

14.358/H/02

TUGAS AKHIR

PERANCANGAN STRUKTUR BUILDING FRAME SYSTEM DENGAN SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME DAN COUPLED SHEARWALL



RSS
690
Bue
P-1
2001

Oleh :

AHMAD HASAN BUCHORI
3194 100 070

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2001

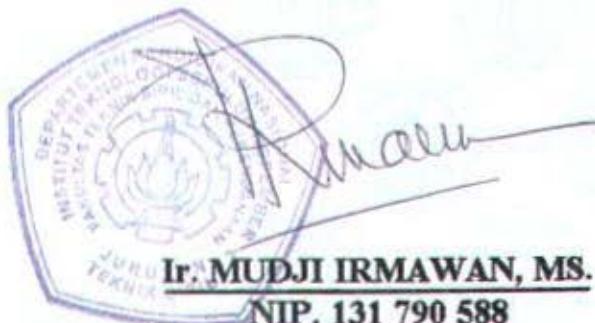
TUGAS AKHIR

**PERANCANGAN STRUKTUR BUILDING FRAME SYSTEM
DENGAN SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME
DAN COUPLED SHEARWALL**

Surabaya, Juli 2001

Mengetahui / Menyetujui,

Dosen Pembimbing



RSS
690
Rue
P

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2001

03/01/02
H
21.4348

ABSTRAK

ABSTRAK TUGAS AKHIR

PERANCANGAN STRUKTUR BUILDING FRAME DENGAN SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME DAN COUPLED SHEARWALL

Disusun oleh:
AHMAD HASAN BUCHORI
Nrp:3194 100 070

Dosen Pembimbing :
Ir. MUDJI IRMAWAN, MS.

Kawasan Indonesia yang tergolong mempunyai resiko gempa tinggi tentunya harus mempunyai peraturan yang memadai dalam merancang sebuah struktur tahan gempa. UBC (Uniform Building Code) '97 merupakan salah satu peraturan yang dapat dijadikan bahan acuan / tujuan dalam merancang sebuah struktur tahan gempa untuk saat ini. Perancangan " Struktur Building Frame System dengan Special Moment Resisting Frame dan Coupled Shearwall" dalam bahan Tugas Akhir ini merupakan salah satu contoh penerapan perancangan struktur yang menggunakan UBC '97 sebagai bahan acuan.

Pada dasarnya perancangan struktur berdasar UBC'97 sama dengan berdasar pada SKSNI, namun ada beberapa perubahan yang berkaitan dengan perhitungan gaya lateral gempa. Tugas akhir ini membahas tentang bagaimana perilaku sistem struktur building frame didalam menahan gaya gempa yang terjadi, dimana gaya gempa keseluruhannya di tahan oleh elemen penahan gempa dan gaya gravitasi ditahan oleh frame.

Elemen penahan gempa dalam hal ini adalah coupled shearwall dan collector element. Coupled shearwall adalah dua buah shearwall yang dihubungkan oleh balok, sedangkan collector element adalah element-elemen frame yaitu balok dan kolom yang menghubungkan element penahan gempa (shearwall) baik arah x maupun arah y. Elemen-elemen ini disebut elemen Lateral Resisting Frame System (LFRS). Sedangkan elemen-elemen frame yaitu balok dan kolom yang menahan beban gravitasi disebut elemen Non Lateral Force Resisting System (NLFRS). Elemen NLFRS juga harus mampu menahan beban gravitasi secara optimal jika terjadi gempa. Perancangan struktur utama dimulai dengan perhitungan asumsi beban yang bekerja pada struktur. Beban-beban yang bekerja adalah beban gravitasi dan beban gempa, beban angin diabaikan karena struktur diasumsikan jauh dari pantai. Dalam Tugas akhir ini analisa hanya dilakukan pada struktur bangunan atas saja. Analisa system building frame system ini dilakukan secara tiga tahap. Analisa yang digunakan dalam perhitungan gaya gempa ini adalah analisa dinamis. Hasil dari analisa struktur dikontrol terhadap persyaratan batasan drift, pengaruh P-A, dan periode lalu dire distribusi.

Selanjutnya dilakukan penulangan terhadap elemen struktur. Penulangan ini dimulai dengan penulangan balok, baik balok LFR (collector elemen) maupun balok NLFR (balok frame). Berikutnya penulangan kolom (LFR dan NLFR) dan dilanjutkan dengan penulangan shearwall. Untuk mewujudkan mewujudkan balok dan kolom sebagai satu kesatuan struktur maka joint yang ada perlu dikontrol terhadap gaya geser yang terjadi.

KATA PENGANTAR

KATA PENGANTAR

Bismillahirrohmanirrohim

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Puji syukur kami panjatkan kehadirat Alloh swt. atas segala rahmat dan hidayah yang telah dilimpahkan-Nya kepada kami sebagai penulis dalam menyelesaikan penyusunan tugas akhir ini.

Adapun tujuan dari penulisan tugas akhir dengan judul "Perancangan Struktur Building Frame System dengan Special Moment Resisting Frame dan Coupled Shearwall" adalah untuk menambah literatur tentang perancangan struktur building frame dengan peraturan UBC 1997 yang masih relatif baru di Indonesia dan belum memasyarakat.

Kami menyadari sepenuhnya bahwa apa yang tertuang dalam penulisan tugas akhir ini masih jauh dari sempurna dan masih banyak terdapat kesalahan-kesalahan maupun kekurangan-kekurangan. Oleh karena itu saran dan kritik yang bersifat membangun dari pembaca, sangat kami hargai dan kami harapkan untuk penyempurnaan tugas akhir ini.

Dalam menyelesaikan tugas akhir ini, tak lepas dari bantuan berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Maka dalam kesempatan ini kami ingin mengucapkan terima kasih kepada :

1. Ayah, Ibu dan saudara-saudaraku yang lain yang memberikan dukungan moral dan material dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Keluarga besar Pak Sabung Priadi
3. Ir. Mudji Irmawan, MS. , selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan gambaran dan masukan dan juga siap menyediakan waktu kapanpun baik dirumah maupun di kampus dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
4. Ir. Noor Endah, Msc. Phd., selaku Kaprodi Jurusan Teknik Sipil ITS yang telah memberikan banyak bantuan dalam menyelesaikan banyak masalah yang kami hadapi selama ini.

5. Prof. Ir. Pinardi Kustalam, MSc., selaku dosen wali yang telah memberikan persetujuan dan tanda tangannya selama kami kuliah dan nasehat-nasehatnya serta dorongan semangatnya yang sangat kami butuhkan selama masa kuliah.
6. Seluruh dosen jurusan Teknik Sipil yang telah memberi kuliah selama di ITS.
7. Seluruh karyawan jurusan Teknik Sipil yang telah banyak membantu selama kami kuliah.
8. Dan semua pihak yang tidak bisa kami sebutkan satu persatu yang telah banyak memberikan bantuan selama saya kuliah, tak lupa almarhum Papa Kiss di Belanda semoga amal baiknya diterima dan dosa-dosanya diampuni oleh Allah swt .

Pada akhirnya kami harapkan semoga tugas akhir ini dapat memberikan manfaat bagi kita semua.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Surabaya, Juli 2001

Penyusun

Ahmad Hasan Buchori

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
ABSTRAK	i
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iv
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	I-1
1.2 Permasalahan	I-4
1.3 Tujuan Perencanaan	I-4
1.4 Ruang Lingkup	I-5
1.5 Metodologi	I-5
BAB II DASAR PERENCANAAN	
2.1 Asumsi Perencanaan	II-1
2.2 Peraturan Yang Dipakai	II-1
2.3 Kriteria Selection dan Pemodelan Struktur	II-1
2.4 Pembebatan dan kombinasi Pembebatan	II-5
2.4.1 Beban Gravitasi	II-5
2.4.2 Beban Angin	II-6
2.4.3 Beban Gempa	II-7
2.4.4 Kombinasi Pembebatan	II-8
2.5 Perencanaan Struktur dengan Building Frame System	II-9
2.5.1 Perencanaan Terhadap Beban Lateral	II-9
2.5.2 Perencanaan Terhadap Gaya Geser Gempa	II-11
2.5.2.1 Geser Dasar Rencana Akibat Gempa	II-11
2.5.2.2 Beban Mati Gempa (W)	II-11
2.5.2.3 Periode Dasar Struktur (T)	II-12
2.5.2.4 Distribusi Gaya Lateral Gempa	II-13
2.5.2.5 Overturning (Guling)	II-15
2.6 Perencanaan Struktur Sekunder	II-15
2.6.1 Perencanaan Pelat	II-15



2.6.1.1. Preliminary Design Tebal Pelat	II-16
2.6.1.2 Pemodelan Pelat	II-19
2.6.1.3 Perencanaan Penulangan Pelat	II-20
2.6.2 Perencanaan Tangga	II-22
2.7 Perencanaan Balok dan Kolom	II-23
2.7.1 Perencanaan Balok dan Kolom LFRS Berdasarkan UBC	II-23
2.7.1.1 Perencanaan Balok	II-23
2.7.1.1.1 Penulangan Lentur	II-24
2.7.1.1.2 Penyambungan Tulangan	II-27
2.7.1.1.3 Penulangan Transversal	II-28
2.7.1.2 Perencanaan Kolom	II-30
2.7.1.2.1 Penulangan Lentur	II-31
2.7.1.2.2 Penyambungan Tulangan	II-32
2.7.1.2.3 Penulangan Transversal	II-32
2.7.2 Perencanaan Balok dan Kolom NLFRS Berdasarkan UBC	
II-34	
2.8 Shearwall	II-36
2.8.1 Penulangan Shearwall	II-37
2.8.2 Boundary Element	II-37
2.8.2.1 Kebutuhan Dimensi Boundary Element	II-37
2.8.2.2 Kebutuhan Tulangan Geser	II-38
2.8.3 Coupling Beam	II-38
2.9 Pertemuan Balok dan Kolom	II-40
2.10 Penyaluran Tulangan	II-41
BAB III PERENCANAAN DIMENSI	
3.1 Balok	III-1
3.2 Pelat	III-2
3.2.1 Pelat Lantai	III-2
3.2.2 Perhitungan Tebal Pelat	III-3
3.2.2.1 Pelat Lantai	III-3
3.2.2.2 Pelat Atap	III-5
3.3 Kolom	III-5

3.3.1 Pembebanan	III-5
3.3.2 Perencanaan Dimensi Kolom	III-6
BAB IV ANALISA STRUKTUR SEKUNDER	
4.1 Perencanaan pelat	IV-1
4.1.1 Umum	IV-1
4.1.2 Data Perencanaan	IV-1
4.1.3 Pembebanan Pelat	IV-2
4.1.4 Pemodelan dan Analisa Momen pada Pelat	IV-3
4.1.5 Penulangan Pelat	IV-3
4.2 Perencanaan Tangga	IV-6
4.2.1 Umum	IV-6
4.2.2 Preliminary Desain	IV-7
4.2.3 Pembebanan pada Tangga	IV-7
4.2.4 Perhitungan Gaya Dalam	IV-8
4.2.5 Penulangan Tangga	IV-10
BAB V ANALISA STRUKTUR UTAMA	
5.1 Pemodelan Struktur	V-1
5.2 Data Perencanaan	V-4
5.2.1 Data Umum Bangunan	V-4
5.2.2 Data Material Bangunan	V-5
5.3 Perhitungan Pembebanan	V-5
5.3.1 Perhitungan Beban Lateral	V-5
5.3.1.1 Perhitungan Berat Total Bangunan	V-6
5.3.1.2 Perhitungan Gaya Geser Dasar Gempa	V-8
5.3.1.3 Penyebaran Gaya Geser Secara Vertikal	V-9
5.3.2 Kombinasi Pembebanan	V-11
5.4 Kontrol Batasan Drift Antar Tingkat	V-15
5.5 Kontrol Pengaruh $P - \Delta$ Effect	V-17
5.6 Kontrol Periode dengan Metode B	V-19
BAB VI PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA	
6.1 Data Perancangan	VI-1

6.2 Penulangan Balok	VI-2
6.2.1 Penulangan Balok LFRS (Kolektor Elemen)	VI-2
6.2.1.1 Penulangan Tumpuan	VI-3
6.2.1.2 Penulangan Lapangan	VI-5
6.2.1.3 Penulangan Transversal didaerah Sendi Plastis	VI-7
6.2.1.4 Penulangan Transversal diluar Sendi Plastis	VI-9
6.2.2 Penulangan Balok NLFRS (Balok Frame)	VI-11
6.2.2.1 Penulangan Tumpuan	VI-11
6.2.2.2 Penulangan Lapangan	VI-13
6.2.2.3 Penulangan Transversal didaerah Sendi Plastis	VI-16
6.2.2.4 Penulangan Transversal diluar Sendi Plastis	VI-20
6.3 Penyaluran Tulangan	VI-22
6.4 Perhitungan Coupling Beam	VI-35
6.4.1 Penulangan Lentur	VI-25
6.4.2 Penulangan transversal	VI-26
6.4.3 Penulangan Diagonal	VI-27
6.5 Penulangan Kolom	VI-29
6.5.1 Penulangan Kolom LFRS	VI-29
6.5.1.1 Penulangan Transversal Kolom	VI-30
6.5.1.2 Penyambungan Tulangan	VI-33
6.5.2 Penulangan Kolom NLFRS	VI-35
6.5.2.1 Penulangan Transversal Kolom	VI-37
6.5.2.2 Penyambungan Tulangan	VI-39
6.6 Pertemuan Balok Kolom	VI-42
6.6.1 Pertemuan Balok Kolom Dalam	VI-42
6.6.2 Pertemuan Balok Kolom Luar	VI-45
6.7 Desain Shearwall	VI-48
6.7.1 Wall Tipe T	VI-48
6.7.1.1 Wall Penahan Gempa Arah Y	VI-48
6.7.1.2 Wall Penahan Gempa Arah X	VI-52
6.7.2 Wall Tipe I	VI-54
6.7.3 Panjang Penyaluran untuk Shearwall	VI-57



BAB VII PENUTUP
DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN
GAMBAR



BAB I
PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Kepulauan Indonesia berada pada pertemuan empat lempeng tektonik utama dunia, yaitu lempeng Eurasia, lempeng Australia, lempeng Pasifik dan lempeng Filipina. Kondisi geologis yang demikian telah menempatkan Indonesia sebagai salah satu wilayah di dunia dengan aktivitas gempa yang cukup tinggi, sekaligus merupakan wilayah tektonik yang aktif dan kompleks akibat adanya pertemuan dua sistem pegunungan, yaitu pegunungan Mediterania yang membentang dari pulau Sumatra, Jawa, Bali sampai Nusa Tenggara dan sistem pegunungan Pasifik yang membentang di pulau Halmahera dan Sulawesi. Interaksi antara keempat lempeng utama dan aktivitas vulkanik dua sistem pegunungan tersebut menjadikan Indonesia sebagai salah satu negara yang rawan terhadap gempa.

Gempa bumi merupakan salah satu phenomena alam yang kejadiannya sulit untuk diprediksi meskipun dengan teknologi mutakhir sekalipun. Sedangkan akibat yang ditimbulkannya sangat luas, baik terhadap aspek sosial, ekonomi, infrastruktur dan mungkin jiwa manusia sendiri. Hingga saat ini kemajuan teknologi dalam bidang kegempaan belum mampu untuk memprediksi terjadinya, sehingga persiapan dini menghadapi bencana tersebut perlu dilakukan agar tidak menjadikan malapetaka yang lebih parah bagi kehidupan. Lain halnya dengan banjir atau meletusnya gunung berapi, kedua phenomena tersebut relatif lebih mudah diprediksi kejadiannya. Satu hal yang perlu disadari adalah bahwa bencana alam tersebut tidak dapat dicegah atau ditunda kehadirannya oleh manusia ataupun dengan teknologi hasil karyanya.



Karena lokasinya yang rawan terhadap gempa, maka pembangunan infrastruktur di Indonesia akan semakin mahal. Sehingga *komponen biaya bangunan tahan gempa* mempunyai persentase yang perlu diperhitungkan terhadap biaya total pembangunan. Selain infrastruktur, bangunan perkantoran, hotel dan apartemen juga tumbuh dengan pesat, terutama di kota-kota besar. Berkaitan dengan aspek keamanan dan jaminan investasi, bangunan-bangunan di atas harus direncanakan sebagai bangunan tahan gempa. Jika tidak direncanakan dengan baik terhadap bahaya gempa, maka kerugian yang mungkin terjadi akan sangat besar, mengingat tingginya resiko gempa di Indonesia.

Sebagai negara yang beresiko seismik tinggi, Indonesia belum mempunyai peraturan kegempaan yang memadai. Peraturan gempa yang ada selama ini masih banyak kekurangan. Selain kurang didukung adanya jurnal-jurnal yang memadai, peraturan tersebut masih mengandung hal-hal yang tidak sesuai, misalnya pembagian wilayah gempa yang masih kasar. Hal ini terbukti bahwa berdasarkan penelitian terbaru, ada beberapa wilayah yang ternyata zone gempanya lebih berbahaya dari yang tercantum dalam peraturan tersebut.

Memperhatikan kekurangan-kekurangan yang ada pada peraturan gempa Indonesia, maka perlu diadakan penyempurnaan peraturan gempa Indonesia. Karena perkembangan dunia saat ini menuntut adanya globalisasi. Penyempurnaan peraturan gempa tersebut sedapat mungkin harus mengacu pada peraturan yang diakui secara internasional dan didukung jurnal-jurnal yang memadai. Hal inilah yang mendasari pemikiran pada Konferensi Nasional Rekayasa Kegempaan Indonesia pada tanggal 4-5 Nopember 1999 yang menghasilkan kesepakatan penting sehubungan dengan penyempurnaan peraturan kegempaan Indonesia. Hasil kesepakatan tersebut tertuang



dalam draft peraturan kegempaan yang sepenuhnya mengacu pada Uniform Building Code 1997 (UBC 1997).

Uniform Building Code yang biasa disingkat dengan UBC adalah pedoman perancangan bangunan yang berlaku di Amerika Serikat dan selalu diperbarui setiap tiga tahun sekali mengikuti perkembangan gempa yang ada di wilayah tersebut. Adapun tujuan utama dari UBC adalah mendesain struktur tidak runtuh namun bolch mengalami kerusakan struktural dan juga kerusakan nonstruktural bila menerima gaya lateral yang besar akibat gempa. UBC membagi empat jenis sistem struktur berdasarkan tingkat daktilitas struktur, yaitu Bearing Wall System, Building Frame System, Moment Resisting Frame System dan Dual System. Adapun penjelasannya sebagai berikut:

1. Bearing Wall System adalah sistem struktur dinding tumpu yang selain memikul beban gravitasi juga memikul gaya lateral akibat gempa.
2. Building Frame System adalah sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh frame sedangkan gaya lateralnya dipikul oleh dinding geser.
3. Moment Resisting Frame System adalah sistem struktur yang beban gravitasi dan gaya lateral dipikul sepenuhnya oleh frame.
4. Dual System adalah sistem struktur yang gaya lateral dan gravitasinya diterima oleh space frame dan dinding geser dengan persentase sekurang-kurangnya 25% gaya lateral dipikul oleh space frame dan sisanya dipikul oleh dinding geser.

Pada tugas akhir ini akan dilakukan perancangan struktur building frame dengan special moment resisting frame dan coupled shearwall. Shearwall merupakan komponen struktur yang mampu menahan gaya lateral akibat gempa.. Shearwall ini bisa diletakkan di tengah-tengah bangunan (inti/core), di ujung-ujung gedung dan juga



di antara ruang-ruang yang ada. Diantara shearwall ini dihubungkan dengan sebuah balok sehingga disebut coupled shearwall.

Perancangan struktur building frame dengan special moment resisting frame dan coupled shearwall ini disusun dalam rangka menyongsong berlakunya peraturan baru kegempaan Indonesia dan untuk melengkapi dokumentasi mengenai berbagai macam sistem perancangan struktur tahan gempa. Sedangkan pemakaian UBC dalam perancangan struktur ini didasarkan pada kenyataan bahwa peraturan kegempaan Indonesia mendatang akan mengacu pada UBC 1997. Selain itu, trend yang ada sekarang menuju ke arah penggunaan UBC secara luas. Misalnya ACI 1999 telah memasukkan UBC 1997 ke dalam bagiannya. Demikian juga dengan International Building Code, memasukkan aturan-aturan dalam UBC sebagai bagiannya. Karena perancangan ini untuk dipakai di Indonesia maka pembagian zone gempanya disesuaikan dengan kondisi Indonesia berdasarkan pembagian zone terbaru yang terdapat dalam prosiding hasil Konferensi Nasional Rekayasa Kegempaan di Bandung.

1.2. Permasalahan

Permasalahan yang ada di dalam tugas akhir ini adalah bagaimana merencanakan struktur building frame dengan special moment resisting frame dan coupled shearwall sesuai dengan UBC 1997.

1.3. Tujuan Perencanaan

Tujuan dari perencanaan ini adalah:



1. Memberikan informasi dan mengenalkan pengertian salah satu sistem struktur, yaitu struktur building frame dengan special moment resisting frame dan coupled shearwall .
2. Merencanakan struktur gedung bertingkat, dengan menggunakan struktur building frame dengan special moment resisting frame dan coupled shearwall.
3. Menerapkan software ETABS untuk analisa struktur.
4. Menerapkan UBC 1997, sebagai peraturan yang digunakan dalam perancangan suatu elemen struktur. Terutama ketentuan-ketentuan yang ada pada section 16 dan 19.

1.4. Ruang Lingkup

Ruang lingkup perencanaan pada tugas akhir ini adalah:

1. Merencanakan model gedung dengan sistem special moment resisting frame dan coupled shearwall .
2. Merencanakan struktur sekunder dan struktur utama gedung.
3. Menerapkan software ETABS untuk analisa struktur.
4. Menerapkan UBC 1997 secara lengkap sebagai peraturan yang digunakan dalam pendetailan elemen struktur.
5. Pondasi tidak ditinjau dan dianggap cukup kuat meneruskan beban struktur di atasnya.

1.5. Metodologi

1. Studi literatur mempelajari Moment Resisting Frame System dalam UBC 1997.



2. Mengumpulkan informasi yang diperlukan dalam studi kasus gedung yang akan dirancang.
3. Melakukan criteria selection sebagaimana dimaksud oleh section 1629 UBC 1997.
4. Melakukan analisa struktur dengan menggunakan software ETABS.
5. Melakukan perencanaan elemen-elemen struktur serta pendetailan sesuai dengan persyaratan UBC 1997.
6. Menuangkan hasil perencanaan dalam engineering drawing dengan bantuan software AUTOCAD .



BAB II
DASAR PERENCANAAN

BAB II

DASAR PERENCANAAN

2.1 Asumsi Perencanaan

Dalam perancangan struktur building frame system dengan special moment resisting frame dan coupled shearwall ini asumsi – asumsi perencanaan yang digunakan adalah :

- a. Perancangan struktur hanya meliputi struktur atas saja, sedangkan struktur bawah (pondasi dan basement) tidak termasuk dalam pembahasan.
- b. Pondasi (struktur bawah) diasumsikan dalam kondisi perletakan terjepit sempurna.
- c. Struktur terletak dalam zone gempa kuat.
- d. Elemen struktur dari beton bertulang dengan mutu beton dan tulangan direncanakan sesuai dengan batas – batas dalam UBC'97.

2.2 Peraturan Yang Di Pakai

Pedoman peraturan yang digunakan dalam perancangan struktur building frame system ini ini adalah sebagai berikut :

- a. Uniform Building Code (UBC) '97 , digunakan sebagai pedoman perancangan semua struktur utama , struktur sekunder ,struktur pengaku lateral (shearwall) dan sekaligus pendetailannya.
- b. ACI , digunakan sebagai pedoman penyajian gambar hasil rencana.

2.3 Kriteria Selection dan Pemodelan Struktur

Prosedur dan batasan untuk merancang sebuah struktur sangat dipengaruhi oleh pertimbangan kriteria – kriteria dalam perancangan, diantaranya adalah zone gempa, karakteristik tanah, kriteria pemakaian, konfigurasi sistem struktur dan kesesuaian ketinggian. Kriteria – kriteria tersebut erat kaitannya dengan kondisi



struktur dan lingkungannya. Dalam section 1629 UBC telah menetapkan beberapa kriteria perancangan sebagaimana diuraikan dibawah ini:

a. Kategori Pemakaian Gedung (Occupancy Categories)

Besarnya gaya lateral gempa rencana mempertimbangkan pemakaian gedung yang sedang dirancang . Fungsi pemakaian gedung yang berbeda akan memberikan harga perkiraan gaya lateral yang berbeda. Sehingga UBC dalam section 1629.2 memberikan beberapa kategori pemakaian gedung dan mendefinisikan Faktor Keutamaan Struktur (I) yang dihubungkan dengan pemakaian gedung yang bersangkutan. Dalam tabel 16 -K di tampilkan hubungan kategori pemakain dengan faktor keutamaan struktur (I), yang digunkan dalam perhitungan gaya gempa pada sistem penahan gaya lateral. Dalam tabel ini pula di tampilkan faktor keutamaan gempa (Ip) ,yang dipakai dalam penentuan gaya lateral elemen struktur , komponen non struktural dan komponen pendukung struktur.

b. Geologi dan Karakteristik Tanah.

Kondisi jenis tanah setempat sangat berpengaruh terhadap pergerakan tanah (ground motion) pada saat terjadi gempa, sehingga mempengaruhi ketabilan struktur secara keseluruhan. Oleh karena dalam UBC diperkenalkan beberapa kategori profil tanah. Dalam tabel 16 – J UBC ditetapkan enam kategori profil tanah, yaitu: S_A , S_B , S_C , S_D , S_E dan S_F . Untuk tanah tipe S_D dipakai apabila data kelengkapan tanah tidak banyak diketahui sehingga kesulitan dalam pendefinisian tipe profil tanah. Sedang untuk tanah tipe S_F , diatur lebih lanjut dalam pasal 1629.3.1 karena perlu evaluasi secara spesifik dalam pengkategoriannya. Diantaranya sebagai berikut :

1. Tanah jelek (vulnerable) ,yang potensial mengalami kegagalan / keruntuhan oleh beban gempa. Sermisal : tanah lempung yang sensitivitasnya tinggi, liquefiable soils, dan tanah semen yang lembek.
2. Peats (tanah kompos) dan tanah lempung yang kandungan organiknya tinggi dengan ketebalan tidak lebih dari 10 feet (3048 mm)
3. Tanah lempung yang plastisitas indeknya tinggi (PI > 75), dengan kedalaman tidak lebih dari 25 feet (7620 mm).



4. Tanah lempung berbutir halus dan keras yang sangat tebal dengan kedalaman tidak lebih dari 120 feet (36 576 mm).

c. Karakteristik Resiko Gempa Wilayah.

Zone Gempa

Kekuatan dan aktivitas gempa yang terjadi pada suatu daerah sangat tergantung pada kondisi geologis dan lingkungan tektonik daerah setempat. Sehingga kekuatan dan frekwensi gempa yang terjadi pada suatu daerah berbeda dengan daerah lain. Untuk itu dalam perhitungan gaya gempa perlu memperhitungkan faktor gempa wilayah, yang penentuannya didasarkan pada aktivitas gempa beserta kelengkapan datanya dan kondisi geologis serta lingkungan tektonik suatu daerah. Dalam UBC 97 faktor ini dimasukkan dalam penentuan gaya lateral gempa sebagai " Faktor Wilayah Gempa " atau dinotasikan (Z). Faktor wilayah gempa mempresentasikan percepatan tanah puncak effektif yang bersesuaian dengan tingkat gempa maksimum yang diperkirakan terjadi pada suatu daerah. Dalam UBC 97 ditetapkan lima wilayah gempa beserta Faktor Wilayah Gempa yang bersangkutan. Hubungan ini dapat dilihat pada tabel 16 – I.

Faktor Kedekatan Sumber Gempa

Besarnya gerakan tanah akibat gempa sangat dipengaruhi juga oleh jarak (kedekatan) sumber gempa terhadap struktur. Hasil penelitian akhir – akhir ini menunjukan bahwa gerakan tanah akibat gempa yang timbul pada daerah dekat patahan jauh lebih besar dari pada daerah lain yang jauh dengan patahan. Oleh karena itu dalam UBC 97 fenomena ini diakomodasikan untuk wilayah gempa 4 dengan menetapkan faktor Na dan Nv yang penentuannya didasarkan pada jarak struktur ke sumber gempa yang diketahui. Disampung itu Na dan Nv ditentukan juga berdasarkan tipe sumber gempa yang dipengaruhi oleh magnitudo gempa maksimum dan rata – rata gelincir (Tabel 16 U). Nilai Na dan Nv ditetapkan dalam tabel 16 – Q dan 16 – T UBC 1997.

Koefisien Respon Gempa

Nilai koefisien respon gempa C_a dan C_v di UBC ditunjukkan dalam tabel 16 – Q dan tabel 16 – R. Nilai ini menunjukkan pengaruh resiko gempa , yang penentuannya berdasarkan karakteristik profil tanah dan faktor gempa wilayah (Z). Untuk wilayah gempa empat penentuan nilai C_a dan C_v di pengaruhi oleh N_a dan N_v yang telah dijelaskan diatas.

d. Konfigurasi Struktur

Konfigurasi struktur sangat berpengaruh terhadap performance struktur secara keseluruhan pada saat terjadi gempa. Menurut section 1629.5.1 UBC 97 struktur di klasifikasikan menjadi dua yaitu struktur teratur dan struktur tidak teratur. Pengelompokan itu berdasarkan plan (denah) dan konfigurasi vertikal struktur.

Ada lima tipe struktur tidak teratur berdasarkan konfigurasi vertikalnya, yaitu : stiffness irregularity – soft story, weight (mass) irregularity, vertikal geometri irregularity, inplane discontinuity dengan elemen vertikal penahan gaya lateral, dan discontinuity inn capacity – weak story. (Tabel 16 – L)

Sedang untuk struktur tidak teratur berdasarkan konfigurasi denah (plan) ada lima buah, yaitu : torsional irregularity, re –entrant corners, diaphragm discontinuity, out of plane offsets dan nonpararel system. (Tabel 16 – M)

e. Sistem Struktur Penahan Gaya Lateral Gempa.

Pada dasarnya dalam UBC terdapat empat sistem struktur dasar (dalam Tabel 16 – N dan section 1629.6 UBC 97). Perbedaan sistem struktur penahan gaya lateral akan mempengaruhi semua detailing struktur. Oleh karena itu pada penentuan gaya lateral gempa perbedaan struktur dimasukkan dalam faktor pembesaran gaya gempa (Ω),koefisien R (response modication factor) dan faktor reability (ρ). Dimana nilai (Ω)menunjukkan struktur yang overstrength, yang dalam UBC 94 merupakan nilai perbandingan $(3 \cdot R_w)/8$. Sedangkan (R) menunjukkan ratio kekuatan yang akan terjadi pada struktur, dengan desain gempa jika struktur bersifat



elastis penuh berdasarkan kekuatan desain. Dan (ρ), adalah faktor yang di perlukan dalam perhitungan redundancy struktur, yang merupakan fungsi dari jumlah elemen penahan gaya lateral dalam struktur, distribusi beban lateral dalam elemen ini dan luas areal gedung. Empat struktur dasar dalam section 1629.6 UBC adalah sebagai berikut :

- **Building Frame System.** Adalah sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh space frame. Sedangkan gaya lateralnya dipikul oleh dinding geser atau braced frame.
- **Bearing wall system.** Adalah sistem struktur yang beban gravitasinya sebagian atau sepenuhnya dipikul oleh dinding penahan beban. Sedangkan ketahanan lateral dari gaya gempa diberikan oleh bearing wall (dinding) yang sama yang berfungsi seperti dinding geser.
- **Moment Resisting Frame System.** Adalah sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul oleh space frame. Sedangkan gaya lateralnya dipikul oleh aksi lentur dari batang – batang framanya.
- **Dual System.** Adalah struktur yang beban gravitasi dan lateralnya dipikul bersama oleh frame dan shearwall. Space frame sekurang – kurangnya memikul 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh shearwall.

2.4 Pembebaan Dan Kombinasi Pembebaan

2.4.1. Beban Gravitasi

Beban gravitasi meliputi beban mati dan beban hidup.

a. Beban mati .

Beban mati meliputi berat seluruh material bahan gedung dan peralatan tetap dalam gedung atau struktur lain. (pasal 1602).

b. Beban hidup

Beban hidup adalah beban yang dihasilkan oleh kegunaan fungsi gedung, tidak termasuk beban mati, beban konstruksi, dan beban lingkungan (*environmental load*) seperti beban angin, beban salju, beban hujan dan beban banjir (pasal 1602).



Beban hidup untuk gedung dalam UBC ditunjukkan pada tabel 16 - A untuk lantai dan tabel 16-C untuk atap.

Beban hidup merupakan beban yang bekerja karena pemakaian struktur yang bersangkutan. Beban hidup dapat berpindah-pindah dan besarnya pun bervariasi. Beban hidup minimum yang didefinisikan dalam code merupakan hasil perkiraan berdasarkan teori statistik. Beban hidup biasanya dimisalkan sebagai beban terbagi rata yang ditempatkan pada seluruh luas lantai. Tetapi untuk penggunaan tertentu, beban hidup dimisalkan sebagai beban terpusat. Beban hidup untuk lantai dan atap boleh direduksi untuk lantai atau atap yang didukung oleh batang dengan luas lebih dari 13.94 m^2 kecuali untuk lantai yang dirancang untuk tempat umum dan untuk beban hidup lebih besar dari 4.79 kN/m^2 . Faktor reduksi yang digunakan :

$$R = r (A-13.94)$$

$R \leq 40\%$ untuk batang yang menerima beban dari satu tingkat saja

$R \leq 60\%$ untuk batang yang lain

Atau dihitung dengan rumus berikut :

$$R = 23.1 (1+D/L)$$

Dimana :

- A = luas lantai atau atap yang didukung oleh batang
- D = Beban mati per satuan luas yang didukung batang
- L = Beban hidup per satuan luas yang didukung batang
- R = faktor reduksi dalam persentase
- r = rata-rata reduksi (Tabel 16-C UBC untuk atap)
- = 0.08 untuk lantai

2.4.2 Beban Angin

Beban angin merupakan beban yang harus diterima struktur akibat adanya angin dengan kecepatan tertentu yang mengenai struktur. Beban angin mungkin kecil pengaruhnya pada struktur yang tidak terlalu tinggi, namun akan sangat besar pengaruhnya pada struktur yang tinggi.



Beban angin dihitung berdasarkan UBC pasal 1609. Untuk Perencanaan ini tidak memperhitungkan beban angin karena gedung tidak terlalu tinggi..

2.4.3 Beban Gempa

Struktur yang didesain dengan memperhatikan ground motion akan menghasilkan respon struktur dan gaya gempa dalam arah horisontal. Menurut pasal 1630.1.1 gaya gempa ini (E dan Em) digunakan dalam kombinasi pembebanan sebagaimana ditetapkan dalam pasal 1612.

Di dalam UBC 1997 beban gempa (E) adalah fungsi komponen horisontal dan vertikal dari ground motion yang ditentukan dari persamaan :

$$E = \rho Eh + Ev$$

$$Em = \Omega_0 Eh$$

Dimana :

E = beban gempa pada elemen struktur yang dihasilkan dari kombinasi komponen horisontal, Eh, dan komponen vertikal, Ev.

Em = perkiraan beban gempa maksimum

Eh = gaya gempa yaitu gaya geser dasar (V), sebagaimana ditetapkan dalam pasal 1630.2 UBC yang besarnya adalah:

$$V = 0.11 Ca.I.W < V = \frac{Cv.I}{RT} W <$$

$$V = \frac{2.5 Ca.I}{R.T} W$$

ρ = reabilitas / faktor redundancy dengan nilai :

$$1 <= \rho = 2 - \frac{20}{r_{\max} \sqrt{A_b}} < 1.25 \text{ untuk spesial momen resisting frame}$$

< 1.5 untuk sistem struktur yang lain.

r_{\max} dan A_b adalah rasio geser tingkat maksimum dan luas lantai dalam m^2 . Rasio geser tingkat maksimum (r_{\max}) didefinisikan sebagai rasio geser elemen tingkat tebesar (r_i) yang terjadi di beberapa tingkat atau dibawah $2/3$ tinggi gedung. Untuk gedung dengan shearwall, r_i adalah komponen



gaya horizontal maksimum pada single shearwall dibagi total geser tingkat. (UBC section 1630.1.1).

Ω_0 = faktor pembesaran gaya gempa

Harga Ω_0 menggambarkan kekuatan struktur, yang sebanding dengan harga $3Rw/8$ didalam UBC 1994.

E_v = Pengaruh beban yang diakibatkan oleh komponen vertikal karena ground motion dari gempa, diambil= 0.5 Ca.I.D

Dimana :

Ca adalah koefesien gempa yang tergantung pada kondisi tanah dan faktor zone gempa (Z). Ca dapat ditentukan dari tabel 16-Q

I adalah factor keutamaan bangunan ditentukan dalam tabel 16 - K

D adalah beban mati.

2.4.4 Kombinasi Pembebanan.

Salah satu perubahan yang utama UBC 1997 dan UBC 1994 adalah pada penggunaan geser dasar rencana dimana pada UBC 1997 sebelum mengkombinasikan pengaruh beban gravitasi dikalikan terlebih dahulu dengan faktor beban.

Berdasarkan pasal 1909.2 dan 1612.2.1 maka kombinasi pembebanan untuk beton dan *masonry* akibat pengaruh kombinasi beban mati (D), hidup (L), Salju (S), angin (W), dan gaya gempa(E) dapat ditabelkan berikut ini :

No. Persamaan	Kombinasi Pembebanan
(9-1)	1.4D + 1.7L
(9-2)	0.75(1.4D +1.7L + 1.7W)
(9-3)	0.9D + 1.3W
(12-5)	1.1(1.2D + f1L + f2S + 1.0E)
(12-6)	1.1(0.9D + 1.0E)

Tabel 2.1 Kombinasi Pembebanan untuk Struktur Beton

Dimana :



D = pengaruh beban mati

L = pengaruh beban hidup

W = pengaruh beban angin

E = pengaruh beban gempa

$f_1 = 1.0$ untuk lantai umum, untuk beban hidup yang lebih dari 100

pcf (4.9 kN/m^2) dan untuk beban hidup garasi.

= 0.5 untuk beban hidup lain.

$f_2 = 0.7$ untuk konfigurasi atap yang tidak menshed salju

= 0.2 untuk konfigurasi yang lain

Sebagai tambahan untuk dasar kombinasi beban , khusus untuk kombinasi beban gempa sesuai pasal 1612.4 harus juga mempertimbangkan :

$$1.2D + f_1L + 1.0Em$$

$$0.9D + 1.0Em$$

Dimana Em adalah estimasi gaya gempa maksimum, dimana kombinasi ini digunakan untuk desain beban pada elemen struktur yang direncanakan atau disyaratkan tetap elastis pada saat ground motion.

Selain itu untuk elemen struktur yang tidak menerima gaya gempa (Non Lateral Force Resistant Frame) sesuai dengan 1921.7 harus memenuhi kombinasi pembebanan :

$$1.4D + 1.4L + E$$

$$0.9D + E$$

2.5 Perencanaan Struktur dengan Building Frame System

2.5.1 Perencanaan Terhadap Beban Lateral.

Dalam menganalisa gaya lateral rencana ada beberapa prosedur yang disajikan dalam UBC yaitu : analisa simplified static (1629.8.2), analisa statik (1629.8.3) dan analisa dinamik (1629.8.4).

