sub> 2B <sup>2</sup> kg cm <sup>4</sup>	I <sub>c</sub> 2B <sup>2</sup> kg cm <sup>4</sup>	I cm <sup>4</sup>	S cm <sup>3</sup>	I cm <sup>4</sup>	S cm <sup>3</sup>	I cm <sup>4</sup>	S cm <sup>3</sup>	Z <sub>s</sub> (***) cm <sup>3</sup>	Z <sub>y</sub> (****) cm <sup>3</sup>
350x250	13.5	30.2	256	14	7	22	352	20	272.0	42.0	20.0	8.00	19.38	47,600	2,670	16,300	909	8.90	2,927	1,378	
350x250	15.6	198.4	350	19	9.5	27	357	20	272.0	29.6	20.0	9.29	14.63	42,300	2,430	14,400	909	8.53	2,708	1,269	
350x250	17.6	175.9	350	12	6	25	350	20	272.0	29.0	20.0	9.21	23.20	40,300	2,300	13,600	870	8.84	2,492	1,175	
350x250	17.1	166.6	344	16	8	33	354	20	272.0	26.0	20.0	11.06	17.40	35,300	2,050	13,600	669	8.43	2,347	1,035	
350x250	18.5	146	340	16	5	24	348	20	272.0	26.0	20.0	12.34	17.30	32,300	1,820	13,200	646	8.78	1,945	900	
350x250	18.6	133.3	338	12	6.5	13	331	20	272.0	23.0	20.0	13.29	21.41	28,200	1,620	12,400	454	8.33	1,729	814	
350x250	29.7	101.5	340*	9	4.5	250	350	20	272.0	24.0	20.0	8.95	20.93	21,000	1,200	12,400	292	6.00	1,366	444	
350x250	69.2	89.15	336	8	4	249	349	20	272.0	23.0	20.0	14.4	18.38	18,500	1,100	12,500	248	5.92	1,162	372	
350x250	47.1	63.14	350	7	3.5	175	344	14	300.0	25.0	14.0	7.95	43.76	17,600	775	14,700	983	11.2	3.95	172	
350x250	47.1	57.68	340	6	3	174	341	14	300.0	25.0	14.0	9.67	51.06	11,100	641	14,500	792	9.1	3.88	159	
350x250	106	134.8	304	11	5.5	301	304	17	256.0	21.0	18.0	8.85	21.85	29,400	1,530	13,200*	311	7.57	1,609	778	
350x250	106	134.8	300	15	7.5	305	305	15	256.0	21.0	18.0	10.17	16.92	21,500	1,140	12,600	710	7.26	1,577	713	
350x250	94	119.3	300	10	5	200	300	15	256.0	21.0	18.0	10.60	21.04	20,000	1,060	12,300	450	7.51	1,465	682	
350x250	87	110.0	298	9	4.5	299	299	14	256.0	21.0	18.0	10.68	26.71	18,800	1,070	12,300	417	7.31	1,352	634	
350x250	84.5	102.7	294	12	6	302	302	12	256.0	21.0	18.0	12.58	20.03	16,900	1,050	12,500	359	7.16	1,244	551	
350x250	65.4	83.26	298	9	4.5	201	301	14	256.0	21.0	18.0	7.18	26.71	13,400	893	12,600	189	1.77	362	268	
350x250	56.8	72.58	294	8	4	200	294	12	256.0	21.0	18.0	8.53	30.04	11,200	771	12,500	160	1.71	8.25	244	
350x250	52	40.30	298	5.5	2.75	149	149	8	256.0	21.0	12.0	9.24	47.20	6,320	424	12,400	44.5	3.29	5.22	104	
350x250	37.2	134.7	250	14	7	250	250	14	190.0	30.0	16.0	9.11	14.03	11,500	919	10,500	264	6.09	1,913	266	
350x250	72.4	92.18	350	9	4.5	250	350	14	190.0	30.0	16.0	8.62	21.82	10,500	867	10,800	362	6.29	937	432	
350x250	66.9	81.7	248	8	4	249	248	14	190.0	29.0	16.0	9.35	24.24	9,900	801	10,800	350	6.29	859	407	
350x250	13.1	82.06	244	11	5.5	252	252	11	190.0	27.0	16.0	11.45	17.85	8,700	720	10,500	273	5.98	784	376	
350x250	13.1	56.70	244	7	3.5	175	175	11	190.0	27.0	16.0	7.95	28.05	6,130	502	10,100	93.1	3.18	5.55	174	
350x250	29.6	27.66	250	6	3	125	125	9	202.0	27.0	12.0	6.84	33.23	3,430	324	10,400	294	1.7	2.79	35.2	
350x250	23.7	32.68	248	5	2.5	121	121	8	208.0	26.0	12.0	7.25	42.87	3,340	285	10,400	285	14.1	2.79	30.5	
350x250	67.9	83.69	208	10	5	202	202	16	130.0	29.0	15.0	6.34	15.64	6,530	628	8,85	3,300	5.13	498	531	
350x250	56.2	71.83	200	12	6	204	204	12	130.0	29.0	15.0	8.50	13.03	4,980	498	8,35	1,700	10.1	4.88	276	
350x250	49.9	63.43	200	8	4	200	200	12	150.0	25.0	15.0	8.22	19.54	4,720	472	8,62	1,600	10.0	5.92	243	
350x250	30.0	59.01	194	6	3	150	150	9	150.0	22.0	15.0	5.33	26.06	2,600	277	8,200	507	3.01	2.96	162	
350x250	21.3	27.16	200	5.5	2.75	100	100	8	167.0	19.0	11.0	6.25	30.61	1,840	184	8,24	134	8.24	2.22	200	
350x250	18.3	43.18	198	4.5	2.25	99	99	7	165.0	18.0	11.0	7.07	37.41	1,580	160	8,26	114	5.10	3.21	120	
350x250	40.2	51.21	175	2.5	2.25	175	175	11	120.0	15.0	12.0	7.95	18.03	2,800	330	2,500	98.4	11.2	4.38	264	
350x250	18.1	53.04	175	5	3.5	90	90	8	140.0	17.0	9.0	5.65	29.47	1,210	159	2,26	92.5	21.7	2.06	152	
350x250	37.5	40.14	150	7	3.5	150	150	11	105.0	21.0	11.0	7.20	16.24	1,640	219	6,29	26.5	73.1	3.73	2.91	114
350x250	21.1	26.14	148	6	3	105	105	9	105.0	20.0	11.0	5.56	19.06	1,030	138	6,17	153	10.1	2.22	150	
350x250	11	17.31	150	5	2.5	75	75	8	120.0	15.0	8.0	5.26	25.27	660	282	6.11	10.3	15.2	1.66	98	
350x250	23.8	30.34	125	6.5	3.25	125	125	9	87.0	19.0	10.0	6.14	14.36	847	136	5.29	29.3	17.0	3.31	49	
350x250	13.2	16.84	125	6	3	60	60	8	93.0	17.0	9.0	5.75	16.23	413	166	4.95	29.2	9.73	1.32	74	
350x250	17.2	17.90	100	6	3	100	100	8	63.0	18.0	10.0	6.25	11.23	381	76.3	4.18	13.4	26.7	2.47	84	
350x250	9.3	11.85	100	5	2.5	50	50	7	70.0	15.0	8.0	5.57	15.22	187	37.5	3.98	14.8	3.91	1.12	42	

(\*)  $b_c = d + 1.75 \cdot 2k$  as per BR13.B5.1  
 (\*\*\*)  $Z_{p1} = \frac{I_{xx} b^2}{2} + (d - 2r_1) \frac{I_{xx}}{4}$   
 (\*\*\*\*)  $Z_{p2} = \frac{I_{yy} d^2}{4} + (b - 2r_2) \frac{I_{yy}}{4}$

(\*)  $b_c = d + 1.75 \cdot 2k$  as per BR13.B5.1  
 (\*\*\*)  $Z_{p1} = \frac{I_{xx} b^2}{2} + (d - 2r_1) \frac{I_{xx}}{4}$   
 (\*\*\*\*)  $Z_{p2} = \frac{I_{yy} d^2}{4} + (b - 2r_2) \frac{I_{yy}}{4}$

$$I_{xc} = I + \frac{Z^2 Y}{4}$$

(\*)  $b_c = d + 1.75 \cdot 2k$  as per BR13.B5.1  
 (\*\*\*)  $Z_{p1} = \frac{I_{xx} b^2}{2} + (d - 2r_1) \frac{I_{xx}}{4}$   
 (\*\*\*\*)  $Z_{p2} = \frac{I_{yy} d^2}{4} + (b - 2r_2) \frac{I_{yy}}{4}$



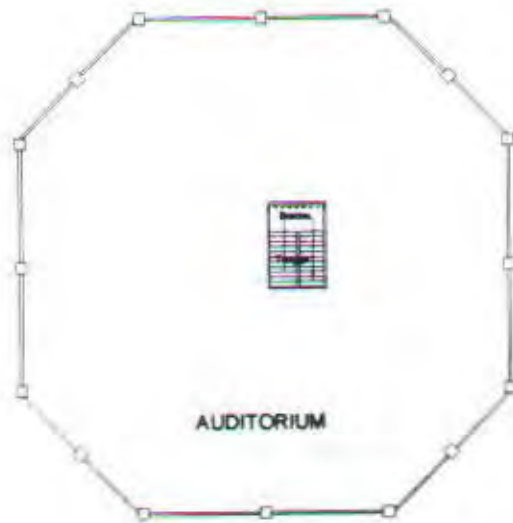


JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 SURABAYA

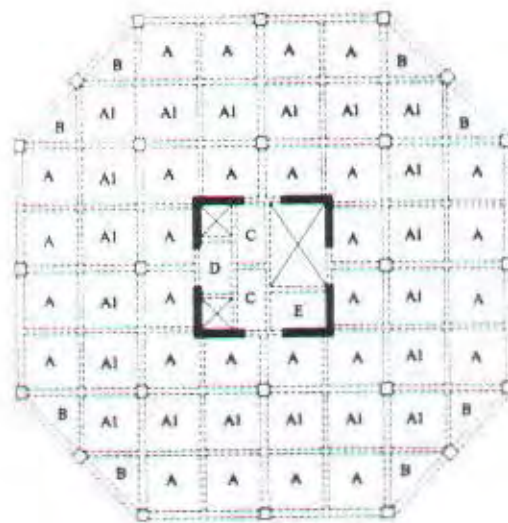
JUDUL, TUGAS AKHIR

MODIFIKASI  
 PERENCANAAN GEDUNG  
 KAMPUS STIKOM  
 SURABAYA DENGAN  
 DAKTILITAS PENUH

KEY PLAN



**DENAH LANTAI AUDITORIUM,**  
 skala 1 : 200



**DENAH PELAT LANTAI (t = 12 cm)**  
 skala 1 : 200

DOSEN PEMBIMBING TTD.

Ir. Kurdian Supnpto, MS.  
 NIP. 130320203

DIGAMBAR OLEH TTD.

Hery Endarto Budi S.  
 NIM. 3196109231

NAMA GAMBAR SKALA

- |                                      |         |
|--------------------------------------|---------|
| 1 Denah lantai 1                     | 1 : 200 |
| 2 Denah lantai 2 - 9                 | 1 : 200 |
| 3 Denah lantai Auditorium            | 1 : 200 |
| 4 Denah pembalokan lantai 2 - 9      | 1 : 200 |
| 5 Denah pembalokan lantai Auditorium | 1 : 200 |
| 6 Denah pelat lantai (t = 12 cm)     | 1 : 200 |

TANGGAL NO GAMBAR JML GAMBAR

26/01/2000 01 11

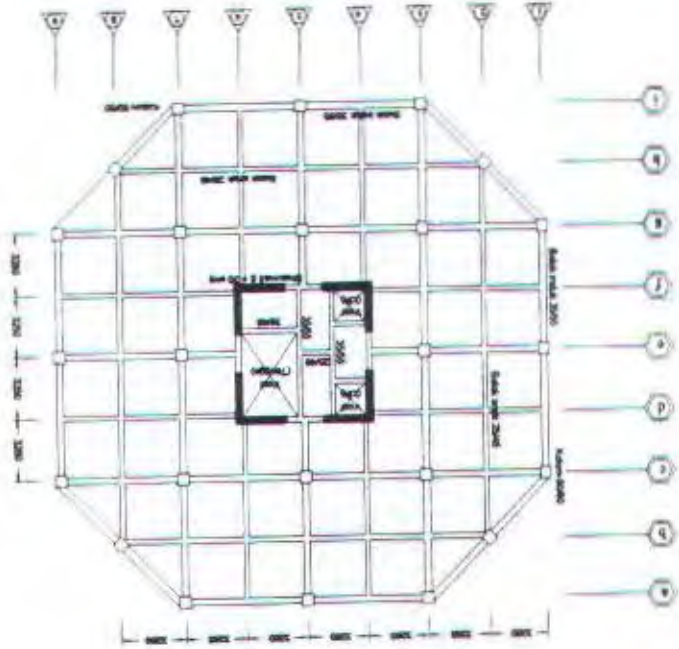
**DENAH PEMBALOKAN LANTAI**

SKALA 1 : 200



**DENAH PEMBALOKAN LANTAI 2-9**

SKALA 1 : 200



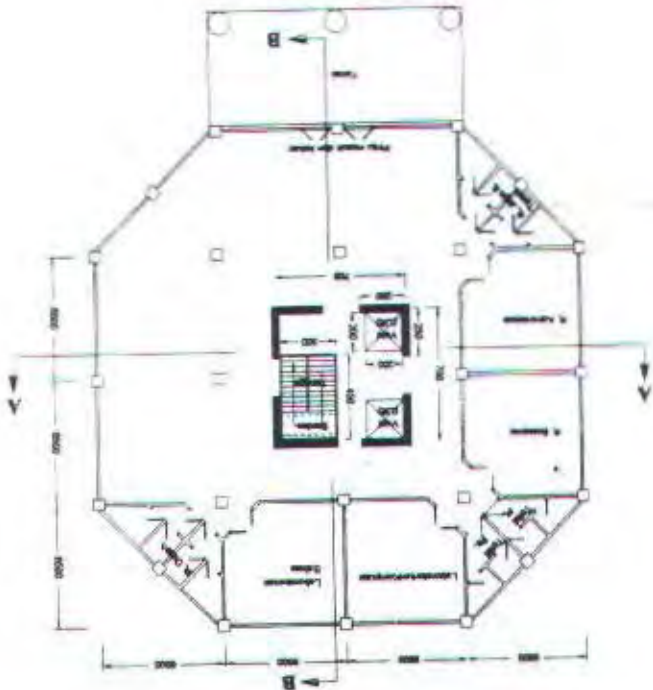
**DENAH LANTAI 2-9**

SKALA 1 : 200



**DENAH LANTAI 1**

SKALA 1 : 200





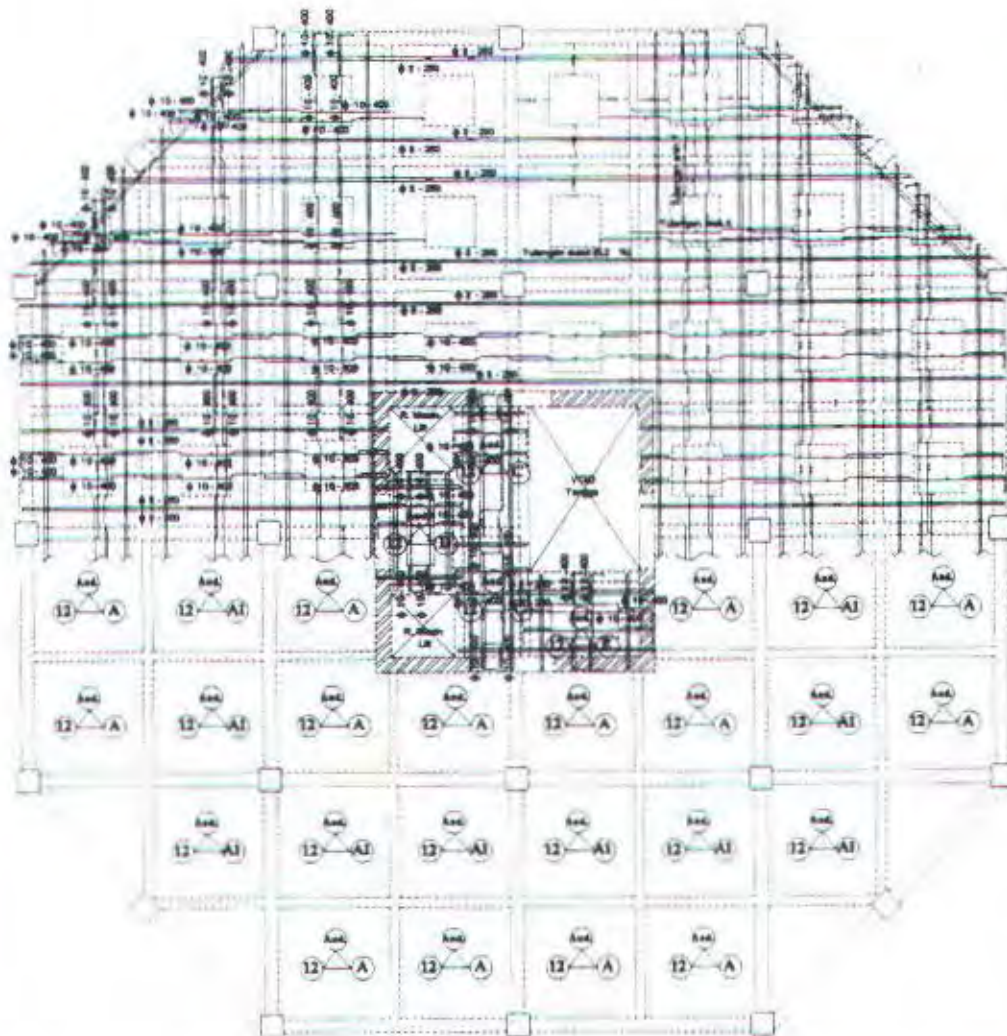


**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI  
 PERENCANAAN GEDUNG  
 KAMPUS STIKOM  
 SURABAYA DENGAN  
 DAKTILITAS PENUH**

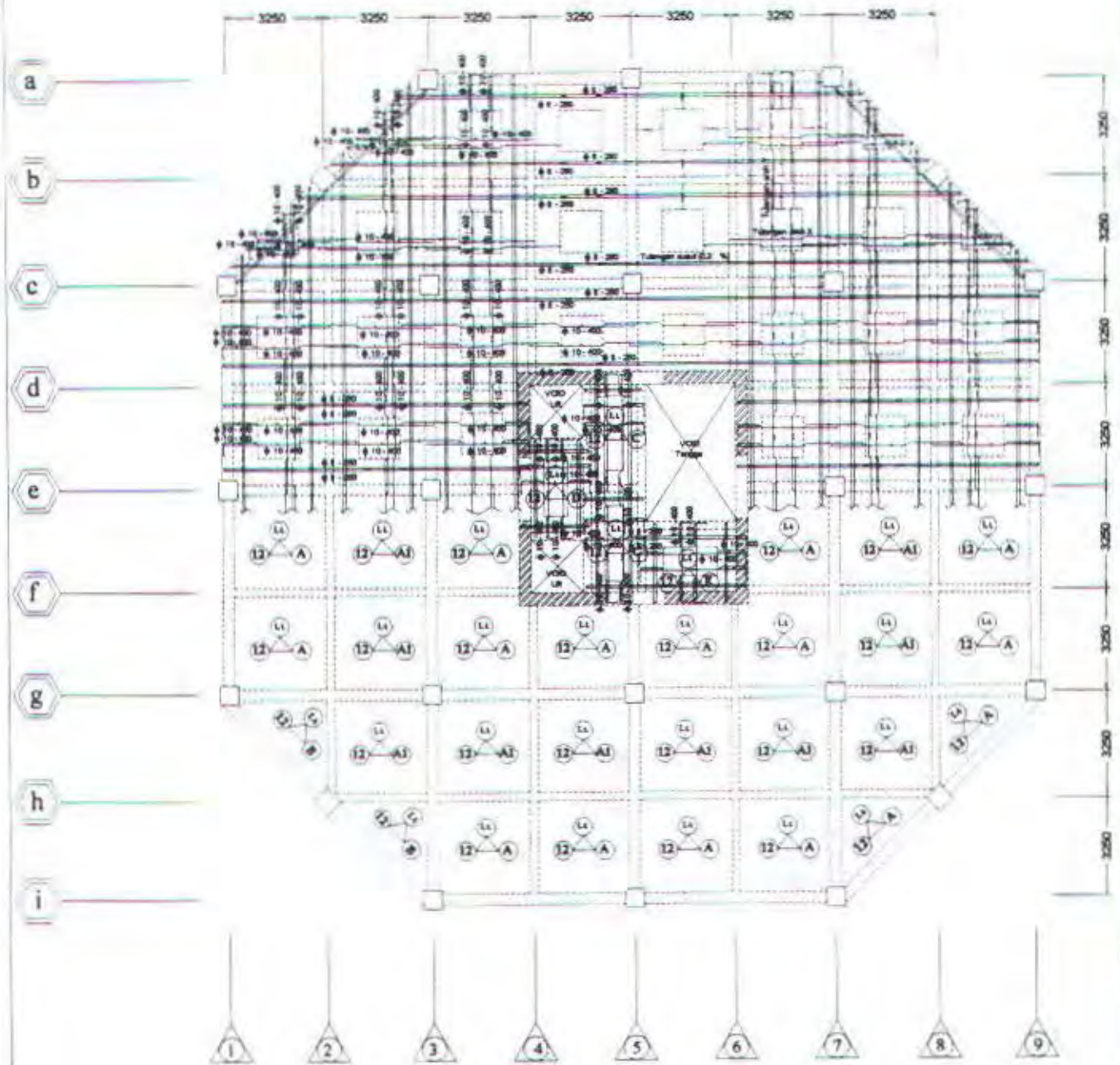
KEY PLAN



DOSEN PEMBIMBING	TTD
Ir. Kurdian Suprpto, MS NIP. 130320203	
DIGAMBAR OLEH	TTD
Hery Endarto Budi S. NIM. 3196109231	
NAMA GAMBAR	SKALA
1. Penulangan pelat lantai kuliah	1 : 100
2. Penulangan pelat auditorium	1 : 100