Analisa statik

Adapun syarat – syarat penggunaan prosedur analisa statik dalam penentuan gaya lateral rencana menurut UBC 97 adalah untuk struktur – struktur sebagai berikut :



1. Semua struktur beraturan atau tidak beraturan dalam wilayah gempa 1 dan dalam wilayah gempa 2 dengan kategori pemakaian 4 dan 5.
2. Struktur beraturan dengan ketinggian dibawah 73152 mm yang menggunakan salah satu sistem penahan gaya lateral (gempa) sesuai daftar sistem struktur tabel 16 – N.
3. Struktur tidak beraturan dengan ketinggian tidak lebih dari lima tingkat atau 19812 mm.
4. Struktur yang terdiri dari bagian atas yang fleksibel yang didukung oleh bagian bawah yang kaku dimana kedua bagian tersebut secara terpisah tergolong struktur beraturan. Rata – rata kekakuan tingkat bagian bawah sekurang – kurangnya sepuluh kali rata – rata kekakuan tingkat bagian atas dan periode struktur bawah tidak lebih besar dari 1,1 kali periode struktur atas jika dihitung terpisah sebagai struktur yang terjepit tanah.

Analisa dinamik

Adapun syarat – syarat penggunaan prosedur analisa dinamik dalam penentuan gaya lateral rencana menurut UBC 97 adalah untuk struktur – struktur sebagai berikut :

1. Struktur dengan ketinggian 240 feet (73.152 mm) atau lebih ,kecuali memenuhi persyaratan dalam UBC section 1629.8.3 item 1
2. Struktur dengan pengaku dimana berat dan geometric vertikalnya tidak teratur dengan tipe 1,2,atau 3 dalam tabel 16 – L, atau struktur dengan bentuk tidak teratur yang tidak di tetapkan dalam tabel 16 – L atau 16 – M , kecuali memenuhi persyaratan section 1630.4.2.
3. Struktur yang lebih dari lima lantai atau ketinggiannya lebih dari 65 feet (19812 mm) dalam zone gempa 3 dan 4 dan tidak mempunyai sistem struktur yang sama diseluruh ketinggiannya kecuali memenuhi persyaratan section 1630.4.2.
4. Struktur teratur maupun tidak teratur yang berada pada tipe profil tanah S_f dan mempunyai periode getar lebih dari 7 detik.



Struktur yang akan analisa untuk menentukan gaya lateral akibat gempa pada struktur ini adalah menggunakan “analisa dinamis”.

2.5.2 Perencanaan Terhadap Gaya Geser Gempa

2.5.2.1 Geser Dasar Rencana Akibat Gempa

Penentuan besarnya geser dasar akibat gempa dengan analisa statik dalam UBC dijelaskan dalam section 1630.2 dengan rumus sebagai berikut :

$$\text{Geser dasar rencana , } V = \frac{Cv \cdot I}{R \cdot T} \cdot W$$

$$\text{Geser rencana total tidak boleh lebih dari : } V = \frac{2,5 \cdot Ca \cdot I}{R \cdot T} \cdot W$$

$$\text{Geser dasar rencana total tidak boleh kurang dari } V = 0,11 Ca \cdot I \cdot W$$

Dan sebagai tambahan untuk wilayah gempa 4 tidak boleh kurang dari

$$V = \frac{0,8 \cdot Z \cdot Nv \cdot I}{R} \cdot W$$

Dimana :

Cv dan Ca = adalah koefisien gempa (dalam tabel 16 - Q dan 16 - R)

I = adalah faktor keutamaan struktur (dalam tabel 16 - K)

W = adalah total beban mati dan beban – beban bagian struktur yang

lain sebagaimana ditunjukkan dalam section 1630.1.1

R = adalah faktor modifikasi respon (dalam tabel 16 - N)

T = adalah periode getar dasar struktur

Z = adalah faktor zone gempa (dalam tabel 16 - I)

Nv = adalah faktor kedekatan sumber gempa yang tergantung Kecepatan (dalam tabel 16 - T).

2.5.2.2 Beban Mati Gempa (W)

Adalah berat total gedung dan bagian – bagian beban service yang ada saat gempa. Beban - beban lain yang dapat dimasukkan dalam W adalah sebagai berikut :

:



- a. Tempat penyimpanan dan gudang, minimum 25% dari beban hidup lantai.
- b. Beban dinding pemisah digunakan dalam desain lantai, beban tidak kurang dari 10 psf.
- c. Beban salju jika lebih besar dari 30 psf (dengan kemungkinan reduksi diatas 75% sesuai dengan persetujuan dari official gedung)
- d. Berat total perlengkapan – perlengkapan yang permanen.

2.5.2.3 Periode Dasar Struktur (T)

Ada dua cara penentuan besarnya periode dasar struktur menurut UBC yang diberikan dalam section 1630.2.2 yaitu sebagai berikut :

1) Metode A

Dipakai apabila kita tidak mengetahui dimensi dan ukuran members bangunan. Sehingga nilai yang didapat adalah nilai perkiraan atau estimasi.

$$\text{Rumus yang dipakai : } T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}, \text{ dimana :}$$

$C_t = 0,030$ untuk momen resisiting frame terbuat dari beton.

$C_t = 0,020$ untuk building sistem lain yang terbuat dari beton.

H_n = ketinggian bangunan dari dasar (base) sampai level tertinggi (feet).

Untuk struktur dengan shearwall beton nilai $C_t = \frac{0,1}{\sqrt{A_c}}$ dimana ,

A_c = kombinasi luas efective shearwall pada lantai pertama struktur.

$$= \sum A_c [0.2 + (D_e/h_n)^2], D_e/h_n < 0.9$$

A_c = luas penampang minimum pada plane horisontal shcarwall di lantai pertama.

D_e = panjang shearwall pada lantai pertama dalam arah sejajar gaya yang bekerja.

2). Methode B

Periode dasar struktur (T) dihitung dengan memperhatikan properties / dimensi struktur dan karakteristik deformasinya. Metode B diijinkan untuk mengevaluasi nilai T oleh rumus Rayleigh (pers. 30-10 dalam UBC pasal 1630.2.2.2) .Nilai T dari perhitungan metode B harus



kurang dari atau sama dengan 1.3 kali nilai T dari perhitungan metode A di dalam zone gempa 4, dan kurang dari sama dengan 1.4 untuk nilai dalam zone gempa 1, 2, dan 3.

2.5.2.4 Distribusi Gaya Lateral Gempa

Pertama kali Geser dasar (V) distribusikan secara vertikal ke tiap – tiap level lantai gedung. Geser story (geser antar tingkat) pada tiap level lantai kemudian didistribusikan ke element penahan gaya lateral yang bergantung pada kekakuan relatifnya dan kekakuan diafragma. Prosedur distribusi gaya gempa vertikal dan horisontal akan dijelaskan berikut ini :

a. Distribusi Gaya Vertikal.

Menurut pasal 1630.5 ,Geser dasar total harus didistribusikan keseluruh ketinggian gedung sesuai dengan persamaan (30-13) sampai (13 - 15) pada UBC. Gambar dibawah menunjukkan distribusi gaya lateral sesuai dengan persamaan ini. Sebagian dari gaya geser dasar terpusat pada bagian atas gedung dengan periode dasar lebih besar dari 0.7 detik untuk menghitung pengaruh mode ketinggian. Sedangkan gaya geser dasar sisanya didistribusikan linier pada seluruh ketinggian gedung secara bervariasi dari nilai maksimum pada bagian atas dan minimum pada bagian bawah sesuai dengan respon mode dasarnya.

Perumusan nilai distribusi geser dasar vertikal sesuai pasal 1630.5 (pers. 30.13 dan 30.15) adalah sebagai berikut :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Dimana, $F_t = 0.07TV \leq 0.25V$ untuk $T > 0.7$ detik

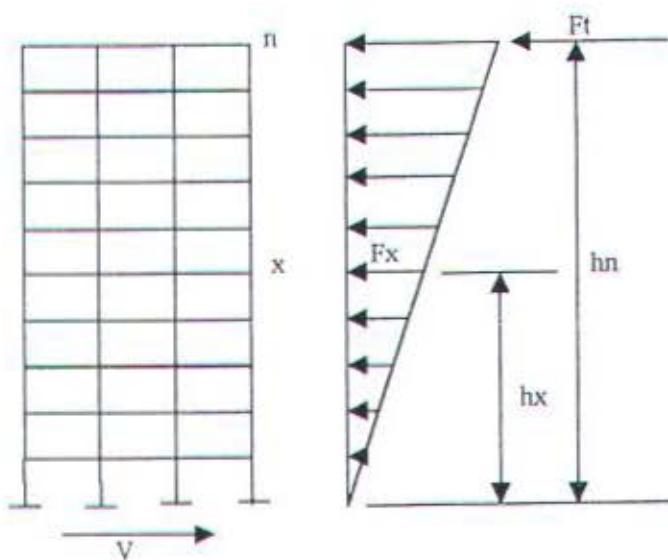
$$= 0 \quad \text{untuk } T \leq 0.7 \text{ detik}$$

Dan nilai F_x adalah :

$$F_x = \frac{(V - F_t)Wxhx}{\sum_{i=1}^n Wihi}$$

Adapun lebih jelasnya lihat gambar dibawah





Gambar 2.1 Distribusi Gaya Lateral

Dengan :

- F_i, F_n, F_x = gaya gempa rencana pada level i, n , atau x .
- F_t = bagian dari gaya geser V yang dipertimbangkan sebagai beban terpusat pada puncak struktur.
- h_i, h_n, h_x = tinggi gedung pada level i, n, x diatas lantai dasar.
- W_i, W_x = bagian dari W yang berada pada level i atau x
- W = beban mati gempa total.
- T = periode vibrasi fundamental struktur dalam satuan detik pada analisa langsung
- V = gaya geser dasar total.

b. Distribusi gaya horisontal.

Desain Geser antar level (story) akibat gempa (V_x) untuk tiap – tiap story (level) ditentukan sesuai dengan pasal (1630.6 UBC) :

$$V = F_t + \sum_{i=x}^n F_i$$

Dimana F_i adalah gaya geser dasar gempa pada level – i . Gaya gempa didistribusikan ke elemen penahan gaya lateral sesuai dengan kekuannya. Pada saat diafragma ditentukan tidak fleksibel, maka perlu prosedur untuk menghitung penambahan gaya yang diinduksikan pada elemen penahan gaya lateral termasuk

torsi pada gedung. Pada pasal 1630.7 ditentukan bahwa moment torsi yang diberikan pada tiap tingkat (story) seharusnya merupakan moment torsi yang dihasilkan dari eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan ditambah moment torsi aksidental. Moment torsi aksidental diasumsikan disebabkan oleh displacement pusat massa masing-masing arah dari lokasi aktual sejauh 5% dimensi gedung yang tegak lurus gaya.

Torsi akibat ketidakteraturan struktur yang didefinisikan dalam tabel 16-M, harus dihitung untuk meningkatkan torsi aksidental pada masing – masing level dengan faktor pembesaran torsi (Ax) yang ditentukan dari persamaan (30 – 16)

$$Ax = \left[\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right]^2 \leq 3.0$$

Dimana : δ_{\max} = displacement maksimum pada level x

δ_{avg} = displacement rata-rata pada titik ekstrem struktur pada l
evel x.

2.5.2.5 Overturning (guling)

Struktur harus didesain untuk menahan pengaruh guling yang disebabkan oleh gaya gempa (pasal 1630.8 UBC). Moment guling (Mx) dapat ditentukan dari rumusan berikut:

$$Mx = \sum_{i=x}^n Fi(h_i - h_x) + Ft(h_n - h_x)$$

Dimana : Fi = bagian dari gaya V pada level i

Ft = bagian dari gaya V pada struktur atas.

h_i, h_n, h_x = tinggi gedung dihitung dari dasar ke level i, n, x

Moment guling yang didistribusikan ke element pada LFR system sama dengan distribusi gaya geser horisontal (pasal 1630.6).

2.6 Perencanaan Struktur Sekunder

2.6.1 Perencanaan Pelat



Pelat direncanakan menerima beban mati (DL), yaitu yang merupakan berat sendiri pelat, dan beban hidup (LL). Perencanaan pelat diawali dengan merencanakan ketebalannya. Pelat – pelat yang dibahas disini meliputi pelat atap dan pelat lantai. Dalam perencanaan pelat, momen – momen yang terjadi dihitung dengan koefisien momen yang terdapat dalam PBI '71, dimana asumsi tumpuan pelat yang dipakai adalah pelat terjepit elastis pada balok. Kombinasi pembebanan yang dipakai sesuai dengan yang disyaratkan dalam peraturan (UBC 1612.2.1) , yaitu “ 1.4 DL + 1.7 LL ”.

2.6.1.1 Preliminary Design Tebal Pelat.

Komponen struktur beton bertulang yang mengalami lentur dirancang supaya memiliki kekakuan yang cukup untuk membatasi lendutan atau deformasi apapun yang mungkin memperlemah struktur pada beban kerja. Lendutan tidak perlu dikontrol jika tebal struktur yang direncanakan lebih besar dari tebal minimum yang disyaratkan. Perencanaan ketebalan pelat didasarkan pada persyaratan-persyaratan yang tertuang dalam UBC 1997 yaitu Section 1909.5.3 untuk sistem pelat dua arah dan Section 1909.5.2 untuk sistem pelat satu arah.

a. Pelat satu arah

Sistem pelat satu arah merupakan pelat persegi dengan perbandingan bentang panjang terhadap bentang pendek diukur dari sumbu ke sumbu tumpuan lebih dari 2. Dimana semua beban dalam sistem ini dianggap seluruhnya dipikul oleh balok – balok menurut arah bentang pendek. Dalam UBC' 97 mensyaratkan ketebalan minimum konstruksi satu arah apabila tidak dapat ditunjukkan perhitungan kontrol terhadap persyaratan lendutan yang diijinkan. Persyaratan ketebalan minimum ini tertuang dalam tabel 19-C-1 UBC'97.

b. Pelat dua arah

Sistem pelat dua arah merupakan pelat persegi dengan perbandingan bentang panjang terhadap bentang pendek diukur dari sumbu ke sumbu tumpuan tidak lebih dari 2. Dimana beban pada pelat lantai ini dipikul dalam dua arah oleh keempat balok disekeliling pelat. Ketebalan pelat yang menggunakan sistem ini harus



memenuhi persyaratan ketebalan sesuai UBC'97 Section 1909.5.3 jika tidak ditunjukkan perhitungan kontrol terhadap lendutan yang diijinkan.

Pada pembahasan ini hanya akan diuraikan sistem pelat yang terdapat dalam kasus struktur perancangan ini saja yaitu sistem pelat dua arah. Persyaratan ketebalan minimal pelat ditentukan berdasarkan pada harga perbandingan kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur pelat yang diketahui sebagai α dan rata-rata harga α dari balok-balok yang mengapit pelat (α_m). Dalam perhitungan kekakuan lentur pelat, lebar pelat dihitung sebagai lebar yang dibatasi dalam arah lateral oleh sumbu dari panel yang bersebelahan (bila ada) pada sisi tiap balok. Secara matematis, α dan α_m dirumuskan sebagai berikut :

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

$$\alpha_m = \frac{(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4)}{4}$$

dimana :

E_{cb} = modulus elastisitas balok

E_{cs} = modulus elastisitas pelat

I_b = momen inersia balok terhadap sumbu titik pusat penampang bruto balok

I_s = momen inersia pelat terhadap sumbu titik pusat penampang bruto pelat

α_1 = α balok 1 pendukung pelat

α_2 = α balok 2 pendukung pelat

α_3 = α balok 3 pendukung pelat

α_4 = α balok 4 pendukung pelat

Momen inersia balok dan momen inersia pelat dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

$$I_b = k \frac{b_s h^3}{12}$$

$$I_s = \frac{bt^3}{12}$$



dengan:

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

h = tinggi total balok

t = tinggi total pelat

b_E = lebar efektif flens

b_w = lebar badan balok

b = lebar pelat yang diukur dari sumbu ke sumbu tumpuan

Adapun penentuan lebar efektif flens balok T (be) sesuai dalam UBC diatur dalam pasal 1908.10.2 adalah :

a. Untuk balok yang mempunyai flens pada kedua sisinya "be" :

1. Seperempat panjang bentang balok ($\frac{1}{4} L$).
2. Delapan kali tebal pelat ($8.t$)
3. Setengah bentang bersih balok yang ada didepanya. ($\frac{1}{2} L'$).

Nilai be ditentukan oleh nilai terkecil dari ketiga point diatas.

b. Untuk balok yang mempunyai flens pada salah satu sisinya, "be" :

1. Seperduabelas panjang bentang balok ($\frac{1}{12} L$).
2. Enam kali tebal pelat ($6 t$).
3. Setengah bentang bersih balok yang ada didepannya ($\frac{1}{2} L$).

Nilai be ditentukan oleh nilai terkecil dari ketiga point diatas.

Pelat yang ditumpu oleh balok pada semua sisinya, sesuai Section 1909.5.3 UBC 1997, harus memenuhi persyaratan ketebalan sebagai berikut :

- ◻ Untuk α_m kurang dari atau sama dengan 0.2, ketebalan minimal 127 mm untuk pelat tanpa penebalan panel dan 102 mm untuk pelat dengan penebalan panel
- ◻ Untuk α_m lebih dari 0.2 tetapi tidak lebih dari 2, ketebalannya tidak boleh lebih kecil dari :



$$h = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{1370})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

tetapi tidak lebih kecil dari 127 mm

- Untuk α_m lebih dari 2, ketebalannya tidak boleh lebih kecil dari :

$$h = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{1370})}{36 + 9\beta}$$

tetapi tidak lebih kecil dari 89 mm

- Untuk sisi pelat yang tidak menerus, harus disediakan balok tepi dengan rasio kekakuan α tidak kurang dari 0.8 atau ketebalan minimum yang disyaratkan diatas ditingkatkan paling sedikit 10% pada panel dengan sisi yang tidak menerus.

Setelah ketebalan pelat ditentukan, langkah selanjutnya dalam perencanaan pelat adalah merencanakan penulangannya. Penulangan pelat dapat dilakukan setelah momen-momen yang bekerja akibat beban yang ada telah diketahui. UBC 1997 mengijinkan sembarang prosedur dalam perencanaan pelat, asalkan dapat ditunjukkan bahwa metode tersebut memenuhi ketentuan keseimbangan dan kompatibilitas geometris dengan memperhatikan kuat rencana, kuat perlu dan batas lendutan.

2.6.1.2 Pemodelan pelat

Pemodelan pelat dalam tugas akhir ini, pelat dianggap terjepit elastis pada keempat sisinya. Hal ini disebabkan pada tepi – tepi pelat (baik yang menerus maupun yang tak 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 tumpuannya sehingga nilai momen lapangan akan selalu lebih kecil sedangkan pada keadaaan sesungguhnya tepi pelat dapat berputar. Jika pelat dimodelkan terjepit elastis pada keempat sisinya, maka besarnya momen pada lapangan akan mendekati momen tumpuannya, sehingga pemodelan struktur lebih aman.



Dalam tugas akhir ini khusus untuk perencanaan analisa gaya – gaya dalam pelat dianalisa berdasarkan PBI ‘ 71 dan pembebanannya berdasarkan Peraturan Pembebatan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG ‘ 83). Adapun langkah – langkah secara umum dalam perencanaan pelat adalah :

1. Data – data perencanaan pelat.
2. Preliminary tebal pelat dan kontrol ketebalan.
3. Pembebanan pelat.
4. Analisa gaya – gaya dalam pelat.
5. Penulangan pelat.

2.6.1.3 Perencanaan Penulangan Pelat

Setelah didapatkan momen-momen dan gaya geser terfaktor pada pelat perencanaan selanjutnya adalah penulangan pelat. Penulangan pelat dilakukan berdasarkan rumus-rumus yang diperoleh dari analisa penampang dan dalam batas-batas yang ditetapkan dalam peraturan. Penulangan pelat dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Menentukan momen nominal yang diperlukan ($M_{n\text{ perlu}}$)

$$M_{n\text{ perlu}} = \frac{M_u}{\phi}$$

dimana :

M_u = momen terfaktor pada jalur yang bersangkutan yang

diperoleh dari perhitungan momen

ϕ = faktor reduksi kekuatan

= 0.9 untuk struktur lentur tanpa aksial

2. Menentukan rasio tulang yang diperlukan (ρ_{perlu})

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c},$$

$$R_n = \frac{M_{n\text{ perlu}}}{bd^2}$$



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

3. Mengontrol batas rasio tulangan minimal (ρ_{\min})

$\rho_{\min} = 0.0020 \Rightarrow$ pelat dengan tulangan deform mutu 300 MPa

$\rho_{\min} = 0.0018 \Rightarrow$ pelat dengan tulangan deform mutu 400 MPa

4. Mengontrol batas rasio tulangan maksimal (ρ_{\max})

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_{\text{balance}}$$

dimana :

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\beta_1 = 0.85, f'_c \leq 27.58 \text{ MPa}$$

$$= 0.85 - \frac{f'_c - 27.58}{6.89} \cdot 0.05 \geq 0.65, f'_c > 27.58 \text{ MPa}$$

5. Menentukan luas tulangan yang diperlukan per satu meter lebar (A_{spatu})

$$A_{\text{spatu}} = \rho b d$$

Dimana :

ρ = rasio tulangan yang dipakai

b = lebar segmen pelat (biasanya diambil 1 m)

d = tebal pelat

6. Menentukan ukuran tulangan yang digunakan dan jarak antar tulangan.

Selain berdasarkan langkah-langkah di atas, ada beberapa persyaratan yang harus dipenuhi dalam perencanaan penulangan pelat, yaitu :

1. selimut tulangan minimum pelat :

- Berhubungan langsung dengan cuaca atau tanah:
 - 51 mm, untuk tulangan no.14 dan no.18
 - 38 mm, untuk tulangan no.6 sampai no.11
 - 32 mm, untuk tulangan no.5 atau yang lebih kecil
- Tidak langsung berhubungan dengan cuaca atau tanah:
 - 32 mm, untuk tulangan no.14 dan no.18



- 16 mm, untuk tulangan no.11 atau yang lebih kecil
2. Khusus untuk pelat yang berhubungan dengan komponen pengaku lateral (shearwall) maka sesuai dengan ketentuan pada UBC section 1633.2.8.1 pelat harus dikontrol dengan gaya $F_p = 6.1 \text{ KN} / \text{meter}$, pada bagian yang berhubungan langsung dengan shearwall.

2.6.2 Perencanaan Tangga

Dalam perencanaannya harus ditinjau pengaruh tangga terhadap struktur utama saat struktur menerima beban dinamis. Agar tangga tidak mempengaruhi perilaku struktur yang diakibatkan beban dinamis maka hubungan tangga dengan struktur utama dibuat tidak kaku. Perletakan tangga diasumsikan sebagai sendi pada satu tumpuan dan rol pada tumpuan yang lain. Perhitungan momen dan analisa gaya – gaya dalam tangga dilakukan dengan perhitungan manual. Dengan memodelkan pelat tangga sebagai balok dengan kondisi perletakan sendi dan rol pada bordesnya maka akan didapatkan momen – momen ultimate. Pemodelan kondisi perletakan tangga yang demikian bertujuan agar struktur tangga tidak mempengaruhi struktur utama pada saat struktur utama menerima beban lateral namun hanya bersifat membebani struktur utama saja.

Selanjutnya setelah gaya – gaya dalam didapat dari perhitungan maka dilakukan penulangan tangga. Penulangan tangga ini terdiri dari penulangan lentur dan penulangan geser. Pada penulanngan lentur elemen tangga ini dipengaruhi oleh adanya gaya aksial tekan dan aksial tarik. Adapun cara perhitungannya sama seperti pada perhitungan pelat satu arah. Sedang penulangan geser pada tangga didasarkan pada geser ultimate yang terjadi pada bagian lapangan maupun pada bagian tumpuan. Hal – hal lain yang harus diperhatikan dalam penulangan pelat satu arah termuat dalam UBC Section 1909.5.2.1. Pada dasarnya langkah – langkah perencanaan pelat tangga sama dengan sama seperti langkah – langkah perencanaan pelat sebagaimana diuraikan dalam bab III ini.

Adapun langkah – langkah perencanaan tangga secara umum adalah :

1. Data – data perencanaan tangga.
2. Preliminary design tangga.
3. Pembebanan tangga.



4. Analisa gaya – gaya dalam tangga.
5. Penulangan tangga.

2.7 Perencanaan Balok Dan Kolom.

Dalam perencanaan balok dan kolom di struktur ini ada dua jenis elemen balok dan kolom yang perlu dibedakan, yaitu balok dan kolom yang merupakan bagian dari system pengaku lateral (Lateral Frame Resistant System) dimana balok ini berfungsi untuk menyalurkan beban lateral ke system pengaku lateral dan balok kolom yang bukan merupakan bagian dari system pengaku lateral (Non Lateral Frame Resistant System) dimana hanya berfungsi untuk menopang beban gravitasi. Balok yang merupakan bagian dari system pengaku lateral dikenal pula sebagai “Collector Elemen”, dimana special seismic load yang dikenakan terhadap elemen ini adalah : $1.2 D + f_i L + 1.0 E_m$ dan $0.9 D + 1E_m$. Dimana $f_i = 1$, jika $L \geq 4.79 \text{ KN/m}^2$ dan $f_i = 0.5$ (g lain)

Untuk NLFRS perencanaannya diatur lebih lanjut dalam UBC 1921.7. dan untuk LFRS diatur lebih lanjut dalam UBC 1921.3 dan 1921.4.

2.7.1 Perencanaan Balok Dan Kolom (LFRS) Berdasar UBC 1921.3 Dan UBC 1921.4.

2.7.1.1 Perencanaan Balok

Pada dasarnya dalam setiap perencanaan gempa, balok selain diprioritaskan untuk menahan lentur, juga diharapkan mampu bertahan terhadap defleksi akibat beban lateral. Kapasitas momen minimum pada beberapa penampang balok didasarkan pada kapasitas momen pada muka penumpungnya. Persyaratan ini menjamin kekuatan dan daktilitas terhadap displacement lateral.

Pada wilayah gempa kuat (wilayah 3 & 4), UBC Section 1921.3.1 mensyaratkan bahwa elemen struktur yang menahan lentur harus memenuhi ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

1. Gaya aksial terfaktor $\leq Ag.f_c'/10$
 Ag = luas penampang melintang balok
 f_c' = kuat tekan karakteristik beton



2. Bentang bersih $\geq 4 \times$ tinggi efektifnya
3. Perbandingan lebar terhadap panjang penampang balok ≥ 0.3
4. Lebar balok ≥ 254 mm
5. Lebar balok \leq lebar komponen penumpu + jarak pada tiap sisi komponen penumpu tidak melebihi $\frac{1}{4}$ tinggi komponen lentur .

UBC juga memberikan persyaratan-persyaratan untuk penulangan lentur, penyambungan tulangan dan penulangan transversal. Persyaratan-persyaratan tersebut diuraikan secara rinci dalam pembahasan berikut.

Dalam perancangan ini penentuan gaya-gaya dalam balok yang akan dipakai sebagai dasar penulangan , menggunakan analisa struktur yang dilakukan dengan software analisa struktur. Hasil dari analisa struktur tersebut merupakan hasil analisa elastis. Analisa ini menghasilkan momen negatif yang sangat besar, sehingga tidak efisien jika langsung digunakan dalam perencanaan penulangan. Sehingga untuk perencanaan wilayah gempa kuat momen negatif pada balok perlu untuk dire distribusi.

Redistribusi momen negatif dilakukan dengan mengikuti ketentuan UBC Section 1908.4, yaitu :

1. Penambahan atau pengurangan momen $\leq 20 (1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b})\%$
2. Momen negatif yang telah dimodifikasi ini digunakan untuk menghitung momen penampang dalam bentang yang dihitung.
3. Penampang balok direncanakan dengan rasio tulangan tarik (ρ) atau selisih rasio tulangan tarik dan tekan ($\rho - \rho'$) $\leq 0.5 \rho_b$

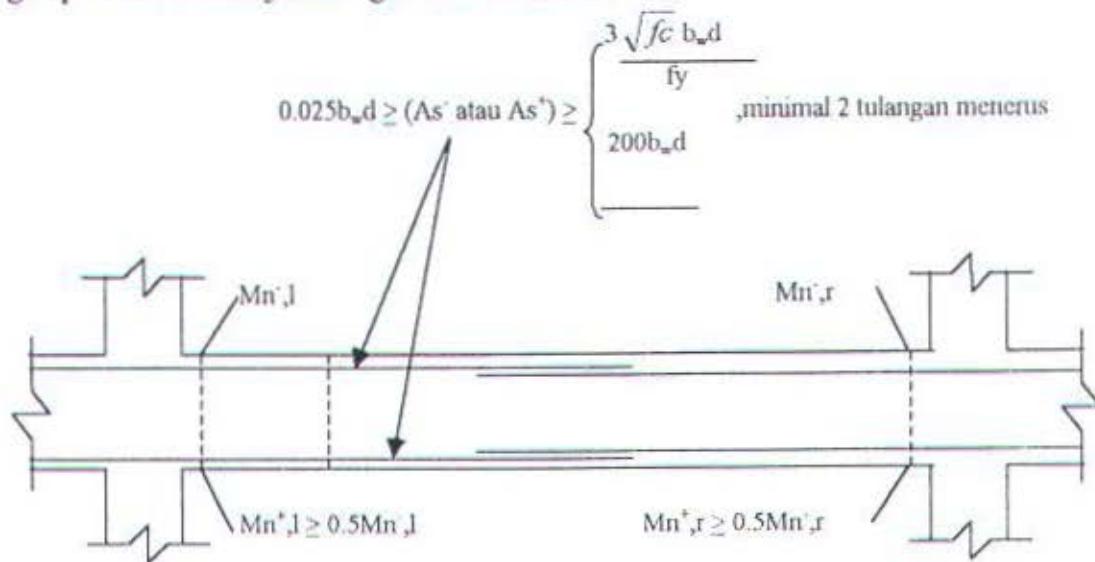
$$\rho_b = \text{rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan seimbang}$$

$$= \frac{0.85 \cdot \beta_1 f_c'}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

2.7.1.1.1 Penulangan Lentur

Dalam UBC 1921.3.2 dijelaskan mengenai beberapa persyaratan yang harus dipenuhi dalam perencanaan penulangan lentur pada elemen struktur untuk

wilayah gempa 3 dan 4. Persyaratan penulangan untuk komponen lentur di zone gempa 3 dan 4 ditunjukkan gambar 2.3 dibawah ini .



Gambar 2.2 Persyaratan Tulangan untuk Komponen Lentur di Zone Gempa 3 dan 4"

Adapun persyaratan yang lebih rinci sebagaimana tertera dalam pasal 1921.3.2 UBC adalah sebagai berikut :

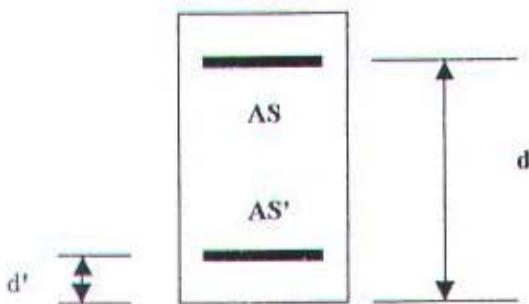
1. Tulangan minimum tidak boleh kurang dari $\geq 3f_c^{0.5} b_w d / f_y$ dan $200 b_w d / f_y$
2. Luas tulangan atas maupun bawah $\geq 1,38 b_w d / f_y$
3. Rasio tulangan (ρ) ≤ 0.025
4. Sekurang-kurangnya harus disediakan dua tulangan menerus baik pada bagian atas maupun bawah.
5. Kuat momen positif pada muka tumpuan ≥ 0.5 kuat momen negatifnya
6. Kuat momen positif maupun negatif pada sembarang penampang sepanjang balok ≥ 0.25 kuat momen maksimum pada kedua ujung tumpuan.

Berdasarkan hasil perhitungan momen yang telah dire distribusi dan berpedoman pada ketentuan-ketentuan yang disyaratkan, dilakukan penulangan balok. Penulangan balok pada bagian tumpuan dilakukan dengan memperhitungkan penampang balok sebagai balok persegi. Sedangkan pada bagian lapangan,

penampang balok diperhitungkan sebagai balok T dengan memasukkan peran pelat. Hal ini dilakukan karena pada daerah lapangan, penampang pelat beton menerima tekan sehingga pelat beton akan mampu dengan efektif menerimanya. Hal ini berdasarkan kenyataan bahwa beton tahan terhadap beban tekan. Perencanaan balok dilakukan berdasarkan perumusan dari hasil analisa penampang.

Langkah-langkah perencanaan penulangan pada balok persegi adalah sebagai berikut:

1. Tentukan M_u^- dan M_u^+ maksimum dari kombinasi – kombinasi yang dilakukan.
2. Rencanakan d dan d' penampang melintang seperti pada gambar dibawah ini :



Gambar 2.3 Penampang Melintang Balok

3. Tentukan A_s dan $A_{s'}$

Tulangan atas (M^-)

$$A_s = \frac{M_u^-}{\phi \cdot f_y \cdot (d - d')}$$

Tulangan bawah (M^+)

$$A_{s'} = \frac{M_u^+}{\phi \cdot f_y \cdot (d - d')}$$

4. Tentukan rasio tulangan tekan dan tulangan tarik (ρ dan ρ')

$$\rho = \frac{As}{b.d} \quad \text{dan} \quad \rho' = \frac{As}{b.d}$$

5. Kontrol ρ terhadap ρ minimum dan ρ maksimum.
6. Penentuan jumlah tulangan (n).

$$n_{atas} = \frac{As}{0.25 \times \pi \times D^2}$$

$$n_{bawah} = \frac{As}{0.25 \times \pi \times D^2}$$

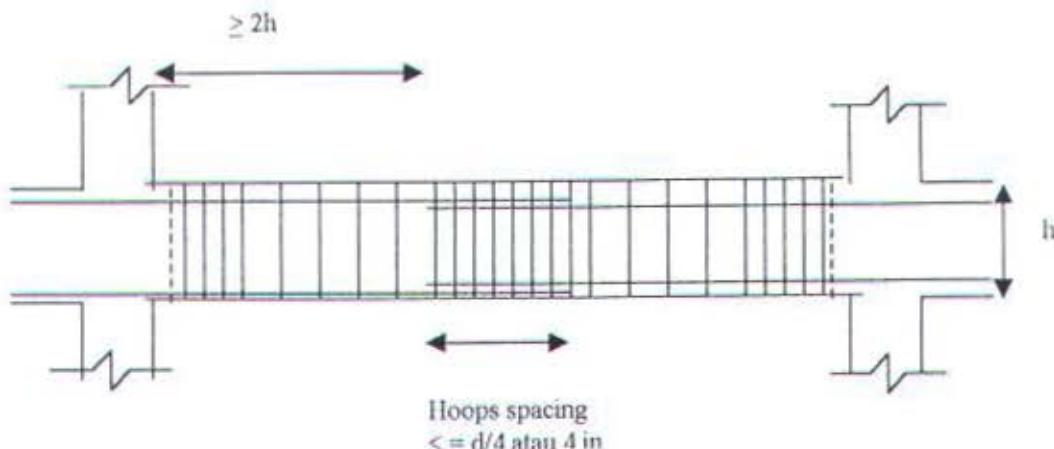
2.7.1.1.2 Penyambungan Tulangan (*splices*)

Splices (penyambungan tulangan) terjadi karena panjang tulangan yang tersedia terbatas, sehingga suatu saat jika bentang beam yang ada sangat panjang maka harus terjadi penyambungan tulangan. Bila hal ini dilakukan, maka ketentuan - ketentuan berikut sebagaimana tertera dalam UBC 1921.3.3 harus dipenuhi. Untuk perencanaan di wilayah gempa 3 dan 4 persyaratan yang ada adalah :

1. Sepanjang daerah sambungan harus dipasang tulangan sengkang penutup atau tulangan spiral dengan jarak tulangan maksimum d/4 atau 100 mm.
2. Sambungan tidak boleh terdapat pada lokasi :
 - a. Joint
 - b. Sejarak 2 x tinggi balok, diukur dari muka tumpuan
 - c. Analisis menunjukkan terjadinya lemah lentur akibat perpindahan lateral inelastis dari rangka.

Untuk lebih jelasnya lihat gambar 2.5 dibawah ini :





Gambar 2.4 Penyambungan Tulangan pada Balok

2.7.1.1.3 Penulangan Transversal

Pemenuhan kebutuhan tulangan sangat disyaratkan pada ujung komponen lentur dimana sendi plastis akan terbentuk, hal ini untuk menjamain daktilitas komponen yang cukup terhadap beban yang dapat berbalik arah. Tulangan transversal juga disyaratkan pada lokasi ini untuk membantu beton dalam menahan geser dan penumpu lateral untuk tulangan.

Perencanaan penulangan lentur pada wilayah gempa 3 dan 4 harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

1. Tulangan sengkang tertutup harus dipasang pada elemen struktur rangka di daerah :
 - a. Sepanjang $2 \times$ tinggi balok, diukur dari muka tumpuan.
 - b. Sepanjang $2 \times$ tinggi balok, pada kedua sisi penampang yang mungkin terjadi leleh lentur akibat perpindahan inelastis rangka.
2. Jarak muka tumpuan ke sengkang pertama ≤ 51 mm
3. Spasi maksimum sengkang tidak boleh melebihi :
 - a. $\frac{1}{4}$ tinggi efektif balok
 - b. $8 \times$ diameter tulangan longitudinal terkecil
 - c. $24 \times$ diameter sengkang
 - d. 305 mm

4. Spasi maksimum sengkang pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup $\leq \frac{1}{2}$ tinggi efektif balok
5. Gaya geser rencana (V_e) harus dihitung dengan mempertimbangkan gaya statik pada bagian balok diantara muka tumpuan. Harus diasumsikan bahwa momen dengan tanda yang berlawanan dan nilai sebesar kekuatan penampang yang mungkin terjadi (M_{pr}) akan bekerja pada muka joint dan bahwa balok dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya. Namun khusus untuk balok LFR, karena gaya – gaya yang digunakan dalam perencanaan merupakan hasil kombinasi pembebanan dengan “ Spesial Load Condition ” maka untuk perencanaan geser tidak berdasarkan kekuatan penampang yang mungkin terjadi (M_{pr}) pada muka kolom tapi berdasarkan gaya geser yang didapat dari analisa struktur.
6. Tulangan transversal harus diproporsikan untuk menahan geser dengan asumsi $V_c = 0$ ketika terjadi kondisi berikut :
 - a. Gaya geser akibat gempa yang dihitung berdasarkan item 5 diatas menunjukkan setengah atau lebih dari geser maksimum yang diperlukan dalam bentang tersebut.
 - b. Gaya tekan aksial terfaktor termasuk akibat pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.

Perencanaan penulangan transversal dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Tentukan momen kekuatan penampang yang mungkin terjadi (M_{pr}) pada kedua ujung tumpuan.

$$M_{pr} = As \cdot (1.25 \cdot f_y) \cdot (d - a/2)$$

$$a = \frac{As \cdot (1.25 \cdot f_y)}{0.85 \cdot f_c' \cdot b}$$

2. Tentukan gaya geser maksimum akibat momen yang didapat pada langkah 1
3. Lakukan langkah 1 dan langkah 2 untuk beban akibat goyangan kekanan dan kekiri.