## PENULANGAN PELAT AUDITORIUM

skala | 100



## PENULANGAN PELAT LANTAI KULIAH

skala 1 : 100





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

JUDEL THOAS ADIR

MODIFIKASI  
PERENCANAAN GEDUNG  
KAMPUS STIKOM  
SURABAYA DENGAN  
DAKTILITAS PENUH

KEY PLAN

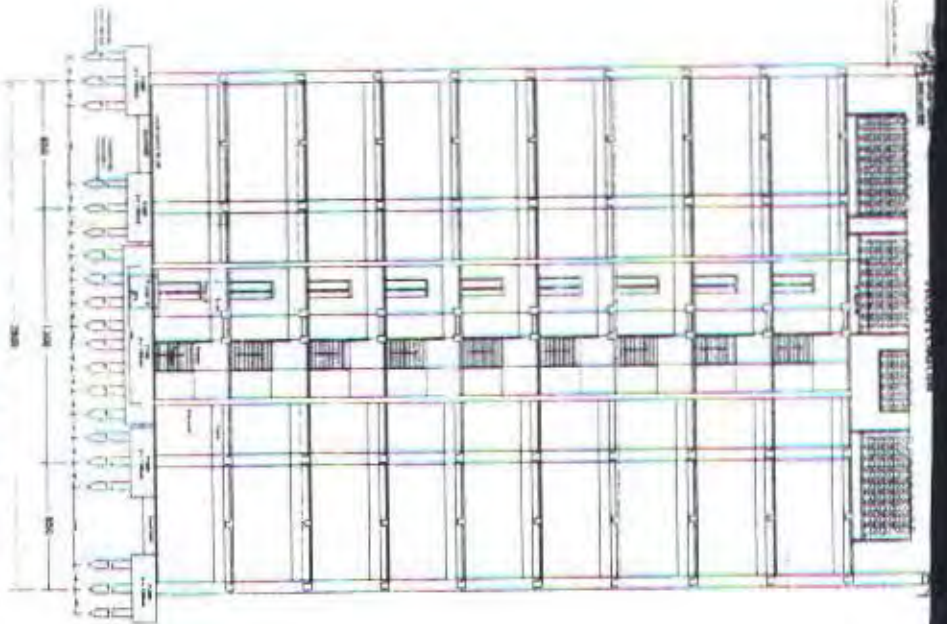
LOKSEN PEMBINA	TTD	Ir. Kurniawan Supriyanto, MS	NIP. 130320201
DIGAMBAR OLEH	TTD	Henry Endarto Budhi S	NIM. 3196109211

SKALA	1 : 200
-------	---------

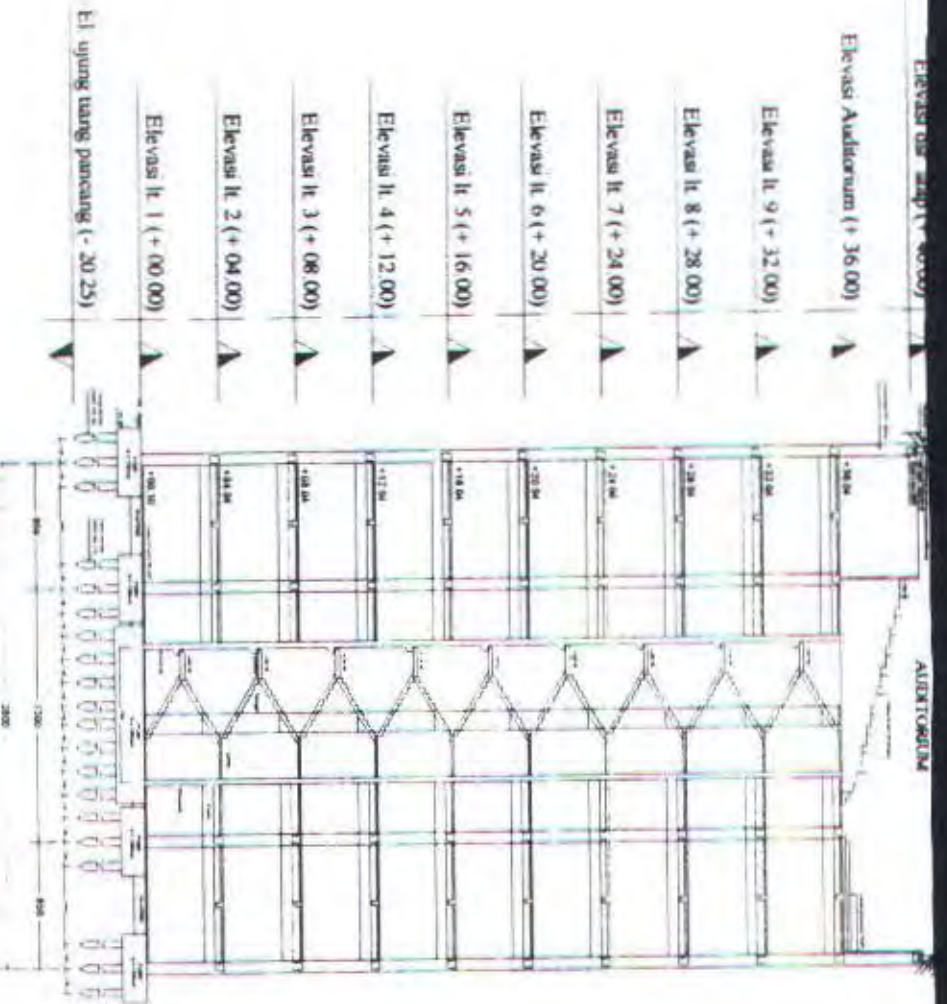
1. Tampak depan	1 : 200
2. Tampak samping	1 : 200
3. Potongan melintang A-A	1 : 200
4. Potongan memanjang B-B	1 : 200

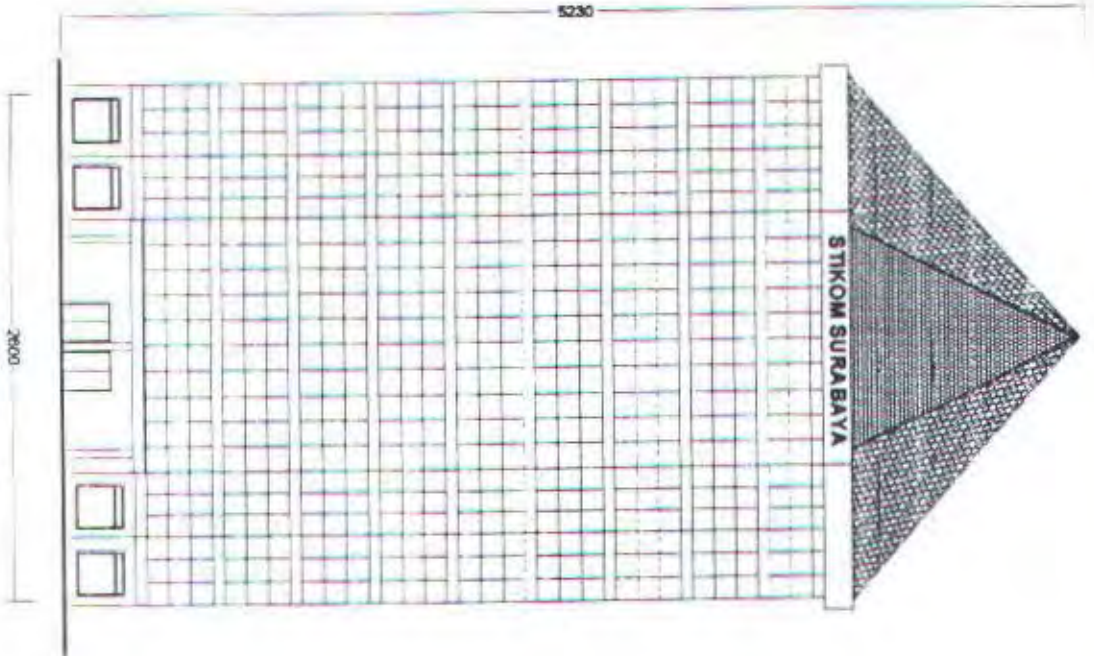
TANGGAL	26/01/2000
NO GAMBAR	02
JML. GAMBAR	11

**POTONGAN MELINTANG A - A**  
skala 1 : 200



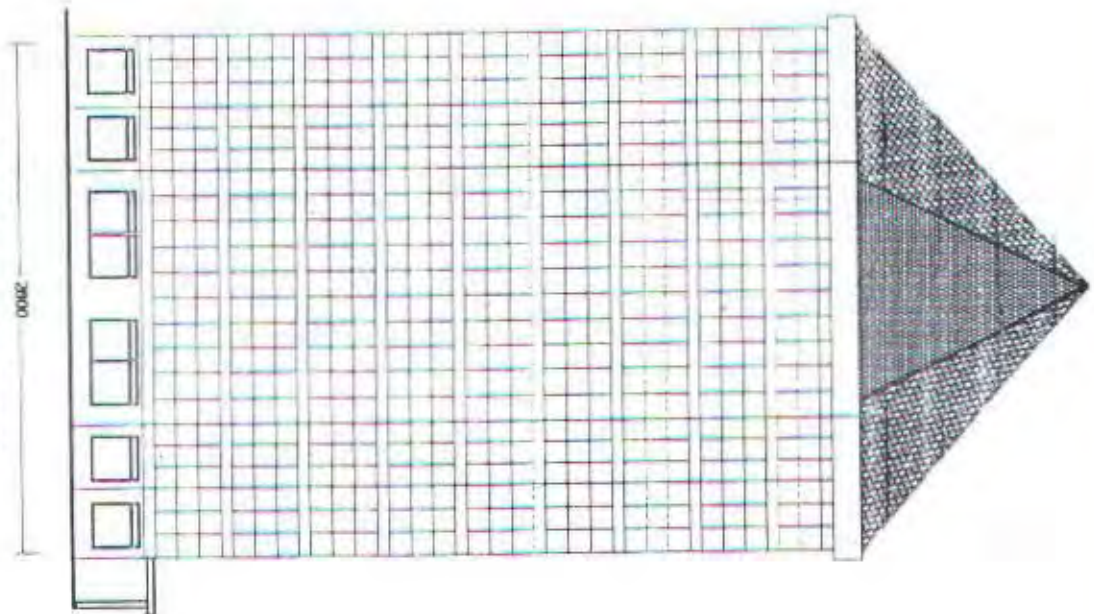
**POTONGAN MEMANJANG B - B**  
skala 1 : 200





**TAMPAK DEPAN**

skala 1 : 200



**TAMPAK SAMPIING**

skala 1 : 200

Elevasi Lt. 1 (+ 52.30)





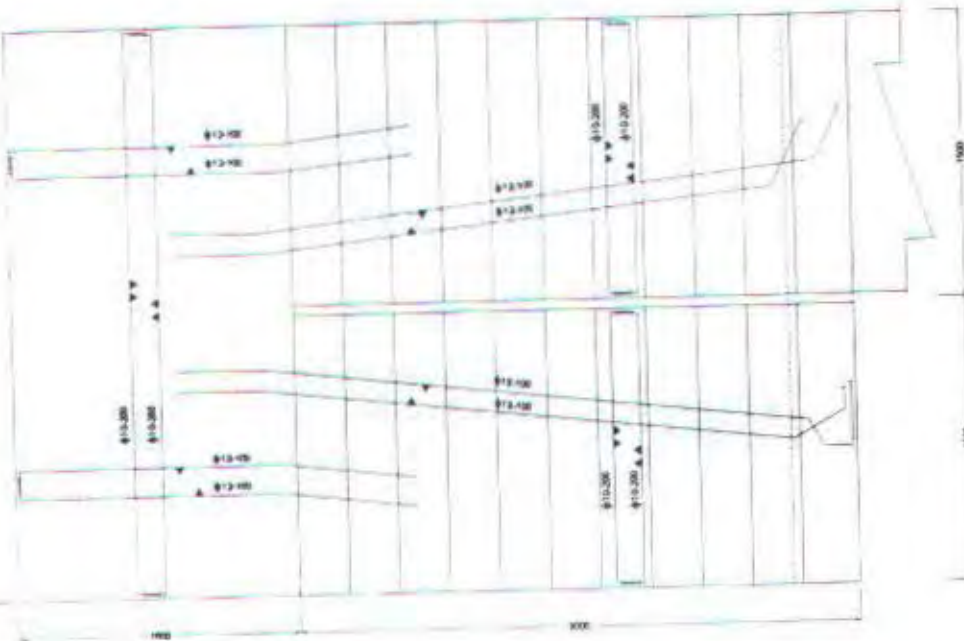


**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

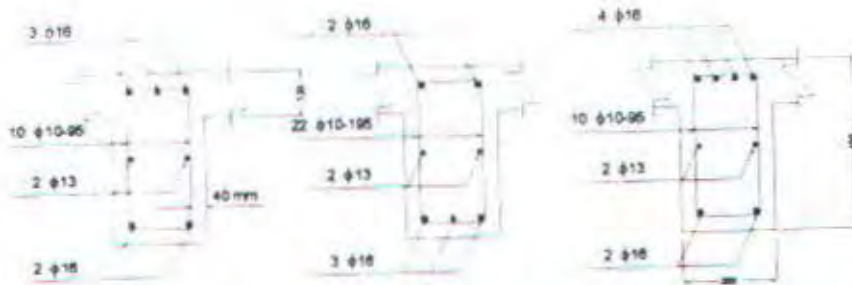
**MODIFIKASI  
 PERENCANAAN GEDUNG  
 KAMPUS STIKOM  
 SURABAYA DENGAN  
 DAKTILITAS PENUH**

KEY PLAN



**RENCANA DENAH TANGGA**

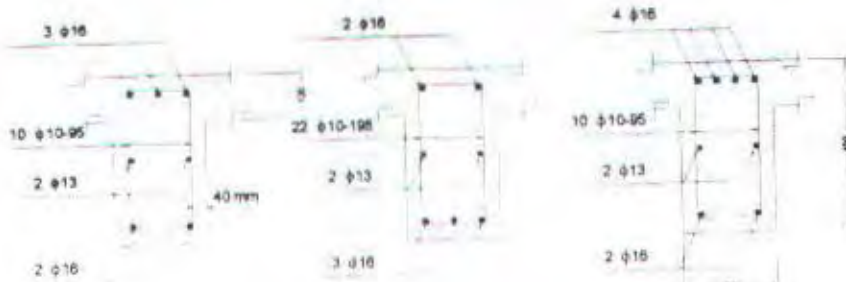
skala 1 : 20



**DETAIL POT. A - A**

**DETAIL POT. B - B**

**DETAIL POT. C - C**



**DETAIL POT. A - A**

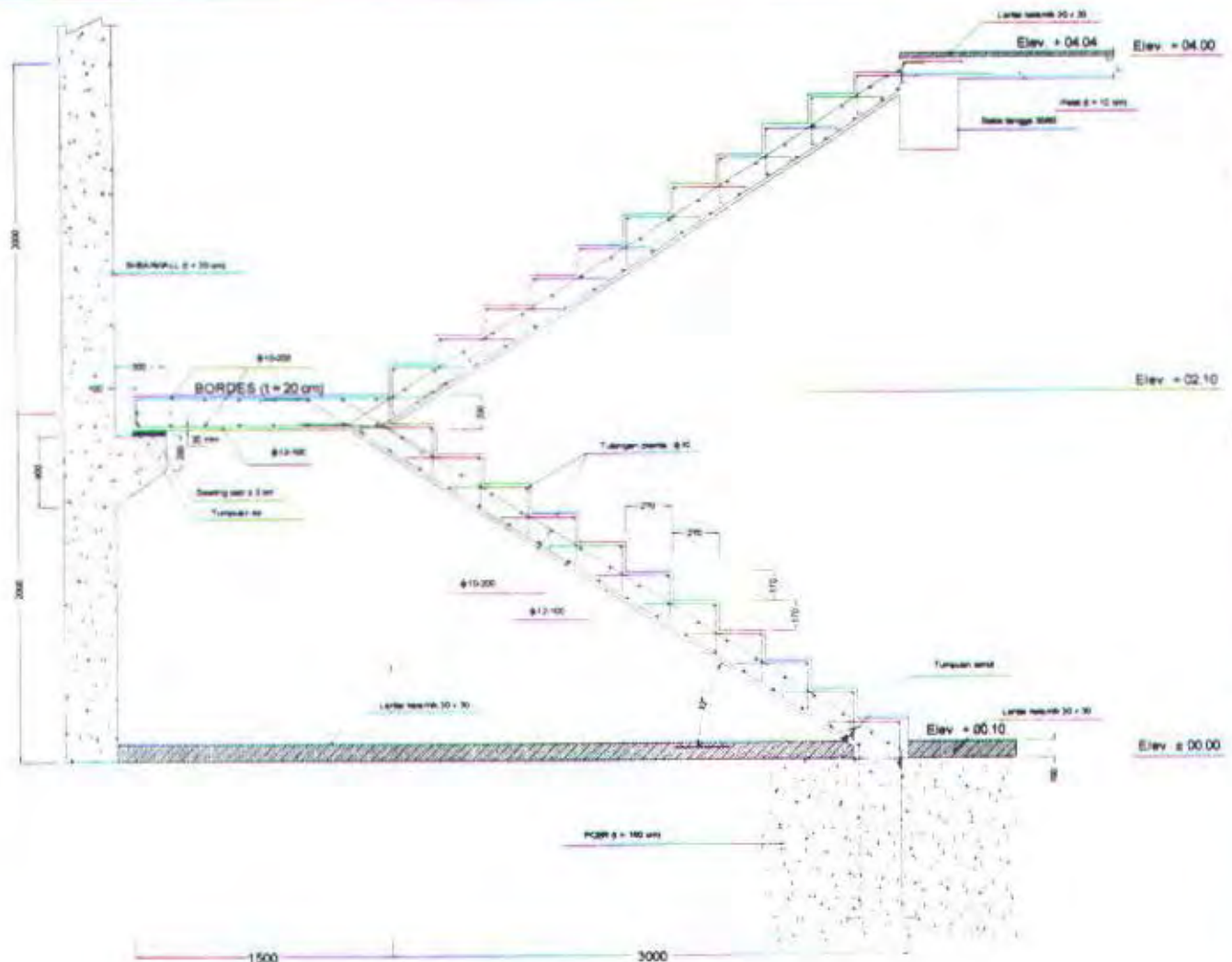
**DETAIL POT. B - B**

**DETAIL POT. C - C**

DOSEN PEMBIMBING	TTD
Ir. Kurdian Suprpto, MS NIP. 130320203	
DIGAMBAR OLEH	TTD
Hery Endano Budi S. NIM. 3196109231	
NAMA GAMBAR	SKALA
1 Rencana denah tangga	1 : 20
2 Detail penulangan tangga	1 : 20
3 Penulangan balok anak lantai kuliah	1 : 20
4 Penulangan balok anak auditorium	1 : 20
5 Detail potongan balok anak	1 : 10