4. Tentukan geser maksimum akibat bekerjanya beban gravitasi dan beban hidup (dari hasil analisa struktur).
5. Kombinasikan gaya geser dari langkah 3 dan 4. Tentukan Vu maksimum akibat kombinasi yang ada.
6. Tentukan kekuatan geser yang diberikan beton (Vc).

$$V_c = 0.166 \sqrt{f'_c} b_w d$$

7. Tentukan kekuatan geser yang diberikan tulangan (Vs).

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

8. Kontrol Vs terhadap Vs maksimum.
9. Rencanakan diameter tulangan yang digunakan dan tentukan jarak antar tulangan (s).

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

10. Kontrol terhadap jarak tulangan (s) maksimum.

2.7.1.2 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan salah satu komponen / elemen struktur yang menerima kombinasi beban lentur dan aksial. Sebagai salah satu bagian vital dari space frame kolom harus direncanakan dengan kekuatan secukupnya sehingga tidak akan mengalami leleh lebih dulu daripada balok. Goyangan lateral yang disebabkan oleh sendi pada kolom dapat menyebabkan kerusakan yang berlebihan. Kolom yang mengalami leleh mendahului balok akan mengakibatkan keruntuhan total pada struktur. Memperhatikan kondisi-kondisi di depan maka kolom direncanakan dengan kekuatan lentur 20% lebih besar dibandingkan dengan balok pada titik yang sama. Rasio tulangan maksimum yang diijinkan dikurangi dari 8% menjadi 6% untuk zone gempa 3 dan 4.

Beberapa hal yang harus dipenuhi dalam merencanakan kolom pada wilayah gempa 3 dan 4 sebagaimana tertera dalam UBC pasal 1921..4.1 adalah sebagai berikut :



1. Jika gaya aksial tekan terfaktor $\leq Ag \cdot fc' / 10$ perencanaan kolom dapat dilakukan seperti perencanaan balok, sedangkan jika gaya aksial tekan terfaktor $\geq Ag \cdot fc' / 10$ perencanaan kolom harus dilakukan dengan cara yang diuraikan dalam bagian ini.

Ag = luas penampang melintang balok

fc' = kuat tekan karakteristik beton

2. Dimensi penampang melintang terpendek ≥ 305 mm.
3. Perbandingan dimensi terpendek terhadap dimensi yang tegak lurus dengannya ≥ 0.4

2.7.1.2.1 Penulangan Lentur

Perencanaan penulangan lentur kolom harus memperhatikan persyaratan bahwa kekuatan lentur kolom harus memenuhi :

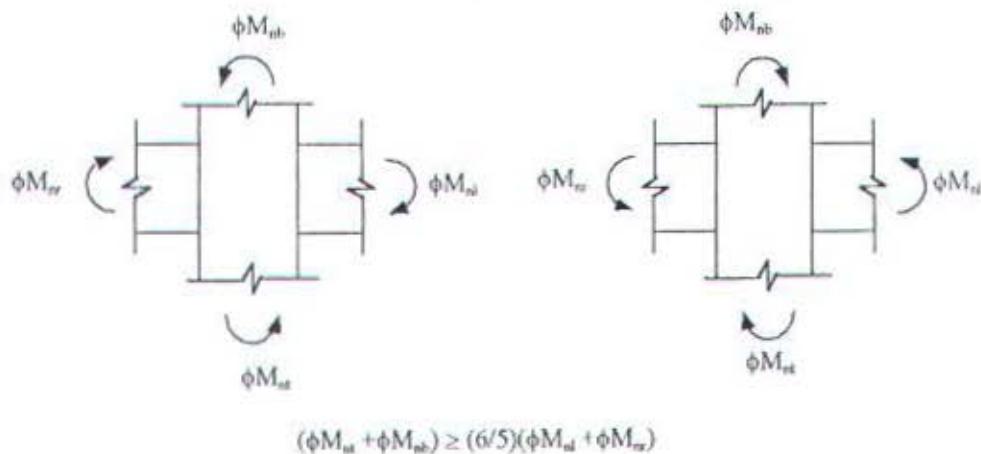
$$\sum M_e \geq (6/5) \sum M_g$$

dimana : $\sum M_e$ = jumlah momen pada pusat joint yang berhubungan dengan kuat lentur rencana kolom yang tersusun pada joint tersebut.

$\sum M_g$ = jumlah momen pada pusat joint yang berhubungan dengan kuat lentur rencana balok yang tersusun pada joint tersebut.

Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial berfaktor yang konsisten terhadap gaya lateral yang ditinjau. Kuat lentur harus dijumlahkan sedemikian hingga momen kolom berlawanan dengan momen balok. Persyaratan diatas harus dipenuhi untuk momen balok yang bekerja pada kedua arah pada bidang vertikal dari rangka yang ditinjau. Persyaratan diatas secara visual tergambar pada gambar dibawah ini :



**Gambar 2.5 Kebutuhan momen pada rangka**

Selain persyaratan kuat lentur dalam penulangan kolom pada wilayah gempa 3 dan 4 harus dipenuhi rasio tulangan ρ_g tidak boleh kurang dari 0.01 dan tidak lebih dari 0.06.

Langkah-langkah perencanaan kolom :

1. Tentukan harga ϕP_n dan ϕM_n maksimum dari hasil kombinasi yang dilakukan.
2. Plot pada diagram interaksi dengan ρ yang mencukupi.
3. Kontrol persyaratan $\sum M_e \geq (6/5) \sum M_g$

2.7.1.2.2 Penyambungan Tulangan

Seperti pada balok, penulangan kolom terkadang juga memerlukan adanya penyambungan tulangan. Penyambungan tulangan pada kolom hanya diijinkan dengan ketentuan sebagai berikut :

1. Pada daerah pertengahan panjang kolom
2. Harus sambungan tarik
3. Mempunyai penulangan sengkang sepanjang sambungan.

2.7.1.2.3 Penulangan Transversal

Kolom mensyaratkan batasan yang cukup untuk menjamin daktilitas kolom di daerah sendi. Selain itu kolom juga mensyaratkan tulangan geser yang cukup untuk mencegah kegagalan geser terhadap pengembangan kapasitas lentur yang

dihasilkan. Kedua hal tersebut menuntut kolom harus dirancang memiliki penulangan transversal dengan jumlah, spasi dan lokasi yang benar sehingga keperluan pengekangan dan kuat geser keduanya terpenuhi.

Perencanaan penulangan geser harus berdasarkan pada kebutuhan gaya geser yang disyaratkan dalam Code. Gaya geser rencana (V_e) harus dihitung dengan mempertimbangkan gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka joint disetiap ujung batang. Gaya ini dihitung berdasarkan gaya geser yang sebenarnya terjadi sebagai hasil dari analisa struktur. Hal ini dikarenakan untuk kolom LF RS kombinasi pembebatan yang digunakan adalah "Spesial Load Condition", sehingga dalam perencanaan geser tidak perlu berdasarkan kekuatan geser yang mungkin pada ujung kolom (M_{pr}).

Penulangan transversal yang persyaratannya akan diuraikan berikut ini harus disediakan sepanjang l_o dari setiap muka joint dan pada kedua sisi setiap penampang dimana kelelahan lentur mungkin terjadi disertai perpindahan lateral inelastik pada rangka. Panjang l_o tidak boleh kurang dari :

1. Tinggi batang pada muka joint atau pada penampang dimana lelah lentur mungkin terjadi.
2. $1/6$ panjang batang
3. 457 mm

Adapun persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam hal penulangan transversal pada daerah sepanjang l_o adalah sebagai berikut :

1. Luas penampang melintang tulangan sengkang tertutup tidak boleh kurang dari :

$$A_{sh} = 0.3(s_h f_c' / f_yh) [(A_g / A_{ch}) - 1] \quad \dots \dots \dots \quad (2.45)$$

dan

$$A_{sh} = 0.09(s_h f_c' / f_yh) \quad \dots \dots \dots \quad (2.46)$$

2. Spasi antar tulangan maksimum $\leq 1/4$ dimensi minimum kolom dan kurang dari 102 mm.
3. Spasi kait silang atau kaki sengkang tertutup majemuk ≤ 356 mm pada pusat dalam arah tegak lurus sumbu longitudinal kolom.



Spasi tulangan diluar daerah yang diuraikan diatas tidak boleh melampaui 6x diameter tulangan longitudinal dan 152 mm.

Langkah-langkah penulangan transversal kolom pada dasarnya sama dengan perencanaannya pada balok, tetapi besarnya kuat geser yang diberikan beton dihitung dengan rumus berikut.

$$V_c = 0.166 \left(1 + 0.073 \frac{N_u}{A_z} \right) \sqrt{f_c} b_w d$$

2.7.2 Perencanaan Balok dan Kolom (NLFRS) UBC 1921.7

Untuk elemen frame yang diasumsikan tidak menyalurkan dan tidak memberi kontribusi dalam menahan beban lateral didetailing lebih lanjut sesuai UBC 1921.7.2 dan 1921.7.3, tergantung pada pembesaran momen yang diinduksikan terhadap elemen frame pada saat elemen – elemen frame tersebut menerima defleksi sebesar ΔM . Jika induksi momen karena displacement lateral tidak di perhitungkan maka pasal 1921.7.3 harus diterapkan dalam pendesainan komponen – komponen frame tersebut.

Adapun hal – hal yang perlu diperhatikan dalam perancangan struktur balok – kolom “NLFRS “ berdasar pasal 1921.7 adalah :

- Jika pengaruh momen - geser karena displacement lateral digabungkan dengan momen - geser terfaktor karena beban gravitasi kurang dari momen dan geser desain komponen frame maka kombinasi beban yang dipakai adalah terkritis dari dua kondisi dibawah ini :

$$U = 1.4 D + 1.4 L + E$$

$$U = 0.9 D + E$$

- Jika $M_u \leq \phi M_n$ dan $V_u \leq \phi V_n$ maka untuk elemen frame yang bukan merupakan LFRS (Lateral Frame Resistant System) berlaku ketentuan :

Balok :

- Elemen frame dengan beban gravitasi aksial terfaktor (P_u) $\leq A_g f'_c / 10$.
- Harus didesain sesuai dengan 1921.3.2.1 dimana rasio penulangan (ρ) arah longitudinal : $1.4/f_y \leq \rho_{min} \leq 0.025$ dengan

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt[3]{f_c'}}{f_y}.$$

- Sengkang (tulangan transversal) dipasang pada jarak $S \leq d/2$.

Kolom :

- elemen dengan beban gravitasi aksial terfaktor (P_u) $\geq A_g f_c' / 10$ dan $P_u \leq 0.3 P_o$, dimana P_o = beban aksial nominal pada pusat penampang. Maka harus diamankan sesuai pasal 1921.4.3.1 : dimana $1\% < \rho < 6\%$, pasal 1921.4.4.3 dimana $s_o < 356\text{mm}$, dan pasal 1921.4.4.1(3). Sebagai tambahan sengkang dengan jarak spasi maksimum (' s_o ') harus dipasang pada keseluruhan tinggi kolom dengan ketentuan, s_o tidak melebihi : 1. $6 \times$ diameter tul. Longitudinal (utama) terkecil. 2. $16 \times$ diameter sengkang 3. setengah dimensi melintang kolom terpendek. 4. 6 inchi (152mm)
- elemen dengan beban gravitasi aksial terfaktor (P_u) $\geq 0.3 P_o$, maka kolom harus diamankan sesuai dengan 1921.4.4 dan 1921.4.5. diantaranya adalah :
 - $\rho_s = 0.12 f_c' / f_y$ dan $\rho_s > 0.34 / f_y$
 - luas penampang melintang sengkang tertutup tidak boleh lebih dari : $A_{sh} = 0.3(s_h f_c' / f_{yh})[(A_g / A_{ch}) - 1]$ dan $A_{sh} = 0.09(s_h f_c' / f_{yh})$
 - tulangan transversal dipasang pada jarak (s) : $s < 0.25 d$ dan $s < 102\text{ mm}$, dimana d = panjang bentang.
 - sengkang dipasang sepanjang minimal (l_o) pada bentang kolom dengan $l_o < d$, $l_o < l_n / 6$ dan $l_o < 457\text{ mm}$.
- c. Jika $M_u \geq \phi M_n$ dan $V_u \geq \phi V_n$ atau jika induksi momen dan geser karena displacement lateral tidak dihitung maka untuk elemen frame yang bukan merupakan LFRS (Lateral Frame Resistant System) berlaku ketentuan :
 - Material struktur harus diamankan terhadap pasal 1921.2.4 dan 1921.2.5 dimana $f_c' \geq 3\text{psi}$ (20.69 Mpa).
 - Penyambungan tulangan harus diamankan terhadap pasal 1921.2.6.



Balok :

- Elemen frame dengan beban gravitasi aksial terfaktor (P_u) $\leq A_g \cdot f_c' / 10$ maka harus memenuhi persyaratan sesuai dengan pasal 1921.3.2.1 dan 1921.3.4 yaitu : $1.4/f_y < \rho < 0.025$. Untuk sengkang akan menahan beban geser dengan asumsi $V_c = 0$ jika, : $V_e < 0.5 V_u$ dan $P_u < A_g \cdot f_c' / 20$.

Kolom :

- Elemen frame dengan beban gravitasi terfaktor (P_u) $\geq A_g \cdot f_c' / 10$ maka harus didesain dengan full detailing sebagaimana diatur dalam pasal 1921.4.4, 1921.4.5 dan 1921.5.2.1

2.8 Shearwall

Shearwall adalah suatu elemen struktur yang mampu menahan beban lateral. Dalam building frame system shearwall inilah yang merupakan sistem penahan gaya lateralnya. Sebagai sebuah sistem penahan gaya lateral desain shearwall yang boleh dan diinginkan terjadi adalah :

1. terjadi leleh sendi plastis
2. retak didasar shearwall

dan yang tidak diinginkan dalam mendiesain shearwall adalah :

1. terjadi tarik diagonal
2. tekan diagonal yang berlebihan oleh karenanya tekan harus dibatasi
3. ketidakstabilan oleh dinding tipis. Jika masalah ini terjadi maka dibutuhkan boundary element.
4. Geser atau ikatan mengalami kegagalan pada sambungan
5. Beton kurang daktail

Kebutuhan shearwall pada zona wilayah gempa 3 dan 4 diatur dalam UBC'97 section 1921.6.



2.8.1 Penulangan Shearwall

Pada zona gempa kuat 3 dan 4, tulangan shearwall dipasang pada dua arah ortogonal pada bidang wall, dengan mengikuti persyaratan yang tercantum dalam section 1921.6 sebagai berikut :

1. Rasio tulangan tidak boleh melebihi dari 0,0025 pada sumbu longitudinal dan transversal, jika $V_u \leq A_{cv} f_e^{0,5}$ maka kebutuhan minimum dari tulangan diatur pada section 1914.3.
2. Sekurangnya ada dua tirai dari tulangan yang digunakan pada shearwall jika dalam bidang geser (V_u) yang diberikan pada wall melebihi $2 A_{cv} f_e^{0,5}$, dimana adalah A_{cv} luas net dari panjang kali ketebalan shearwall.
3. Spasi tulangan pada setiap arah tidak boleh melebihi 457,2 mm.
4. Semua tulangan shearwall menerus.

2.8.2 Boundary Element

Boundary element adalah suatu elemen yang perlu disediakan pada shearwall untuk menghindari terjadi ketidakstabilan dinding saat beban geser bekerja. Boundary element ini biasanya berupa penekanan didasar shearwall.

Kebutuhan boundary element diatur dalam UBC'97 pasal 1921.6.6.6, boundary element tidak dibutuhkan dalam shearwall apabila :

- $P_u \leq 0,10 A_g f_c'$ untuk dinding yang memiliki bentuk geometrik simetris
- $P_u \leq 0,05 A_g f_c'$ untuk shearwall dengan bentuk geometri tidak simetris
- $M_u / (V_u \cdot L_w) \leq 1,0$
- Atau $V_u \leq 3 \cdot A_{cv} f_c'^{0,5}$ dan $M_u / V_u \cdot L_w \leq 3$

2.8.2.1 Kebutuhan Dimensi Boundary Element

Apabila persyaratan diatas tidak terpenuhi maka perlu adanya boundary element pada shearwall. Dan penyediaan booundary element dilakukan dalam semua porsi pada saat regangan melebihi 0,003.

Kebutuhan dimensional diatur dalam section 1921.6.6.6 dengan mengikuti aturan sebagai berikut :

1. semua ukuran dari boundary element harus mempunyai ketebalan lebih besar dari Lu/16
2. zona boundary element diperpanjang secara vertikal yang besarnya sama dengan penambahan panjang dari tulangan vertikal yang terbesar dalam elevasi zona boundary. Dimana kebutuhan diatur dalam section 1921.6.6.4 atau 1921.6.6.5.
3. zona boundary dijelaskan dalam section 1921.6.6.5 harus mempunyai panjang minimum 45,72 mm disetiap ujung dinding.
4. Pada section bentuk I, L, C atau T, zona boundary disetiap ujung harus dimasukkan lebar sayap efektif dan harus diperpanjang sekurang-kurangnya 304,8 mm dari tebal web.

2.8.2.2 Kebutuhan Tulangan Geser

Tulangan sengkang dibutuhkan terutama apabila beton kurang daktail, kebutuhan tulangan ini mengikuti aturan sebagai berikut :

1. Semua tulangan dalam zona boundary element harus dipenuhi oleh tulangan silang yang menghasilkan luas tulangan tidak kurang dari $A_{sh} = 0,09 \cdot Shc \cdot F_c' / f_y \cdot h$
2. Rol dan sendi harus mempunyai spasi vertikal yang tidak lebih besar dari yang terkecil :
 - 152,4 mm
 - $6d$ (d =diameter) dari tulangan vertikal terbesar yang ada dalam boundary element.
3. Rasio panjang terhadap lebar dari rol (hoops) tidak melebihi 3.
4. Tulangan alternatif vertikal dibatasi oleh ujung pojok sendi.

2.8.3 Coupling Beam

Coupling beam adalah balok yang diapit oleh dua shearwall. Coupling beam dipasang dengan tujuan untuk menyalurkan gaya geser dari shearwall satu ke shearwall lainnya. Selama terjadi gempa bumi, penyimpangan inelastis yang besar terjadi pada coupling beam bukan pada shearwall juga pembalikan gaya geser yang

besar terjadi pada coupling beam bukan pada shearwall. Dalam UBC'97 coupling beam diatur dalam section 1921. Adapun persyaratannya adalah:

- Untuk coupling beam dengan $ln/d > 4$, desain harus menurut persyaratan 1921.2 dan 1921.3 hal itu harus dijinkan dengan mengabaikan persyaratan 1021.3.13 dan 1921.3.14. jika hal itu dapat ditunjukkan dengan analisa bahwa stabilitas lateral atau jika semua alternatif untuk menjaga kestabilan lateral terpenuhi.
- Coupling beam dengan $ln/d < 4$ diperbolehkan menggunakan macam penulangan yang berpotongan dengan tulangan diagonal yang simetris. Coupling beam dengan $ln/d < 4$ dan dengan gaya geser terfaktor (V_u) lebih $4 f'_c b w.d$ harus ditulangi dengan tulangan diagonal yang simetris dengan 2 yang saling berpotongan. Masing-masing harus terdiri dengan 4 tulangan "assembled in core" dengan dimensi lateral pada sisinya tidak kurang dari $b w/2$ atau 4 in. gaya geser (ϕV_n) dari coupling beam ditentukan dengan

$$\phi V_n = 2 \phi f_y \sin a A v d \leq 10 \phi \sqrt{f'_c} b w.d$$

dimana :

a = sudut antara tulangan diagonal dan tulangan longitudinal

$A v d$ = luas ruas dari masing-masing tulangan diagonal

ϕ = 0,85.

Masing-masing grup tulangan diagonal diletakkan tertutup dengan tulangan horizontal menurut 1921.4.41 sampai 1921.4.43 sebagai contoh menghitung Ag sesuai pers (10.6) dan (21.3) tebal minimum cover menurut 1907.7, diasumsikan lebih melebihi penulangan diagonal masing-masing kelompok.

Penulangan pararel dan transversal pada sumbu longitudinal harus memenuhi minimum sesuai 1910.5, 1911.0.9 dan 1911.8.10

Kontribusi tulangan diagonal kepada kuat lentur nominal dari coupling beam juga harus diperhatikan



2.9 Pertemuan Balok Kolom

Integritas keseluruhan struktur tergantung dari perilaku sambungan pada pertemuan balok dan kolom. Kegagalan pada titik ini dapat mengakibatkan deformasi lateral yang besar yang dapat mengakibatkan kerusakan berlebihan atau bahkan keruntuhan total. Secara umum ketentuan-ketentuan yang disyaratkan dalam hal pertemuan balok kolom adalah sebagai berikut :

1. Gaya dalam tulangan longitudinal balok pada muka joint harus dihitung dengan mengasumsikan bahwa tegangan dalam penulangan tarik lentur adalah $1.25 f_y$
2. Penulangan longitudinal balok yang diakhiri dalam kolom harus diperpanjang sampai sisi muka terjauh dari inti kolom terkekang dan diankerkan sesuai dengan ketentuan panjang penyaluran.
3. Ketika tulangan longitudinal balok diperpanjang melewati pertemuan balok kolom , dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

Faktor yang sangat penting dalam menentukan kapasitas joint balok kolom adalah luas efektif (A_j) dari joint. Sedangkan persyaratan kekuatan geser nominal (ϕV_c) joint harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

1. Untuk joint yang dikekang pada 4 sisinya, $\phi V_c \leq 1.66 \sqrt{f_c} A_j$
2. Untuk joint yang dikekang pada 3 sisinya atau 2 sisi pada muka yang berlawanan, $\phi V_c \leq 1.25 \sqrt{f_c} A_j$
3. Untuk joint yang lain, $\phi V_c \leq \sqrt{f_c} A_j$

A_j pada perumusan diatas adalah luas penampang melintang efektif dalam joint pada bidang yang sejajar dengan bidang tulangan yang memberikan kekuatan geser pada joint. Lebar joint harus merupakan keseluruhan lebar kolom. Sedangkan jika balok masuk ke dalam tumpuan yang lebih lebar, lebar efektif joint tidak boleh melampaui :

1. lebar balok ditambah lebar joint.
2. dua kali jarak terpendek tegak lurus dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom



Joint dipertimbangkan terkekang jika batang pengekang tersusun dalam keempat sisinya dan $\frac{3}{4}$ muka joint tertutup oleh batang tersebut.

Berdasarkan besarnya gaya geser yang diperoleh, direncanakan penulangan transversal pada pertemuan balok kolom. Penulangan transversal pada pertemuan balok dan kolom dimaksudkan untuk memberikan pengekangan yang cukup. Pengekangan diperlukan untuk menjamin perilaku daktail dari pertemuan balok kolom dan untuk menjaga kapasitas dalam menahan beban tidak berubah setelah kerusakan selimut luar. Penulangan transversal minimum yang harus disediakan pada pertemuan balok kolom sama seperti jumlah yang diperlukan pada daerah sendi plastis kolom.

Reduksi sebesar 50% dari jumlah tulangan pengekangan diijinkan untuk joint yang dikekang pada keempat sisinya dan $\frac{3}{4}$ muka joint tertutup oleh batang pengekangnya. Dan pada saat reduksi tersebut diijinkan, spasi antar tulangan maksimum 152 mm.

2.10 Penyaluran Tulangan

Panjang penyaluran (l_{dh}) untuk tulangan dengan kait standar 90° pada beton normal tidak boleh kurang dari :

1. $8 \times$ diameter tulangan (d_b)
2. 152 mm
3. Untuk tulangan no.3(D-10) sampai no.11(D-35)

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \sqrt{f_c}) \quad \dots \dots \dots \quad (2.48)$$

Kait standar 90° harus ditempatkan pada inti terkekang dari kolom atau komponen struktur pembatas.

Panjang penyaluran (l_d) untuk tulangan no.3 (D-10) sampai no.11 (D-35) untuk tulangan lurus tidak boleh kurang dari :

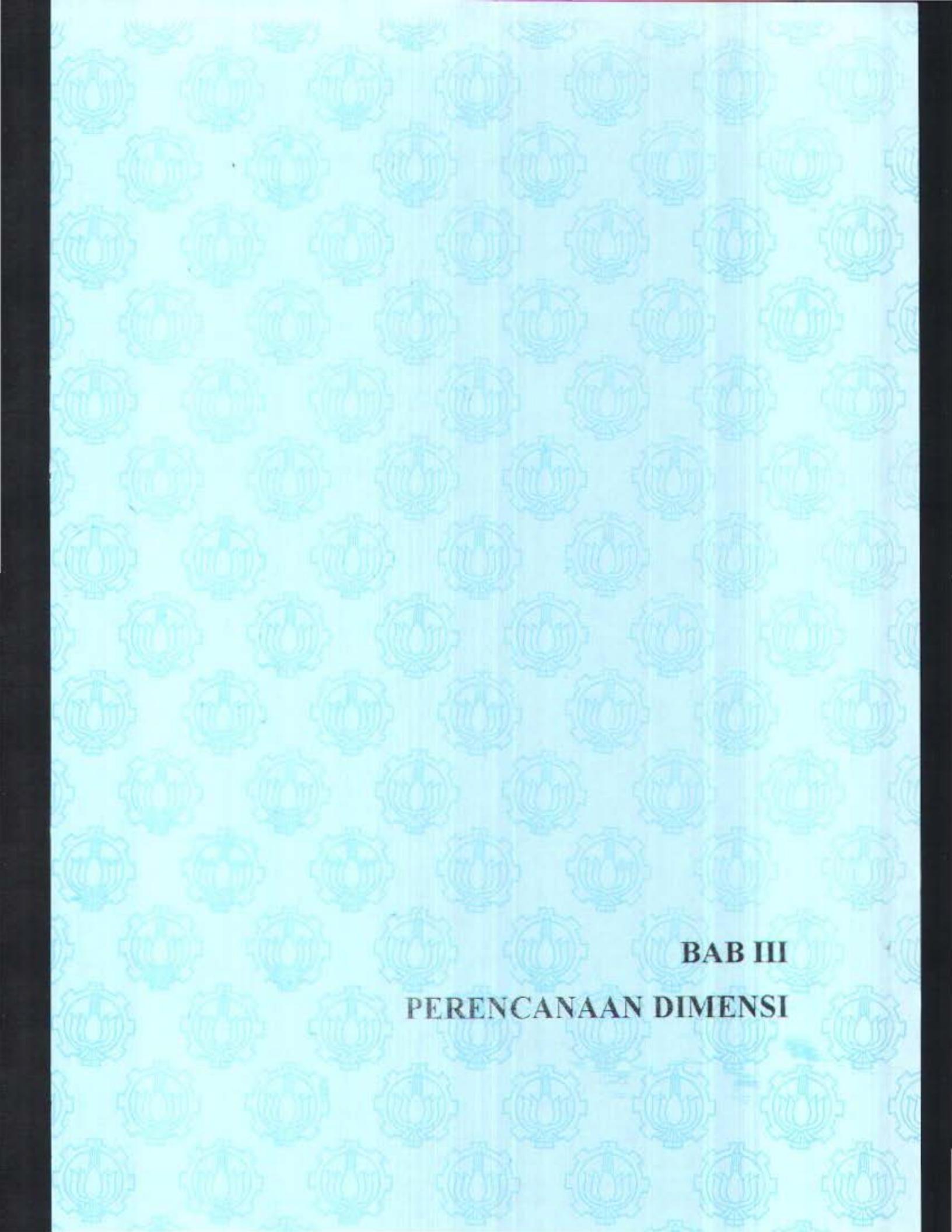
1. $2.5 \times$ panjang yang dibutuhkan untuk kait standar 90° jika tinggi beton yang dituang dalam satu kali penuangan dibawah tulangan tersebut tidak melebihi 305 mm.



2. 3 x panjang yang dibutuhkan untuk kait standar 90° jika tinggi beton yang dituang dalam satu kali penuangan dibawah tulangan tersebut melebihi 305 mm.

Batang tulangan lurus yang berakhir pada suatu joint harus menembus inti terkekang dari kolom atau komponen struktur pembatas. Setiap bagian dari panjang penambahan lurus yang tidak terletak di dalam inti terkekang harus ditingkatkan dengan faktor 1.6.





BAB III

PERENCANAAN DIMENSI

BAB III

PERENCANAAN DIMENSI

3.1 Balok

Batasan yang dipergunakan dalam perencanaan dimensi balok adalah :

1. Tinggi Balok

Tabel 19.C-1 UBC 97 membatasi tinggi minimum balok (h_{min}) bila lendutan tidak dihitung yaitu :

- balok diatas 2 tumpuan $h_{min} = L/16$
- balok diatas 2 tumpuan menerus $h_{min} = L/21$
- balok diatas 1 tumpuan menerus $h_{min} = L/18,5$
- balok kantilever $h_{min} = L/8$

batasan tinggi tersebut dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$ jika $f_y \neq 400$ Mpa

2. Lebar Balok

Dalam UBC'97 memberi ketentuan lebar balok pada struktur rangka yaitu :

- ratio dari lebar balok terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3
- lebar tidak boleh kurang dari
 - 250 mm
 - lebih dari komponen penumpu (diukur dari bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal dari komponen lentur) ditambah jarak yang tidak melebihi $\frac{3}{4}$ dari tinggi komponen lentur pada tiap sisi dari komponen penumpu.

Tabel 3.1. Rencana Balok

Balok	Bentang cm	Jenis Perlakuan	h_{min}	cm	h	b
			$\times (0,4 + f_y/700)$		cm	cm
B1	550	Dua Tumpuan	550/16x(0.4+320/700)	29.46428	55	35
B2	550	Dua Tumpuan Menerus	550/21x(0.4+320/700)	22.44898	55	35



3.2 Pelat

3.2.1 Pelat Lantai

Type pelat dibedakan menjadi dua macam yaitu :

- pelat satu arah yaitu bila $\beta = L_n/S_n > 2$
- pelat dua arah yaitu bila $\beta = L_n/S_n < 2$
dimana : L_n = bentang panjang bersih
 S_n = bentang pendek bersih

Tabel 3.2. Penentuan Type Pelat

Pelat	L_n (cm)	S_n (cm)	β	Tipe Pelat
A	515	515	1.00	Pelat Dua Arah
B	515	515	1.00	Pelat Dua Arah
C	515	515	1.00	Pelat Dua Arah
D	515	515	1.00	Pelat Dua Arah

Pelat dua arah

Perencanaan dimensi tebal pelat dua arah mengacu pada UBC 1997 pasal 1909.5.3.3 yang menyarankan tebal minimum pelat sebagai berikut :

- a. Untuk $\alpha_m \leq 2$, harus sesuai dengan pasal 1909.5.3.2

Dimana tebal minimum dari pelat tanpa balok interior yang menghubungkan tumpuannya harus memenuhi tabel 3.2.5 dan tidak boleh kurang dari

1. pelat tanpa drop panel tidak boleh kurang dari 127 mm
2. pelat dengan drop panel tidak boleh kurang dari 102 mm

- b. Untuk $0,2 < \alpha_m < 2$ tebal pelat tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1370})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

tetapi tidak kurang dari 127 mm

- c. Untuk $\alpha_m > 2$ tebal pelat tidak boleh kurang dari



$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1370})}{36 + 9\beta}$$

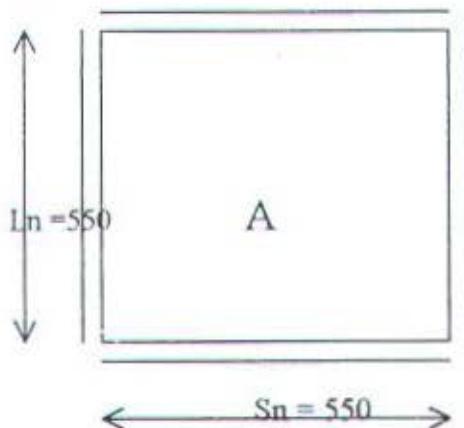
tetapi tidak kurang dari 100 mm

3.2.1 Perhitungan Tebal Pelat

3.2.1.1 Pelat Lantai

Contoh perhitungan tebal pelat

Diasumsikan tebal pelat 130 mm > 127 mm



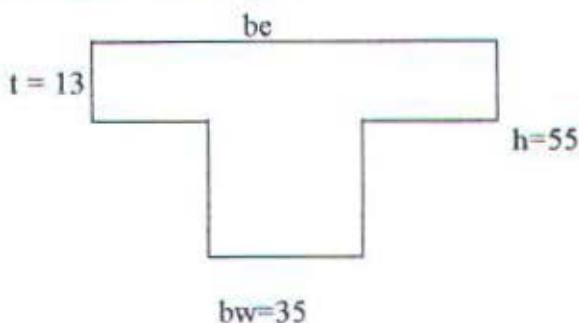
$$L_n = 550 - (35/2 + 35/2) = 515 \text{ cm}$$

$$S_n = 550 - (35/2 + 35/2) = 515 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{515}{515} = 1 < 2$$

$$\beta_s = \frac{515 + 515 + 515 + 515}{515 + 515 + 515 + 515} = 1$$

Balok Interior 35 / 55



UBC 97 pasal 1908.10 menyatakan :

$$be \leq \frac{1}{4} L = 137.5 \text{ cm}$$

$$be \leq b + 8t = 142 \text{ cm}$$

$$be \leq \frac{1}{2} Ln = 275 \text{ cm}$$

maka diambil yang terkecil $be = 137.5 \text{ cm}$

$$K = \frac{1 + (\frac{be}{bw} - 1)(\frac{t}{h})(4 - 6(\frac{t}{h}) + (\frac{t}{h})^2 + (\frac{be}{bw} - 1)(\frac{t}{h})^3)}{1 + (\frac{be}{bw} - 1)(\frac{t}{h})}$$

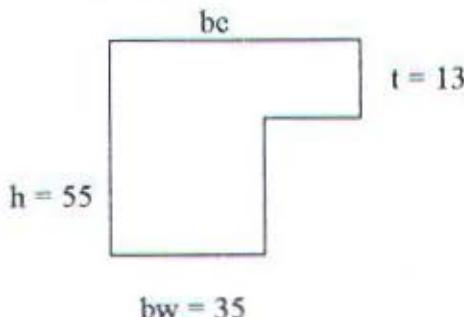
$$K = 1.754284$$

$$I_{\text{balok}} = 1/12 \cdot K \cdot bw \cdot h^3 = 1/12 \cdot 1.754284 \cdot 35 \cdot 55^3 = 851284.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{slab}} = 1/12 \cdot bs \cdot t^3 = 1/12 \cdot 550 \cdot 13^3 = 100695.8 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = I_b/I_s = 8.454018$$

Balok Eksterior 35/55



UBC 97 pasal 1908.10 menyatakan :

$$be \leq 1/12 L = 45.8 \text{ cm}$$

$$be \leq b + 6t = 119 \text{ cm}$$

$$be \leq 1/12 Ln = 45.8 \text{ cm}$$

maka diambil yang terkecil $be = 45.8 \text{ cm}$

$$K = \frac{1 + (\frac{be}{bw} - 1)(\frac{t}{h})(4 - 6(\frac{t}{h}) + (\frac{t}{h})^2 + (\frac{be}{bw} - 1)(\frac{t}{h})^3)}{1 + (\frac{be}{bw} - 1)(\frac{t}{h})}$$

$$K = 1.122995$$

$$I_{\text{balok}} = 1/12 \cdot K \cdot bw \cdot h^3 = 1/12 \cdot 1.122995 \cdot 35 \cdot 55^3 = 544945.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{slab}} = 1/12 \cdot bs \cdot t^3 = 1/12 \cdot 550 \cdot 13^3 = 100695.8 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = I_b/I_s = 5.411795$$

sehingga diperoleh besarnya α_m



$$\begin{aligned}\alpha_m &= \frac{1}{4} (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) \\ &= \frac{1}{4} (6.868 + 6.868 + 4.346 + 4.346) \\ &= 6.932906 > 2\end{aligned}$$

maka kontrol tebal pelat :

$$\begin{aligned}h_{min} &= \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1370})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} \\ h_{min} &= \frac{550(0,8 + \frac{320}{1370})}{36 + 5 \cdot 1 \cdot (6.932906 - 0,2)} = 8.160066 < 14 \text{ cm OK}\end{aligned}$$

3.2.1.1 Pelat Atap

Untuk tebal pelat atap diasumsikan sama dengan tebal pelat lantai yaitu 13 cm

3.3 Kolom

Perencanaan dimensi kolom mengacu kepada pasal 1910.3.5 UBC 97.