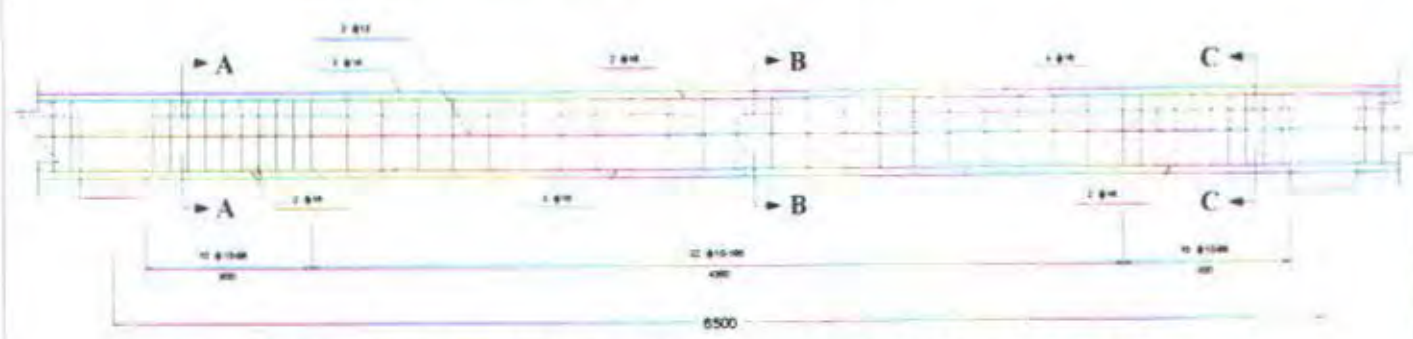
TANGGAL NO GAMBAR JML GAMBAR

26/01/2000 04 11



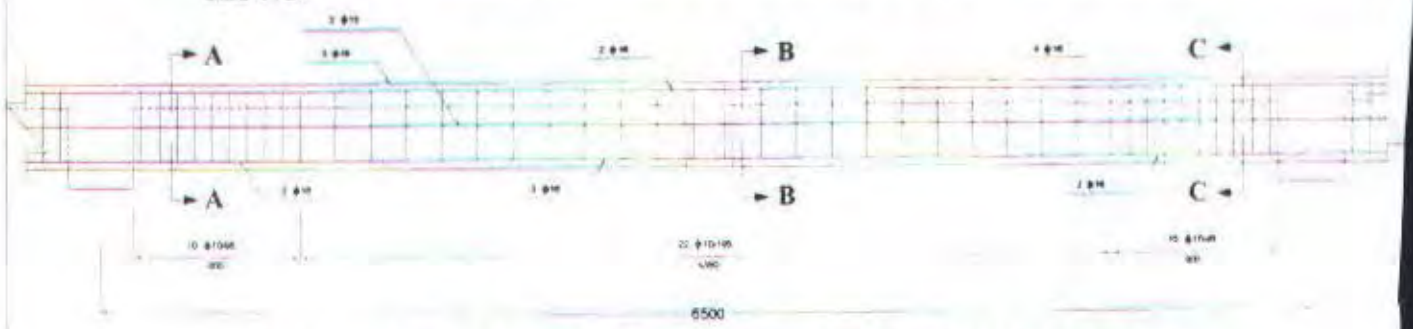
**DETAIL PENULANGAN TANGGA**

skala 1 : 20



**PENULANGAN BALOK ANAK LANTAI KULIAH (AS h, 3 - 5)**

skala 1 : 20



**PENULANGAN BALOK ANAK AUDITORIUM (AS h, 3 - 5)**

skala 1 : 20







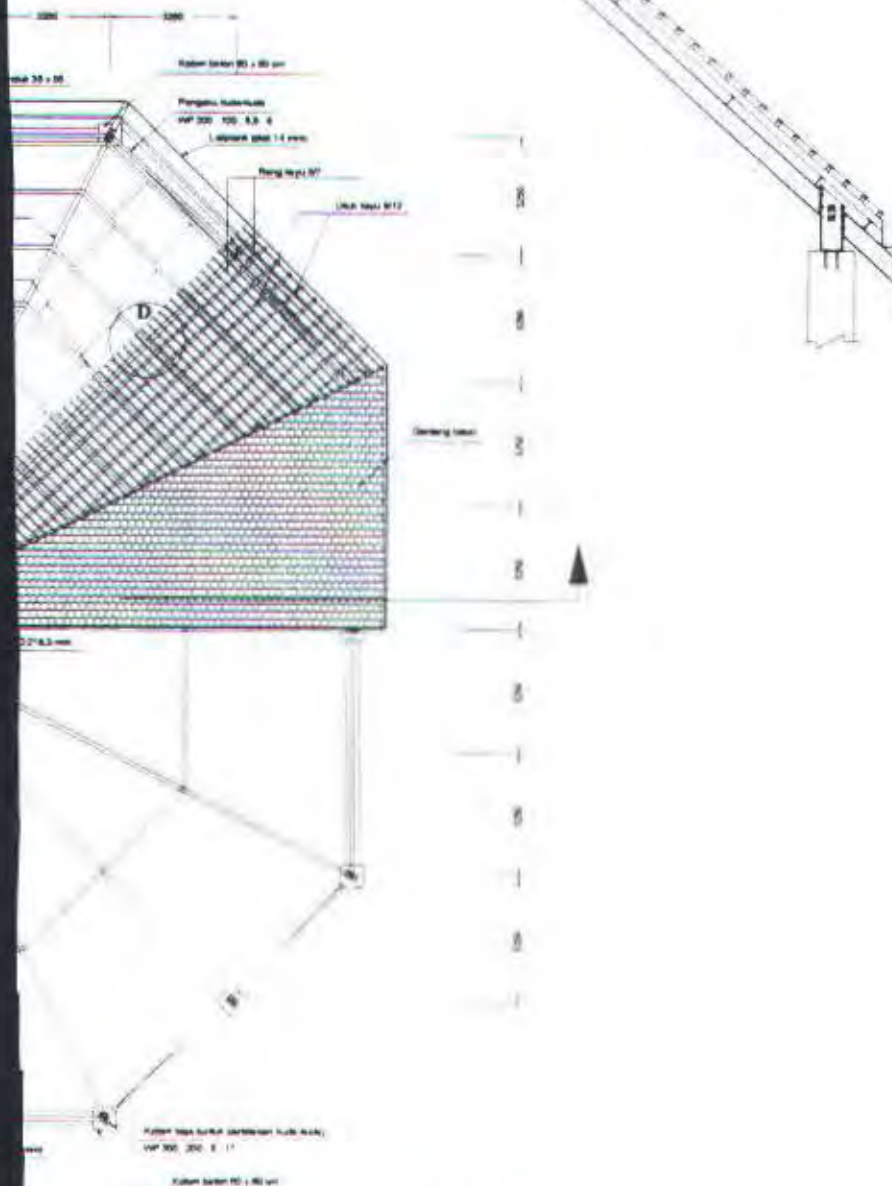
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

FUGOL, TUGAS AKHIR

MODIFIKASI  
PERENCANAAN GEDUNG  
KAMPUS STIKOM  
SURABAYA DENGAN  
DAKTILITAS PENUH

KEY PLAN

ANG ATAP



EDUNG STIKOM

DISKUSI PEMBIMBING	TTD
Ir. Kurdian Supriatno, MS. NIP. 130120203	
DIGAMBAR	TTD
Hery Endarto Budi S. NIM. 5196109231	
NAMA GAMBAR	SKALA
1. Rencana denah atap Gedung STIKOM	1 : 100
2. Potongan melintang atap	1 : 50

TANGGAL NO. GAMBAR JML. GAMBAR

26/01/2000 05 11



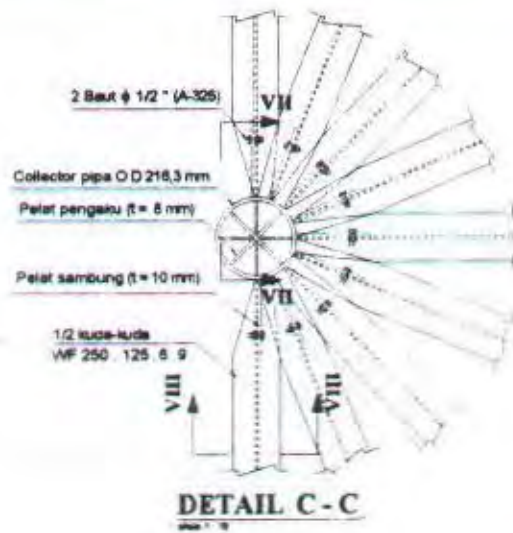


JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 SURABAYA

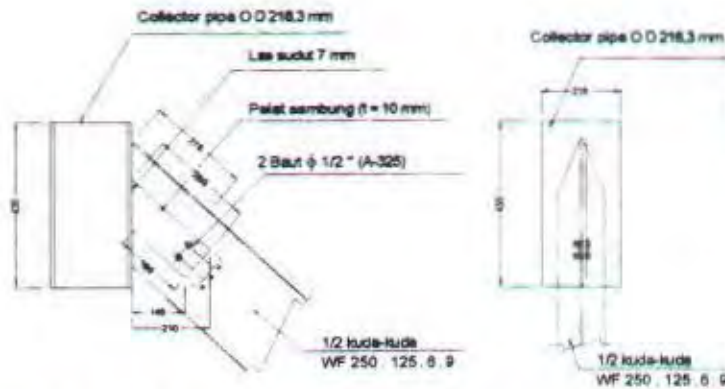
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI  
 PERENCANAAN GEDUNG  
 KAMPUS STIKOM  
 SURABAYA DENGAN  
 DAKTILITAS PENUH

KEY PLAN



DETAIL C - C



POTONGAN VII - VII

POTONGAN VIII - VIII



DETAIL D - D

DISYEN PEMBIMBING	TTD	
Ir. Kurdian Supripto, MS NIP. 130120203		
DIGAMBAR OLEH	TTD	
Hery Endarto Budi S. NIM. 3196109231		
NAMA GAMBAR	SKALA	
1 Detail A - A	1 : 10	
2 Detail B - B	1 : 10	
3 Detail C - C	1 : 10	
4 Detail D - D	1 : 10	
5 Potongan detail atap	1 : 10	
TANGGAL	NO GAMBAR	IML GAMBAR
26/01/2000	06	11



**JURUSAN TEKNIK SIPIL**

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI  
PERENCANAAN GEDUNG  
KAMPUS STIKOM  
SURABAYA DENGAN  
DAKTILITAS PENUH**

KEY PLAN



**STRUKTUR UTAMA**

DOSEN PEMBIMBING TTD.

Ir. Kurdian Suprpto, MS.

NIP. 130320203

DIGAMBAR OLEH TTD.

Hery Endano Budi S.

NIM. 3106109231

NAMA GAMBAR SKALA

- |   |        |
|---|--------|
| 1. Detail penulangan struktur utama gedung STIKOM | 1 : 30 |
| 2. Detail potongan balok                          | 1 : 10 |
| 3. Detail potongan kolom                          | 1 : 10 |

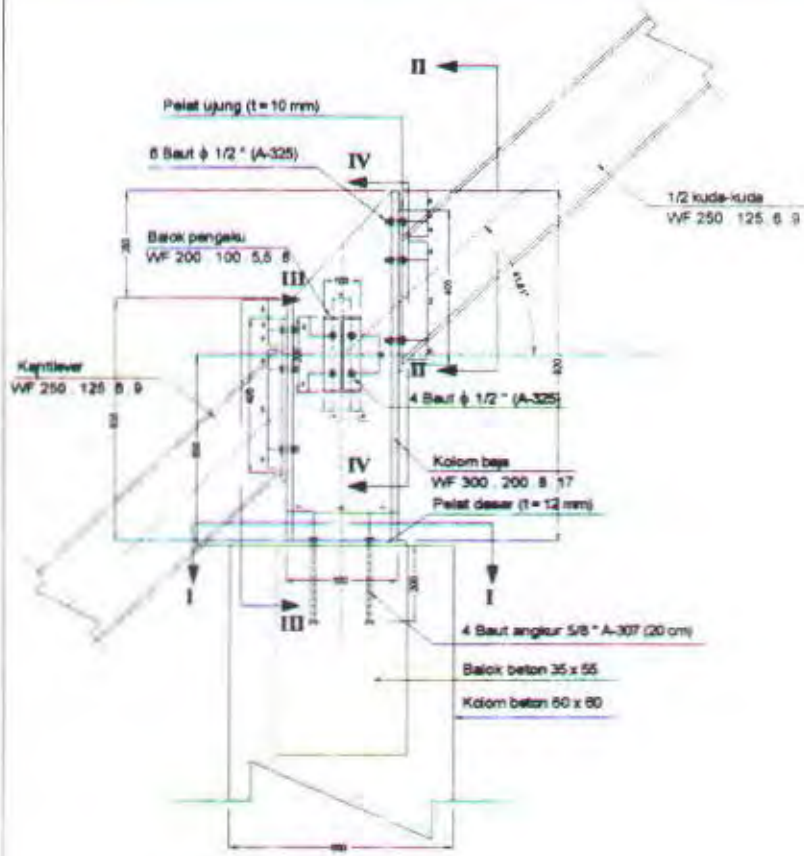
TANGGAL NO. GAMBAR IML GAMBAR

26/01/2000

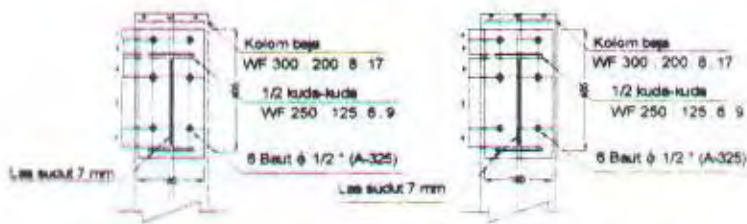
07

11



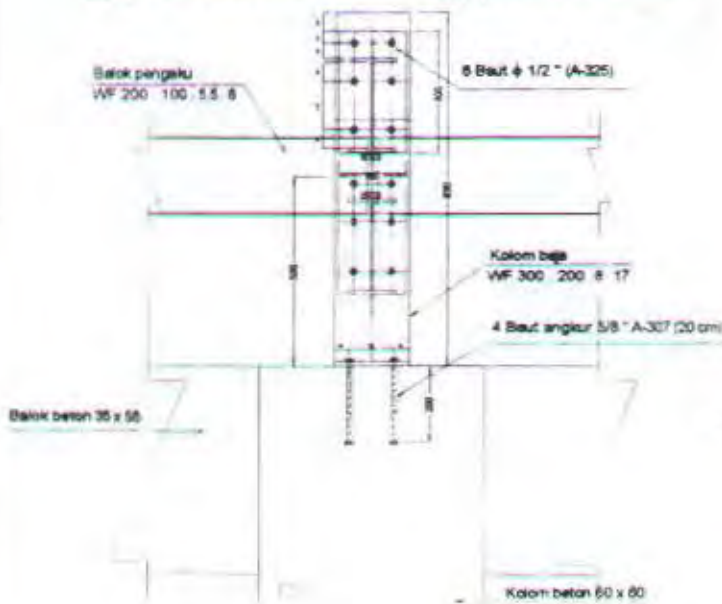


**DETAIL A - A**

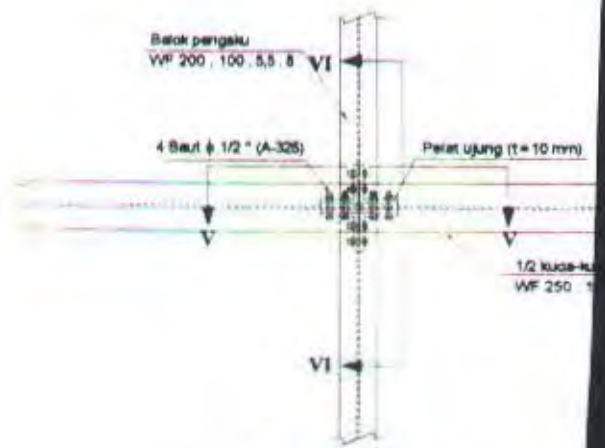


**POTONGAN II - II**

**POTONGAN III - III**



**POTONGAN IV - IV**



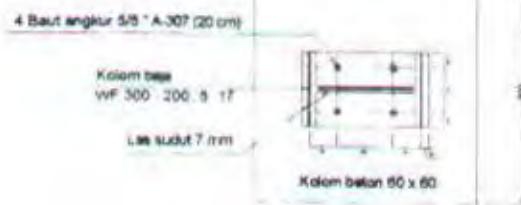
**DETAIL B - B**



**POTONGAN V**



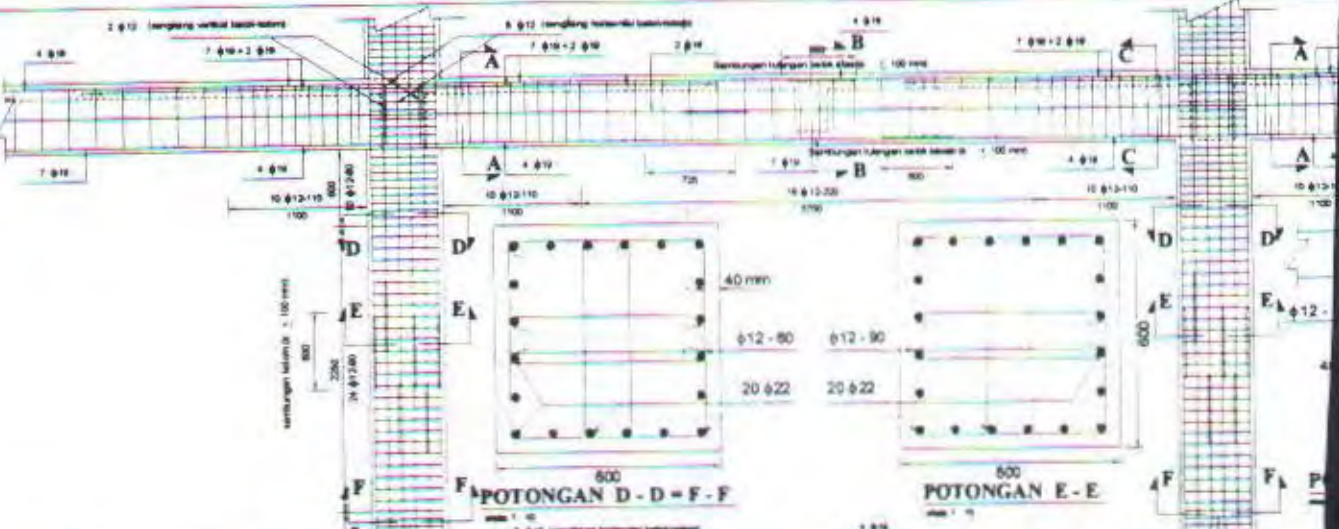
**POTONGAN VI**



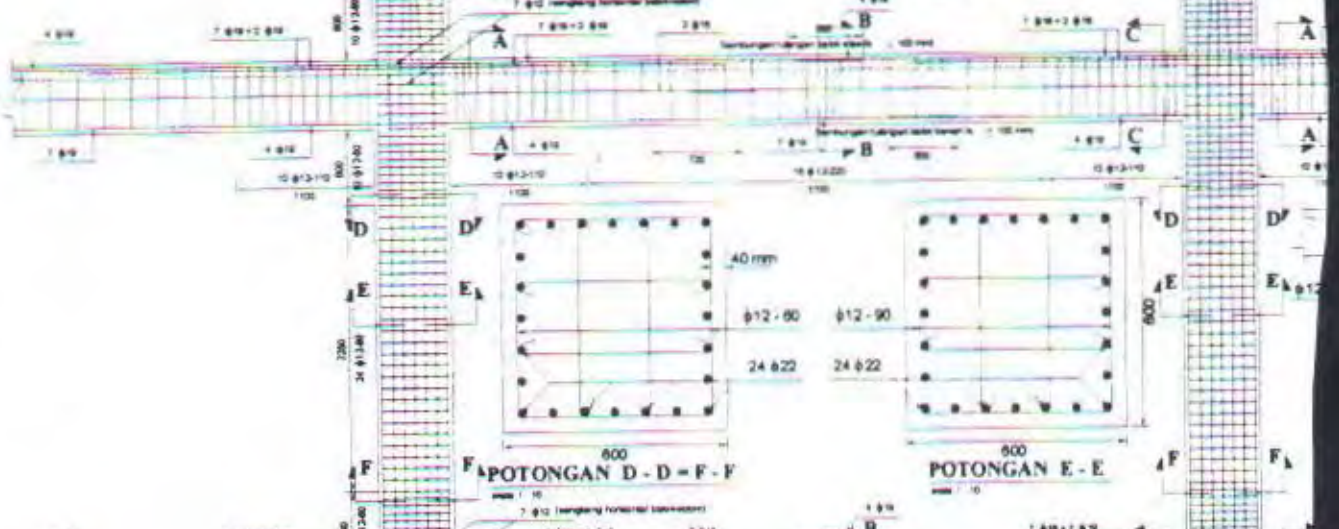
**POTONGAN I - I**



LT. 4  
TKT. III



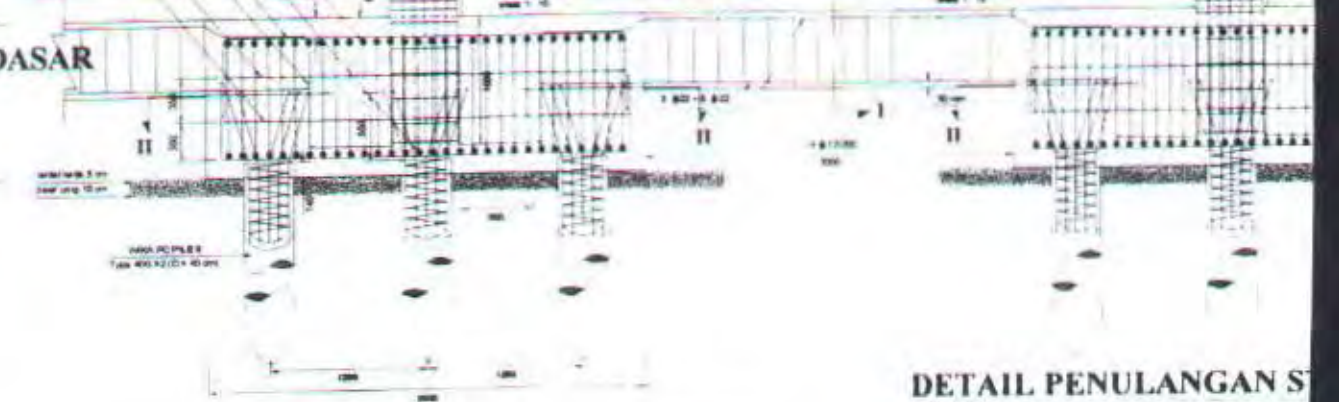
LT. 3  
TKT. II



LT. 2  
TKT. I



LT. 1  
TKT. DASAR







JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI  
 PERENCANAAN GEDUNG  
 KAMPUS STIKOM  
 SURABAYA DENGAN  
 DAKTILITAS PENUH

KEY PLAN



SAMBUNGAN DETAIL PENULANGAN STRUKTUR UTAMA

DOSEN PEMBIMBING	TTD	
Ir. Kurdian Suprpto, MS. NIP. 130320203		
DIGAMBAR OLEH	TTD	
Hery Endarto Busu S. NIM. 3196109231		
NAMA GAMBAR	SKALA	
1. Detail penulangan struktur utama gedung STIKOM	1 : 30	
2. Detail potongan balok	1 : 10	
3. Detail potongan kolom	1 : 10	
TANGGAL	NO. GAMBAR	IML. GAMBAR
26/01/2000	08	11