Tinjauan dilakukan terhadap kolom paling bawah yang menerima beban terbesar .

$$\begin{aligned}\phi P_n &\leq 0,8\phi(0,85(A_g - A_s)f'_c + A_s f_y) \\ \frac{\phi P_n}{bh} &\leq 0,8\phi \left[0,85 \left(\frac{A_g}{bh} - \frac{A_s}{bh} \right) f'_c + \frac{A_s}{bh} f_y \right] \\ \frac{P_u}{bh} &\leq 0,8\phi(0,85(1 - \rho)f'_c + \rho f_y) \\ bh &\geq \frac{P_u}{0,8\phi(0,85(1 - \rho)f'_c + \rho f_y)}\end{aligned}$$

dimana $\rho = 2\%$ (asumsi)

$$\phi = 0,70$$

$$\phi$$

3.3.1 Pembebaan :

a. Beban dari Pelat Atap

- Beban mati:

- Berat sendiri pelat = $0,13 \times 2400 = 312 \text{ kg/m}^2$
- Plafond + pengantung = 18 kg/m^2



$$\begin{array}{ll}
 \text{- Instalasi pipa dan AC} & = 50 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{- Finishing beton} = 0,01 \times 2200 & = 22 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{- Aspal} = 0,001 \times 1400 & = 14 \text{ kg/m}^2 + \\
 \hline
 \text{Beban mati total (D)} & = 416 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

• Beban hidup :

$$\begin{array}{ll}
 \text{- Beban hidup perkantoran} & = 100 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{- Beban akibat air hujan} & = 40 \text{ kg/m}^2 + \\
 \hline
 \text{Beban hidup total (L)} & = 140 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Ultimate qu} &= 1,4 D + 1,7 L \\
 &= 1,4 \times 416 + 1,7 \times 140 = 820.4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Beban dari Pelat Lantai

• Beban mati (D) :

$$\begin{array}{ll}
 \text{- Berat sendiri pelat} = 0,13 \times 2400 & = 312 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{- Plafond + pengantung} & = 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{- Instalasi pipa dan AC} & = 50 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{- Finishing beton} = 0,03 \times 2200 & = 72 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{- Spesi} = 0,03 \times 2100 & = 63 \text{ kg/m}^2 + \\
 \hline
 \text{Beban mati total (D)} & = 515 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

• Beban hidup (L) :

$$\begin{array}{ll}
 \text{- Beban hidup perkantoran} & = 250 \text{ kg/m}^2 + \\
 \hline
 \text{Beban hidup total (L)} & = 250 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Ultimate qu} &= 1,4 D + 1,7 L \\
 &= 1,4 \times 515 + 1,7 \times 250 = 1146 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

c. Beban dari Balok

$$\text{Balok 35/55} = 0,35 \times 0,55 \times 2400 = 462 \text{ kg/m}$$

3.3.2 Perencanaan Dimensi Kolom

Beban yang diterima :

$$\bullet \text{ pelat atap} = 30.25 \text{ m}^2 \times 820.4 = 24817 \text{ kg}$$



$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ pelat lantai} &= 30,25 \text{ m}^2 \times 11 \times 1146 & = 381332 \text{ kg} \\
 \bullet \text{ balok} &= 11 \text{ m} \times 462 \times 11 & = 55902 \text{ kg} \\
 \bullet \text{ kolom} &= b \cdot h \ 2400 \times 48 \text{ m} & = 115200 \text{ b.h kg} + \\
 && \underline{\hspace{10em}} \\
 && \text{Pu} \quad = 462051 + 115200 \text{ bh}
 \end{aligned}$$

$$bh \geq \frac{462051 + 115200bh}{0,8 \times 0,7 (0,85x(1 - 0,02)x30x10^5 + 0,02x320x10^5)}$$

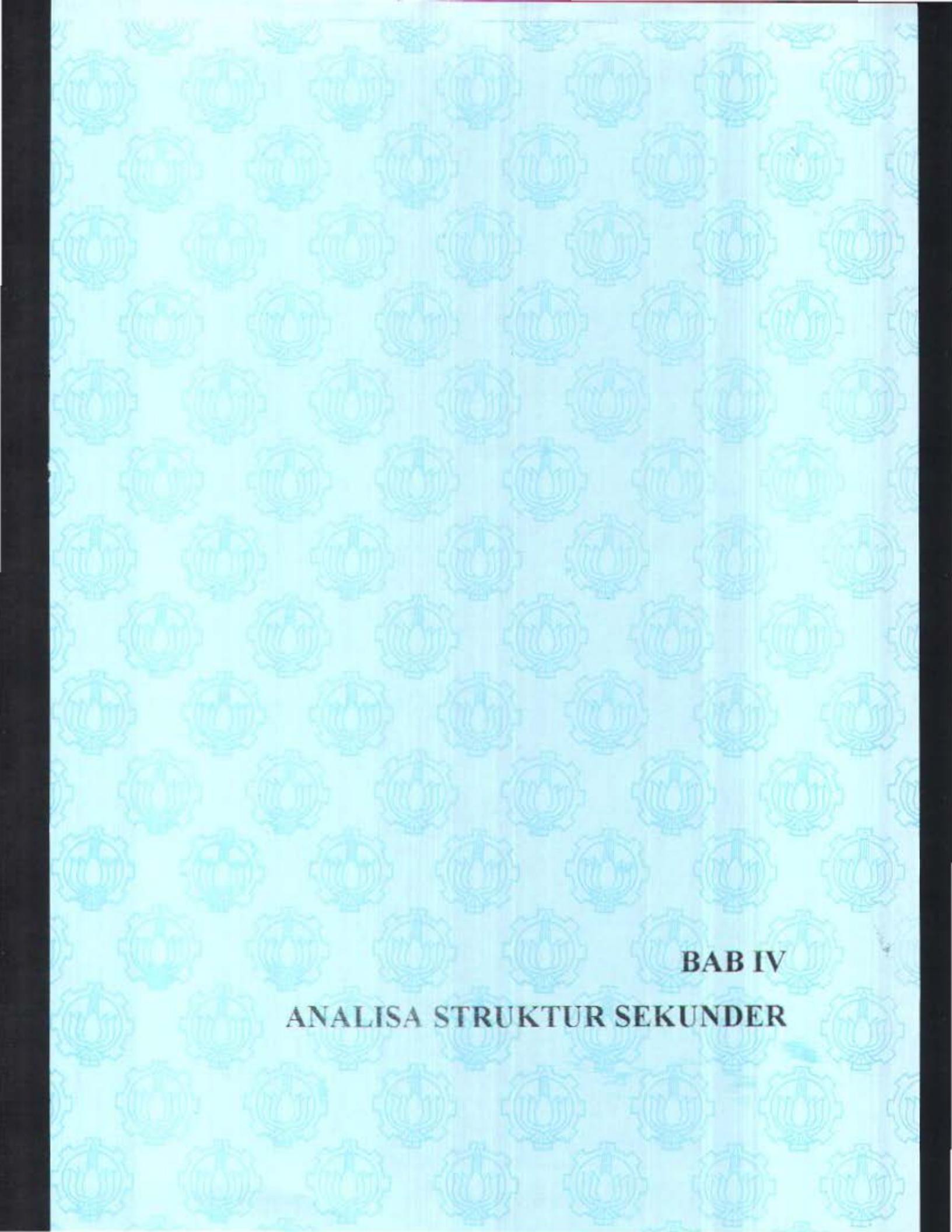
$$1757840 \text{ bh} \geq 462051 + 115200 \text{ bh}$$

$$462051 \geq 1642640 \text{ bh}$$

$$bh \geq 0,2813$$

b $\geq 0,53 \sim 0,60 \text{ m}$ (kolom bujur sangkar)





BAB IV

ANALISA STRUKTUR SEKUNDER

BAB IV

ANALISA STRUKTUR SEKUNDER

Sebagai bagian dari komponen struktur secara keseluruhan, struktur sekunder akan memberikan pengaruh terhadap struktur utama sebagai beban. Dalam perancangan desain gempa struktur sekunder merupakan komponen struktur yang tidak dipropsorsikan untuk menerima beban lateral akibat gempa. Sehingga dalam perhitungannya struktur sekunder dapat direncanakan dan dianalisa secara terpisah dari struktur utama yang merupakan penahan gaya lateral gempa. Dengan kata lain keberadaan struktur sekunder diharapkan tidak akan memberikan pengaruh besar terhadap perilaku struktur secara keseluruhan. Struktur sekunder yang akan dibahas didalam bab ini meliputi pelat dan tangga.

4.1 Perencanaan Pelat

4.1.1 Umum

Pelat direncanakan untuk menerima beban mati (D) yang merupakan berat sendiri pelat dan unsur – unsur diatasnya, dan beban hidup (L) yang diatur dalam UBC 1997 tabel 16 -A dan 16 - C berdasarkan fungsi gedung.

Pelat yang akan diuraikan berikut ini adalah pelat lantai 1sampai 11 dan pelat atap. Kombinasi yang dipakai sesuai dengan pasal 1909.2.1. UBC 1997.

yaitu : $U = 1,4D + 1,7L$

4.1.2 Data Perencanaan

- Mutu beton $f_{c'} = 30 \text{ Mpa}$
- Mutu baja $f_y = 320 \text{ Mpa}$
- Tebal pelat yang direncanakan = 14 cm
- Diameter tulangan direncanakan :

Tulangan arah x menggunakan D-10

Tulangan arah y menggunakan D-10



Tulangan susut dan tulangan pembagi D-8

- Decking atap (40 mm)
- Decking lantai (20 mm)
- $\beta_1 = 0,85$
- $\phi = 0,8$

4.1.3 Pembebanan pelat.

Pembebanan pelat terdiri dari 2 yaitu beban mati dan beban hidup. Kombinasi pembebanan yang ditinjau sesuai dengan UBC'97 pasal 1909.2

a. Pelat atap

• Beban mati:

- Berat sendiri pelat = 0,14 x 2400	= 336 kg/m ²
- Plafond + pengantung	= 18 kg/m ²
- Instalasi pipa dan AC	= 50 kg/m ²
- Finishing beton = 0,01 x 2200	= 22 kg/m ²
- Aspal = 0,001 x 1400	<u>= 14 kg/m²</u>
Beban mati total (D) = 440 kg/m ²	

• Beban hidup :

- Beban hidup perkantoran	= 100 kg/m ²
- Beban akibat air hujan	<u>= 40 kg/m²</u>

$$\text{Beban hidup total (L)} = 140 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban Ultimate } qu = 1,4 D + 1,7 L$$

$$= 1,4 \times 440 + 1,7 \times 140 = 854 \text{ kg/m}^2$$

b. Pelat lantai

• Beban mati (D) :

- Berat sendiri pelat = 0,14 x 2400	= 336 kg/m ²
- Plafond + pengantung	= 18 kg/m ²
- Instalasi pipa dan AC	= 50 kg/m ²
- Finishing beton = 0,03 x 2200	= 72 kg/m ²
- Spesi = 0,03 x 2100	<u>= 63 kg/m²</u>



$$\text{Beban mati total (D)} = 539 \text{ kg/m}^2$$

- Beban hidup (L) :

- Beban hidup perkantoran $= 250 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Beban hidup total (L)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban Ultimate } qu = 1,4 D + 1,7 L$$

$$= 1,4 \times 539 + 1,7 \times 250 = 1154,6 \text{ kg/m}$$

4.1.4 Permodelan dan Analisa Momen pada Pelat

Pada permodelan pelat dalam tugas akhir ini, pelat dianggap terjepit elastis pada keempat sisinya. Hal ini disebabkan pada tepi-tepi pelat terjadi perputaran sudut. Pertimbangan lain asumsi ini adalah bila pelat dianggap jepit penuh maka momen-momen yang terjadi sebagian besar akan diterima oleh tumpuan sehingga momen lapangan lebih kecil. Padahal sebenarnya tepi pelat dapat berputar.

Untuk penentuan besarnya momen-momen yang terjadi akibat beban merata dianalisa dengan menggunakan *tabel 13.3.1 PBI 1971*.

Langkah-langkah mencari momen dengan tabel 13.3.1 :

- ♦ Dihitung beban – beban yang bekerja pada pelat ($qu \text{ kg/m}^2$)
- ♦ Dihitung dimensi bentang pelat : L_{nx} & L_{ny}
- ♦ Dihitung Ly/Lx & dicari koefisien momen C_x & C_y pada tabel PBI 71
- ♦ Dihitung momen yang terjadi :

$$M_{lx} = -M_{tx} = 0,001 qu L_{nx}^2 C_x$$

$$M_{ly} = -M_{ty} = 0,001 qu L_{ny}^2 C_y$$

4.1.5 Penulangan Pelat

Langkah – langkah dalam perhitungan penulangan lentur adalah sebagai berikut :

1. Diberi data f_c' , f_y , decking, M_u
2. Tetapkan harga batasan-batasan tulangan ρ_b , ρ_{maks} dan ρ_{min} :

$$\rho_{balance} = \rho_b = \frac{0,85 \times \beta_{lx} \cdot f_c'}{f_y} \left[\frac{600}{600 \cdot f_y} \right]$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_{balance}$$

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



sehingga $\rho_{min} < \rho_{ada} < \rho_{maks}$

3. Hitung perbandingan tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \cdot f_{c'}}} \right)$$

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

4. Hitung luas tulangan yang diperlukan serta pilih jarak tulangan

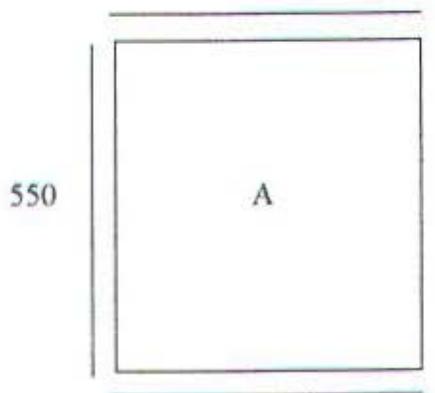
$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$Asusut = 0,0002 \times b \times t$$

CONTOH PERHITUNGAN PENULANGAN PELAT

Perhitungan penulangan pelat tipe A lantai 1 - 11 dengan asumsi perletakan jepit elastis

550

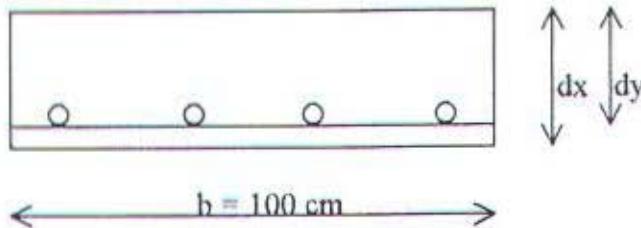


Moment-momen pada pelat sesuai dengan PBI'71 tabel 13.3.2 :

$$\begin{aligned} M_{lx} = -M_{ty} &= 0,001 \times qu \times Lx^2 \times (Cx) \\ &= 0,001 \times 1154 \times 5,5^2 \times 36 = 1256,706 \text{ kg m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} = -M_{ty} &= 0,001 \times qu \times Ly^2 \times (Cy) \\ &= 0,001 \times 1154 \times 5,5^2 \times 36 = 1256,706 \text{ kg m} \end{aligned}$$

diameter tulangan yang direncanakan D-10, dengan tebal selimut beton = 20 mm.



$$dx = t - deking - \frac{1}{2} \phi$$

$$= 140 - 20 - 5$$

$$= 115 \text{ mm}$$

$$dy = t - deking - \phi - \frac{1}{2} \phi$$

$$= 140 - 20 - 10 - 5$$

$$= 105 \text{ mm}$$

Untuk mutu beton $f_c' = 30 \text{ Mpa}$, mutu baja $f_y = 320 \text{ Mpa}$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)}$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 35}{320} \times \frac{600}{(600 + 320)}$$

$$= 0,052$$

Berdasarkan UBC '97 pasal 1910.3.3

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_{balance}$$

$$= 0,75 \cdot 0,052$$

$$= 0,039$$

Berdasarkan UBC '97 pasal 1910.5

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

$$= 1,4 / 320$$

$$= 0,004375$$

a. Penulangan tumpuan dan lapangan arah x

$$Mu = 12567060 \text{ Nmm}$$

$$dx = 115 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\theta \cdot b \cdot (dx)^2}$$

$$= 1,188 \text{ Mpa}$$

$$m = f_y / (0,85 \times f_c') = 12,549$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{f_y} \right)} \right)$$



$$\rho = 0,0038$$

$$\begin{aligned} As \rho_{\text{perlu}} &= \rho \min x b x dx \\ &= 0,0038 \times 1000 \times 115 \\ &= 437,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

pakai tulangan D10-150 As terpakai = 523,6 mm²

b. Penulangan lapangan dan tumpuan arah y

$$Mu = 12567060 \text{ Nmm}$$

$$dy = 105 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\theta \cdot b \cdot (dx)^2}$$

$$= 1,425 \text{ Mpa}$$

$$m = f_y / (0,85 \times f_{c'}) = 12,549$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{f_y} \right)} \right)$$

$$\rho = 0,0046$$

$$\begin{aligned} As \rho &= \rho \min x b x dx \\ &= 0,0046 \times 1000 \times 105 \\ &= 481,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

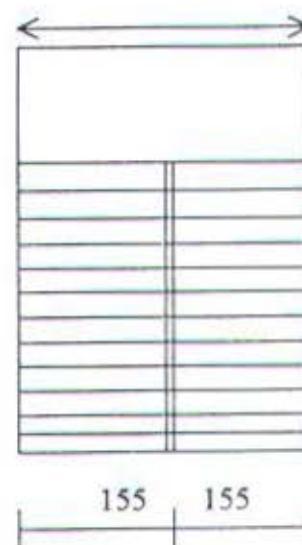
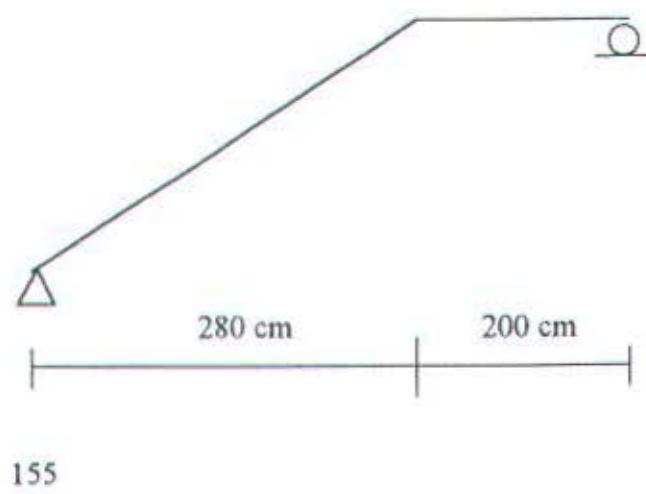
pakai tulangan D10-150 As terpakai = 523,6 mm²

4.2. Perencanaan Tangga

4.2.1 Umum

Tangga pada perencanaan ini didesain dengan tipe dan ukuran yang sama. Perhitungan tangga dimodelkan sebagai dimana ujung perletakan pada pelat dianggap sebagai sendi dan perletakan bordes dianggap rol dengan anggapan tangga merupakan unsur sekunder yang tidak mempengaruhi kekuatan struktur secara keseluruhan.





Gambar 4.1 Denah tangga

4.2.2 Preliminary desain

Adapun data yang digunakan adalah :

- Mutu beton f_c' = 30 Mpa
- Mutu baja tulangan f_y = 320 Mpa
- Elevasi tangga = 200 cm
- Lebar tangga = 150 cm
- Lebar bordes = 150 cm
- Tebal pelat dasar tangga = 13 cm
- Tinggi injakan = 18 cm
- Lebar injakan = 28 cm
- Kemiringan tangga = $\text{arc tg} (18/28) = 32,7^\circ < 40^\circ$ OK
- Jumlah injakan = $200/18 = 11,1 \sim 11$ buah

4.2.3 Pembebanan pada tangga

a. Pelat Tangga

beban mati :

$$\text{pelat tangga} : 0,2057 \times 1,5 \times 2400 = 740,52 \text{ kg/m}$$



$$\begin{aligned}
 \text{anak tangga} & : 0,0757 \times 1,5 \times 2400 = 272,52 \text{ kg/m} \\
 \text{tegel } (t=2 \text{ cm}) & : 0,02 \times 1,5 \times 2200 = 66 \text{ kg/m} \\
 \text{spesi } (t=3 \text{ cm}) & : 0,03 \times 1,5 \times 2100 = 94,5 \text{ kg/m} \\
 \text{sandaran} & : 30 \times 1,5 = \underline{\underline{75 \text{ kg/m}}} + \\
 \text{DL} & = 1248,54 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Akibat kemiringan tangga} = 1248,54 / \cos 32,7^\circ = 1483,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Hidup : LL} = 300 \times 1,5 = 450 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor total :

$$qu = 1,4 \times 1483,7 + 1,7 \times 450 = 2842,2 \text{ kg/m}$$

b. Pelat Bordes

Beban mati :

$$\begin{aligned}
 \text{pelat bordes} & : 0,12 \times 1,5 \times 2400 = 432 \text{ kg/m} \\
 \text{tegel } (t=2 \text{ cm}) & : 0,02 \times 1,5 \times 2200 = 66 \text{ kg/m} \\
 \text{spesi } (t=3 \text{ cm}) & : 0,03 \times 1,5 \times 2100 = 94,5 \text{ kg/m} \\
 \text{sandaran} & : 30 \times 1,5 = \underline{\underline{75 \text{ kg/m}}} + \\
 \text{DL} & = 667,5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Beban Hidup : LL} = 300 \times 1,5 = 450 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor total :

$$qu = 1,4 \times 667,5 + 1,7 \times 450 = 1699,5 \text{ kg/m}$$

4.2.4 Perhitungan Gaya Dalam

Untuk mendapat gaya dalam tangga dipakai perhitungan manual karena lebih sederhana dengan perlakuan tangga dimodelkan sebagai elemen frame. Dalam perhitungan ini beban yang dipakai adalah beban merata yang sesuai dengan spesifikasi, adapun beban yang dipakai adalah :

$$q \text{ tangga} = 2842,2 \text{ kg/m}$$

$$q \text{ bordes} = 1699,5 \text{ kg/m}$$

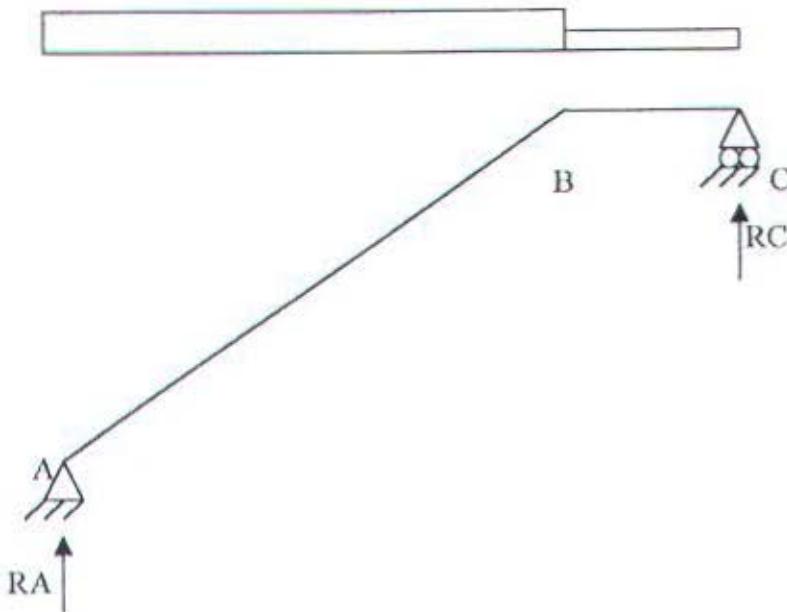


Struktur tangga dengan perletakan rol pada bordes dan perletakan sendi pada ujung tangga lainnya.

ANALISA MOMEN

$$q = 2842,2 \text{ kg/m}$$

$$q = 1699,5 \text{ kg/m}$$



Gambar 4.2 Pembebanan pada tangga

$$\sum M_C = 0$$

$$R_A * 4,8 - 2842,2 * 2,8 * 3,4 - 1699,5 * 2 * 1 = 0$$

$$R_A = 6345,1625 \text{ kg}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R_C * 4,8 - 2842,2 * 2,8 * 1,4 + 1699,5 * 2 * 3,8 = 0$$

$$R_C = 5012,005 \text{ kg}$$

$$M_B = R_C * 2,8 - \frac{1}{2} 2842,5 * 2,8^2 = 6623,855 \text{ kg m}$$

$$M_{max}, D = 0$$

$$R_A - 2842,2 x = 0$$

$$R_A = 2842,2 x \longrightarrow x = 2,2325 \text{ m dari A}$$

$$M_{max} = R_A * x = 0,5 * 2842,2 * x^2$$

$$= 7082,733 \text{ kgm}$$

4.2.5 Penulangan Tangga

Data- data perencanaan sebagai berikut :

- Tebal pelat bordes = 12 cm
- Penutup beton = 20 mm
- Tulangan pokok = D16
- Tulangan pembagi = D10
- Luas tulangan = $201,1 \text{ mm}^2$
- decking tangga = $205,7 - 20 - (0,5 \times 16) = 177,7 \text{ mm}$
- decking bordes = $120 - 20 - (0,5 \times 16) = 92 \text{ mm}$
- ϕ = 0,8

Penulangan pelat tangga.

Dari hasil analisa diperoleh :

$$Mu = 7082,733 \text{ kg m} = 70827330 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{320} \times \frac{600}{(600 + 320)} = 0,442$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,331$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y = 0,004375$$

$$m = f_y / 0,85 f_{c'} = 12,55$$

$$Mu = 88534162,5 \text{ Nmm}$$

$$d = 177,7 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\theta b \cdot (dx)^2} = \frac{70827330}{0,81500 \cdot 177,7^2} = 1.869 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2R_n \cdot m}{f_y} \right)} \right)$$

$$\rho = 0,0061$$

$$As \rho_{perlu} = \rho \times b \times dx$$

$$= 0,0061 \times 1000 \times 177,7$$

$$= 1083,97 \text{ mm}^2$$



spasi maksimum :

$$s < 3 h = 3 \cdot 177,7 = 533,1 \text{ mm}$$

pakai tulangan D16-150 As terpakai = 1340,4 mm²

Tulangan pembagi dan tulangan susut

Tulangan pembagi dipasang tegak lurus terhadap arah tulangan lentur

$$\rho = 0,00196$$

$$As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot h = 0,00196 \times 1000 \times 177,7 = 348,292 \text{ mm}^2$$

Spasi maksimum

$$s < 5 h = 5 \cdot 205,7 = 1028,5 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D10-200 As terpakai = 392,7 mm²

Penulangan pelat bordes

Dari hasil analisa diperoleh :

$$Mu = 7082,733 \text{ kg m} = 70827330 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{320} x \frac{600}{(600 + 320)} = 0,442$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,331$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y = 0,004375$$

$$m = f_y / 0,85 f_c' = 12,55$$

$$d = 92 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\theta \cdot b \cdot (dx)^2} = \frac{70827330}{0,8 \cdot 1500 \cdot 92^2} = 6,973 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{f_y} \right)} \right)$$

$$\rho = 0,026$$

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times dx$$

$$= 0,026 \times 1000 \times 92$$

$$= 2392 \text{ mm}^2$$

spasi maksimum :

$$s < 3 h = 3 \cdot 205,7 = 617,1 \text{ mm}$$

pakai tulangan D16-80 As terpakai = 2513,3 mm²



Tulangan pembagi dan tulangan susut

Tulangan pembagi dipasang tegak lurus terhadap arah tulangan lentur

$$\rho = 0,00196$$

$$As \text{ perlu} = \rho.b.h = 0,00196 \times 1000 \times 92 = 180 \text{ mm}^2$$

Spasi maksimum

$$s < 5 h = 5 \times 120 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan D10-200 As terpakai = 392,7 mm²



BAB V

ANALISA STRUKTUR UTAMA

BAB V

ANALISA STRUKTUR UTAMA

5.1 Pemodelan Struktur

Struktur utama pada gedung ini terdiri dari balok – balok induk dan kolom – kolom sebagai space frame yang direncanakan menerima beban gravitasi dan shearwall sebagai elemen supported lateral system yang direncanakan menerima beban lateral. Struktur utama dari gedung ini dimodelkan sebagai portal ruang (space frame) dengan perletakan jepit diujung – ujung kolom. Struktur utama dianalisa sebagai tiga dimensi dengan analisa dinamis dan kombinasi pembebanan sesuai yang disyaratkan oleh UBC. Karena lantai dirancang sebagai struktur sekunder yang tidak dapat menyalurkan beban lateral maka untuk menyalurkan gaya lateral yang diterima struktur ke sistem penahan gaya lateral diperlukan “ collector elemen ”. “Collector elemen” ini berupa balok yang berhubungan langsung dengan sistem penahan gaya lateral yang didesain sesuai dengan yang telah disyaratkan UBC.

Adapun pemodelan struktur dalam building frame system dibagi menjadi 3 tahapan pemodelan, dan perhitungan gaya – gaya dalamnya dilakukan dengan menggunakan bantuan Software ‘Etabs’. Tiga tahapan pemodelan tersebut adalah :

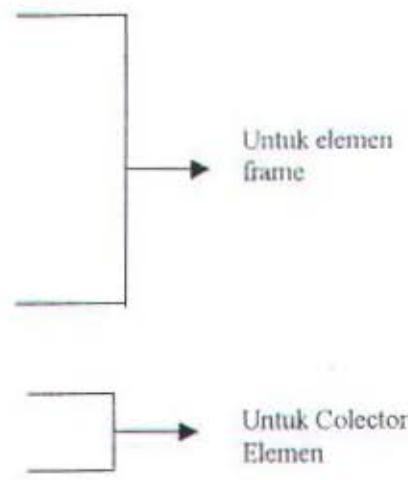
1. Pemodelan tahap 1.

Pada pemodelan ini struktur dianalisa secara tiga dimensi dengan menggunakan pembebanan gempa statis. Kekakuan elemen struktur (balok – kolom) pada frame maupun pada sistem pengaku lateral tetap diberikan



namun mengalami reduksi sesuai UBC 1910.11.1 dimana untuk balok menjadi = 0.35 Ig, shearwall = 0,35 dan untuk kolom = 0.7 Ig. Pemodelan tahap 1 ini ditujukan untuk mendapatkan gaya – gaya dalam pada elemen struktur frame dan collector elemen, selanjutnya untuk menghitung tulangan lentur dari struktur . Pemodelan tahap 1 ini dilakukan dengan program bantu Etabs. Adapun kombinasi pembebanan yang digunakan adalah :

- a. $1.4D + 1.7 L$
- b. $0.75(1.4 D +1.7L+1.7 W)$
- c. $0.9 D + 1.3 W$
- d. $1.4 D +1.4 L + E$
- e. $0.9 D + E$
- f. $1.2 D +f1 L + 1.0 Em$
- g. $0.9D +1.0 Em$



Untuk perhitungan penulangan frame akan menggunakan hasil analisa dari pembebanan kombinasi a – c. Sedangkan untuk perhitungan penulangan Colector Elemen sebagai Lateral Force Resistant System akan digunakan gaya dalam hasil dari pembebanan kombinasi f – g (Spesial Load).

2. Pemodelan Tahap II

Pada pemodelan ini struktur dianalisa secara tiga dimensi dengan bantuan Software Etabs dan beban gempa dinamis. Namun sebelum analisa kekakuan balok – kolom pada frame di hilangkan terlebih dahulu hingga 1/100 kali, sehingga yang ada tinggal kekakuan system pengaku lateralnya saja. Hal ini menyebabkan semua gaya gempa akan diterima oleh system pengaku lateral saja.

Pemodelan tahap II ini mempunyai tujuan :

- a. Untuk mendapatkan besarnya Δm yang terjadi pada komponen penahanan gaya lateral , $\Delta m = 0.7 \times R \times \Delta s$. dimana Δs merupakan besarnya output displacement yang didapatkan pada running pemodelan tahap II.
- b. Untuk mendapatkan gaya – gaya dalam pada system penahanan gaya lateral (braced frame), yang selanjutnya dipergunakan untuk menghitung tulangan yang dibutuhkan oleh shearwall.

Adapun kombinasi pembebanan yang digunakan dalam pemodelan tahap ini adalah :

1. D (Berat sendiri) + Eh. Untuk mendapatkan Δs
 2. 1.2 D + $f_i L$ + 1.0 Em. Untuk mendapatkan gaya pada shearwall
 3. 0.9 D + 1.0 Em. Untuk mendapatkan gaya pada shearwall.
3. Pemodelan tahap III.

Pada tahap ini struktur dimodelkan secara tiga dimensi dengan tetap memberikan kekakuan yang tentunya telah direduksi sesuai UBC 1910.11.1 pada keseluruhan elemen struktur baik itu komponen frame ataupun shearwall. Pemodelan struktur pada tahap ini dilakukan dengan bantuan Software SAP 90. Adapun pembebanan yang diberikan pada tahap ini adalah : beban displacement sebesar Δm , yang didapat dari running program tahap II.

Tujuan pemodelan struktur tahap III ini adalah : untuk memeriksa detailing penulangan pada struktur frame (dengan membandingkan gaya – gaya yang didapat pada running I dengan running III).

5.2 Data Perencanaan

5.2.1 Data Umum Bangunan.

- Nama Gedung : Fiktif
- Fungsi : Perkantoran
- Jumlah Lantai : 12 lantai
- Ketinggian Tiap Lantai : 4 meter
- Tinggi Gedung : 48 meter
- Sistem Struktur : Building Frame System
- Bahan Bangunan : Beton Bertulang
- Tipe tanah : S_D
- Ukuran bangunan : $27,5 \text{ m} \times 44 \text{ m}$
- Kolom : Persegi
- Dimensi kolom : $(60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm})$
- Bentang balok melintang : 5,5 m
- Dimensi balok melintang : $(35 \text{ cm} \times 55 \text{ cm})$ dan $(35 \text{ cm} \times 100 \text{ cm})$
- Bentang balok memanjang : 5,5 m
- Dimensi balok memanjang : $(35 \text{ cm} \times 55 \text{ cm})$
- Pondasi : Tiang Pancang
- Zone Gempa : Zone 4



5.2.2 Data Material Bangunan

- Beton : $f_c = 30 \text{ MPa}$ (untuk balok kolom)
: $f_c = 30 \text{ MPa}$ (untuk Shearwall)
- Baja : $f_y = 320 \text{ MPa}$.

5.3 Perhitungan Pembebanan

Beban – beban yang diterima struktur utama meliputi :

- Beban gempa (beban lateral) , yang akan diterima oleh system pengaku lateral (shearwall) dan dianalisa dengan program Etabs.
- Beban mati (D) , yang terdiri dari : beban mati pelat, tangga dan berat tembok. Dimana :
 - beban lantai $DL = 515 \text{ kg/m}^2$
 - beban atap $DL = 416 \text{ kg/m}^2$
 - beban lantai $LL = 250 \text{ kg/m}^2$
 - beban atap $LL = 140 \text{ kg/m}^2$
 - beban tembok = 250 kg/m^2
- Beban hidup (L) , yang terdiri dari : beban hidup pelat dan tangga.

Kombinasi pembebanan yang digunakan didasarkan pada peraturan UBC pasal 1612.2.1 sebagaimana telah dijelaskan dalam dasar perancangan di bab III.

5.3.1 Perhitungan Beban Lateral

Beban lateral merupakan beban yang terjadi akibat gempa. Pada perancangan ini akan dilakukan analisa statik ekivalen untuk mendapatkan gaya



geser dasar gempa. Selanjutnya gaya lateral ini akan didistribusikan ke setiap lantai baik secara vertical maupun horizontal sesuai dengan ketentuan UBC.

5.3.1.1 Perhitungan Berat Total Bangunan (seismic dead & live load)

1. Berat Lantai 12 (Atap)

Beban Mati :

➤ Pelat	: $27,5 \times 44 \times 0,13 \times 2400$	= 377520 kg
➤ Balok melintang	: $5,5 \times 37 \times 0,55 \times 0,35 \times 2400$	= 94017 kg
➤ Balok kopel	: $2 \times 2,0 \times 0,30 \times 1,0 \times 2400$	= 2880 kg
➤ Balok memanjang	: $5,5 \times 44 \times 0,55 \times 0,35 \times 2400$	= 111804 kg
➤ Kolom	: $38 \times 2 \times 0,6 \times 0,6 \times 2400$	= 65664 kg
➤ Shearwall	: $62 \times 0,3 \times 2 \times 2400$	= 89280 kg
➤ Plafond+penggantung	: $27,5 \times 44 \times (11+7)$	= 21780 kg
➤ Aspal (t=1 cm)	: $27,5 \times 44 \times 0,01 \times 1400$	= 16940 kg
➤ Adukan penutup	: $27,5 \times 44 \times 0,01 \times 1700$	= 20570 kg
➤ Ducting AC + pipa	: $27,5 \times 44 \times 40$	= 48400 kg
		Wm = 848.855 kg

Beban hidup

➤ Beban hidup atap	: $0,5 \times 27,5 \times 44 \times 100$	= 60500 kg
➤ Beban air hujan	: $0,5 \times 27,5 \times 44 \times 20$	= 12100 kg
		Wh = 72.600 kg

$$W_{12} = W_m + W_h = 921.455 \text{ kg}$$

2. Beban Lantai 1 s/d 11



$$\text{Luas lantai} = (27,5 \times 44 - 5,5 \times 5,5 \times 4) = 1089 \text{ m}^2$$

Beban Mati :

➤ Pelat	: $1089 \times 0,13 \times 2400$	= 339768 kg
➤ Balok melintang	: $5,5 \times 37 \times 0,55 \times 0,35 \times 2400$	= 94017 kg
➤ Balok kopel	: $2 \times 2,0 \times 0,30 \times 1,0 \times 2400$	= 2880 kg
➤ Balok memanjang	: $5,5 \times 44 \times 0,55 \times 0,35 \times 2400$	= 111804 kg
➤ Kolom	: $38 \times 2 \times 0,6 \times 0,6 \times 2400$	= 65664 kg
➤ Shearwall	: $62 \times 0,3 \times 2 \times 2400$	= 89280 kg
➤ Tembok	: $(5,5 \times 16 + 2 \times 2) \times 250 \times 2$	= 46000 kg
➤ Plafond+penggantung	: $1089 \times (11+7)$	= 19602 kg
➤ Spesi (t=3 cm)	: $1089 \times 0,03 \times 2100$	= 68607 kg
➤ Tegel (t=3 cm)	: $1089 \times 0,03 \times 2400$	= 78408 kg
➤ Ducting AC + pipa	: 1089×40	= 43560 kg
➤ Tangga	: $1855,476 \times 3 + 850 \times 2,5$	= 4692 kg
Wm = 964.282 kg		

Beban hidup

➤ Beban hidup atap	: $0,5 \times 1089 \times 250$	= 136125 kg
		Wh = 136.125 kg

$$W_t = W_m + W_h = 964.282 + 136.125 = 1.100.407 \text{ kg}$$

$$W_{t-11} = 11 \times W_t = 12.104.477 \text{ kg}$$

$$\text{Beban total, } W = 921.455 + 12.104.477 = 13.025.962 \text{ kg}$$



5.3.1.2 Perhitungan Gaya Geser Dasar Gempa

Untuk mendapatkan gaya geser dasar gempa perlu didapatkan dulu nilai-nilai variable yang diperlukan, sebagaimana dijelaskan dalam pembahasan Bab III yaitu:

- Periode dasar struktur (T),

Dihitung dengan menggunakan metode A :

$$T = C_t(h_n)^{3/4} \dots \text{Pers (30-8) Section 1630.2.2 UBC}$$

1997

Dimana $C_t = 0.0488$ untuk Building Frame Sistem.

$$T = 0.0488 (48)^{3/4} = 0.8899 \text{ detik}$$

- Building Frame System dengan Special Moment Resisting Frame
 $\Rightarrow R = 5.5, \Omega_0 = 2.8 \dots \text{Tabel 16-N UBC 1997}$
- Zona 4 $\Rightarrow Z = 0.4 \dots \text{Tabel 16-I UBC 1997}$
- Zona 4 dan Tipe tanah $S_D \Rightarrow C_v = 0.64 \dots \text{Tabel 16-R UBC 1997}$
- Zona 4 dan Tipe tanah $S_D \Rightarrow C_a = 0.44 \dots \text{Tabel 16-Q UBC 1997}$
- Perkantoran (fasilitas umum) $\Rightarrow I = 1.0 \dots \text{Tabel 16-K UBC 1997}$

Sesuai Section 1630.2.1 UBC gaya geser dasar untuk zona 4 dihitung dengan ketentuan sebagai berikut :

$$V = \frac{0.8 \cdot Z \cdot Nv \cdot I}{R} \cdot W < V = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} \cdot W < V = \frac{2.5 \cdot C_a \cdot I}{R \cdot T} \cdot W,$$

$$V = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} \cdot W = \frac{0.64 \times 1.0}{5.5 \times 0.8899} \times 13025926 \text{ Kg} = 1.703.083 \text{ kg} \dots \text{Pers (30-4)}$$

$$V \leq \frac{2.5 C_a I}{R} W = \frac{2.5 \times 0.44 \times 1.0}{5.5} \times 13025926 \text{ Kg} = 2.605.185 \text{ kg} \dots \text{Pers (30-5)}$$

$$V = \frac{0.8 \cdot Z \cdot Nv \cdot I}{R} \cdot W = \frac{0.8 \cdot 1.1}{5.5} \cdot 13025926 = 1.894.680 \text{ kg} \dots \text{Pers (30-7)}$$



Jadi gaya geser dasar gempa yang bekerja :

$$V = \underline{1.894.680 \text{ kg}}$$

5.3.1.3 Penyebaran Gaya Geser Secara Vertikal

Setelah diperoleh gaya geser dasar, selanjutnya gaya geser tersebut didistribusikan secara vertikal ke sepanjang tinggi gedung. Penyebaran gaya lateral dilakukan sesuai *Section 1630.5 UBC 1997*, dengan langkah-langkah sebagai berikut :

- Menentukan gaya lateral yang bekerja pada puncak struktur (F_t).

$T=0.8899$ detik > 0.7 , maka dengan Persamaan (30-14) UBC'97

didapat :

$$F_t = 0.07 TV \dots \leq 0.25 V$$

$$= 0.07 \times 0.8899 \times \underline{1.894.680}$$

$$= 118.038 \text{ kg} \dots \leq 0.25 \cdot (1.894.680) = 473.670$$

Kg...OK

- Menghitung gaya lateral yang diterima tiap lantai.

$$F_x = \frac{(V - F_t)w_x h_x}{\sum w_i h_i} \dots \text{Pers (30-15) UBC'97}$$

Berdasarkan langkah – langkah dan formula di atas diperoleh gaya lateral tiap lantai dengan pentabelan seperti dibawah ini :

Level	Story	Height	Wx.Hx	Lateral	Story	Torsi arah	Torsi arah
	Wight (kg)	(m)	(kg.m)	Force	Shear	sb. X	sb. Y
				Fx(kg)	(kg)	(kg.m)	(kg.m)
atap	921455	48	44229840	262987.2	381025	333117	532987.1
11	1100407	44	48417908	287889.2	668914	346879.6	555007.3
10	1100407	40	44016280	261717.4	930632	315345.1	504552.1
9	1100407	36	39614652	235545.7	1166177	283810.6	454096.9
8	1100407	32	35213024	209373.9	1375551	252276.1	403641.7



7	1100407	28	30811396	183202.2	1558754	220741.5	353186.5
6	1100407	24	26409768	157030.5	1715784	189207	302731.3
5	1100407	20	22008140	130858.7	1846643	157672.5	252276.1
4	1100407	16	17606512	104687	1951330	126138	201820.8
3	1100407	12	13204884	78515.23	2029845	94603.52	151365.6
2	1100407	8	8803256	52343.48	2082188	63069.01	100910.4
1	1100407	4	4401628	26171.74	2108360	31534.51	50455.21
			334737288				

Tabel 5.1 Gaya Lateral Tiap Tingkat

Gaya lateral (F_x) yang telah diperoleh digunakan sebagai beban lateral yang masuk dalam analisa struktur untuk mendapatkan gaya-gaya dalam pada komponen pengaku lateral (shearwall). Selain gaya lateral akibat gempa pengaruh momen puntir juga harus diperhitungkan. Momen puntir ini terjadi akibat adanya eksentrisitas pada pembebanan gaya lateral, yang meliputi:

- Eksentrisitas akibat pusat kekakuan yang tidak berimpit dengan pusat massa struktur (e_c).
- Eksentrisitas akibat pergeseran 5 % lebar gedung yang disyaratkan UBC.

Momen puntir akibat pergeseran 5 % yang disyaratkan oleh UBC di hitung dengan rumus :

$$M_{xi} = F_{xi} \times edy, \text{ dimana } edy = \text{eksentrisitas akibat pergeseran 5% pada arah sumbu y}$$

$$My_i = F_{yi} \times edx, \text{ dimana } edx = \text{eksentrisitas akibat pergeseran 5% pada arah sumbu x}$$

Momen puntir (torsi) yang dihasilkan akan ditambahkan sebagai beban momen yang bekerja dipusat massa.



5.3.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang disyaratkan oleh UBC sebagaimana terdapat dalam section 1612.2.1 adalah sebagai berikut :

1. $1.4 D + 1.7 L$ Pers. (9.1) section 19 UBC'97
2. $1.1 (1.2 D + f_1 L + 1.0 E)$ Pers. (12.5) section 19 UBC'97
3. $1.1 (0.9 D + 1.0 E)$ Pers. (12.6) section 19 UBC'97

Disamping itu untuk komponen frame non Lateral force Resistant System di pakai kombinasi : (UBC 1921.7)

1. $1.4 D + 1.4 L + E$
2. $0.9 D + E$

Selain kombinasi diatas section 1612.4 UBC mensyaratkan pemakaian kombinasi khusus untuk pembebanan gempa , yaitu :

1. $1.2 D + f_1 L + 1.0 E_m$ Pers. (12.17) section 19 UBC'97
2. $0.9 D + 1.0 E_m$ Pers. (12.18) section 19 UBC'97

Dimana :

$F_1 = 1.0$ untuk lantai pada tempat umum, untuk beban hidup lebih dari 4.79 kn/m^2 dan untuk beban hidup garasi.
 $= 0.5$ untuk beban hidup lainnya.

Beban gempa (E) ada dua macam yaitu :

1. Untuk kombinasi biasa

Berdasarkan UBC '97 section 1630.1.1, beban gempa yang harus dihitung adalah $E = \rho E_h + E_v$. Besarnya ρ dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$1 \leq \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} \leq 1.5 ,$$

dimana : ρ = faktor reliabilitas

r_{\max} = rasio geser maksimum yang terjadi pada shearwall pada lantai-lantai dua pertiga dari seluruh tinggi gedung

A_B = luas lantai dasar = $(44 \times 27,5) - (4 \times 5,5 \times 5,5) = 1089 \text{ m}^2$

Rasio geser ini diperoleh dari file output buch.frm dan ditabelkan sebagai berikut :

Lantai	$v_i(\text{kg})$	$V_x(\text{kg})$	r_i
8	564866.6	1375551	0.227723
7	702713.3	1558754	0.249999
6	836329.1	1715784	0.270304
5	967790.4	1846643	0.290627
4	1098796	1951330	0.312265
3	1225672	2029845	0.334849
2	1347142	2082188	0.358782
1	1368840	2108360	0.360035

Tabel 5.2 Nilai r_{\max}

Keterangan : v_i = gaya geser terbesar yang terjadi pada salah satu shearwall pada suatu lantai

V_x = gaya geser dasar yang bekerja pada suatu lantai (tabel 4.1)

$$r_i = \frac{v_i \cdot x \cdot 3,05}{l_w \cdot x \cdot V_x} \quad l_w = \text{panjang shearwall} = 5,5 \text{ m}$$

Dari tabel $r_{\max} = 0.36$, $A_B = 33 \times 18 = 594 \text{ m}^2$, sehingga

$$\rho = 2 - \frac{6.1}{0.36 \sqrt{1089}} = 1.48 . \text{ Menurut pasal 1630.1.1 nilai } \rho \text{ lebih dari 1}$$

dan kurang dari 1.25 maka nilai ρ diambil $\Rightarrow \rho = 1.25$



$$E_v = 0.5 C_a \cdot L \cdot D = 0.5 \cdot 0.44 \cdot 1 \cdot D = 0.22 D$$

$$\text{Maka } E = 1.25 E_h + 0.22 D$$

2. Untuk kombinasi spesial load

$$E_m = \Omega_o E_h, \text{ dimana } \Omega_o = 2.8 \text{ (Tabel 16 - N UBC '97)}$$

$$E_m = 2.8 E_h$$

Dengan nilai - nilai f_i , E dan E_m yang telah didapat diatas maka kombinasi pembebanan terhadap struktur utama menjadi sebagai berikut :

1. $1.1.4 D + 1.7 L$
2. $1.1 (1.2 D + 0.5 L + 1.0 (1.25 E_h + 0.22 D)) = 1.562 D + 0.55 L + 1.25 E_h$
3. $1.1 (0.9 D + 1.0 (1.25 E_h + 0.22 D)) = 1.232 D + 1.375 E_h.$

Untuk Frame Non LRF dipakai kombinasi :

1. $1.4 D + 1.4 L + (1.25 E_h + 0.22 D) = 1.62 D + 1.4 L + 1.25 E_h$
2. $0.9 D + (1.25 E_h + 0.22 D) = 1.12 D + 1.25 E_h.$

Untuk spesial load :

1. $1.2 D + 0.5 L + 1.0 (2.8 E_h) = 1.2 D + 0.5 L + 2.8 E_h.$
2. $0.9 D + 1.0 (2.8 E_h) = 0.9 D + 2.8 E_h.$

Dalam analisa struktur kombinasi pembebanan ini dimasukkan langsung kedalam input program. Adapun pemakaian kombinasi tersebut adalah:

1. Untuk Running Program 1, dipakai kombinasi :

1. $1.4 D + 1.7 L$
2. $1.62 D + 1.4 L + 1.25 E_h$
3. $1.12 D + 1.25 E_h.$
4. $1.2 D + 0.5 L + 2.8 E_h.$



5. $0.9 D + 2.8 Eh$.
2. Untuk Running Program II, dipakai kombinasi :
 1. $1.2 D + 0.5 L + 2.8 Eh$.
 2. $0.9 D + 2.8 Eh$.
3. Untuk Running Program III, dipakai beban displacement Δm .

COMB	FAKTOR BEBAN								KETERANGAN	
	STATIS VERTIKAL			STATIS LATERAL			DINAMIS			
	I	II	III	A	B	C	D1	D2		
1	1,4	1,7	-	-	-	-	-	-	$1,4D+1,7L$	
2	1,62	1,4	1,25	-	-	-	1,25	-	$1,4 D + 1,4 L + E$ (arah x)	
3	1,62	1,4	1,25	-	-	-	-	1,25	$1,4 D + 1,4 L + E$ (arah y)	
4	1,12	-	1,25	-	-	-	1,25	-	$0.9 D + E$ (arah x)	
5	1,12	-	1,25	-	-	-	-	1,25	$0.9 D + E$ (arah y)	
6	1,2	0,5	2,8	-	-	-	2,8	-	$1,2 D + f1 L + 1.0 Em$ (arah x)	
7	1,2	0,5	2,8	-	-	-	-	2,8	$1,2 D + f1 L + 1.0 Em$ (arah y)	
8	0,9	-	2,8	-	-	-	2,8	-	$0.9 D + 1.0 Em$ (arah x)	
9	0,9	-	2,8	-	-	-	-	-2,8	$0.9 D + 1.0 Em$ (arah y)	
10	1,62	1,4	1,25	1,25	-	-	-	-	$1,4 D + 1,4 L + E$ (arah x)	
11	1,62	1,4	1,25	-	1,25	-	-	-	$1,4 D + 1,4 L + E$ (arah y)	

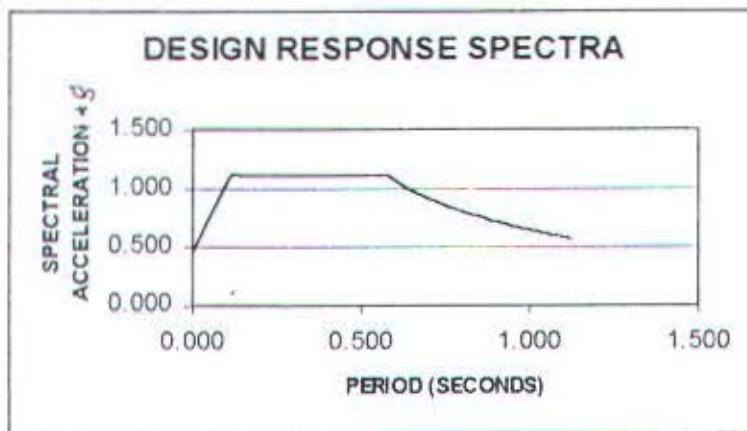
Tabel 5.4 Kombinasi Pembebanan Struktur Utama

Kombinasi 10 dan 11 digunakan untuk mengecek faktor skala (SF) beban dinamis , analisanya:

1. Program dirunning menggunakan SF beban dinamis = 1 untuk arah x dan y
2. Kontrol base shearnya, dimana base shear akibat beban dinamis (V_d) harus $0,9 V_s$, jika nilai V_d tidak sama dengan $0,9 V_s$ maka $SF = 0,9 * V_s / V_d$
3. Program dirunning kemudian kontrol $V_s / V_d \sim 0,9$



Analisa dinamis dihitung berdasarkan UBC 97 pasal 1631. Kombinasi respons masing-masing ragam untuk mendapatkan respon struktur secara keseluruhan menggunakan SRRS (akar dari jumlah kuadrat). Data respon spektrum diambil dari kurva respon spektrum yang dibuat berdasarkan gambar 16-3 dari UBC'97. Arah gempa ditinjau dua arah yaitu sumbu x dan y global.



Gambar 5.3 Desain respon spektrum

5.4 Kontrol Batasan Drift Antar Tingkat

Dari analisa static yang dilakukan terhadap system struktur pengaku lateral (shearwall) dihasilkan reaksi setiap komponen dan displacement tiap jointnya.

Analisa dilakukan dengan menghilangkan kekakuan komponen frame yang bukan bagian dari system pengaku lateral (Analisa tahap II). Adapun beban yang bekerja merupakan beban gempa (E) dengan $\rho = 1$, sebagaimana dijelaskan dalam UBC pasal 1630.1.1 bahwa untuk menghitung kontrol drift dipakai $\rho = 1$. Displacement tiap tingkat secara lengkap terdapat pada tabel dibawah. Defleksi ini digunakan untuk menentukan drift antar tingkat. Drift yang diperoleh adalah drift yang didapat dari analisa elastik (Δs). Untuk keperluan kontrol batasan drift antar tingkat, UBC mensyaratkan pemakaian ΔM . Di mana ΔM didapat dari perumusan :

$$\Delta M = 0.7 R \Delta s \dots \text{Pers. (30 - 17) UBC 1997}$$

dimana $R = 5,5$

Batasan drift yang diberikan UBC tercantum dalam pasal 1630.10.2 yaitu, untuk struktur dengan $T \geq 0.7$ (T gedung $T_x = T_y = 0.889$ s), maka $\Delta M \leq 0.02$ hs.

$$\Delta M \leq 0.02 \text{ hs.}$$

$$\leq 0.02 (4) = 0.08 \text{ m} = 8 \text{ cm.}$$

Kontrol drift selengkapnya terangkum dalam tabel 5.8 dan 5.9 dibawah :

a. Tabel simpangan antar tingkat /drift akibat gempa arah X (cm)

level	Δs	Drift	Δm	Drift
atap	6.65		25.6025	
		0.71		2.7335
lt 11	5.94		22.869	
		0.72		2.772
lt 10	5.22		20.097	
		0.72		2.772
lt 9	4.5		17.325	
		0.72		2.772
lt 8	3.78		14.553	
		0.69		2.6565
lt 7	3.09		11.8965	
		0.67		2.5795
lt 6	2.42		9.317	
		0.62		2.387
lt 5	1.8		6.93	
		0.59		2.2715
lt 4	1.21		4.6585	
		0.46		1.771
lt 3	0.75		2.8875	
		0.38		1.463
lt 2	0.37		1.4245	
		0.25		0.9625
lt 1	0.12		0.462	

Tabel 5.5 Simpangan antar tingkat arah X



b. Tabel simpangan antar tingkat /drift akibat gempa arah Y (cm)

level	Δs	Drift	Δm	Drift
atap	2.83	0.26	10.8955	1.001
lt 11	2.57	0.27	9.8945	1.0395
lt 10	2.3	0.29	8.855	1.1165
lt 9	2.01	0.28	7.7385	1.078
lt 8	1.73	0.29	6.6605	1.1165
lt 7	1.44	0.29	5.544	1.1165
lt 6	1.15	0.28	4.4275	1.078
lt 5	0.87	0.26	3.3495	1.001
lt 4	0.61	0.22	2.3485	0.847
lt 3	0.39	0.19	1.5015	0.7315
lt 2	0.2	0.14	0.77	0.539
lt 1	0.06		0.231	

Tabel 5.6 Simpangan antar tingkat arah Y

5.5 Kontrol Pengaruh P -Δ Effek

Pengaruh P -Δ effek yang disebabkan oleh bekerjanya gaya lateral harus dipertimbangkan dalam perencanaan struktur tahan gempa. Namun berdasarkan section 1630.1.3 UBC 1997 pengaruh P -Δ effek boleh tidak diperhitungkan jika :

1. Koefisien stabilitas (θ) ≤ 0.1 .

Koefisien stabilitas (θ) secara matematis dirumuskan sebagai berikut:

$$\theta = \frac{Px.\Delta}{Vx.hsx}$$



Dimana : P_x = beban grav. total tak terfaktor pada dan diatas level x

Δ = drift lantai.

V_x = gaya geser level x dan x-1

hs_x = tinggi tingkat x

Dari persamaan diatas didapatkan koefisien stabilitas (θ) seperti terangkum dalam tabel 5.10 dibawah :

Lantai	P_x (Kg)	Δ (M)	V_x	hs_x	θ
Atap	921455	0.0071	381025.2	4	0.004293
lt11	1100407	0.0072	668914.4	4	0.002961
lt10	1100407	0.0072	930631.8	4	0.002128
lt9	1100407	0.0072	1166177	4	0.001698
lt8	1100407	0.0069	1375551	4	0.00138
lt7	1100407	0.0067	1558754	4	0.001182
lt6	1100407	0.0062	1715784	4	0.000994
lt5	1100407	0.0059	1846643	4	0.000879
lt4	1100407	0.0046	1951330	4	0.000649
lt3	1100407	0.0038	2029845	4	0.000515
lt2	1100407	0.0025	2082188	4	0.00033
lt1	1100407	0.0012	2108360	4	0.000157

Tabel 5.7 Kontrol stability

Dari tabel diatas terlihat bahwa Nilai (θ) pada setiap lantai ≤ 0.1

- Untuk struktur yang terletak di wilayah zone gempa 3 dan 4 pengaruh $P - \Delta$ effek tidak perlu diperhitungkan jika, $\Delta \leq 0.02$ hs_x/R ,

dimana $R = 5.5$ dan $hs_x = 4$ m.

Batas, $\Delta \leq 0.02$ $hs_x/R = 0.02 \cdot 4/5.5 = 0.0143$ m = 1.454 cm.

Untuk selengkapnya nilai Δ dapat dilihat dalam tabel dibawah ini :



Lantai	Δs	0,02 hi/R
Atap	0.0071	0.014545
lt11	0.0072	0.014545
lt10	0.0072	0.014545
lt9	0.0072	0.014545
tl8	0.0069	0.014545
tl7	0.0067	0.014545
lt6	0.0062	0.014545
lt5	0.0059	0.014545
lt4	0.0046	0.014545
lt3	0.0038	0.014545
lt2	0.0025	0.014545
lt1	0.0012	0.014545

Tabel 5.8 Kontrol P -Δ effek

Berdasarkan dua batasan diatas dapat disimpulkan bahwa untuk struktur di wilayah gempa 3 dan 4 ini tidak perlu memperhitungkan pengaruh $P - \Delta$ effek.

5.6 Kontrol Periode dengan Metode B

Setelah struktur dianalisa dengan menerima beban gempa maka perlu ada kontrol terhadap periode yang telah dihasilkan dari perhitungan metode A. Prosedur kontrol ini sebagaimana dijelaskan dalam UBC' 97 pasal 1630.2.2. Periode ini dihitung berdasarkan properties struktur dan karakteristik simpangan.

Adapun syarat yang harus diperhatikan adalah :

$$T_B \leq 130\% T_A \Rightarrow \text{untuk zone gempa 4}$$

$$T_B \leq 140\% T_A \Rightarrow \text{untuk zone gempa 1,2, dan 3.}$$

Dimana, T_A = Periode hasil perhitungan metode A (Eq 30 – 8)

T_B = Periode hasil perhitungan metode A (Eq 30 – 10).

$T_A = 0.8899$ detik , (zone gempa 4). Maka $T_B \leq 1.4 \times 0.8899 = 1.246$ detik.

Perhitungan selengkapnya dapat dilihat dalam tabel dibawah



a. Periode untuk gempa arah X

Lantai	wi	δi	wiδi^2	fi	fidi
Atap	921455	0.0665	4074.90	262987.23	17488.65
lt11	1100407	0.5940	388263.20	287889.16	171006.16
lt10	1100407	0.0522	2998.43	261717.42	13661.65
lt9	1100407	0.0450	2228.32	235545.68	10599.56
lt8	1100407	0.0378	1572.31	209373.94	7914.33
lt7	1100407	0.0306	1030.38	183202.19	5605.99
lt6	1100407	0.0242	644.44	157030.45	3800.14
lt5	1100407	0.0180	356.53	130858.71	2355.46
lt4	1100407	0.0121	161.11	104686.97	1266.71
lt3	1100407	0.0075	61.90	78515.23	588.86
lt2	1100407	0.0037	15.06	52343.48	193.67
lt1	1100407	0.0012	1.58	26171.74	31.41
	Total		401408.18		234512.59

Tabel 5.9 Kontrol Periode B arah X

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2 \right) : \left(g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i \right)}, \text{ dimana } T \text{ nilai periode (detik)}$$

$$T = 2\pi \sqrt{[401408.18 : (9.81 \times 234512.59)]}$$

$$T_B = 1.096 \text{ detik.} \leq 1.4 T_A = 1.246 \text{ detik} \dots \text{OK}$$

b. Periode untuk gempa arah Y

Lantai	wi	δi	wiδi^2	fi	fidi
Atap	921455	0.0283	737.98	262987.23	7442.54
lt11	1100407	0.0257	726.81	287889.16	7398.75
lt10	1100407	0.0230	582.12	261717.42	6019.50
lt9	1100407	0.0201	444.58	235545.68	4734.47
lt8	1100407	0.0173	329.34	209373.94	3622.17
lt7	1100407	0.0144	228.18	183202.19	2638.11
lt6	1100407	0.0115	145.53	157030.45	1805.85
lt5	1100407	0.0087	83.29	130858.71	1138.47
lt4	1100407	0.0061	40.95	104686.97	638.59
lt3	1100407	0.0039	16.74	78515.23	306.21
lt2	1100407	0.0020	4.40	52343.48	104.69
lt1	1100407	0.0006	0.40	26171.74	15.70
	Total		3340.30		35865.05

Tabel 5.10 Kontrol Periode B arah Y



$$T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_i^n w_i \delta_i^2 \right) : \left(g \sum_i^n f_i \delta_i \right)}, \text{ dimana } T \text{ periode dalam detik.}$$

$$T = 2\pi \sqrt{(3340.30) : (9.81 \times 35865.05)}$$

$$T_B = 0.6122 \text{ detik.} \leq 1.4 T_A = 1.246 \text{ detik} \dots \text{OK}$$

Jadi dalam analisa tetap dipakai periode hasil metode A,dengan $T = 0.8899$

s



BAB VI

PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA

BAB VI

PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA

6.1 Data Perancangan

Penulangan elemen struktur dalam gedung ini dapat dikelompokkan menjadi

1. **Struktur Colector Elemen dan Shearwall (Lateral Resistant System) sesuai dengan UBC 1921.3 – 1921.5**
 - a. Penulangan balok kopel dan balok collector elemen.
 - b. Penulangan kolom collector elemen.
 - c. Penulangan shearwall.
2. **Struktur bagian Frame (Non Lateral Resistant System) sesuai dengan UBC 1921.7**
 - a. Penulangan balok (memanjang dan melintang).
 - b. Penulangan Kolom .

Adapun data perencanaan masing – masing elemen struktur tersebut adalah:

1. Struktur Frame

Digunakan : Mutu beton (f'_c)	: 30 Mpa
Mutu baja (f_y)	: 320 Mpa
Dimensi balok (memanjang + melintang)	: 35 cm x 55 cm
Diameter tulangan longitudinal	: 19 mm
Diameter tulangan transversal	: 10 mm.
Dimensi kolom	: 60 cm x 60 cm
Diameter tulangan longitudinal	: 30 mm
Diameter tulangan transversal	: 12 mm

2. Struktur Shearwall dan Colector Elemen.

Digunakan : Mutu beton (f'_c)	: 30 Mpa
Mutu baja (f_y)	: 320 Mpa
Dimensi balok (memanjang + melintang)	: 35 cm x 55 cm
Balok kopel	: 30 cm x 100 cm

Diameter tulangan longitudinal	: 19 , 22 mm
Diameter tulangan transversal	: 10 mm.
Dimensi kolom	: 60 cm × 60 cm
Diameter tulangan longitudinal	: 20, 25, 32 mm
Diameter tulangan transversal	: 10,12 mm

6.2 Penulangan Balok

6.2.1. Penulangan Balok Lateral Force Resistant System / LFRS. (Collector Elemen).

Dalam struktur ini collector elemen didesain sebagai balok yang merupakan bagian dari system penahan lateral. Sebagai elemen struktur yang diproporsikan terutama untuk menahan lentur maka penulangan balok LFRS ini harus memenuhi persyaratan sesuai UBC Section 1921.3 – 1921.5. Sebagai salah contoh untuk perhitungan balok LFRS ini akan diambil balok **collector elemen** pada lantai 1(balok no. ID 72). Dan untuk perhitungan balok LFRS yang lain akan dilampirkan dalam bentuk pentabelan.

Data Balok : 550 mm x 350 mm , $f'_c = 30 \text{ Mpa}$ dan $f_y = 320 \text{ Mpa}$. Dalam UBC 1921.3.1 mensyaratkan bahwa elemen struktur yang menahan lentur harus di cek dan memenuhi ketentuan-ketentuan sebagai berikut:

1. Gaya aksial terfaktor $\leq Ag.f'_c/10$

Ag = luas penampang melintang balok

f'_c = kuat tekan karakteristik beton

Karena aksial balok sangat kecil maka persyaratan ini dapat di abaikan.

2. Bentang bersih $\geq 4 \times$ tinggi efektifnya

$$\text{Tinggi efektif} \times 4 = 55 \text{ cm} \times 4 = 220 \text{ cm}$$

$$\text{Bentang bersih} = 550 \text{ cm} - 60 \text{ cm} = 490 \text{ cm} > 220 \text{ cm} \dots (\text{OK})$$

3. Perbandingan lebar terhadap panjang penampang balok ≥ 0.3

$$\frac{b}{h} = \frac{35}{55} = 0.63 > 0.3 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

4. Lebar balok $\geq 254 \text{ mm}$

$$b = 350 \text{ mm} > 254 \text{ mm} \dots \dots \dots (\text{OK})$$



5. Lebar balok \leq lebar komponen penumpu dan jarak pada tiap sisi komponen penumpu tidak melebihi $\frac{1}{4}$ tinggi komponen lentur .

Lebar penumpu = 60 cm

Lebar balok = 35 cm < 60 cm(OK)

$$\frac{3}{4} h_{\text{halok}} = \frac{3}{4} \times 55 \text{ cm} = 41,25 \text{ cm}$$

Jarak pada tiap sisi penumpu = $\frac{60 - 35}{2} = 12.5 \text{ cm} < 33.75 \text{ cm}$ (OK)

6.2.1.1 Penulangan Tumpuan

Karena merupakan balok LFRS maka gaya – gaya dalam (momen) yang diambil sesuai yang terdapat dalam Out put running ke 2, dengan kombinasi beban spesial.

1. Hasil momen yang didapatkan (balok E2-E3 lantai 1):

$$Mu = 22146,93 \text{ kgm} = 221.469.300 \text{ N}$$

$$Mu^+ = 11073,4 \text{ kgm} = 110.734.000 \text{ N}$$

- ## 2. Penentuan d dan d'

Dimensi balok : 350 mm × 550 mm

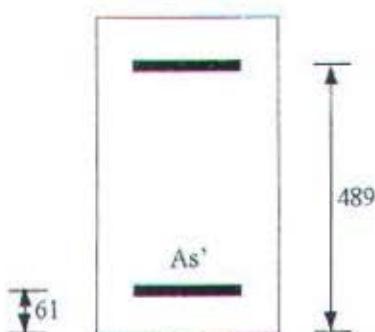
Direncanakan : Selimut beton 40 mm

: tulangan longitudinal D 22 mm

: tulangan transversal 19 mm

$$d = 550 - 40 - 10 - 0.5 \times 22 = 489 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 0.5 * 22 = 61 \text{ mm}$$



Gambar 6.1 Penampang Melintang Balok LFR

3. Luas tulangan perlu

Tulangan atas (M_u)

$$As = \frac{Mu^*}{\varphi \cdot f_y \cdot (d - d')}$$

$$As = \frac{221469300}{0.9 \cdot 320 \cdot (489 - 61)}$$

$$As = 1796,7 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{1796,7}{350 \times 489}$$

$$\rho = 0.0105$$

Tulangan bawah (M_u')

$$As = \frac{Mu^*}{\varphi \cdot f_y \cdot (d - d')}$$

$$As = \frac{110734650}{0.9 \cdot 320 \cdot (489 - 61)}$$

$$As = 898,35 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{898,35}{350 \times 489}$$

$$\rho = 0.00525$$

4. Kontrol As dan ρ terhadap batasan minimum dan maksimum

$$As_{min} = 1.38 b_w d / f_y \dots \text{Section 21.3.2.1 UBC 1997}$$

$$= 1.38 \times 350 \times 489 / 320$$

$$= 738,08 \text{ mm}^2$$

$$As = 1796,7 \text{ mm}^2 > As_{min} \dots \text{(OK)}$$

$$As' = 898,35 \text{ mm}^2 > As_{min} \dots \text{(OK)}$$

$$\rho_{max} = 0.025 \dots \text{Section 21.3.2.1 UBC 1997}$$

Dipasang tulangan 5 D 22 mm sebagai tulangan atas ($A_s = 1900,66 \text{ mm}^2$) dan tulangan 3 D 22 mm sebagai tulangan bawah ($A_s = 1140,4 \text{ mm}^2$)

6.2.1.2 Penulangan Lapangan

Momen yang terjadi akibat kombinasi pembebanan yang ada di daerah lapangan merupakan momen yang menyebabkan bagian atas balok sebagai daerah tekan. Kondisi ini mendasari penulangan lapangan dilakukan dengan memasukkan peranan kuat tekan beton pada pelat lantai. Sehingga perencanaan penulangan menggunakan asumsi penampang beton sebagai balok-T.

Penulangan balok T untuk balok lantai pertama dilakukan sebagai berikut :

1. Penentuan momen rencana berdasarkan momen maksimum yang terjadi di daerah lapangan akibat kombinasi beban yang ada dari hasil analisa struktur pd lantai 4.

$$\begin{aligned} M_u &= 10.763 \text{ kgm} \\ &= 107.630.000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Section 1921.3.2.2 UBC 1997 mensyaratkan kuat momen baik negatif maupun positif pada sepanjang bentang balok tidak boleh kurang dari seperempat momen maksimum yang tersedia pada tiap muka tumpuan.

$$\begin{aligned} M_{u \min} &= 25\% M_{u \text{ maksimum muka tumpuan}} \\ &= 25\% \times 221.469.300 \text{ N} \\ &= 55.367.325 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

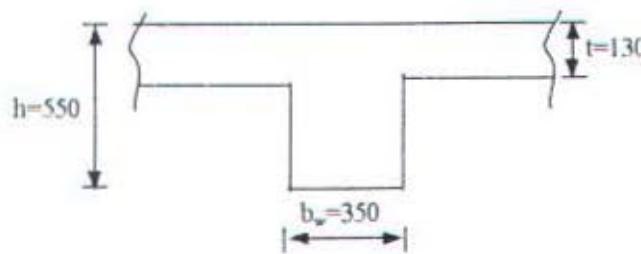
Karena $M_u > M_{u \min}$, maka dipakai M_u

$$M_u = 107.630.000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} M_{n \text{ perlu}} &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{107630000}{0.9} \\ &= 119.588.888,9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

2. Menentukan tinggi efektif

Ukuran balok seperti terlihat pada Gambar dibawah :



Gambar 6.2 Penampang Balok T

$$\text{Lebar efektif : } b_E \leq 16.h_f + b_w = 16*130 + 350 = 2430 \text{ mm}$$

$$b_E \leq L_n + b_w = 5465 + 350 = 3082,5 \text{ mm}$$

$$b_E \leq 1/4 * L = 5500/4 = 1375 \text{ mm}$$

b_E dipakai 1375 mm

3. Menghitung momen nominal penampang dengan anggapan seluruh flens efektif menerima tekan untuk menentukan perilaku balok T.

$$\begin{aligned} M_n &= 0.85 \times f_c' \times b_e \times t \times \left(d - \frac{t}{2}\right) \\ &= 0.85 \times 30 \times 1375 \times 130 \times \left(489 - \frac{130}{2}\right) \\ &= 1.932.645.000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$M_n > M_{n-perlu} \Rightarrow$ balok berperilaku sebagai balok T palsu

4. Perencanaan penulangan

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_{n-perlu}}{b_e d^2} \\ &= \frac{119.588.888,9}{1375 \times 489^2} \\ &= 0,3637 \end{aligned}$$

$$m = \frac{320}{0.85 \times 30} = 12,549$$

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

$$= \frac{1}{12,549} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,3637}{320}} \right)$$

$$= 0,00114$$

5. Kontrol terhadap ρ_{min}

$$\rho_{min} = 1.4/f_y \dots \text{Section 1910.5.1 UBC 1997}$$

$$= 1,4/320 = 0,004375$$

$$\Rightarrow 0,00114 < 0,004375$$

Karena $\rho < \rho_{min}$ maka sesuai ketentuan dalam section 1910.5.1 dan 1921.3.2.1 maka di pakai $4/3 * 0,00114 = 0,00152$.

6. Penentuan luas tulangan dan jumlah tulangan

$$A_s = \rho b_e d$$

$$= 0,00152 \times 1375 \times 489$$

$$= 1022,01 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 3 D 22 ($A_s = 1140,4 \text{ mm}^2$)

Tulangan ini diperlukan untuk daerah tarik saja yaitu pada bagian bawah balok, tetapi Section 1921.3.2.1 UBC 1997 mensyaratkan minimal dipasang 2 tulangan menerus baik untuk bagian atas maupun bawah balok. Maka tulangan pada bagian atas balok pada daerah lapangan dipasang 2 D 22.

6.2.1.3 Penulangan Transversal didaerah sendi plastis.

Sebagai balok collector elemen maka balok ini merupakan bagian dari system pengaku lateral. Dalam konsep building frame system semua komponen yang merupakan pengaku lateral tidak boleh runtuh terlebih dahulu dibanding komponen frame karena deformasi akibat gempa, maka balok collector elemen ini harus didesain mampu menahan geser yang terjadi. Penulangan geser pada balok LFRS didasarkan pada gaya geser yang terjadi pada elemen balok hasil analisa struktur (running program tahap II). Karena menggunakan kombinasi beban spesial (spesial load condition) maka tulangan geser geser balok tidak didesain berdasarkan kekuatan momen kapasitas tulangannya (Mpr).

Dari hasil analisa struktur untuk Balok E2-E3 lantai 1 didapatkan V_u _{tumpuan} = 17211,67 kg = 172116,7 N. Setelah didapatkan geser yang bekerja pada daerah tumpuan (muka kolom) selanjutnya direncanakan penulangan balok. Geser nominal balok didacrah muka kolom dirumuskan :

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

dimana :

V_s = kuat geser yang diberikan tulangan

V_c = kuat geser yang diberikan beton

ϕ = faktor reduksi kekuatan

= 0,85 untuk balok lentur UBC Section 1909.3.4.1

Kontrol terhadap persyaratan Section 1921.3.4.2 UBC'97 :

Section 1921.3.4.2 dan 1911.3.1.2 UBC 1997 mensyaratkan bahwa kuat geser beton dapat digunakan jika gaya aksial terfaktor yang bekerja pada balok $\geq Agf'_c/20$

$$Ag.f'_c/20 = (550 \times 350) \times 30 / 20 = 288.750 \text{ N}$$

Hasil analisa struktur gaya aksial tekan terfaktor yang terjadi pada balok sangat kecil << 288.750 N

Berdasarkan kondisi diatas maka pada daerah sepanjang $2h$ diukur dari muka kolom harus dipergunakan asumsi $V_c = 0$

Sehingga :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0$$

$$= \frac{172116,7}{0,85}$$

$$= 202.490,23 \text{ N}$$

Kontrol V_s terhadap V_s maksimum : (UBC Section 1911.5.6.8)

$$V_{s \text{ maks}} = 0,66 \sqrt{f'_c} b_{wd}$$

$$= 0,66 \times \sqrt{30} \times 350 \times 489$$

$$= 618.701,9 \text{ N} > 202.490,23 \text{ N} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

Rencana tulangan transversal diameter = 10 mm

$$\begin{aligned}A_v &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\&= 157,14 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned}s &= \frac{A_v f_y d}{V_z} \\&= \frac{157,14 \times 320 \times 489}{202.490,23} \\&= 121,63 \text{ mm} \Rightarrow \text{dipasang } s = 120 \text{ mm}\end{aligned}$$

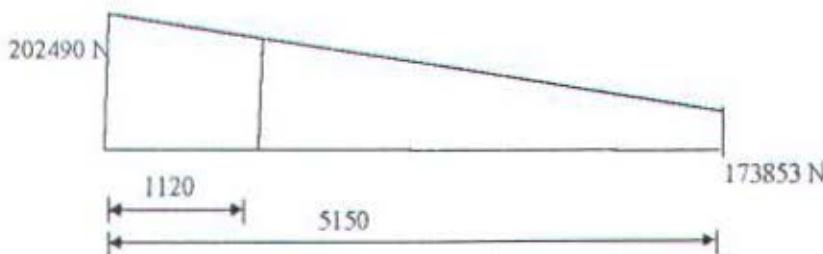
Jarak tulangan transversal maksimum pada daerah sampai dengan $2h$ dari muka kolom sesuai Section 1921.3.3.2 UBC'97 tidak boleh lebih dari :

- a. $\frac{1}{4} d = \frac{1}{4} \times 489 = 122,25 \text{ mm}$
- b. $8 \times \text{diameter tulangan longitudinal terkecil} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$
- c. $24 \times \text{diameter sengkang} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
- d. 305 mm

Tulangan dengan diameter 10 mm dan spasi 120 mm harus dipasang mulai tumpuan sampai dengan jarak $2h = 2 \times 550 = 1100 \text{ mm}$. Selain itu sengkang pertama harus dipasang pada jarak $\leq 51 \text{ mm}$ dari muka tumpuan. Pengaturan jarak antar tulangan transversal mendapatkan penulangan dengan spasi 120 mm dipasang sampai dengan jarak 1120 dari muka kolom dengan sengkang pertama dipasang sejauh 20 mm dari muka kolom.

6.2.1.4 Penulangan Transversal di Luar sendi plastis.

Penulangan diluar daerah muka kolom dimulai dari jarak 1120 dari muka kolom sampai tengah bentang balok. Gaya geser ultimate pada daerah ini dihitung berdasarkan gaya geser yang didapat dari analisa struktur.



Gambar 6.3 Gaya Geser di Luar sendi plastis.

$$V_{1120} = 173853 + \frac{1120}{5150} \times (202490 - 173853) \\ = 196.262 \text{ N}$$

Kekuatan geser beton sesuai 1911.3.1.1 adalah :

$$V_c = 0.166 \sqrt{f'_c} b_w d \\ = 0.166 \times \sqrt{30} \times 350 \times 489 \\ = 155.612,9 \text{ N}$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c \\ = 196.262 - 0.85 \times 155.612,9 \\ = 63991 \text{ N}$$

$\phi V_s > \phi V_c$ beton tidak mampu memikul gaya geser, sehingga dipasang sengkang. Rencana tulangan transversal diameter = 10 mm

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ = 157,14 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan :

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_c} \\ = \frac{157.14 \times 320 \times 489}{63991} \\ = 384,26 \text{ mm} \Rightarrow \text{dipasang } s = 250 \text{ mm}$$

Jarak tulangan maksimum untuk daerah luar muka kolom :

d/2Section 1921.3.3.4 UBC 1997

$$d/2 = 590.5/2$$

$$= 295.25 \text{ mm}$$

Didaerah luar sendi plastis dipasang tulangan geser $\phi 10 - 250 \text{ mm}$.