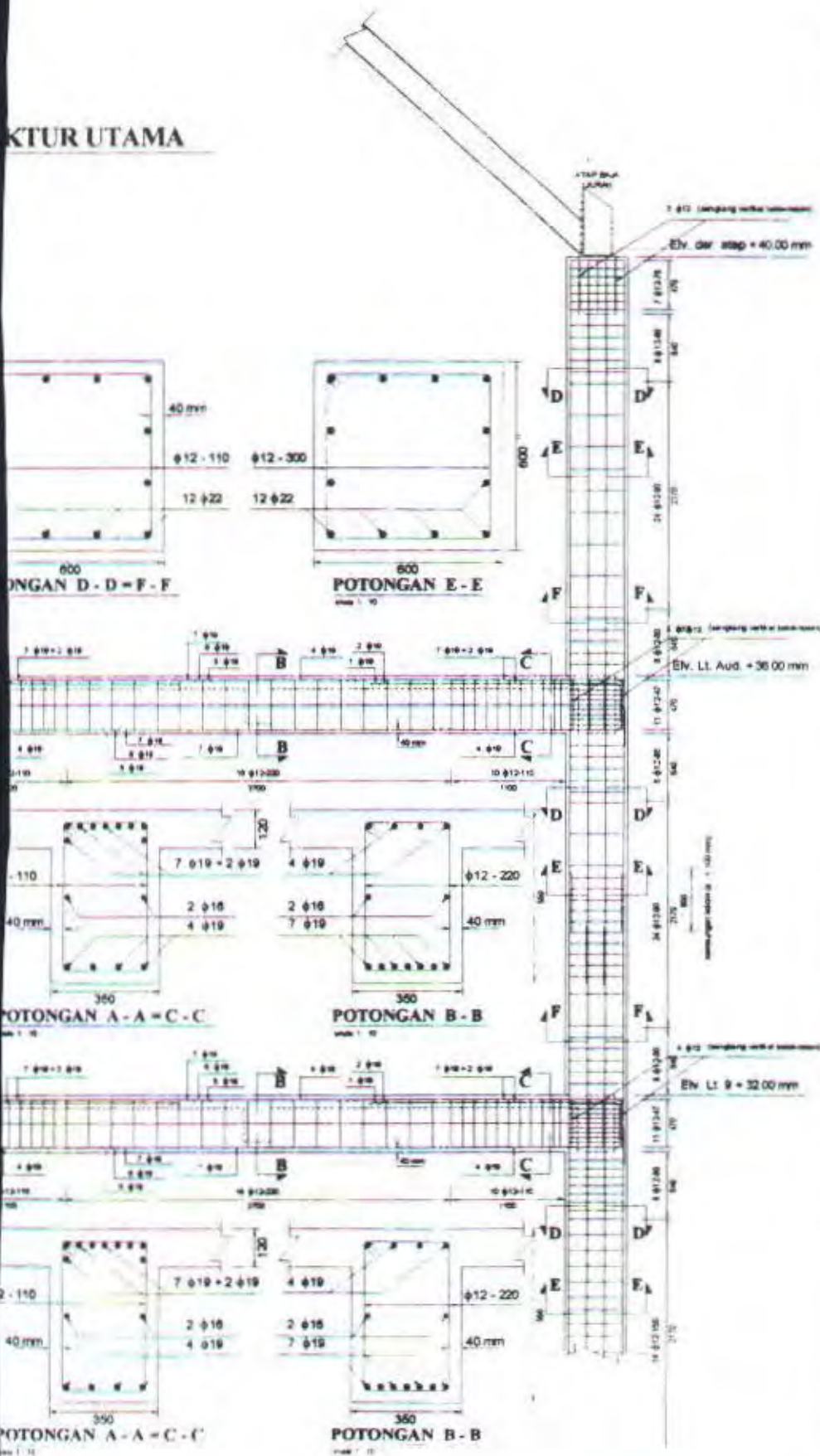
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI  
PERENCANAAN GEDUNG  
KAMPUS STIKOM  
SURABAYA DENGAN  
DAKTILITAS PENUH