6.2.2 Penulangan Balok Non Lateral Force Resistant System / NLFRS. (Balok Frame)

Dalam "building frame system" balok frame tidak dipropsikan untuk menahan gaya lateral gempa, namun lebih difungsikan untuk mampu menerima beban gravitasi struktur. Akan tetapi dalam konsep gempa dalam kondisi apapun balok frame harus tetap mampu bertahan dan tidak runtuh karena gaya gempa. Dalam UBC Section 1921.7 telah diatur desain balok yang tidak berfungsi sebagai LFRS. Sebagai contoh perhitungan akan diambil balok frame arah melintang (balok C1-C2 lantai 1), yang akan didesain sesuai UBC section 1921.7. Dan untuk perhitungan balok NLFRS yang lain akan dilampirkan dalam bentuk pentabelan.

Data Balok : 550 mm x 350 mm, $f'_c = 30 \text{ Mpa}$ dan $f_y = 320 \text{ Mpa}$. Karena didesain berdasar 1921.7 maka balok tidak perlu di cek terhadap persyaratan lentur (UBC 1921.3.1 seperti balok LFRS).

6.2.2.1 Penulangan Tumpuan

Karena merupakan balok NLFRS maka gaya – gaya dalam (momen) yang diambil sesuai yang terdapat dalam Out put running ke 1 dengan mengambil nilai momen pada kombinasi terbesar antara (combo 1 – combo 5). Langkah - langkah penulangan pada tumpuan adalah sebagai berikut :

- Hasil redistribusi momen dari kombinasi yang ada didapatkan :

$$Mu^- = 5942,41 \text{ kgm} = 59.424.100 \text{ Nmm}.$$

$Mu^+ = 0 \text{ kgm}$. (Sesuai UBC Section 1921.3.2.2 maka untuk perencanaan gempa momen positif pada tumpuan minimal 50% dari momen negatifnya).

$$\text{maka dipakai } Mu^+ = 0.5 \times 59.424.100 \text{ Nmm} = 29.712.050 \text{ Nmm}$$

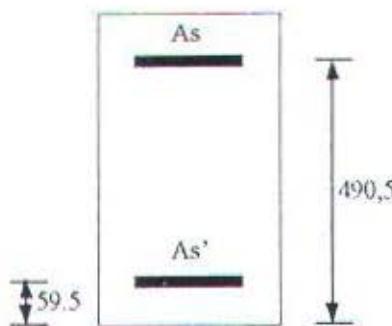
- Penentuan d dan d'

Dimensi balok : 350 mm x 550 mm

Direncanakan : Selimut beton 40 mm
 : tulangan longitudinal D 19 mm
 : tulangan transversal 10 mm

$$d = 550 - 40 - 10 - 0,5 \times 19 = 490,5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + 0,5 \times 19 = 59,5 \text{ mm}$$



Gambar 6.4 Penampang Melintang Balok Frame

3. Luas tulangan perlu

Tulangan atas (M')

$$As = \frac{Mu^-}{\varphi \cdot f_y \cdot (d - d')}$$

$$As = \frac{59424100}{0,9 \cdot 320 \cdot (490,5 - 59,5)}$$

$$As = 478,73 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{478,73}{350 \times 490,5}$$

$$\rho = 0,0027$$

Tulangan bawah (M')

$$As = \frac{Mu^+}{\varphi \cdot f_y \cdot (d - d')}$$

$$As = \frac{29712050}{0.9 \cdot 320 \cdot (490.5 - 59.5)}$$

$$As = 239,37 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{372,5}{350 \times 490,5}$$

$$\rho = 0,00139$$

4. Kontrol As dan ρ terhadap batasan minimum dan maksimum

$$As_{\min} = 1.38 b_w d / f_y \dots \dots \dots \text{Section 21.3.2.1 UBC 1997}$$

$$= 1.38 \times 350 \times 490,5 / 320$$

$$= 740,348 \text{ mm}^2$$

$$As = 478,73 \text{ mm}^2 < As_{\min} \dots \dots \dots (\text{tidak OK})$$

$$As = 239,37 \text{ mm}^2 < As_{\min} \dots \dots \dots (\text{tidak OK})$$

Pakai $\rho_{\min} = 0,004375$, sehingga $As = 0,004375 \times 350 \times 490,5 = 751,1 \text{ mm}^2$

$$\rho_{\max} = 0,025 \dots \dots \dots \text{Section 21.3.2.1 UBC 1997}$$

Dipasang tulangan 3 D 19 mm sebagai tulangan atas dengan $As = 850,586 \text{ mm}^2$ dan tulangan 2 D 19 mm sebagai tulangan bawah dengan $As = 567,057 \text{ mm}^2$

6.2.2.2 Penulangan Lapangan

Seperti halnya pada balok NLFRS, momen yang terjadi akibat kombinasi pembebanan yang ada di daerah lapangan merupakan momen yang menyebabkan bagian atas balok sebagai daerah tekan. Kondisi ini mendasari penulangan lapangan dilakukan dengan memasukkan peranan kuat tekan beton pada pelat lantai. Sehingga perencanaan penulangan menggunakan asumsi penampang beton sebagai balok-T.

Penulangan balok T untuk balok lantai empat dilakukan sebagai berikut :

1. Penentuan momen rencana berdasarkan momen maksimum yang terjadi di daerah lapangan akibat kombinasi beban yang ada dari hasil analisa struktur pada lantai 1

$$M_u = 12.833,66 \text{ kgm}$$

$$= 128.336.600 \text{ Nmm.}$$



Section 1921.3.2.2 UBC 1997 mensyaratkan kuat momen baik negatif maupun positif pada sepanjang bentang balok tidak boleh kurang dari seperempat momen maksimum yang tersedia pada tiap muka tumpuan.

$$\begin{aligned} M_{u \min} &= 25\% M_{u \text{ maksimum muka tumpuan}} \\ &= 25\% \times 128.336.600 = 32.084.150 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

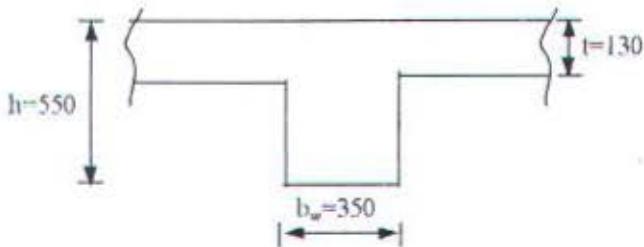
Karena $M_u^+ > M_{u \min}$, maka tetap dipakai M_u^+ awal.

$$M_u^+ = 128.336.600 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} M_{n \text{ perlu}} &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{128.336.600}{0.9} \\ &= 142.596.222 \text{ Nmm.} \end{aligned}$$

2. Menentukan tinggi efektif

Ukuran balok seperti terlihat pada Gambar dibawah



Gmbar 6.5 Penampang Balok T

$$\text{Lebar efektif : } b_e \leq 16.h_f + b_w = 16*130 + 350 = 2430 \text{ mm}$$

$$b_e \leq L_n + b_w = 5465 + 350 = 5815 \text{ mm}$$

$$b_e \leq 1/4 * L = 5500/4 = 1375 \text{ mm}$$

b_e dipakai 1375 mm

3. Menghitung momen nominal penampang dengan anggapan seluruh flens efektif menerima tekan untuk menentukan perilaku balok T.

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0.85 \times f_c' \times b_e \times t \times \left(d - \frac{t}{2}\right) \\
 &= 0.85 \times 30 \times 1375 \times 130 \times \left(490,5 - \frac{130}{2}\right) \\
 &= 1.964.551.875 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$M_n > M_{n\text{ perlu}} \Rightarrow$ balok berperilaku sebagai balok T palsu

4. Perencanaan penulangan

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_{n\text{-perlu}}}{b_e d^2} \\
 &= \frac{142.596.222}{1375 \times 490,5^2} \\
 &= 0,431 \\
 m &= \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{12,549} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,431}{320}} \right) \\
 &= 0,00136
 \end{aligned}$$

5. Kontrol terhadap ρ_{\min}

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 1.4/f_y \dots \text{Section 1910.5.1 UBC 1997} \\
 &= 1.4/320 = 0,004375 \\
 &= 0,004375 > 0,00136
 \end{aligned}$$

$\rho < \rho_{\min}$, pada perhitungan balok T jika ρ memakai ρ_{\min} sesuai ketentuan diatas akan menghasilkan luas tulangan yang sangat besar. Dengan tujuan menghemat tulangan maka dipakai alternatif yang diberikan Section 1910.5.3 UBC 1997. Pasal tersebut menyebutkan bahwa persyaratan pada Section 1910.5.1 dan 1910.5.2 tidak diterapkan jika pada daerah tarik

disediakan tulangan sekurang-kurangnya 1/3 lebih besar dari yang didapatkan dari analisa.

Maka dipakai :

$$\rho = 0,00136 * 4/3 \\ = 0,0018$$

1. Penentuan luas tulangan dan jumlah tulangan

$$A_s = \rho b_e d \\ = 0,0018 * 1375 * 490,5 \\ = 1221,7 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 5 D 19 ($A_s = 1417,6 \text{ mm}^2$)

Tulangan ini diperlukan untuk daerah tarik saja yaitu pada bagian bawah balok, tetapi Section 1921.3.2.1 UBC 1997 mensyaratkan minimal dipasang 2 tulangan menerus baik untuk bagian atas maupun bawah balok. Maka tulangan pada bagian atas balok pada daerah lapangan dipasang 2 D 19.

6.2.2.3 Penulangan Transversal di Daerah Sendi Plastis

Penulangan geser pada sendi plastis didasarkan pada gaya geser dari kuat momen yang mungkin (M_{pr}) terjadi pada balok dan beban tributari akibat gravitasi. Kuat momen ini dihitung dengan penampang balok yang menggunakan tegangan tarik tulangan $1.25f_y$ dan faktor reduksi kekuatan (ϕ) sama dengan satu. Pada saat terjadi gempa dari arah kanan, maka pada tumpuan kiri terjadi momen negatif dan pada tumpuan kanan terjadi momen positif.

Pada daerah momen negatif :

$$M_{pr} = A_s (1.25 f_y) (d - \frac{a}{2})$$

$$a = \frac{A_s (1.25 f_y)}{0.85 f_c' b}$$

Pada daerah momen positif :

$$M_{pr} = A_s (1.25 f_y) (d - \frac{a}{2})$$

$$a = \frac{A_s (1.25 f_y)}{0.85 f_c' b}$$

a. Geser akibat beban gempa



Pada tumpuan balok memiliki tulangan atas dan bawah. Karena tulangan atas dan bawah berbeda, maka M_{pr} pada saat terjadi gempa kanan maupun kiri besarnya berbeda. Di sini akan ditunjukkan satu kali perhitungan saja, sedangkan hasilnya tertuang pada tabel dalam lampiran.

Pada daerah momen negatif :

$$\begin{aligned} A_s &= 3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\ &= 850,586 \text{ mm}^2 \\ a &= \frac{850,586 \times (1,25 \times 320)}{0,85 \times 30 \times 350} \\ &= 38,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 850,586 \times (1,25 \times 320) \times (490,5 - \frac{38,12}{2}) \\ &= 160.399.848,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Pada daerah momen positif :

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\ &= 567,057 \text{ mm}^2 \\ a &= \frac{567,057(1,25 \times 320)}{0,85 \times 30 \times 350} \\ &= 25,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 567,057 \times (1,25 \times 320) \times (490,5 - \frac{25,41}{2}) \\ &= 108.374.309,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Maka gaya geser di muka kolom akibat M_{pr} pada saat gempa kanan adalah :

$$\begin{aligned} V_{A \text{ gempa}} &= \frac{160.399.848,5 + 108.374.309,8}{5150} \\ &= 52.189,157 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

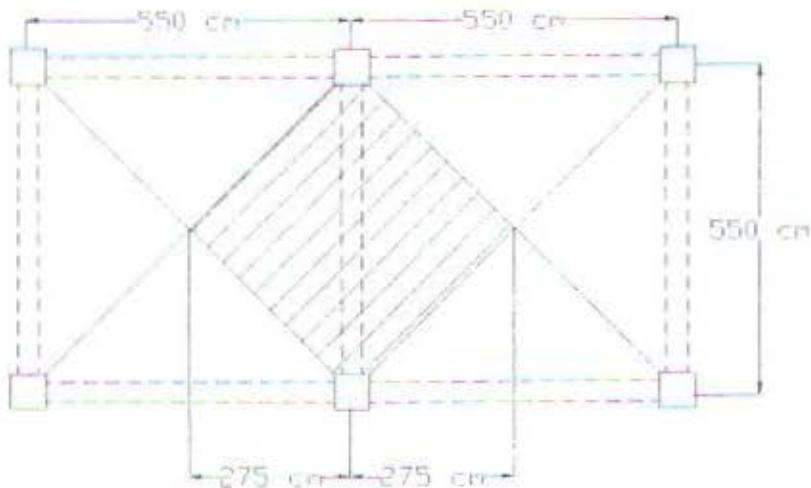
$$V_{A \text{ gempa}} + V_{B \text{ gempa}} = 0$$

$$V_{B \text{ gempa}} = -V_{A \text{ gempa}}$$



$$= -52.189,157 \text{ N}$$

b. Geser akibat beban gravitasi



Gambar 6.6 Tributary Area Untuk Perhitungan Gaya Geser Pada Balok

Perhitungan pembebatan lantai di bab V mendapatkan beban mati lantai sebesar 515 kg/m^2 dan beban hidup lantai 250 kg/m^2 . Maka beban gravitasi di tengah bentang dan di muka kolom adalah :

$$\bullet (515+250)+((0,55-0,13)\times 0,35\times 2400)/5,5)\times 0,01 = 8,291 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Gaya dipuncak segitiga} = 8,291 \times 5,5 = 45,603 \text{ kN/m}$$

$$V_A = V_B = 45,603 \times 0,5 \times 5,5 \times 2 = 62,704 \text{ kN}$$

$$= 62.704 \text{ N}$$

c. Kombinasi beban gravitasi dan beban gempa

Gambar 6. Menunjukkan balok dan gaya geser akibat beban gravitasi serta menunjukkan MPr pada muka joint untuk sisi kanan dan sisi kiri serta gaya geser akibat moment ini.

Beban gravitasi + beban gempa kanan :

$$V_A = 62.704 + -52.189,157$$

$$= 10514,843 \text{ N}$$

$$V_B = 62.704 + 52.189,157$$

$$= 114.893,157 \text{ N}$$

Beban gravitasi + beban gempa kiri :

$$V_A = 62.704 + 52.189,157$$



$$= 114.893,157 \text{ N}$$

$$V_B = 62.704 + 52.189,157$$

$$= 10514,843 \text{ N}$$

Jadi $V_u (Mn)$ max yang didapat akibat gempa dan gravitasi = 114.893,157 N. Sesuai dengan pasal 1921.7.2 dan 1921.7.3 maka dalam system " building frame system" nilai V_u ini perlu di cek dengan nilai V_u yang diakibatkan oleh displacement lateral akibat perpindahan sebesar Δm (hasil running program ke 3).

Dari hasil output Sap 90 untuk balok frame arah melintang (lantai) didapat nilai V_u max pada tumpuan $\Rightarrow V_u (\Delta m) = 16.878,9 \text{ kg} = 168.789 \text{ N}$.

$$\Rightarrow \text{Karena } V_u (Mn) > V_u (\Delta m).$$

Maka di pakai $V_u = 114.893,157 \text{ N}$.

Setelah didapatkan geser yang bekerja pada daerah sendi plastis balok selanjutnya direncanakan penulangan balok.

Geser nominal balok dirumuskan :

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

dimana :

V_s = kuat geser yang diberikan tulangan

V_c = kuat geser yang diberikan beton

ϕ = faktor reduksi kekuatan

= 0.85 untuk balok lenturUBC Section 1909.3.4.1

Kontrol terhadap persyaratan Section 1921.3.4.2 UBC'97 :

a. Gaya geser akibat gempa = 52.189,157 N

$$\text{Geser maksimum} = 114.893,157 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \text{ geser maksimum} = 57.446,5785 \text{ N} > 52.189,157 \text{ N}$$

$$\text{b. } Ag.fc'/20 = (550 \times 350) \times 30/20 = 288.750 \text{ N} = 28.875 \text{ kg}$$

Hasil analisa struktur gaya aksial tekan terfaktor yang terjadi pada balok sangat kecil $<< 28.875 \text{ kg}$

Berdasarkan kedua kondisi diatas maka pada daerah sepanjang $2h$ diukur dari muka kolom harus memperhitungkan V_c .

$$V_c = 0,166 \sqrt{30} \times 350 \times 490,5$$

$$= 156.090,25 \text{ N.}$$



Schingga :

$$V_t = \frac{V_u}{\phi} - Vc$$

$$= \frac{114.893,157}{0,85} - 156.090,25$$

= -20921,83 N , nilai negatif maka tidak diperlukan sengkang , hanya dipasang sengkang praktis $\phi 10-240$ mm

Jarak tulangan transversal maksimum pada daerah sampai dengan $2h$ dari muka kolom sesuai Section 1921.7.2.1 adalah :

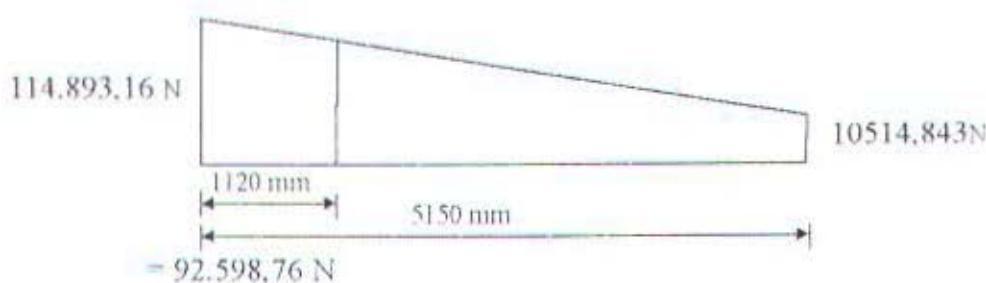
$$S_{max} = d/2 = 490,5/2 = 245,25.$$

Tulangan dengan diameter 10 mm dan spasi 200 mm harus dipasang mulai tumpuan sampai dengan jarak $2h = 2 \times 550 = 1100$ mm. Selain itu sengkang pertama harus dipasang pada jarak ≤ 51 mm dari muka tumpuan. Pengaturan jarak antar tulangan transversal mendapatkan penulangan dengan spasi 240 mm dipasang sampai dengan jarak 1120 dari muka kolom dengan sengkang pertama dipasang sejarak 20 mm dari muka kolom.

6.2.2.4 Penulangan Transversal di Luar Sendi Plastis

Penulangan diluar sendi plastis dimulai dari jarak 1120 dari muka kolom sampai tengah bentang balok. Gaya geser ultimate pada daerah ini dihitung berdasarkan gaya geser yang didapat dari perhitungan gaya geser pada daerah sendi plastis. Hasil kombinasi beban gravitasi + gempa kanan dan penentuan gaya geser pada jarak 1120 mm dari muka kolom ditunjukkan Gambar .

$$V_{1120} = 10.514,843 + \left(\frac{4050}{5150} \times (114.893,157 - 10.514,843) \right)$$



Gambar 6.7 Gaya Geser di Luar Sendi Plastis

$$V_c = 0.166 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$= 0.166 \times \sqrt{30} \times 350 \times 490,5$$

$$= 156,090 \text{ N}$$

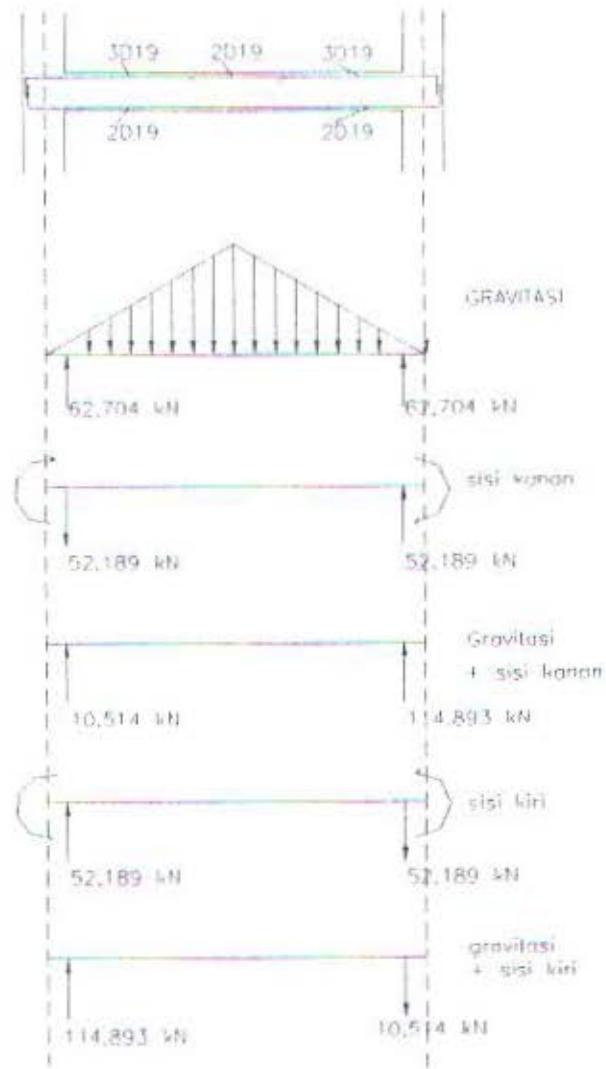
$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$= 92,598,76 - 0,85 \times 156,090$$

$$= -40,077,74 \text{ N}$$

karena bernilai negatif maka tidak diperlukan sengkang, hanya dipasang sengkang praktis $\phi 10-240$

Didaerah luar sendi plastis dipasang tulangan geser $\phi 10 - 240 \text{ mm}$.



Gambar 6.8 Gaya geser rencana untuk balok NLFRS

$$d/2 = 490,5/2 = 245,25 \text{ mm}$$

Didaerah luar sendi plastis dipasang tulangan geser $\phi 10 - 200 \text{ mm}$.

6.3 Penyaluran Tulangan

Untuk contoh perhitungan panjang penyaluran dipakai balok frame arah melintang E2-E3 pada lantai 1. Perhitungan penulangan longitudinal balok frame tersebut menghasilkan kesimpulan bahwa tulangan 5D-22 dipasang di daerah tumpuan atas dan tulangan 3D-22 dipasang di daerah tumpuan bawah. Sedang untuk daerah lapangan dipasang 3D-22 untuk tulangan bawah dan 2D-22 untuk tulangan atas. Perbedaan jumlah tulangan ini menyebabkan ada 3 tulangan pada bagian atas yang harus dipotong. Pemotongan tulangan ini akan ditentukan pada bagian ini dengan berpedoman pada persyaratan Section 1912.10 dan 1921.5.4 UBC 1997.

Direncanakan tulangan tumpuan berturut-turut 5 tulangan kemudian menjadi 2 tulangan yang menerus ke daerah lapangan. Penentuan lokasi pemutusan tulangan diperhitungkan sebagai berikut :

- Penentuan momen lentur mungkin (M_{pr}) penampang balok dengan tulangan 5D22 dan 2D22.

$$5 \text{ D22} \Rightarrow A_s = 1900,7 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1900,7 \times (1.25 \times 320)}{0,85 \times 30 \times 350} \\ = 85,18 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 1900,7 \times (1.25 \times 320) \times (490,5 - \frac{85,18}{2}) \\ = 340.535.570 \text{ Nmm}$$

$$2 \text{ D22} \Rightarrow A_s = 760,26 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{760,26 \times (1.25 \times 320)}{0,85 \times 30 \times 350} \\ = 34,07 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 760,26 \times (1.25 \times 320) \times (490,5 - \frac{34,07}{2})$$



$$= 143.982.065 \text{ Nmm}$$

- 2) Panjang penyaluran tulangan pada daerah momen negatif.

Section 1912.12.3 UBC 1997 mensyaratkan sekurang-kurangnya 1/3 total tulangan tarik yang disediakan pada daerah momen negatif harus diperpanjang dari titik balik sejarak :

$$d = 409,5 \text{ mm}$$

$$12 d_b = 12 \times 22 = 264 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{16} \text{ bentang bersih} = \frac{1}{16} \times 5150 = 321.875 \text{ mm}$$

dipakai perpanjangan tulangan 410 mm.

- 3) Panjang penyaluran tulangan pada daerah momen positif

Section 1912.11.1 UBC 1997 mensyaratkan sekurang-kurangnya 1/4 total tulangan tarik yang disediakan di daerah momen positif pada balok menerus harus diperpanjang sepanjang batang sampai perlakuan.

- 4) Panjang penyaluran penulangan tarik untuk zona gempa 3 & 4

Section 1912.3.2 UBC 1997 mensyaratkan panjang penyaluran penulangan tarik untuk zona gempa 3&4 tidak kurang dari :

i. $8 d_b = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$

ii. 152 mm

iii. $l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \sqrt{f'_c})$

dimana : d_b = diameter tulangan (mm)

f_y = tegangan leleh baja tulangan

f'_c = tegangan tekan beton

$$l_{dh} = 320 \times 22 / (5.4 \sqrt{30})$$

$$= 238 \text{ mm}$$

Section 1921.5.4.2 UBC 1997 mensyaratkan panjang penyaluran untuk tulangan lurus tidak boleh kurang dari :

$$l_d = 2.5 l_{dh} \Rightarrow \text{jika beton dibawah tulangan} < 305 \text{ mm}$$

$$l_d = 3.5 l_{dh} \Rightarrow \text{jika beton dibawah tulangan} \geq 305 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan atas} : l_d = 3.5 \times l_{dh} = 3.5 \times 238 \text{ mm}$$

$$= 833 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned}\text{Tulangan bawah : } l_d &= 2.5 \times l_{dh} = 2.5 \times 238 \text{ mm} \\ &= 595 \text{ mm}\end{aligned}$$

- 5) Berdasarkan l_d dan perpanjangan minimal dari titik balik ditentukan letak pemutusan tulangan berdasarkan M_{pr} tulangan 5D22 dan 3D22 serta berdasarkan M_u/ϕ akibat beban-beban yang bekerja.
- 6) Seluruh panjang pemutusan harus lebih besar dari $L_n/4 = 5150/4 = 1287.5 \text{ mm}$, dibulatkan menjadi 130 cm dari muka kolom

6.4. Perhitungan Coupling Beam

6.4.1. Penulangan Lentur

Karena merupakan balok LFBS maka gaya – gaya dalam (momen) yang diambil sesuai yang terdapat dalam Out put running ke 2, dengan kombinasi beban spesial.

- Hasil momen yang didapatkan :

$$Mu = 40287 \text{ kgm} = 402.870.000 \text{ N}$$

- Penentuan d dan d'

Dimensi balok : $1000 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$

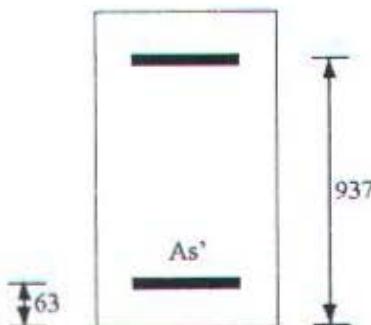
Direncanakan : Selimut beton 40 mm

: tulangan longitudinal D 22 mm

: tulangan transversal 12 mm

$$d = 1000 - 40 - 12 - 0.5 \times 22 = 937 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 12 + 0.5 \times 22 = 63 \text{ mm}$$



Gambar 6.7 Penampang Melintang Balok Kopel

- Luas tulangan perlu

Tulangan atas (M)

$$As = \frac{Mu}{\varphi \cdot fy \cdot (d - d')}$$

$$As = \frac{402870000}{0,820 \cdot (937 - 63)}$$

$$As = 1600,5 \text{ mm}^2, \text{ pakai } 5D22 \text{ (As} = 1900,7 \text{ mm}^2 \text{)}$$

- Kontrol As dan ρ terhadap batasan minimum dan maksimum

$A_{s\min} = 1.38 b_w d / f_y$ Section 21.3.2.1 UBC 1997

$$= 1.38 \times 300 \times 937 / 320$$

$$= 1212.24 \text{ mm}^2$$

$$As = 1900,7 \text{ mm}^2 > As_{min} \dots \text{(OK)}$$

$\rho_{\text{peak}} = 0.025$ Section 21.3.2.1 UBC 1997

Dipasang tulangan 5 D 22 mm sebagai tulangan atas ($A_s = 1900,7 \text{ mm}^2$)

dan tulangan 5 D 22 mm sebagai tulangan bawah ($A_s = 1900,7 \text{ mm}^2$)

6.4.2. Penulangan Transversal.

Penulangan pada balok di anggap sebagai hubungan jepit antara balok dengan shearwall. Gaya geser ultimate pada daerah ini dihitung berdasarkan gaya geser yang didapat dari analisa struktur.

$$V_u = 413670 \text{ N}$$

Kekuatan geser beton sesuai 1911.3.1.1 adalah :

$$V_e = 0.166 \sqrt{f_s} b_w d$$

$$= 0.166 \times \sqrt{30} \times 300 \times 937$$

$$= 255581.58 \text{ N}$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_e$$

$$= 413670 - 0.85 \times 255581.58$$

$$= 196425,66 \text{ N}$$

$\phi V_s > \phi V_c$ beton tidak mampu memikul gaya geser, sehingga perlu dipasang sengkang . Rencana tulangan transversal diameter = 12 mm

$$\Delta y = 2 * 1/4 * \pi * 12^2$$

$$= 226.19 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan :

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_c}$$

$$= \frac{226,19 \times 320 \times 937}{196425,66}$$

$= 345 \text{ mm} \Rightarrow$ dipasang $s = 300 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal maksimum sesuai Section 1921.7.2.1 adalah :

$$S_{\max} = d/2 = 937/2 = 468,5 \text{ mm.}$$

6.4.3. Penulangan Diagonal

Balok no.ID 52 dan 94 direncanakan sebagai balok kopling. Acuan untuk perhitungannya mengacu pada buku "SEISMIC DESIGN of REINFORCED CONCRETE and MASONRY BUILDING" karangan T. Paulay dan M.J.N. Priesly sub bab 5.4.5. didalam buku tersebut memberi keterangan kapan diperlukan tulangan diagonal, dimana disebutkan bahwa kebutuhan tulangan diagonal jika :

$$v_i = 0,1(ln/h)(f'_c)^{1/2} < v_{i \text{ aktual}} = Qu/(\phi \cdot bw \cdot d)$$

Dimana:

v_i = tegangan geser balok (MPa)

$v_{i \text{ aktual}}$ = tegangan geser yang terjadi (MPa)

Qu = gaya geser yang terjadi

ln = panjang bentang balik kopling

h = tinggi balik kopling

bw = lebar balok

d = tinggi efektif = $1000 - 40 - 12 - 22/2 = 937 \text{ mm}$

ϕ = 0,85

$$v_i = 0,1(ln/h)(f'_c)^{1/2} = 0,1 (2000/1000) (30)^{1/2} = 1,095 \text{ MPa}$$

$$v_{i \text{ aktual}} = Qu/(\phi \cdot bw \cdot d) = 413670 / (0,85 * 300 * 937) = 1,731 \text{ Mpa}$$

karena $v_i < v_{i \text{ aktual}}$ maka butuh tulangan diagonal.

Perhitungan gaya geser dengan tulangan diagonal.

$$C_b = T_b = Q/(2 \sin \alpha)$$

$$\tan \alpha = (h-2d')/ln ; d' = 40 + 12 + 22/2 = 63 \text{ mm}$$

$\tan^{-1} \alpha = (1000-2*63) / 2000 = 23,6^\circ$, dan secara umum luas tulangan diagonal disyaratkan UBC'97 section 1921.6.10 adalah sebagai berikut :

$$\phi V_n = 2\phi \cdot f_y \cdot \sin \alpha, Asd \leq 0,83 \cdot \phi \cdot (f'_c)^{1/2} \cdot bw \cdot d$$

$$\phi V_n = 2\phi \cdot f_y \cdot \sin \alpha, Asd \leq 0,83 * 0,85 * (30')^{1/2} * 300 * 937$$

$$\phi V_n = 413670 \text{ N} < 1086221,74 \text{ NOK}$$

$$A_{sd} = \frac{Q_u}{2\phi f_y \sin \alpha} = \frac{413670}{2 \times 0,85 \times 320 \times \sin 23,6^\circ} = 1899,4 \text{ mm}^2$$

Pakai 5D22 ($A_s = 1900,7 \text{ mm}^2$)

Persyaratan tulangan transversal untuk tulangan diagonal ($D22 = 380,13 \text{ mm}^2$) terhadap buckling sesuai dengan sub bab 5.4.5. (b) buku "SEISMIC DESIGN of REINFORCED CONCRETE and MASONRY BUILDING" adalah :

$$A_{te} = \frac{\sum A_b \cdot f_y}{16 \cdot f_{yt}} \cdot \frac{S}{100} = \frac{380,13 \times 320}{16 \times 320} \cdot \frac{S}{100} = 0,2376 S (\text{mm}^2)$$

Dimana $S \leq 100 \text{ mm}$ (4 in) atau $S \leq 6d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$, sehingga digunakan jarak sengkang 100 mm. $A_{te} = 0,2376 \times 100 = 23,76 \text{ mm}^2$, dipakai diameter 8 mm ($A_s = 50,3 \text{ mm}^2$).

Panjang penyaluran untuk tulangan diagonal (D-22 mm) adalah :

$$\frac{ld}{db} = \frac{3}{40} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{fc'}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{db} \right)}, \text{ dimana :}$$

α = Faktor lokasi tulangan = 1,0

β = Faktor pelapisan tulangan = 1,0 (tanpa pelapis)

γ = Faktor ukuran tulangan = 1,0

λ = Faktor agregat beton = 1,0 (beton normal)

c = spasi atau dimensi penutup

$$c = \begin{cases} 40 + 12 + 22 = 74 \text{ mm (mnentukan)} \\ \frac{1000 - (40 + 12 + 22 + (0,5 \times 22) \times 2)}{2} = 415 \text{ mm} \end{cases}$$

K_{tr} = 0 (aman)

$$\frac{s + K_{tr}}{db} = \frac{74}{22} = 3,36 \leq 2,5 \text{ (pasal 1912.2.3), sehingga diambil 2,5}$$

$$\frac{ld}{db} = 12 \times \frac{3}{40} \frac{320}{\sqrt{30}} \frac{1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0}{2,5} = 21,03$$

$$ld = 21,03 \times db = 21,03 \times 22 = 462,72 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran untuk tulangan diagonal (5D22) diperpanjang 50% sehingga panjang penyaluran total sebesar $= 1,5 \times 462,72 = 694,1 \sim 700 \text{ mm}$.

6.5 Penulangan Kolom

6.5.1 Penulangan Kolom Lateral Force Resistant System .

Kolom yang merupakan bagian dari LFRS didesain sesuai dengan UBC section 1921.4. Dalam contoh perhitungan ini akan diambil kolom arah pada portal 3 dan portal E yaitu kolom E3. Kolom ini diapit oleh balok E2-E3 dan E3-E4. Adapun data kolom tersebut adalah :

- Dimensi = 600 mm x 600 mm.
- F_y = 320 Mpa.
- $F_{c'}$ = 30 Mpa.
- Beban Aksial = -6946,70 KN.(spesial load).

Untuk dapat menerapkan section 1921.4 tersebut maka komponen struktur yang menerima aksial harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

1. Beban aksial terfaktor (P_u) > $A_g f_{c'} / 10$

$$A_g f_{c'} / 10 = (600 \times 600) \times 30 / 10 = 1.080.000 \text{ N}$$

$$P_u = 6.769.840 \text{ N.} > A_g f_{c'} / 10 \dots\dots\dots (\text{OK}).$$

2. Dimensi penampang terpendek = 600 mm > 12 in = 305 mm (OK)
3. Rasio dimensi terpendek dengan dimensi arah tegak lurusnya = 1.0 > 0.4..... (OK).

Dalam menganalisa kolom kolektor elemen untuk lentur digunakan momen kapasitas M_{pr} balok yang mengapitnya. Dengan momen kapasitas, momen maksimum yang masih bisa dipikul oleh balok, kolom didesain lebih kuat daripada balok. Sehingga sendi plastis terjadi di balok. Analisa dan desain struktur digunakan bantuan software komputer PCA COL., dan dibutuhkan data-data sebagai berikut:



Denggan memasukkan data material kolom dan beban – beban yang bekarya dalam program bantuan "PCACOL" (output bila lampiran), didapatkan $\rho = 3,89\%$ denggan persentase denggan sebagian sektor 1921.4.3.1 maka ratio tulanganan $10\% < (\rho) < 6\% \dots \dots \text{OK}$.

Rasio tulanganan $10\% < \rho < 6\% \dots \dots \text{1921.4.3.1}$

Jarak antar tulanganan minimum = 25 mm

ϕ sangkang = 10 mm, ϕ longitudinal = 25 mm, sejumur = 40 mm,

$$= 452142755,4 \text{ Nmm}$$

Nlpr di as kolom = labok in balok x Nlpr = $5500/4900 \times 402.818.091,2$

Alsipl = 6946,70 kN (spesial load).

Nlpr = $339.396.594,8 + 30\% \times 211.404.988 \text{ Nmm} = 402.818.091,2 \text{ Nmm}$

* Kolom E3

Data-data selengkapnya untuk dimasukkan kedalam PCACOL adalah sebagi:

Nlpr = As(1,25,fy)(d-a/2) = $1140,4 \times 1,25 \times 320 = 211.404.988 \text{ Nmm}$

$$a = \frac{As(1,25f_y)}{0,85 \cdot f_e \cdot b} = \frac{1140,4 \times 1,25 \times 320}{0,85 \times 30 \times 350} = 51,11 \text{ mm}$$

$$As = 3 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1140,4 \text{ mm}^2$$

* Nlpr balok E3-E4 II 1

Nlpr = As(1,25,fy)(d-a/2) = $1900,7 \times 1,25 \times 320 = 339.396.594,8 \text{ Nmm}$

$$a = \frac{As(1,25f_y)}{0,85 \cdot f_e \cdot b} = \frac{1900,7 \times 1,25 \times 320}{0,85 \times 30 \times 350} = 85,18 \text{ mm}$$

$$As = 3 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1900,7 \text{ mm}^2$$

* Nlpr balok E2-E3 II 1

6.5.1.1 Penulangan Transversal Kolom

Section 1921.4.4.4 mensyaratkan penggunaan tulangan transversal khusus yang berfungsi untuk memberikan penekangan terhadap kolom. Tulangan ini harus dipasang mulai dari muka join sampai dengan jarak l_o dari muka join. Harga l_o tidak boleh kurang dari :

1. Tinggi penampang kolom = 600 mm
2. $1/6$ bentang bersih kolom = $\frac{1}{6} \times (4000 - 550) = 575$ mm
3. 457 mm

Dipakai $l_o = 700$ mm.

Sesuai dengan 1921.4.4.2 maka spasi max (S_o) untuk tulangan transversal ini tidak boleh lebih dari :

1. $1/4$ dimensi kolom yang terpendek = $0.25 \times 600 = 150$ mm.
2. 4 in = 102 mm. \Rightarrow menentukan.

Jumlah luas penampang tulangan yang harus disediakan pada daerah sampai dengan l_o , sesuai Section 1921.4.4.1, tidak boleh kurang dari:

$$A_{sh} = \frac{0.3sh_c f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = \frac{0.09sh_c f'_c}{f_{yh}}$$

Dimana : s = Jarak tulangan transversal

h_c = Dimensi penampang melintang kolom diukur dari pusat ke pusat tulangan pengikat



A_s = Luas penampang

A_{sh} = Luas penampang melintang diukur dari luar ke luar tulangan transversal

f_yh = tegangan leleh tulangan transversal

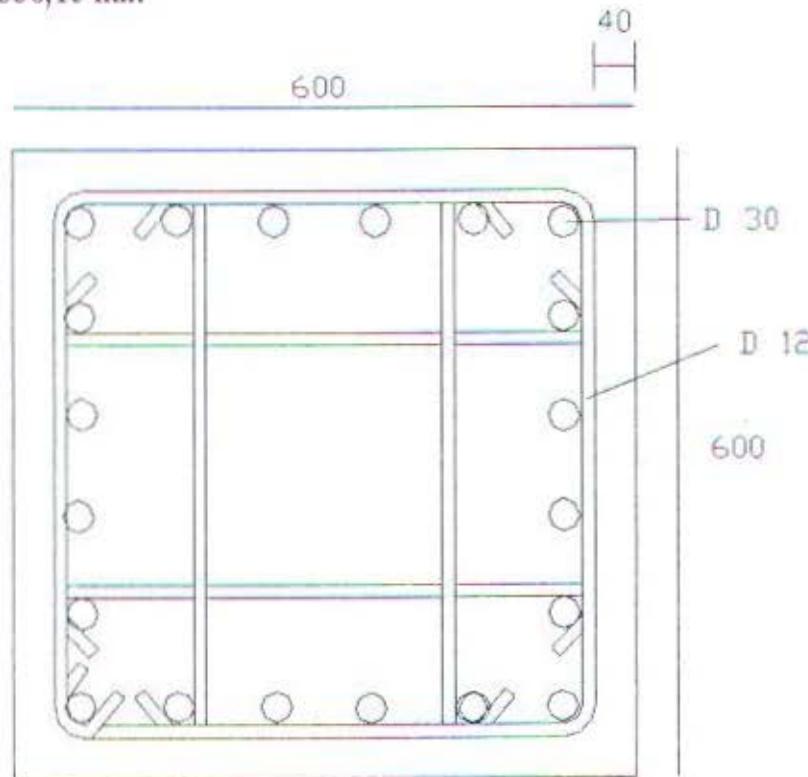
Direncanakan dipasang tulangan $\phi 12$ mm dengan 2 tulangan silang jarak tulangan 80 mm dan selimut beton 40 mm.

$$A_{sh} \geq \frac{0.3 \times 80 \times [600 - (2 \times 40) - 12] \times 30}{320} \left[\left(\frac{600^2}{(600 - 80)^2} \right) - 1 \right]$$

$$\geq 430,36 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} \geq \frac{0.09 \times 80 \times [600 - (2 \times 40) - 12] \times 30}{320}$$

$$\geq 336,15 \text{ mm}^2$$



Gambar 6.7 Tulangan Transversal untuk Pengekangan

Tulangan $\phi 12$ dengan 2 tulangan silang seperti ditunjukkan gambar mempunyai luas :

Selain tulangan transversal untuk memberikan fungsi pengekangan harus juga dipasang tulangan transversal untuk menahan gaya geser. Seperti halnya pada balok LFRS, maka gaya geser rencana untuk kolom harus dihitung berdasarkan gaya geser yang terjadi pada struktur sebagai hasil analisa struktur. (dipakai hasil analisa pada running program tahap II). Karena didesain dengan kombinasi beban spesial (Spesial Load Condition) maka geser pada kolom tidak didesain berdasarkan Momen nominal (Mpr) pada kolom. Dari analisa struktur didapat $V_u = 4084 \text{ kg} = 40840 \text{ N}$.

Section 1921.4.5.2 dan 1911.3.1.2 UBC 1997 mensyaratkan bahwa kuat geser beton dapat digunakan jika gaya aksial terfaktor yang bekerja pada kolom $\geq Agf_e / 20$. Pada kolom 23 lantai 1 gaya aksial terfaktor yang bekerja adalah sebesar 6.946.700 N.

$$A_g f_c / 20 = \frac{600^2 \times 30}{20}$$

$$V_e = 0.166(1+0.073 \frac{N_u}{A_k}) \sqrt{f'_e} b_w d \quad \dots \text{ Pers (11-4) Sect. 1911.3.1.2}$$

UBC'97

$$= 0.166 \times (1 + 0.073 \times \frac{6.946.700}{600^2}) \times \sqrt{30} \times 600 \times 555$$



$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} \\
 &= \frac{452.57 \times 320 \times 555}{80} \\
 &= 1.004.705,4 \text{ N} \\
 \phi(V_c + V_s) &= 0.85 \times (729.263 + 1.004.705,4) \\
 &= 1.473.873,14 \text{ N} > 40840 \text{ N} \dots \dots \dots \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan $\phi 12-80$ yang dipasang sebagai tulangan untuk memberikan penekangan juga cukup untuk menahan geser yang terjadi.

Kontrol terhadap jarak tulangan transversal maksimum (Section 1921.4.4.2):

1. $\frac{1}{4}$ penampang pendek $= \frac{1}{4} \times 600 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
2. $102 \text{ mm} \Rightarrow$ menentukan.

Tulangan $\phi 12-80$ dipasang sampai dengan jarak 700 mm dari muka tumpuan.

Sedangkan untuk daerah di luar l_o Section 1921.4.4.6 mensyaratkan pemasangan tulangan transversal dengan jarak dari pusat ke pusat tidak lebih dari :

1. $6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 30 \text{ mm} = 180 \text{ mm}$
2. 152 mm

Dipasang tulangan $\phi 12-130$ untuk daerah diluar l_o .

6.5.1.2 Penyambungan tulangan

Penulangan kolom dari lantai paling bawah sampai paling atas tidak mungkin dilakukan tanpa sambungan. Hal ini terjadi karena panjang tulangan yang ada terbatas. Section 1921.4.3 UBC 1997 mensyaratkan penyambungan tulangan hanya boleh dilakukan di pertengahan kolom dan harus dipropsorsikan sebagai penyambungan tarik.



Panjang penyaluran untuk penyambungan tarik, menurut Section 1912.2.3 didapat dengan rumus:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{c + K_{tr}} \right)$$

dimana :

α = faktor lokasi penulangan

= 1.0

β = faktor pelapisan

= 1.0 \Rightarrow penulangan tanpa pelapisan

γ = faktor ukuran tulangan

= 1.0 \Rightarrow untuk tulangan #7 (D22) atau lebih besar

d_b = diameter tulangan = 30 mm = 1.12 inch.

λ = faktor berat agregat beton

= 1.0 \Rightarrow beton normal.

c = spasi tulangan atau selimut tulangan

$$= \begin{cases} \text{selimut} = 45 \text{ mm} \\ \frac{1}{2} \text{spasi tulangan} = 88 \text{ mm} \end{cases}$$

= 45 mm = 1.77 inch.

s = spasi tulangan transversal

= 130 mm = 5.12 inch

$$A_{tr} = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 12^2$$

$$= 226.08 \text{ mm}^2 = 0.3504 \text{ inch}^2$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa} = 46400 \text{ Psi}; f_c = 30 \text{ Mpa} = 4350 \text{ Psi}$$



$$K_{tr} = \frac{0.3504 \times 46400}{1500 \times 5.12 \times 2}$$

$$= 1.0585$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{1.77 + 1.0585}{1.12}$$

$$= 2.525446 > 2.5 \text{ dipakai } 2.5$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3}{40} \frac{46400}{\sqrt{4350}} \frac{1 \times 1 \times 1}{2.5}$$

$$= 21.1054 \text{ inch}$$

$$l_d = 21.1054 \times 1.12 \text{ inch}$$

$$= 23.6381 \text{ inch}$$

$$= 600 \text{ mm} = 60 \text{ cm.}$$

6.5.2. Penulangan Kolom Non Lateral Force Resistant System (kolom Frame).

Kolom yang bukan merupakan bagian dari LFRS didesain sesuai dengan UBC section 1921.7. Desain pada kolom frame ini tidak sedetail pada kolom yang merupakan LFRS. Tidak ada persyaratan khusus yang harus dipenuhi sebagaimana pada kolom yang merupakan LFRS.

Dalam contoh perhitungan kolom frame ini akan diambil kolom pada lantai 1 (No ID =3) arah melintang. Adapun data kolom tersebut adalah :

- Dimensi = 600 mm x 600 mm.
- Fy = 320 Mpa.
- Fc' = 30 Mpa.
- Beban Aksial = 4226,218 KN.(kom. 1921.7)



- Mayor moment (M_x) = 46,54 KNm
- Minor moment (M_y) = 27,44 KNm.

Dengan memasukkan data material kolom dan beban – beban yang bekerja dalam program bantu “ PCACOL”(output lihat gambar 6.10), didapatkan $\rho = 3.89\%$ dengan tulangan 20D-30 ($A_s = 14000 \text{ mm}^2$), Sesuai dengan section 1921.4.3.1 maka ratio tulangan $1\% < (\rho) < 6\%..... (\text{OK})$.

Sesuai section 1921.7 maka komponen struktur yang menerima aksial harus di cek terhadap:

1. Beban aksial gravitasi terfaktor ($P_u \text{ com.1}$) akibat gravitasi $> Agfc'/10$

$$Agfc'/10 = (600 \times 600) \times 30/10 = 1.080.000 \text{ N}$$

$$P_u = 4.226.218 \text{ N.} > Agfc'/10..... (\text{OK}).$$

2. $0.3 P_o = 0.3 \times (0.85 f_c' x (A_g - A_{st}) + (f_y x A_{st}))$
 $= 0.3 \times (0.85 \times 30 \times (600^2 - 14137,2) + (320 \times 14137,2))$
 $= 4.003.021,62 \text{ N}$

$$\text{s } P_u \text{ akibat gravitasi} = 4.226.218 \text{ N.}$$

$P_u \text{ akibat gravitasi} > 0.3 P_o \Rightarrow \text{tidak sesuai UBC 1921.7.2.2}$

Karena $P_u \text{ akibat gravitasi} < 0.3 P_o \Rightarrow$ maka kolom harus didesain sesuai dengan UBC section 1921.7.2.2. Disamping itu kolom juga harus diamankan terhadap UBC section 1921.4.3, 1921.4.4.1 item 3 dan 1921.4.4.3. Section 1921.4.3 menyatakan bahwa nilai ρ antara 1% - 6 %. Sedangkan dalam 1921.4.4.1 dinyatakan bahwa tulangan silang diperbolehkan mempunyai diameter yang sama dengan tulangan hoopnya (sengkangnya). Dan section 1921.4.3 mengatur bahwa jarak antar tulangan



silang tidak boleh melebihi 356 mm pada pusat penampang diarah tegak lurus tulangan longitudinalnya.

Gambar diagram interaksi untuk kolom frame ini seperti di lampiran.

6.5.2.1 Penulangan Transversal Kolom

Sesuai dengan UBC 1921.7.2.2. maka jarak tulangan transversal (So) tidak boleh melebihi dari :

1. $6 \times \text{diameter tul longitudinal terkecil} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
2. $16 \times \text{diameter tul transversal} = 16 \times 12 = 192 \text{ mm.}$
3. $0.5 \times \text{dimensi kolom terpendek} = 0.5 \times 550 = 275 \text{ mm.}$
4. 152.4 mm.

Sehingga di pakai tulangan $\phi 12 \text{ mm}$ dengan 2 tulangan silang dan jarak tulangan 130 mm pada keseluruhan tinggi kolom sebagaimana disyaratkan dalam UBC 1921.7.2.2.

$$A_v = 4 \times 0.25 \times 3.14 \times 12^2$$

$$= 452,39 \text{ mm}^2$$

Selain tulangan transversal untuk memberikan fungsi pengekangan harus juga dipasang tulangan transversal untuk menahan gaya geser. Seperti halnya pada balok, gaya geser rencana untuk kolom harus dihitung dengan memperhitungkan gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka tiap join. Section 1921.7.2.2 juga mensyaratkan bahwa kolom juga harus didesain terhadap gaya geser didasarkan pada kuat momen nominal (M_{pr}) batang pada masing – masing ujung kolom. Tetapi gaya



geser batang tidak boleh lebih kecil dari gaya geser yang didapatkan dari analisa struktur berdasarkan kombinasi gempa ($1.4D + 1.4L + E$).

Kuat momen nominal (M_{pr}) kolom didapatkan dengan menggunakan diagram interaksi, dengan memakai mutu tulangan $f_y = 400$ Mpa dan $\phi=1$. Secara konservatif M_{pr} dapat diasumsikan sama dengan momen pada kondisi balance (referensi 2). Berdasarkan diagram interaksi dari program PCACOL dengan $f_y = 320$ Mpa dan $\phi = 3.97\%$ pada kondisi balance diperoleh $\phi M_n = 1.216.000.000$ Nmm (lihat Gambar diagram interaksi).

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{1.216.000.000}{1} \\ &= 1.216.000.000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Gaya geser rencana pada ujung kolom yang didasarkan pada momen pada ujung adalah:

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{2 \times 1.216.000.000}{(4000 - 550)} \\ &= 704.927,54 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser yang didapat dari analisa struktur berdasarkan kombinasi beban gempa sesuai 1921.7 ($1.4D + 1.4L + E$) adalah = 2861 kg = 28610 N.

Maka V_u kolom = 704.927,54 N > V_u analisa = 28610 N.....(OK).

$$V_c = 0.166(1+0.073 \frac{N_u}{A_g}) \sqrt{f'_c} b_w d \quad \dots \quad \text{Pers. (11-4) Sect. 1911.3.1.2}$$

UBC'97

Dimana N_u merupakan beban aksial minimum dari kombinasi gempa untuk NLFRS. Dari hasil analisa didapat $N_u \min = 2.643.976$ N.(kombinasi 0.9 D + E).



$$V_c = 0.166 \times (1 + 0.073 \times \frac{2.643.976}{600^2}) \times \sqrt{30} \times 600 \times 555 \\ = 465.097,1 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \\ = \frac{452.57 \times 320 \times 555}{130} \\ = 618280 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0.85 \times (465.097,1 + 618.280) = 920870,5 \text{ N} > 704.927,54 \text{ N}$$

.....(OK)

Jadi tulangan ϕ 12 mm dengan 2 tulangan silang dan jarak tulangan 130 mm cukup untuk menahan geser yang terjadi pada kolom.

6.5.2.2 Penyambungan Tulangan

Panjang penyaluran untuk penyambungan tarik, menurut Section 1912.2.3 didapat dengan rumus:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \left(\frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{c + K_{tr}} \right)$$

dimana :

α = faktor lokasi penulangan

= 1.0

β = faktor pelapisan

= 1.0 \Rightarrow penulangan tanpa pelapisan

γ = faktor ukuran tulangan



= 1.0 \Rightarrow untuk tulangan #7 (D22) atau lebih besar

λ_b = faktor berat agregat beton

= 1.0 \Rightarrow beton normal

d_b = diameter tulangan = 25 mm = 1 inch.

λ_c = faktor berat agregat beton

= 1.0 \Rightarrow beton normal.

c = spasi tulangan atau selimut tulangan

$$= \begin{cases} \text{selimut} = 45\text{mm} \\ \frac{1}{2}\text{spasi tulangan} = 22\text{mm} \end{cases}$$

= 45 mm = 1.77 inch.

s = spasi tulangan transversal

= 130 mm = 5.12 inch

$$A_{tr} = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 12^2$$

$$= 226.08 \text{ mm}^2 = 0.3504 \text{ inch}^2$$

f_y = 320 Mpa = 46400 Psi ; f'_c = 30 Mpa = 4350 Psi

$$K_{tr} = \frac{0.3504 \times 46400}{1500 \times 5.12 \times 2}$$

$$= 1.0585$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{1.77 + 1.0585}{1}$$

$$= 2.8285 > 2.5 \text{ dipakai } 2.5$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3}{40} \frac{46400}{\sqrt{4350}} \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2.5}$$

$$= 21.1054 \text{ inch}$$



$$\begin{aligned}l_d &= 21.1054 \times 1 \text{ inch} \\&= 21.1054 \text{ inch} \\&= 536 \text{ mm} \Rightarrow 55 \text{ cm.}\end{aligned}$$



6.5. Pertemuan Balok Kolom

6.5.1 Pertemuan Balok Kolom Dalam

Kesatuan struktur secara keseluruhan tergantung pada perilaku beam column joint. Degradasi joint dapat menyebabkan deformasi lateral yang besar, yang dapat menyebabkan kerusakan atau bahkan keruntuhan. Pada kasus ini, perhitungan akan dilakukan pada beam column joint lantai 1 pertemuan antara portal E dengan portal 3, yaitu pada column No 23.

Section 1921.5 UBC mensyaratkan pemasangan tulangan transversal pada daerah pertemuan balok kolom sekurang-kurangnya setengah dari jumlah tulangan transversal yang dipasang pada kolom sampai dengan jarak l_0 dari muka join (sebagaimana sebagaimana dispesifikasikan pada section 1921.4.4). Hasil perhitungan mendapatkan pada daerah tersebut (pertemuan balok frame melintang dengan kolom 23) dipasang tulangan $\phi 10$ mm dengan jarak 150 mm. Maka pada daerah join dipasang tulangan $\phi 10$ mm dengan jarak 150 mm.

Gambar 6.16 dibawah menunjukkan pertemuan balok kolom lantai 1 (kolom 23) pada arah y dan gaya geser yang bekerja pada join tersebut. Gaya geser ditentukan dengan melakukan pengurangan gaya geser horizontal kolom dari jumlah gaya tarik tulangan atas balok dan gaya tekan tulangan atas balok pada muka kolom yang berlawanan. Gaya geser horisontal kolom didapatkan dengan pendekatan bahwa sendi plastis pada balok telah terjadi. Pada kondisi ini, kuat momen mungkin (M_{pr}) seperti telah didapatkan pada perhitungan balok adalah :

$$M_{pr}^+ = 340.532.570 \text{ Nmm.}$$

$$M_{pr}^- = 340.532.570 \text{ Nmm.}$$

Pada perhitungan gaya geser horisontal dilakukan pendekatan bahwa momen balok ditahan oleh kolom diatas dan dibawah joint dengan proporsi terbalik terhadap panjangnya. Pada kasus ini panjang kolom atas dan bawah sama sehingga momen kolom adalah :

$$\begin{aligned} M_h &= (340.532.570 + 340.532.570)/2 \\ &= 340.532.570 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Gaya geser horisontal (V_h) pada akhir kolom adalah:

$$\begin{aligned} V_h &= \frac{2 \times 340.532.570}{5150 - 600} \\ &= 149684,6 \text{ N} \end{aligned}$$

Menurut section 1921.5.1.1 gaya – gaya pada tulangan longitudinal balok pada muka joint ditentukan dengan mengasumsikan bahwa tegangan pada tulangan sebesar 1.25 fy.

Gaya tarik tulangan atas (5 D 22) :

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1.25 \times f_y \\ &= 1.25 \times 320 \times 5 \times 380,13 \\ &= 760.265 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya tekan pada sisi kolom yang lain sama dengan gaya tarik dari tulangan bawah (3 D19) :

$$\begin{aligned} C_2 &= T_2 \\ &= 1.25 \times 320 \times 3 \times 380,13 \\ &= 456.156 \text{ N} \end{aligned}$$

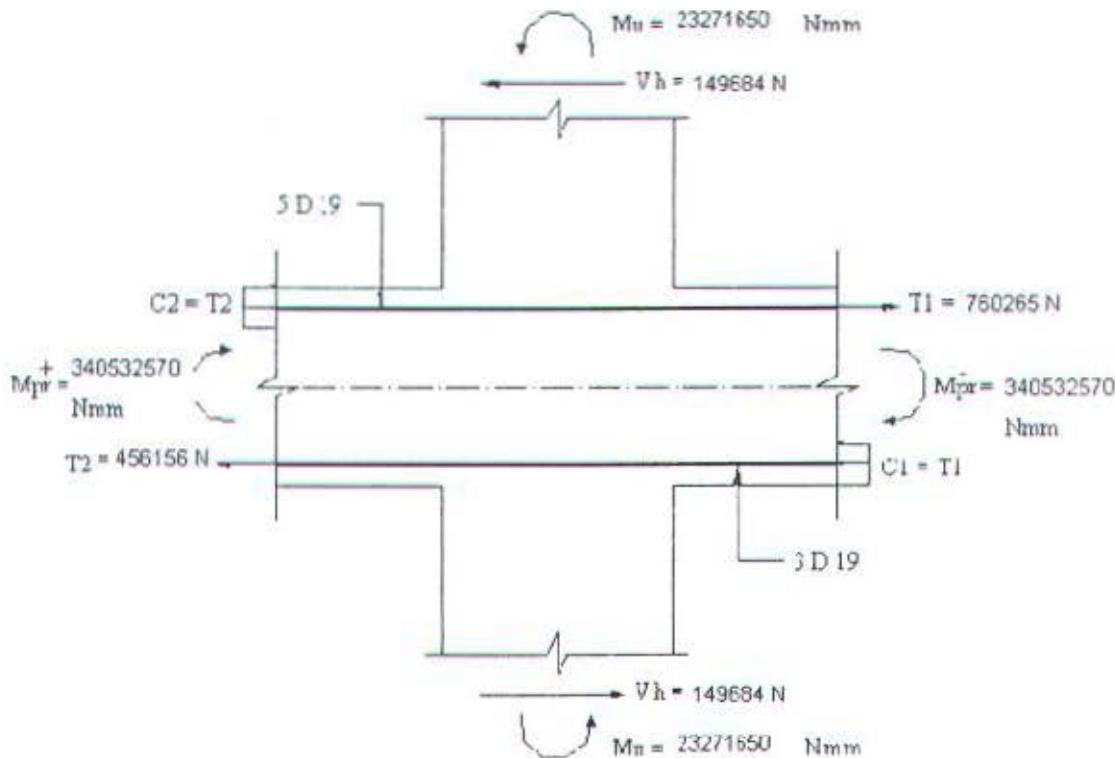
Geser bersih pada penampang

$$= T_1 + C_2 - V_h$$



$$= 760.265 + 456.156 - 149.684,6$$

$$= 1.075.736,4 \text{ N}$$



Gambar 6. 8 Pertemuan Balok Kolom

Berdasarkan Section 1921.5.3.1 untuk join dengan balok pada keempat sisinya, mempunya gaya geser nominal (ϕV_c) :

$$\phi V_c = \phi 1.66 \sqrt{f'_c} A_j$$

A_j = luas efektif join (luas potongan melintang efektif pada joint dalam bidang tulangan yang menyebabkan geser pada joint)

$$= h \times b_{\text{eff}}$$

$$b_{\text{eff}} \leq b \text{ balok} + h \text{ kolom} = 350 + 600 = 950 \text{ mm.}$$

$$\leq b_{\text{balok}} + 2 \times (600 - 350) = 825 \text{ mm.}$$

Dipakai $b_{\text{eff}} = 825 \text{ mm.}$

Lebar joint (h) = lebar keseluruhan kolom = 600 mm

$$A_j = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.66 \times \sqrt{30} \times 360000$$

$$= 2.782.211,5 \text{ N} > 1.104.157,5 \text{ N} \dots\dots(\text{OK})$$

6.5.2. Pertemuan Balok Kolom Luar

Pertemuan balok kolom luar pada prinsipnya seperti pertemuan balok kolom dalam, hanya pada pertemuan luar balok yang bertemu di joint hanya dari satu arah seperti ditunjukkan Gambar 6.17 dibawah. Sehingga momen balok yang berpengaruh hanya momen negatif (M_{pr^-}) saja. Dalam kasus ini, perhitungan dilakukan pada beam column joint lantai 1 pertemuan antara portal 1 dan portal C. Kuat geser dicek pada arah Y. Dimana kolom tepi memiliki hubungan dengan balok sebanyak 3 sisi, sehingga joint tidak diikat dengan komponen portal menurut 1921.5.2.2 sehingga tulangan transversal yang disyaratkan untuk kolom harus diteruskan melewati joint.

$$M_{pr^-} = 160.399.848,5 \text{ Nmm}$$

Momen kolom :

$$M_u = 46.543.300/2$$

$$= 23.271.650 \text{ Nmm}$$

Gaya geser horisontal (V_h) pada akhir kolom dipcroleh dengan mengasumsikan bahwa balok pada lantai yang berdekatan berdeformasi sehingga sendi plastis terbentuk pada pertemuannya dengan kolom. V_h dirumuskan sebagai berikut:



$$V_h = \frac{2 \times 23.271.650}{5150 - 600}$$

$$= 10.229,3 \text{ N}$$

Gaya tarik tulangan atas (3 D 19) :

$$T_1 = 1.25 \times 320 \times 850,6$$

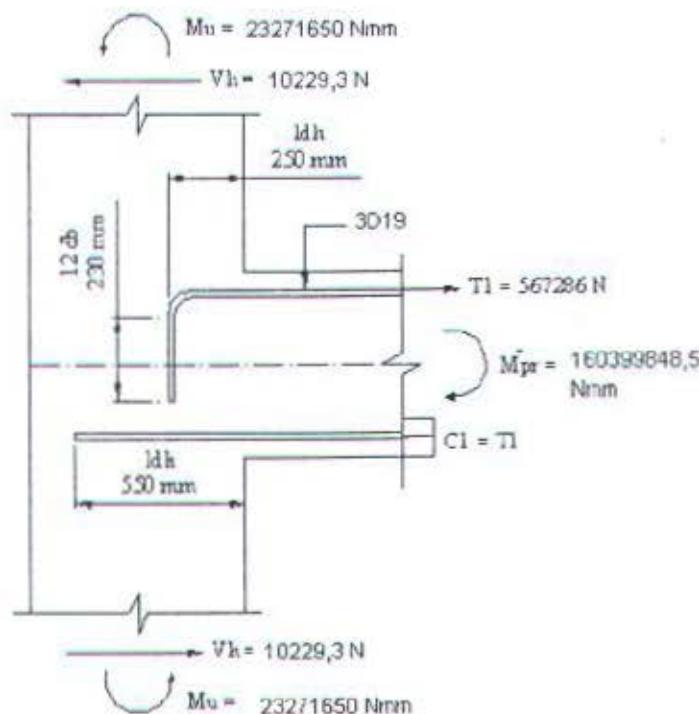
$$= 340.234,5 \text{ N}$$

Geser bersih pada penampang didapatkan dengan melakukan pengurangan sebesar gaya geser horizontal kolom dari gaya tarik pada tulangan atas balok:

$$= T_1 - V_h$$

$$= 340.234,5 - 10.229,3$$

$$= 330.005,2 \text{ N}$$



Gambar 6.9 Pertemuan Balok Kolom



Berdasarkan Section 1921.5.3.1 untuk join dengan balok pada ketiga sisinya, mempunyai gaya geser nominal (ϕV_c) :

$$\phi V_c = \phi 1.25 \sqrt{f'_c} A_j$$

A_j = luas efektif join

$$= h \times b_{eff}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.25 \times \sqrt{30} \times 600 \times 000$$

$$= 2.095.038,8 \text{ N} > 330005,2 \text{ N} \dots\dots (\text{OK})$$

Pada pertemuan balok kolom luar perlu diperhatikan lokasi pemutusan tulangan. Karena tulangan longitudinal berakhir pada join ini maka harus dikontrol terhadap panjang penyaluran yang diperlukan. Hasil perhitungan panjang penyaluran tulangan balok pada bagian 6.3 mendapatkan panjang penyaluran yang harus disediakan adalah :

⇒ Untuk tulangan dengan kait standar 90° : $l_{db} = 410 \text{ mm}$

⇒ Untuk tulangan lurus : tulangan atas : $l_{db} = 833 \text{ mm}$

tulangan bawah : $l_{db} = 595 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pemasangan tulangan bawah diputus lurus dengan panjang penyaluran 600 mm. Sedangkan tulangan atas diputus dengan kait standar 90° dengan panjang penyaluran 450 mm. Secara visual detail ini ditunjukkan pada gambar.



6.7. Desain Shearwall

Shearwall merupakan bagian utama dari LFRS dalam tugas akhir ini, dimana shearwall yang memikul gaya geser akibat gempa. Pada struktur ini ada dua tipe shearwall yaitu tipe T dan tipe I. Pada shearwall perlu dikontrol adanya bahaya tekuk pada bagian yang tertekan. Tebal shearwall dibatasi sampai 1/10 tinggi lantai. Juga perlu dicek apakah shearwall tersebut memerlukan boundary element yang diperbesar pada ujung-ujungnya yang diatur dalam UBC'97 section 1921.6.6.4.

6.7.1. Wall Tipe T

Diamond output terkritis yaitu wall 5 untuk arah x dan wall 6 untuk arah y.

6.7.1.1. Wall Penahan Gempa Arah Y

Data-data shearwall no. ID 6 :

1. $lw = 5000 \text{ mm}$
2. $hw = 4000 \text{ mm}$
3. $bw = 300 \text{ mm}$
4. $M_{top} = 526901 \text{ kgm} = 5269010000 \text{ Nmm}$
5. $M_{bottom} = 916890 \text{ kgm} = 9168900000 \text{ Nmm}$
6. $V_u = 104931 \text{ kg} = 1049310 \text{ N}$
7. $P_u = -198189 \text{ kg} = -1981890 \text{ N}$
8. $A_g = 300 * 5000 = 1.500.000 \text{ mm}^2 = 1,1 * 10^6 \text{ mm}^2$

Kontrol boundary element :

$$1. P_u < 0,10 \cdot A_g \cdot f_c' = 0,10 * 1,5 * 10^6 * 30 = 4500000 \text{ N}$$

$$P_u = 1981890 < 4500000 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$2. \frac{M_u}{V_u l_w} = \frac{916890}{104931 * 5} = 1,75 > 1 \text{ atau}$$

$$3. V_u < 0,25 \cdot A_g \cdot v \cdot \sqrt{f_c'} = 0,25 * 1,5 * 10^6 * \sqrt{30} = 2053959,6 \text{ N} = 205395,96$$

kg



$$V_u = 104931 \text{ kg} < 205395,96 \text{ kg} \dots \text{OK.}$$

$$\text{Dan } \frac{Mu}{Vu J_w} = \frac{916890}{104931 * 5} = 1,75 < 3 \dots \text{OK}$$

Dari kontrol tersebut diatas maka boundary element tidak diperlukan.

Cek kebutuhan tulangan tunggal atau rangkap

$$V_u \geq 0,166 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 0,166 * 1,5 * 10^6 * \sqrt{30} = 1363829,17 \text{ N}$$

$$V_u = 1049310 \text{ N} < 1363829,17 \text{ N} \dots \text{OK}$$

$$T_{wall} = 300 \text{ mm} > 254 \text{ mm} \dots \text{Tidak OK}$$

Karena salah satu syarat diatas tidak terpenuhi maka dibutuhkan tulangan rangkap.

$$V_u \geq 0,08 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 0,08 * 1,5 * 10^6 * \sqrt{30} = 657267,1 \text{ N}$$

$$V_u = 1049310 \text{ N} > 657267,1 \text{ N}$$

Karena V_u tidak melebihi syarat UBC'97 section 1921.6.2.2 maka pemutusan tulangan horizontal ditepi shearwall harus mempunyai standar kait khusus seperti dalam section tersebut.

Desain tulangan vertikal

Menentukan faktor reduksi

$$\frac{P_u}{f_c' A_g} = \frac{1981890}{30 * 1,5 * 10^6} = 0,004 < 0,1$$

komponen cenderung mengalami beban lentur daripada beban aksial, sehingga faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,85$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{916890}{0,85} = 1078694,12 \text{ kgm}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{198189}{0,85} = 233163,53 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{104931}{0,85} = 161432,3 \text{ kg}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1078694,2}{233163,53} = 4,626 \text{ m}$$



Karena wall ujung bawah mengalami tarik akibat beban gempa dari arah Y, maka daerah flange(sayap) mengalami tekan dengan b_{effektif} untuk tekan (T. Paulay & M.J.N Preiesly 5.2.2) adalah:

$$\begin{aligned}b_{\text{eff}} &= 0,3 \cdot h_w + b_w \dots \text{pers 5.1b} \\&= 0,3 \cdot 4000 + 300 = 1500 \text{ mm}\end{aligned}$$

Mencari titik berat beton:

$$A_{\text{sb1}} = 0,3 \cdot 11 = 3,3 \text{ m}^2 \quad A_{\text{sb2}} = 0,3 \cdot (5 - 0,3) = 1,41 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 4,71 \text{ m}^2$$

$$x_1 = 5,5 \quad y_1 = 0,15 \quad x_2 = 5,5 \quad y_2 = 2,65$$

$$y = \frac{0,15 \cdot 3,3 + 2,65 \cdot 1,41}{4,71} = 0,8984 \text{ m}$$

sehingga c.q.c = (5,5 ; 0,8984)

Shearwall akan ditulangi terpusat di kedua ujung dan tulangan minimum 25% di badan.

Rasio tulangan minimum $\rho_{\text{min}} = 0,7/f_y = 0,7 / 320 = 0,0021875 < 0,0025$ sehingga dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0025$. $\rho_{\text{min}} = 16/f_y = 16/320 = 0,05$

Pendekatan pertama, misalnya $L_w = 4500 \text{ mm}$

$$A_v = \frac{M_n}{f_y \cdot I_w} = \frac{10786941200}{320 \cdot 4500} = 7490,93 \text{ mm}^2$$

Pakai 20D25 , $A_v = 9817,48 \text{ mm}^2$

Spasi 100 mm dengan decking beton = 60 mm

Titik berat tulangan terpusat = $60 + (5 \cdot 25) + (4,5 \cdot 100) = 635 \text{ mm}$

$$a = \frac{A_v \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} = \frac{9817,48 \cdot 320}{0,85 \cdot 30 \cdot 1500} = 82,38 \text{ mm}^2$$

$$a_o = a/2 = 41,19 \text{ (pusat tekanan)}$$

$$L = 4500 - 635 - 41,19 = 4323,81 \text{ mm}$$

Hitung momen yang terjadi akibat penulangan

$$\begin{aligned}M &= A_v \cdot F_y \cdot L = 9817,48 \cdot 320 \cdot 4323,81 = 13583653820 \text{ Nmm} \\&= 1358365,3820 \text{ kgm} > M_n \text{ perlu} = 1078694,12 \text{ kgm} \dots \text{OK}\end{aligned}$$

Desain Tulangan Pada Badan Shearwall

Digunakan $\rho_{\text{min}} = 0,0025$, dengan spasi = 250 mm



Maka A_v badan = $\rho_{min} * s * bw = 0,0025 * 250 * 300 = 187,5 \text{ mm}^2$

$$d = \sqrt{\frac{A_v}{0,25\pi}} = 15,4 \text{ mm}$$

Maka pada badan shearwall dipasang tulangan D16-250 mm

Menghitung kebutuhan tulangan pengikat lateral (crossties) berdasarkan UBC'97

1921.6.6.6.(2.1)

$$A_{sh} = 0,09 \cdot s \cdot h_c \cdot f_y$$

$$= 0,09 * 100 * (25*10 + 100*9) * 30/320 = 970,3125 \text{ mm}^2$$

Dipakai 5D16 ($A_{sh} = 1005,3 \text{ mm}^2$)

Desain Tulangan Geser

Batas maksimum kuat geser wall (UBC'97 1921.6.5.6)

$$\phi V_n \geq 0,6 \cdot 0,66 A_{cv} \sqrt{f'_c} = 0,6 * 0,66 * 1,5 * 10^6 * \sqrt{30} = 3253471,992 \text{ N}$$

$$= 325347,1992 \text{ kg} > V_n = 161432,3 \text{ kg}$$

$h_w/l_w = 49/11 = 4,364 > 2$ maka kaut geser nominal didapatkan dari persamaan dalam UBC'97 section 1921.6.5.2:

dengan digunakan $\phi 12$ dan spasi 200

$$\rho_n = \frac{A_s}{A_{sw}} = \frac{1/4 \cdot \pi \cdot d^2}{200 * 300} = 0,001885 < \rho_{min} = 0,0025, \text{ maka dipakai } \rho_{min}$$

$$\phi V_n \geq \phi \cdot A_{cv} (0,166 \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y) = 0,6 * 1,5 * 10^6 * (0,166 * \sqrt{30} + 0,0025 * 320) = 1538297,5 \text{ N} = 153829,75 \text{ kg} < V_n = 161432,3 \text{ kg} \dots \text{tidak OK}$$

maka digunakan D12 -125 (diameter 12 mm dengan spasi 150 mm)

$$\rho_n = \frac{A_s}{A_{sw}} = \frac{1/4 \cdot \pi \cdot d^2}{125 * 300} = 0,003$$

$$\phi V_n \geq \phi \cdot A_{cv} (0,166 \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y) = 0,6 * 1,5 * 10^6 * (0,166 * \sqrt{30} + 0,003 * 320)$$

$$= 1686885 \text{ N}$$

$$= 168688,5 \text{ kg} > V_n = 161432,3 \text{ kg} \dots \text{OK}$$



6.7.1.2. Arah X

Data-data shearwall untuk wall 5:

1. $lw = 11000 \text{ mm}$
2. $hw = 4000 \text{ mm}$
3. $bw = 300 \text{ mm}$
4. $M_{top} = 2624452 \text{ kgm}$
5. $M_{bottom} = 3091232 \text{ kgm}$
6. $V_u = 128907 \text{ kg}$
7. $P_u = -1741093 \text{ N}$
8. $A_g = 300 * 11000 = 3,3 * 10^6 \text{ mm}^2$

Cek kebutuhan tulangan tunggal atau rangkap

$$V_u \geq 0,166 A_{cv} \sqrt{f'_c} = 0,166 * 3,3 * 10^6 * \sqrt{30} = 3000424,17 \text{ N}$$

$$V_u = 1289070 \text{ N} < 3000424,17 \text{ N} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$T_{wall} = 300 \text{ mm} > 254 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Tidak OK}$$

Karena salah satu syarat diatas tidak terpenuhi maka dibutuhkan tulangan rangkap.

$$V_u \geq 0,08 A_{cv} \sqrt{f'_c} = 0,08 * 3,3 * 10^6 * \sqrt{30} = 1445987,55 \text{ N}$$

$$V_u = 1289070 \text{ N} < 1445987,55 \text{ N}$$

Karena V_u tidak melebihi syarat UBC'97 section 1921.6.2.2 maka pemutusan tulangan horizontal ditepi shearwall tidak harus mempunyai standar kait khusus seperti dalam section tersebut.

Desain tulangan vertikal

Menentukan faktor reduksi

$$\frac{P_u}{f'_c A_g} = \frac{3091232}{30 * 3,3 * 10^6} = 0,031 < 0,1$$

komponen cenderung mengalami beban lentur daripada beban aksial, sehingga faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,85$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3091232}{0,85} = 3636743,529 \text{ kgm}$$



$$P_n = \frac{P_n}{\phi} = \frac{1741093}{0,85} = 2048344,706 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_n}{\phi} = \frac{128907}{0,65} = 198318,46 \text{ kg}$$

$$c = \frac{M_n}{P_n} = \frac{3636743,529}{2048344,706} = 1,77 \text{ m}$$

Untuk kondisi ini hanya daerah flange yang menanggung beban gempa dari arah x, mengingat bagian badan shearwall T terletak pada sumbu titik berat wall sehingga tidak memberikan kontribusi seperti pada kasus gempa arah Y.