KEY PLAN

STRUKTUR UTAMA



DOSEN PEMBIMBING

ITD

Ir. Kurdian Suprpto, MS  
NIP. 130320203

DIGAMBAR OLEH

ITD

Hery Endano Budi S.  
NIM. 3196109231

NAMA GAMBAR

SKALA

1. Detail penulangan struktur  
utama gedung STIKOM

1 : 30

2. Detail potongan balok

1 : 10

3. Detail potongan kolom

1 : 10

TANGGAL

NO. GAMBAR

JML. GAMBAR

26/01/2000

09

11



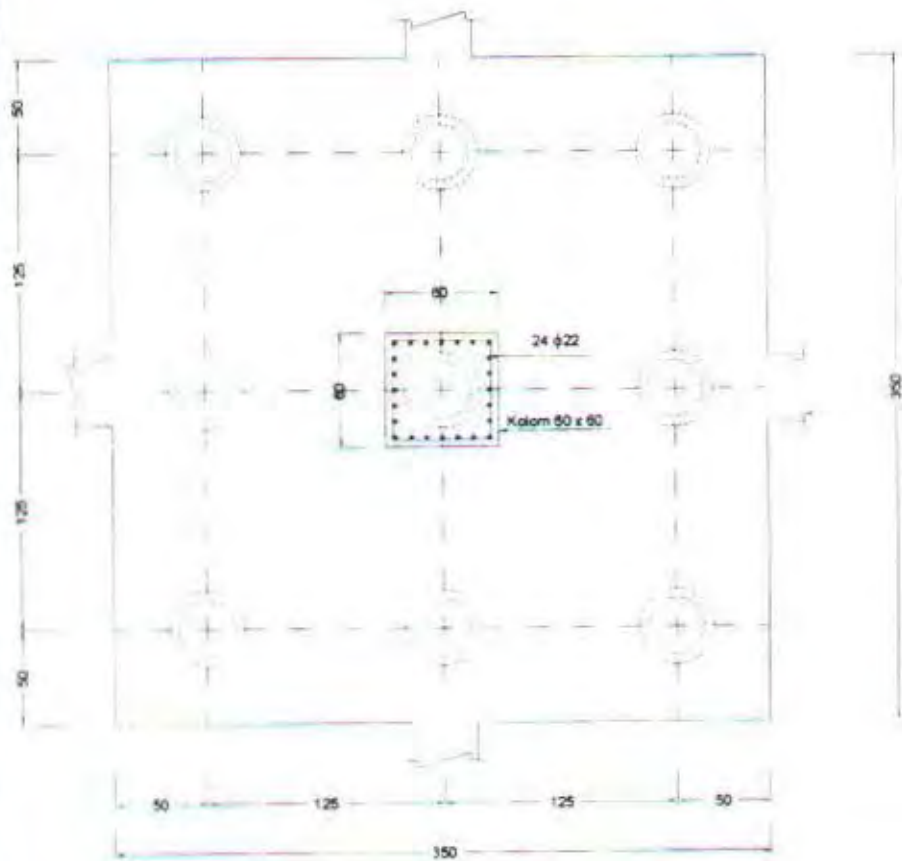


JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 SURABAYA

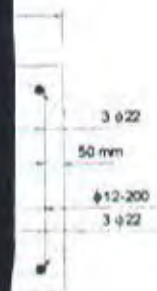
RIDIL YUGAS ANTER

**MODIFIKASI  
 PERENCANAAN GEDUNG  
 KAMPUS STIKOM  
 SURABAYA DENGAN  
 DAKTILITAS PENUH**

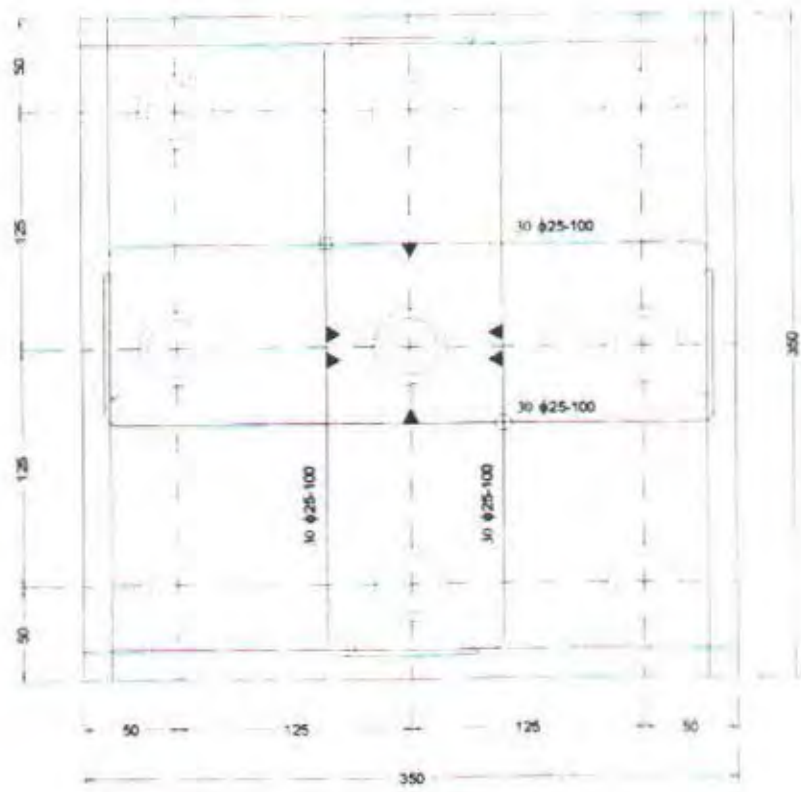
KFY PLAN



**DETAIL B**

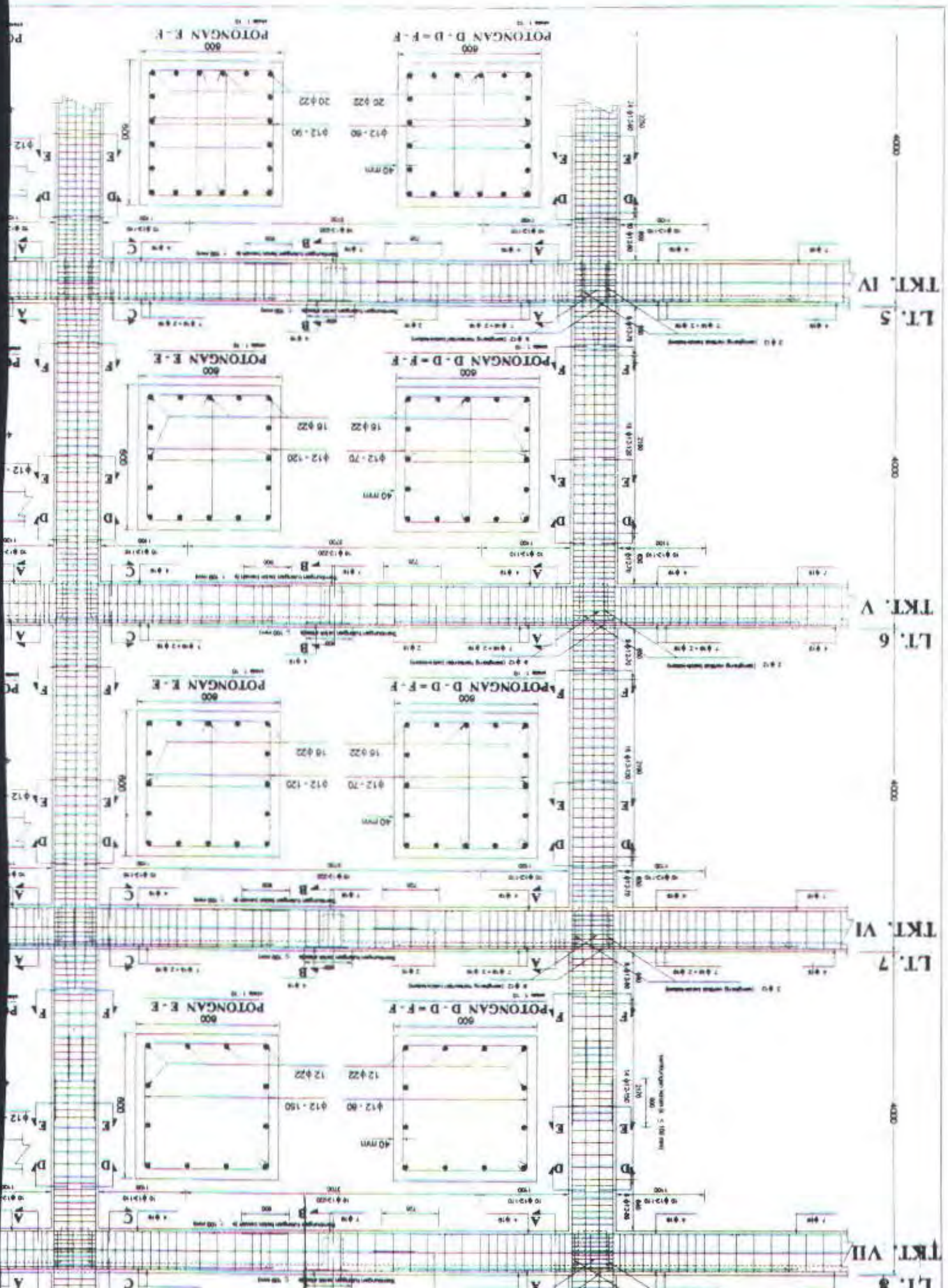


**AN 1-1**



**POTONGAN II-II**

DESAIN PEMBANDING	TTD	
Ir. Kurnian Supriyo, MS. NIP. 130130201		
DIGAMBAR OLEH	TTD	
Hery Endano Budi S. NIM. 3196109231		
<b>NAMA GAMBAR</b>	<b>SKALA</b>	
1. Rencana denah pondasi	1 : 100	
2. Detail potongan A	1 : 30	
3. Detail B	1 : 20	
4. Potongan I-1	1 : 10	
5. Potongan II-1	1 : 20	
<b>TANGGAL</b>	<b>NO. GAMBAR</b>	<b>IMI. GAMBAR</b>
26/01/2000	10	11



TRK. IV

LT. 5

TRK. V

LT. 6

TRK. VI

LT. 7

TRK. VII

LT. 8



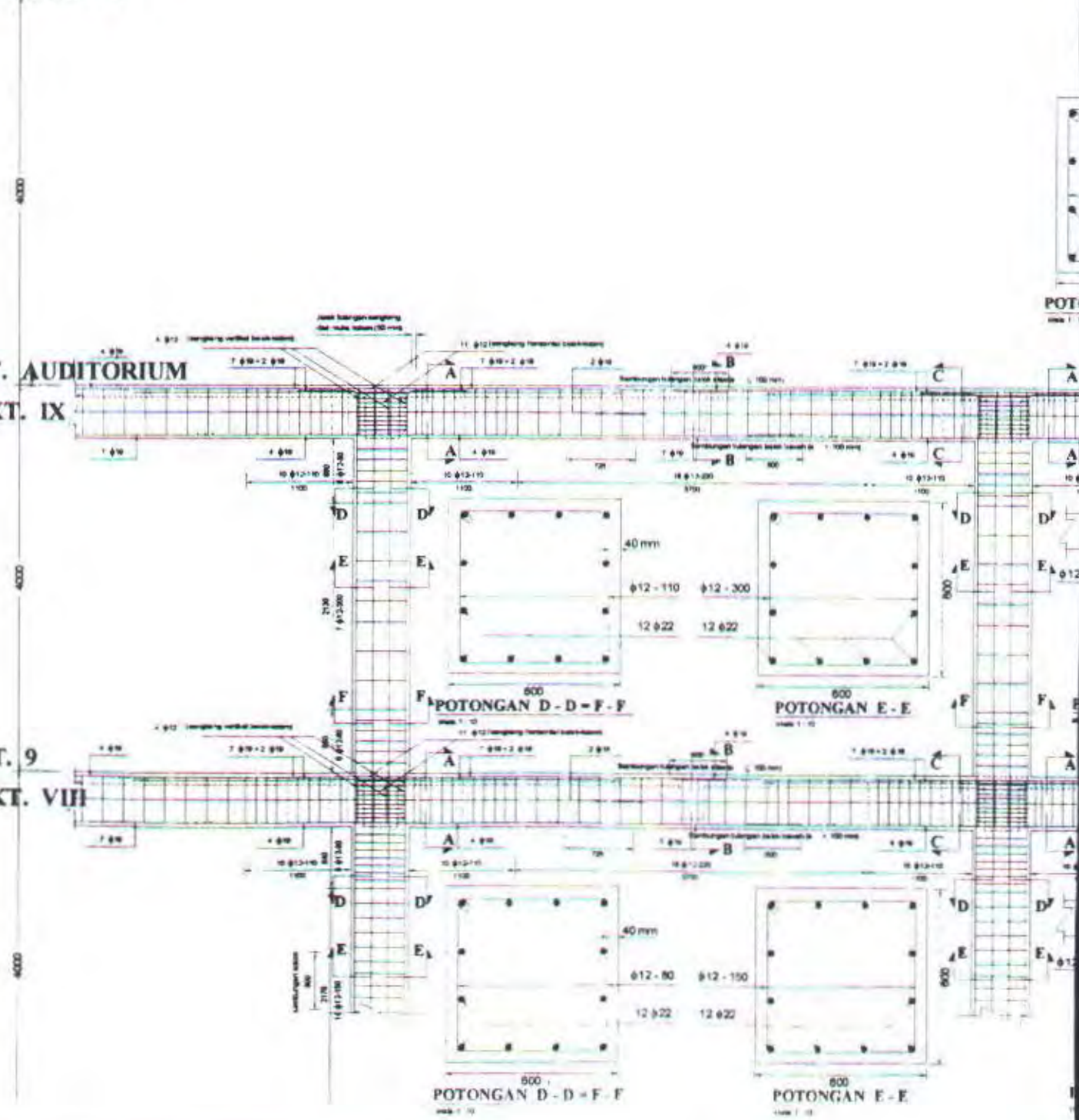
**SAMBUNGAN DETAIL PENULANGAN STRUKTUR**

Skala 1 : 30

**DASAR ATAP**

**LT. AUDITORIUM  
TKT. IX**

**LT. 9  
TKT. VIII**



**POTONGAN D - D - F - F**

**POTONGAN E - E**

Skala 1 : 30

Skala 1 : 30









JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUHNOPEMBER  
 SURABAYA

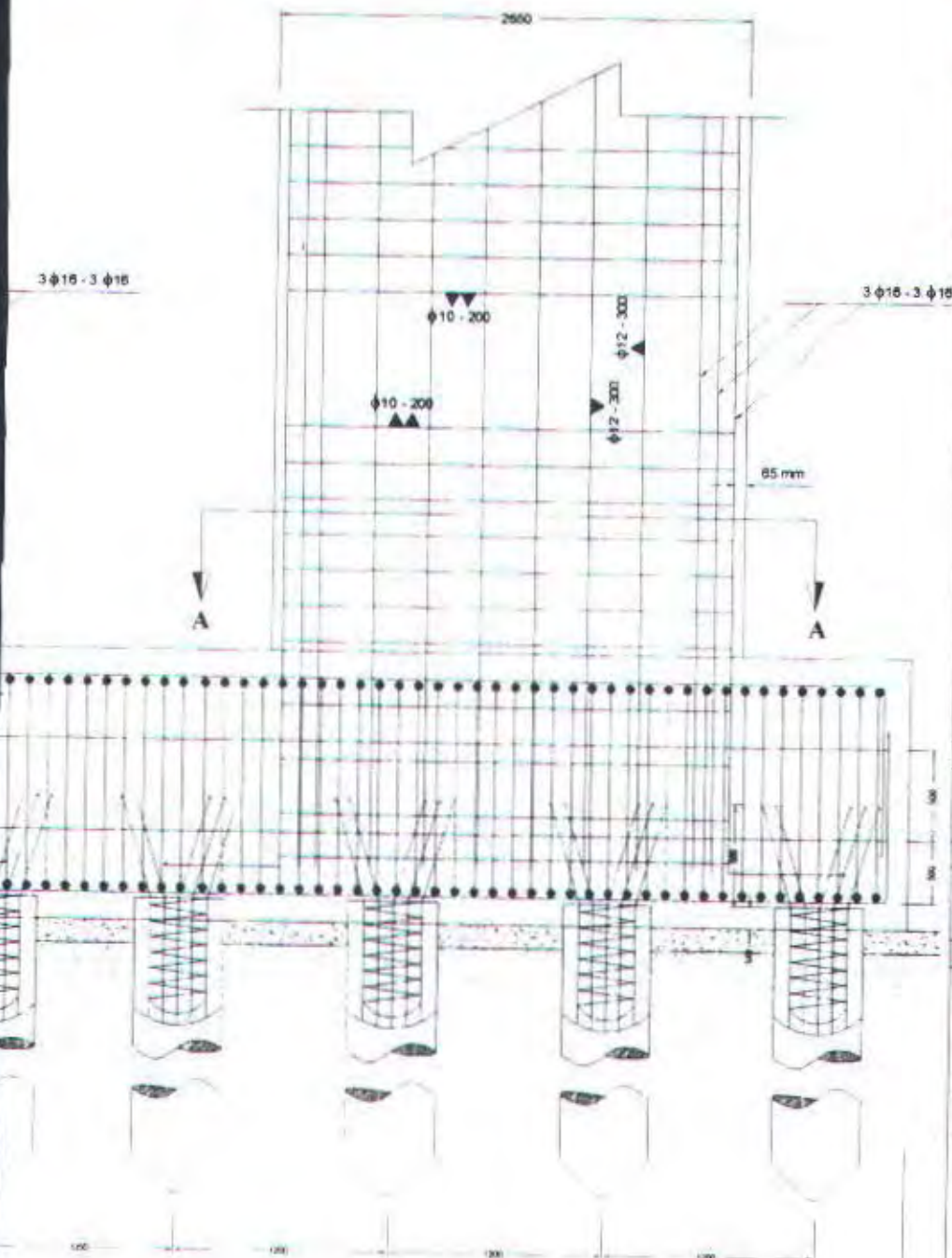
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI  
 PERENCANAAN GEDUNG  
 KAMPUS STIKOM  
 SURABAYA DENGAN  
 DAKTILITAS PENUH

KEY PLAN



DETAIL POTONGAN A - A



DOSEN PEMBIMBING TTD

Ir. Kurdian Suprpto, MS.  
 NIP. 15032025

DIGAMBAR OLEH TTD

Hery Endarto Budi S.  
 NIM. 3196109231

NAMA GAMBAR SKALA

- |   |        |
|---|--------|
| 1. Detail penulangan shearwall dan poer | 1 : 20 |
| 2. Detail potongan A - A                | 1 : 5  |
| 3. Detail perletakan tangga             | 1 : 10 |

TANGGAL NO. GAMBAR /ML. GAMBAR

26/01/2000

11

11