Shearwall akan ditulangi terpusat dikedua ujung dan tulangan minimum 25% di badan.

Rasio tulangan minimum $\rho_{min} = 0,7/f_y = 0,7 / 320 = 0,0021875 < 0,0025$ sehingga

dipakai $\rho_{min} = 0,0025$. $\rho_{min} = 16/f_y = 16/320 = 0,05$

Pendekatan pertama, misalnya $L_w = 10000 \text{ mm}$

$$A_v = \frac{M_n}{f_y \cdot L_w} = \frac{36367435290}{320 * 10000} = 11364,8 \text{ mm}^2$$

Pakai 24D25 , $A_v = 11780,97 \text{ mm}^2$

Spasi 100 mm dengan decking beton = 60 mm

Titik berat tulangan terpusat = $60 + (5,5 * 100) + (25 * 6) = 760 \text{ mm}$

$$a = \frac{A_v \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} = \frac{11780,97 * 320}{0,85 * 30 * 300} = 492,798 \text{ mm}^2$$

$$a_o = a/2 = 246,4 \text{ (pusat tekanan)}$$

$$L = 10000 - 760 - 246,4 = 9993,6 \text{ mm}$$

Hitung momen yang terjadi akibat penulangan

$$\begin{aligned} M &= A_v \cdot F_y \cdot L = 11780,97 * 320 * 9993,6 = 37674976570 \text{ Nmm} \\ &= 3767497,657 \text{ kgm} > M_n \text{ perlu} = 3636743,529 \text{ kgm} \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

Desain Tulangan Pada Badan Shearwall

Digunakan $\rho_{min} = 0,0025$, dengan spasi = 250 mm

Maka $A_v \text{ badan} = \rho_{min} * s * b_w = 0,0025 * 250 * 300 = 187,5 \text{ mm}^2$

$$d = \sqrt{\frac{A_v}{0,25\pi}} = 15,4 \text{ mm}$$



Maka pada badan shearwall dipasang tulangan D16-250 mm

Menghitung kebutuhan tulangan pengikat lateral (crossties) berdasarkan UBC'97 1921.6.6.6.(2.1)

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09 \cdot s \cdot h \cdot f_c / f_y \\ &= 0,09 * 100 * (25 * 12 + 100 * 11) * 30 / 320 = 1181,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai 6D16 ($A_{sh} = 1206,37 \text{ mm}^2$)

Desain Tulangan Geser

Batas maksimum kuat geser wall (UBC'97 1921.6.5.6)

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq 0,6 \cdot 0,66 A_{cv} \sqrt{f_c} = 0,6 * 0,66 * 3,3 * 10^6 * \sqrt{30} = 715763,84 \text{ N} \\ &= 325347,1992 \text{ kg} > V_n = 161432,3 \text{ kg} \end{aligned}$$

$h_w/l_w = 49/11 = 4,364 > 2$ maka kaut geser nominal didapatkan dari persamaan dalam UBC'97 section 1921.6.5.2:

Dengan digunakan $\phi 12$ dan spasi 150

$$\begin{aligned} \rho_n &= \frac{A_s}{A_{sw}} = \frac{1/4 \cdot \pi \cdot d^2}{150 * 300} = 0,00251 > \rho_{min} = 0,0025, \text{ maka dipakai } \rho_n \\ \phi V_n &\geq \phi \cdot A_{cv} (0,166 \cdot \sqrt{f_c} + \rho_n \cdot f_y) = 0,6 * 3,3 * 10^6 * (0,166 * \sqrt{30} + 0,00251 * 320) = 3392664 \text{ N} = 339266,4 \text{ kg} > V_n = 198318,46 \text{ kg} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

6.7.2. Wall type I

Data-data untuk shearwall no. ID 2:

1. $l_w = 5000 \text{ mm}$
2. $h_w = 4000 \text{ mm}$
3. $b_w = 300 \text{ mm}$
4. $M_{top} = 1353446 \text{ kgm}$
5. $M_{bottom} = 1926487 \text{ kgm}$
6. $V_u = 150769 \text{ kg}$
7. $P_u = -153438 \text{ kg}$
8. $A_g = 300 * 5000 = 1,5 * 10^6 \text{ mm}^2$



Cek kebutuhan tulangan tunggal atau rangkap

$$V_u \geq 0,166 \text{ Acv} \sqrt{f'_c} = 0,166 * 1,5 * 10^6 * \sqrt{30} = 1363829,17 \text{ N}$$

$$V_u = 1507690 \text{ N} > 1363829,17 \text{ N}$$

$$T_{wall} = 300 \text{ mm} > 254 \text{ mm}$$

Karena salah satu syarat diatas tidak terpenuhi maka dibutuhkan tulangan rangkap.

$$V_u \geq 0,08 \text{ Acv} \sqrt{f'_c} = 0,08 * 1,5 * 10^6 * \sqrt{30} = 657267,1 \text{ N}$$

$$V_u = 1507690 \text{ N} > 657267,1 \text{ N}$$

Karena V_u tidak melebihi syarat UBC'97 section 1921.6.2.2 maka pemutusan tulangan horizontal ditepi shearwall harus mempunyai standar kait khusus seperti dalam section tersebut.

Desain tulangan vertikal

Menentukan faktor reduksi

$$\frac{P_u}{f'_c A_g} = \frac{153438}{30 * 1,5 * 10^6} = 0,0034 < 0,1$$

Komponen cenderung mengalami beban lentur daripada beban aksial, sehingga faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,85$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1926487}{0,85} = 2278675,3 \text{ kgm}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{153438}{0,85} = 176249 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{150769}{0,65} = 232498,46 \text{ kg}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = 12,93 \text{ m}$$

Shearwall akan ditulangi terpusat di kedua ujung dan tulangan minimum 25% di badan.

Rasio tulangan minimum $\rho_{min} = 0,7/f_y = 0,7 / 320 = 0,0021875 < 0,0025$ sehingga dipakai $\rho_{min} = 0,0025$. $\rho_{min} = 16/f_y = 16/320 = 0,05$

Pendekatan pertama, misalnya $L_w = 4000 \text{ mm}$



$$Av = \frac{Mn}{fy.Jw} = \frac{22786753000}{320 * 4000} = 17802,15 \text{ mm}^2$$

Pakai 38D25 , Av = 18653,21 mm²

Spasi 60 mm dengan decking beton = 60 mm

Titik berat tulangan terpusat = 60 + (9*25) + (9,5*60) = 837,5 mm

$$a = \frac{Av.fy}{0,85.fc'bw} = \frac{17802,15 * 320}{0,85 * 30 * 300} = 780,265 \text{ mm}^2$$

$$ao = a/2 = 390,11 \text{ (pusat tekanan)}$$

$$L = 5000 - 837,5 - 390,11 = 3772,39 \text{ mm}$$

Hitung momen yang terjadi akibat penulangan

$$\begin{aligned} M &= Av . Fy . L = 17802,15 * 320 * 3772,37 = 214901288400 \text{ Nmm} \\ &= 2149012,8840 \text{ kgm} \sim Mn \text{ perlu} = 2278675,3 \text{ kgm} \dots \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Desain Tulangan Pada Badan Shearwall

Digunakan $\rho_{\min} = 0,0025$, dengan spasi = 250 mm

Maka Av badan = $\rho_{\min} * s * bw = 0,0025 * 250 * 300 = 187,5 \text{ mm}^2$

$$d = \sqrt{\frac{Av}{0,25\pi}} = 15,4 \text{ mm}$$

Maka pada badan shearwall dipasang tulangan D16-250 mm

Menghitung kebutuhan tulangan pengikat lateral (crossties) berdasarkan UBC'97

1921.6.6.6.(2.1)

$$\begin{aligned} Ash &= 0,09.s.hc.fc/fy \\ &= 0,09 * 60 * (25*19 + 60*18) * 30/320 = 787,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai 4D16 (Ash = 804,25 mm²)

Desain Tulangan Geser

Batas maksimum kuat geser wall (UBC'97 1921.6.5.6)

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq 0,6 \cdot 0,66 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 0,6 * 0,66 * 1,5 * 10^6 * \sqrt{30} = 3253471,992 \text{ N} \\ &= 325347,1992 \text{ kg} > V_n = 161432,3 \text{ kg} \end{aligned}$$

hw/lw = 49/11 = 4,364 > 2 maka kaut geser nominal didapatkan dari persamaan dalam UBC'97 section 1921.6.5.2:



dengan digunakan $\phi 12$ dan spasi 150

$$\rho_n = \frac{As}{Asw} = \frac{1/4 \cdot \pi \cdot d^2}{150 * 300} = 0,00251$$

$$\phi V_n \geq \phi \cdot A_{cv} (0,166 \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y) = 0,6 * 1,5 * 10^6 * (0,166 * \sqrt{30} + 0,00251 * 320) = 1542120,45 \text{ N} = 154212,045 \text{ kg} < V_n = 232498,46 \text{ kg} .. \text{ OK}$$

6.6.3. Panjang Penyaluran Untuk Shearwall

berdasarkan UBC'97 section 1921.5.4.1 panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan dengan standar kait 90° dalam beton normal adalah :

$$l_{dh} > 8 d_b$$

$$> 152$$

$$= f_y \cdot d_b / (5,4 \sqrt{f'_c}) \text{ untuk tulangan } \phi 10 \text{ s/d } \phi 35$$

untuk D25

$$l_{dh} > 8 d_b$$

$$> 152$$

$$= 320,25 / (5,4 \sqrt{30}) = 270 \text{ mm}$$

Kemudian untuk tulangan lurus dengan ukuran tulangan $\phi 10$ s/d $\phi 35$, berdasarkan UBC'97 1921.5.4.2 panjang penyaluran l_d tidak boleh kurang dari:

$$l_{dh} = 2,5 l_{dh} \text{ jika } (h-d) \leq 305 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 3,5 l_{dh} \text{ jika } (h-d) \geq 305 \text{ mm}$$

Maka untuk tulangan D25 l_d yang dibutuhkan minimal = $2,5 l_{dh} = 2,5 * 270 = 675 \text{ mm}$
dipasang $l_{dh} = 700 \text{ mm}$.



BAB VII
PENUTUP

BAB VII

PENUTUP

Penggunaan UBC (Uniform Building Code) 1997 sebagai acuan dalam perancangan struktur ternyata memiliki beberapa perbedaan dengan peraturan – peraturan yang sudah ada sebelumnya. Diantaranya, Perhitungan beban gempa struktur tidak hanya memperhitungkan pengaruh lateral dari gaya geser dasar saja, melainkan juga memasukkan pengaruh komponen vertical dari gerakan gempa. Pengaruh komponen vertikal ini diwujudkan sebagai suatu koefisien pengali terhadap beban mati. Setelah melakukan perancangan struktur berdasarkan UBC 97 dengan mengambil struktur “ Building Frame System” dengan komponen pengaku lateral berupa shearwall, maka pada akhir penulisan tugas akhir ini, penulis dapat mengambil kesimpulan bahwa elemen shearwall adalah sangat cocok digunakan sebagai elemen penahan gaya gempa pada daerah gempa kuat dan lebih efisien lagi memakai balok kopel sehingga dengan dimensi yang sama shearwall mampu menahan gaya gempa lebih besar.

Perhitungan pembatasan drift pada UBC 1997 didasarkan pada displacement dan drift pada kondisi displacement inelastis maksimum (Δ_m). Dimana Δ_m diperoleh dari displacement yang diperoleh dari analisa elastis(Δ_s) dikalikan faktor 0.7R. Adanya persyaratan kontrol drift terhadap struktur ini, khususnya terhadap komponen pengaku lateral, menyebabkan adanya pembesaran terhadap dimensi penampang komponen – komponen komponen pengaku lateral yang ada . Hal lain dalam building frame system ini adalah adanya pemisahan penerima beban lateral dalam system struktur sehingga menimbulkan komponen yang disebut

dengan collector elemen yaitu komponen yang menyalurkan atau mendistribusikan gaya lateral ke sistem pengaku lateral. Karena fungsinya tersebut maka dari hasil analisa struktur komponen ini mempunyai gaya – gaya dalam (Momen dan Geser) yang cukup besar .



DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR PUSTAKA

1. T Paulay dan M.J.N. Priesly."Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansory Building", 1992
2. Wolfgang Schueller. "High Rise Building Structures.",Robert E. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida,1986.
3. UBC 1997 , Volume 2 Section 16 & 19 International Conference of Building Officials
4. Bryan Stafford Smith dan Alex Coull "Tall Building Structures: Analysis And Design.", John Wiley & Sons, Inc,1991
5. Departemen Pekerjaan Umum, Peraturan Pembebatan Indonesia untuk Gedung 1983
6. Chu-kia Wang and Charles G Salmon. "Desain Beton Bertulang" jilid I dan II, edisi keempat Erlangga, 1983.
7. David A. Famella and Javeed A. Munshi. "Design of Concrete Building For Earthquake and Wind Forces.",PCL,1998.



LAMPIRAN

Tabel 4.1.5 Penulangan Pelat Lantai 1s/d 11

TYPE	ARAH	L	Ly/Lx	qu	M _I	d							As perlu	Tulangan	As ada	
							p bal	p max	p min	M _u	R _n	m	p perlu	mm ²	mm ²	
A	X	550	1	1154	1675.61	115	0.0515	0.0387	0.0044	16756080	1.584	12.549	0.0051	588.03	D10-120	654.5
	Y	550		1154	1675.61	105	0.0515	0.0387	0.0044	16756080	1.900	12.549	0.0062	648.50	D10-120	654.5
B	X	550	1	1154	1326.52	115	0.0515	0.0387	0.0044	13265230	1.254	12.549	0.0040	462.24	D10-150	523.6
	Y	550		1154	1501.07	105	0.0515	0.0387	0.0044	15010655	1.702	12.549	0.0055	578.43	D10-120	654.5
C	X	550	1	1154	1256.71	115	0.0515	0.0387	0.0044	12567060	1.188	12.549	0.0038	437.30	D10-150	523.6
	Y	550		1154	1256.71	105	0.0515	0.0387	0.0044	12567060	1.425	12.549	0.0046	481.37	D10-150	523.6
D	X	550	1	1154	1256.71	115	0.0515	0.0387	0.0044	12567060	1.188	12.549	0.0038	437.30	D10-150	523.6
	Y	550		1154	1256.71	105	0.0515	0.0387	0.0044	12567060	1.425	12.549	0.0046	481.37	D10-150	523.6

Tabel 4.1.6 Penulangan Pelat Atap

TYPE	ARAH	L	Ly/Lx	qu	M _I	d							As perlu	Tulangan	As ada	
							p bal	p max	p min	M _u	R _n	m	p perlu	mm ²	mm ²	
A	X	550	1	854	1240.01	115	0.0515	0.0387	0.0044	12400080	1.172	12.549	0.0038	431.35	D10-150	523.6
	Y	550		854	1240.01	105	0.0515	0.0387	0.0044	12400080	1.406	12.549	0.0045	474.78	D10-150	523.6
B	X	550	1	854	981.67	115	0.0515	0.0387	0.0044	9816730	0.928	12.549	0.0030	339.75	D10-150	523.6
	Y	550		854	1110.84	105	0.0515	0.0387	0.0044	11108405	1.259	12.549	0.0040	424.00	D10-150	523.6
C	X	550	1	854	930.01	115	0.0515	0.0387	0.0044	9300060	0.879	12.549	0.0028	321.54	D10-150	523.6
	Y	550		854	930.01	105	0.0515	0.0387	0.0044	9300060	1.054	12.549	0.0034	353.45	D10-150	523.6
D	X	550	1	854	930.01	115	0.0515	0.0387	0.0044	9300060	0.879	12.549	0.0028	321.54	D10-150	523.6
	Y	550		854	930.01	105	0.0515	0.0387	0.0044	9300060	1.054	12.549	0.0034	353.45	D10-150	523.6

Tabel 6.2.1.1 Penulangan Tumpuan Balok LFRS Arah Melintang (Portal E)

Tabel Penulangan Tumpuan Balok E2-E3

LEVEL		Mu	As	ρ	ρ_{min}	ρ_{pakai}	As perlu mm ²	Tulangan
		kgm	mm ²					
ATAP	Mki	32097.19	2585.81	0.0151	0.0043	0.0151	2585.81	7D22
	Mka	3221.69	259.55	0.0015	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 11	Mki	35676.70	2874.19	0.0167	0.0043	0.0167	2874.19	8D22
	Mka	4475.37	360.54	0.0021	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 10	Mki	35442.44	2855.31	0.0166	0.0043	0.0166	2855.31	8D22
	Mka	4783.84	385.40	0.0022	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 9	Mki	35159.48	2832.52	0.0165	0.0043	0.0165	2832.52	8D22
	Mka	5117.11	412.24	0.0024	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 8	Mki	34622.41	2789.25	0.0162	0.0043	0.0162	2789.25	8D22
	Mka	5510.34	443.92	0.0026	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 7	Mki	33840.04	2726.22	0.0159	0.0043	0.0159	2726.22	8D22
	Mka	5929.23	477.67	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 6	Mki	32779.81	2640.81	0.0154	0.0043	0.0154	2640.81	7D22
	Mka	6364.02	512.70	0.0030	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 5	Mki	31418.09	2531.10	0.0147	0.0043	0.0147	2531.10	7D22
	Mka	6799.15	547.75	0.0032	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 4	Mki	29721.38	2394.41	0.0139	0.0043	0.0139	2394.41	7D22
	Mka	7214.51	581.22	0.0034	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 3	Mki	27646.73	2227.28	0.0130	0.0043	0.0130	2227.28	6D22
	Mka	7585.80	611.13	0.0036	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 2	Mki	25137.77	2025.15	0.0118	0.0043	0.0118	2025.15	6D22
	Mka	7861.56	633.34	0.0037	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 1	Mki	22146.93	1784.20	0.0104	0.0043	0.0104	1784.20	5D22
	Mka	8056.86	649.08	0.0038	0.0043	0.0043	740.35	2D22

Tabel Penulangan Tumpuan Balok E3-E4

LEVEL		Mu	As	ρ	ρ_{min}	ρ_{pakai}	As perlu mm ²	Tulangan
		kgm	mm ²					
ATAP	Mki	8907.92	717.64	0.0042	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	8916.85	718.36	0.0042	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 11	Mki	11257.00	906.89	0.0053	0.0043	0.0053	906.89	3D22
	Mka	11261.52	907.25	0.0053	0.0043	0.0053	907.25	3D22
LT 10	Mki	11141.06	897.55	0.0052	0.0043	0.0052	897.55	3D22
	Mka	11146.74	898.00	0.0052	0.0043	0.0052	898.00	3D22
LT 9	Mki	11219.72	903.88	0.0053	0.0043	0.0053	903.88	3D22
	Mka	11224.62	904.28	0.0053	0.0043	0.0053	904.28	3D22
LT 8	Mki	11220.77	903.97	0.0053	0.0043	0.0053	903.97	3D22
	Mka	11225.23	904.33	0.0053	0.0043	0.0053	904.33	3D22
LT 7	Mki	11197.32	902.08	0.0053	0.0043	0.0053	902.08	3D22
	Mka	11201.09	902.38	0.0053	0.0043	0.0053	902.38	3D22
LT 6	Mki	11130.92	896.73	0.0052	0.0043	0.0052	896.73	3D22
	Mka	11133.95	896.97	0.0052	0.0043	0.0052	896.97	3D22
LT 5	Mki	11019.49	887.75	0.0052	0.0043	0.0052	887.75	3D22
	Mka	11021.78	887.94	0.0052	0.0043	0.0052	887.94	3D22
LT 4	Mki	10854.44	874.46	0.0051	0.0043	0.0051	874.46	3D22
	Mka	10855.98	874.58	0.0051	0.0043	0.0051	874.58	3D22
LT 3	Mki	10626.37	856.08	0.0050	0.0043	0.0050	856.08	3D22
	Mka	10627.60	856.18	0.0050	0.0043	0.0050	856.18	3D22
LT 2	Mki	10310.21	830.61	0.0048	0.0043	0.0048	830.61	3D22
	Mka	10310.49	830.63	0.0048	0.0043	0.0048	830.63	3D22
LT 1	Mki	9921.92	799.33	0.0047	0.0043	0.0047	799.33	3D22
	Mka	9924.50	799.54	0.0047	0.0043	0.0047	799.54	3D22

Tabel Penulangan Tumpuan Balok E4-E5

LEVEL		Mu	As	p	p min	p pakai	As perlu mm^2	Tulangan
		kgm	mm^2					
ATAP	Mki	3206.47	258.32	0.0015	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	32137.12	2589.03	0.0151	0.0043	0.0151	2589.03	7D23
LT 11	Mki	4463.62	359.60	0.0021	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	35718.65	2877.57	0.0168	0.0043	0.0168	2877.57	8D23
LT 10	Mki	4771.04	384.36	0.0022	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	35483.55	2858.63	0.0167	0.0043	0.0167	2858.63	8D23
LT 9	Mki	5105.81	411.33	0.0024	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	35197.84	2835.61	0.0165	0.0043	0.0165	2835.61	8D23
LT 8	Mki	5500.55	443.14	0.0026	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	34656.93	2792.03	0.0163	0.0043	0.0163	2792.03	8D23
LT 7	Mki	5921.49	477.05	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	33869.60	2728.60	0.0159	0.0043	0.0159	2728.60	8D23
LT 6	Mki	6358.56	512.26	0.0030	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	32803.59	2642.72	0.0154	0.0043	0.0154	2642.72	7D23
LT 5	Mki	6796.04	547.50	0.0032	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	31435.52	2532.51	0.0148	0.0043	0.0148	2532.51	7D23
LT 4	Mki	7213.70	581.15	0.0034	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	29732.24	2395.29	0.0140	0.0043	0.0140	2395.29	7D23
LT 3	Mki	7586.69	611.20	0.0036	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	27651.46	2227.66	0.0130	0.0043	0.0130	2227.66	6D23
LT 2	Mki	7864.14	633.55	0.0037	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	25136.96	2025.08	0.0118	0.0043	0.0118	2025.08	6D23
LT 1	Mki	8057.92	649.16	0.0038	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	Mka	22142.97	1783.88	0.0104	0.0043	0.0104	1783.88	6D23

Tabel 6.2.1.2 Penulangan Lapangan Balok LFRS Arah Melintang (Portal E)

Tabel Penulangan Lapangan Balok Portal E

LEVEL	BALOK	Mu	b _{eff}	Mn	Rn	m	p perlu	p min	p pakai	As	Tulangan
		kgm	mm	Nmm						mm ²	
ATAP	E2-E3	8085.76	1375	1939482188	0.272	12.549	0.0009	0.0043	0.0011	767.29	2D22
	E3-E4	10987.76	1375	1939482188	0.369	12.549	0.0012	0.0043	0.0015	1044.71	3D22
	E4-E5	8087.23	1375	1939482188	0.272	12.549	0.0009	0.0043	0.0011	767.43	3O22
LT 11	E2-E3	9931.97	1375	1939482188	0.334	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	943.65	3D22
	E3-E4	12779.74	1375	1939482188	0.429	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1216.55	3D22
	E4-E5	9930.45	1375	1939482188	0.334	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	943.51	3D22
LT 10	E2-E3	9983.59	1375	1939482188	0.335	12.549	0.0011	0.0043	0.0014	948.59	3D22
	E3-E4	12851.07	1375	1939482188	0.432	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1223.40	3D22
	E4-E5	9982.55	1375	1939482188	0.335	12.549	0.0011	0.0043	0.0014	948.49	3D22
LT 9	E2-E3	10070.66	1375	1939482188	0.338	12.549	0.0011	0.0043	0.0014	956.92	3D22
	E3-E4	12827.17	1375	1939482188	0.431	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1221.11	3D22
	E4-E5	10069.83	1375	1939482188	0.338	12.549	0.0011	0.0043	0.0014	956.84	3D22
LT 8	E2-E3	10169.34	1375	1939482188	0.342	12.549	0.0011	0.0043	0.0014	966.36	3D22
	E3-E4	12822.65	1375	1939482188	0.431	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1220.67	3D22
	E4-E5	10169.01	1375	1939482188	0.342	12.549	0.0011	0.0043	0.0014	966.33	3D22
LT 7	E2-E3	10276.86	1375	1939482188	0.345	12.549	0.0011	0.0043	0.0014	976.65	3D22
	E3-E4	12810.79	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.54	3D22
	E4-E5	10277.12	1375	1939482188	0.345	12.549	0.0011	0.0043	0.0014	976.67	3D22
LT 6	E2-E3	10387.61	1375	1939482188	0.349	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	987.24	3D22
	E3-E4	12797.82	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1218.29	3D22
	E4-E5	10388.53	1375	1939482188	0.349	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	987.33	3D22
LT 5	E2-E3	10496.96	1375	1939482188	0.353	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	997.71	3D22
	E3-E4	12782.30	1375	1939482188	0.429	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1216.80	3D22
	E4-E5	10498.57	1375	1939482188	0.353	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	997.86	3D22
LT 4	E2-E3	10599.04	1375	1939482188	0.356	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	1007.48	3D22
	E3-E4	12764.41	1375	1939482188	0.429	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1215.08	3D22
	E4-E5	10601.29	1375	1939482188	0.356	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	1007.70	3D22
LT 3	E2-E3	10685.33	1375	1939482188	0.359	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	1015.74	3D22
	E3-E4	12744.75	1375	1939482188	0.428	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1213.19	3D22
	E4-E5	10688.15	1375	1939482188	0.359	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	1016.01	3D22
LT 2	E2-E3	10748.86	1375	1939482188	0.361	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	1021.83	3D22
	E3-E4	12720.28	1375	1939482188	0.427	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1210.85	3D22
	E4-E5	10751.83	1375	1939482188	0.361	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	1022.11	3D22
LT 1	E2-E3	10763.23	1375	1939482188	0.362	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	1023.20	3D22
	E3-E4	12704.78	1375	1939482188	0.427	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1209.36	3D22
	E4-E5	10766.65	1375	1939482188	0.362	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	1023.53	3D22

Tabel 6.2.1.1 Penulangan Tumpuan Balok LF RS Arah Memanjang (Portal 1)

TABEL PENULANGAN TUMPUAN BALOK A1-B1

LEVEL		Mu	As	p	p min	p pakai	As ada	Tulangan
		kgm	mm^2					
ATAP	M ki	10651.74	658.13	0.0050	0.0043	0.0050	658.13	3D22
	M ka	8436.38	679.65	0.0040	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 11	M ki	13506.21	1088.09	0.0063	0.0043	0.0063	1088.09	3D22
	M ka	10676.72	860.14	0.0050	0.0043	0.0050	860.14	3D22
LT 10	M ki	13191.10	1062.70	0.0062	0.0043	0.0062	1062.70	3D22
	M ka	10599.91	853.95	0.0050	0.0043	0.0050	853.95	3D22
LT 9	M ki	11618.98	936.05	0.0055	0.0043	0.0055	936.05	3D22
	M ka	12587.03	1014.04	0.0059	0.0043	0.0059	1014.04	3D22
LT 8	M ki	12996.97	1047.06	0.0061	0.0043	0.0061	1047.06	3D22
	M ka	10634.84	856.76	0.0050	0.0043	0.0050	856.76	3D22
LT 7	M ki	12661.42	1020.03	0.0059	0.0043	0.0059	1020.03	3D22
	M ka	10487.30	844.88	0.0049	0.0043	0.0049	844.88	3D22
LT 6	M ki	12155.40	979.26	0.0057	0.0043	0.0057	979.26	3D22
	M ka	10212.56	822.74	0.0048	0.0043	0.0048	822.74	3D22
LT 5	M ki	11467.37	923.83	0.0054	0.0043	0.0054	923.83	3D22
	M ka	9795.90	789.18	0.0046	0.0043	0.0046	789.18	3D22
LT 4	M ki	10576.45	852.06	0.0050	0.0043	0.0050	852.06	3D22
	M ka	9215.74	742.44	0.0043	0.0043	0.0043	742.44	2D22
LT 3	M ki	9461.79	762.26	0.0044	0.0043	0.0044	762.26	3D22
	M ka	8459.12	681.48	0.0040	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 2	M ki	8127.48	654.77	0.0038	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	M ka	7459.07	600.92	0.0035	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 1	M ki	7127.13	574.18	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	M ka	7007.10	564.51	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	2D22

TABEL PENULANGAN TUMPUAN BALOK B1-C1

LEVEL		Mu	As	p	p min	p pakai	As ada	Tulangan
		kgm	mm^2					
ATAP	M ki	9242.81	744.62	0.0043	0.0043	0.0043	744.62	2D22
	M ka	8856.84	713.52	0.0042	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 11	M ki	11778.31	948.88	0.0055	0.0043	0.0055	948.88	3D22
	M ka	11852.37	954.85	0.0056	0.0043	0.0056	954.85	3D22
LT 10	M ki	11607.56	935.13	0.0054	0.0043	0.0054	935.13	3D22
	M ka	11565.27	931.72	0.0054	0.0043	0.0054	931.72	3D22
LT 9	M ki	11661.44	939.47	0.0055	0.0043	0.0055	939.47	3D22
	M ka	11637.72	937.56	0.0055	0.0043	0.0055	937.56	3D22
LT 8	M ki	11552.74	930.71	0.0054	0.0043	0.0054	930.71	3D22
	M ka	11514.47	927.63	0.0054	0.0043	0.0054	927.63	3D22
LT 7	M ki	11333.10	913.02	0.0053	0.0043	0.0053	913.02	3D22
	M ka	11288.28	909.41	0.0053	0.0043	0.0053	909.41	3D22
LT 6	M ki	10970.21	883.78	0.0051	0.0043	0.0051	883.78	3D22
	M ka	10917.93	879.57	0.0051	0.0043	0.0051	879.57	3D22
LT 5	M ki	10450.25	841.89	0.0049	0.0043	0.0049	841.89	3D22
	M ka	10392.40	837.23	0.0049	0.0043	0.0049	837.23	3D22
LT 4	M ki	9752.23	785.66	0.0046	0.0043	0.0046	785.66	3D22
	M ka	9691.23	780.74	0.0045	0.0043	0.0045	780.74	3D22
LT 3	M ki	8862.84	714.01	0.0042	0.0043	0.0043	740.35	3D22
	M ka	8800.52	708.99	0.0041	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 2	M ki	7721.87	622.09	0.0036	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	M ka	7698.41	620.20	0.0036	0.0043	0.0043	740.35	2D22
LT 1	M ki	7177.79	578.26	0.0034	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	M ka	7133.28	574.67	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	2D22

TABEL PENULANGAN TUMPUAN BALOK C1-D1

LEVEL		Mu	As	p	p min	p pakai	As ada	Tulangan
		kgrn	mm^2					
ATAP	M ki	15349.47	1236.58	0.0072	0.0043	0.0072	1236.58	4D22
	M ka	35214.80	2836.97	0.0165	0.0043	0.0165	2836.97	8D22
LT 11	M ki	17688.40	1425.01	0.0083	0.0043	0.0083	1425.01	4D22
	M ka	38768.96	3123.30	0.0182	0.0043	0.0182	3123.30	8D22
LT 10	M ki	17618.98	1419.42	0.0083	0.0043	0.0083	1419.42	4D22
	M ka	38587.03	3108.65	0.0181	0.0043	0.0181	3108.65	8D22
LT 9	M ki	17777.41	1432.18	0.0083	0.0043	0.0083	1432.18	4D22
	M ka	38418.13	3095.04	0.0180	0.0043	0.0180	3095.04	8D22
LT 8	M ki	17703.26	1426.21	0.0083	0.0043	0.0083	1426.21	4D22
	M ka	37840.26	3048.49	0.0178	0.0043	0.0178	3048.49	8D22
LT 7	M ki	17410.71	1402.64	0.0082	0.0043	0.0082	1402.64	4D22
	M ka	36806.70	2965.22	0.0173	0.0043	0.0173	2965.22	8D22
LT 6	M ki	16825.77	1355.52	0.0079	0.0043	0.0079	1355.52	4D22
	M ka	35210.60	2836.64	0.0165	0.0043	0.0165	2836.64	8D22
LT 5	M ki	15897.03	1280.70	0.0075	0.0043	0.0075	1280.70	4D22
	M ka	32964.65	2655.71	0.0155	0.0043	0.0155	2655.71	8D22
LT 4	M ki	14562.14	1173.16	0.0068	0.0043	0.0068	1173.16	4D22
	M ka	29972.04	2414.61	0.0141	0.0043	0.0141	2414.61	7D22
LT 3	M ki	12760.44	1028.01	0.0060	0.0043	0.0060	1028.01	4D22
	M ka	26131.35	2105.19	0.0123	0.0043	0.0123	2105.19	7D22
LT 2	M ki	10394.95	837.44	0.0049	0.0043	0.0049	837.44	3D22
	M ka	21326.89	1718.14	0.0100	0.0043	0.0100	1718.14	5D22
LT 1	M ki	7556.21	608.74	0.0035	0.0043	0.0043	740.35	2D22
	M ka	16341.95	1316.54	0.0077	0.0043	0.0077	1316.54	4D22

TABEL PENULANGAN LAPANGAN BALOK PORTAL

LEVEL	BALOK	Mu	b _{eff} (L)	Cek balok T		Rn	m	p perlu	p min	p pakai	As perlu	Tulangan
		kgm	mm	Mn	Mn > Mu			p	mm ²	mm ²	mm ²	
ATAP	A1-B1	6245.810	808.3	114013.342	OK	0.357	12.549	0.0011	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	6211.800	808.3	114013.342	OK	0.355	12.549	0.0011	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	7533.172	808.3	114013.342	OK	0.430	12.549	0.0014	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
lt11	A1-B1	8421.587	808.3	114013.342	OK	0.481	12.549	0.0015	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	8400.064	808.3	114013.342	OK	0.480	12.549	0.0015	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	8625.972	808.3	114013.342	OK	0.493	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
lt10	A1-B1	8480.581	808.3	114013.342	OK	0.485	12.549	0.0015	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	8449.162	808.3	114013.342	OK	0.483	12.549	0.0015	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
lt9	A1-B1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
lt8	A1-B1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
lt7	A1-B1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
lt6	A1-B1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
lt5	A1-B1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
lt4	A1-B1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
lt3	A1-B1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
lt2	A1-B1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
lt1	A1-B1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	B1-C1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22
	C1-D1	8691.503	808.3	114013.342	OK	0.497	12.549	0.0016	0.0044	0.0044	1734.56	5D22

Tabel 6.2.1.2 Penulangan Lapangan Balok LFRS Arah Memanjang (Portal 1)

Tabel 6.2.2.1 Penulangan Tumpuan Balok NLFRS Arah Melintang (Portal C)

Tabel Penulangan tumpuan balok C1-C2 Portal C

LEVEL		Mu	As	P	P min	P pakai	As perlu mm^2	Tulangan
		kgm	mm^2					
ATAP	Mki	7238.36	583.14	0.0034	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	4763.69	383.77	0.0022	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT11	Mki	8581.77	691.36	0.0040	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5347.32	430.79	0.0025	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT10	Mki	8430.33	679.16	0.0040	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5477.87	441.31	0.0026	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT9	Mki	8462.44	681.75	0.0040	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5596.78	450.89	0.0026	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT8	Mki	8395.02	676.32	0.0039	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5715.58	460.46	0.0027	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT7	Mki	8284.38	687.41	0.0039	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5821.52	468.99	0.0027	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT6	Mki	8110.40	653.39	0.0038	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5911.00	476.20	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT5	Mki	7869.71	634.00	0.0037	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5977.67	481.57	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT4	Mki	7552.83	608.47	0.0035	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6011.45	484.29	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT3	Mki	7142.07	575.38	0.0034	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6003.60	483.66	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT2	Mki	6631.68	534.26	0.0031	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5912.85	476.35	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT1	Mki	5942.41	478.73	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5814.23	468.41	0.0027	0.0043	0.0043	740.35	3D19

Tabel Penulangan tumpuan balok C2-C3 Portal C

LEVEL		Mu	As	P	P min	P pakai	As perlu mm^2	Tulangan
		kgm	mm^2					
ATAP	Mki	6168.50	496.95	0.0029	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6104.04	491.75	0.0029	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT11	Mki	7098.89	571.90	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6909.60	556.65	0.0032	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT10	Mki	7097.59	571.80	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6940.44	559.14	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT9	Mki	7164.03	577.15	0.0034	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7009.16	564.67	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT8	Mki	7185.21	578.86	0.0034	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7041.98	567.32	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT7	Mki	7175.80	578.10	0.0034	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7045.25	567.58	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT6	Mki	7126.11	574.09	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7010.65	564.79	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT5	Mki	7031.13	566.44	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6932.49	558.50	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT4	Mki	6881.09	554.35	0.0032	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6800.85	547.89	0.0032	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT3	Mki	6665.86	537.02	0.0031	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6604.68	532.09	0.0031	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT2	Mki	6352.79	511.79	0.0030	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6312.31	508.53	0.0030	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT1	Mki	5980.86	481.83	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5958.13	480.00	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19

Tabel Penulangan tumpuan balok C3-C4 Portal C

LEVEL		Mu	As	ρ	ρ min	ρ pakai	As perlu	Tulangan
		kgm	mm^2					
ATAP	Mki	6171.90	497.22	0.0029	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6167.61	496.88	0.0029	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT11	Mki	7015.95	565.22	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7011.00	564.82	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT10	Mki	7035.50	566.79	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7030.70	566.41	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT9	Mki	7101.50	572.11	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7096.83	571.73	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT8	Mki	7127.95	574.24	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7123.45	573.88	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT7	Mki	7123.91	573.92	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7119.62	573.57	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT6	Mki	7080.62	570.43	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7076.59	570.10	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT5	Mki	6992.68	563.34	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6988.98	563.05	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT4	Mki	6850.24	551.87	0.0032	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6846.96	551.61	0.0032	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT3	Mki	6642.57	535.14	0.0031	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6639.85	534.92	0.0031	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT2	Mki	6337.83	510.59	0.0030	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6335.81	510.43	0.0030	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT1	Mki	5971.71	481.09	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5970.57	481.00	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19

Tabel Penulangan tumpuan balok C5-C6 Portal C

LEVEL		Mu	As	ρ	ρ min	ρ pakai	As perlu	Tulangan
		kgm	mm^2					
ATAP	Mki	4764.58	383.84	0.0022	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7229.84	582.45	0.0034	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT11	Mki	5348.30	430.87	0.0025	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	8572.57	690.82	0.0040	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT10	Mki	5478.66	441.37	0.0026	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	8421.22	675.43	0.0040	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT9	Mki	5597.31	450.93	0.0026	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	8453.30	681.01	0.0040	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT8	Mki	5715.87	460.48	0.0027	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	8386.01	675.59	0.0039	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT7	Mki	5821.63	469.00	0.0027	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	8275.61	666.70	0.0039	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT6	Mki	5910.96	476.20	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	8102.03	652.72	0.0038	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT5	Mki	5977.53	481.56	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7861.83	633.37	0.0037	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT4	Mki	6011.23	484.28	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7545.86	607.91	0.0035	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT3	Mki	6003.33	483.64	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	7136.19	574.91	0.0033	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT2	Mki	5912.57	476.33	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	6627.24	533.90	0.0031	0.0043	0.0043	740.35	3D19
LT1	Mki	5813.89	468.38	0.0027	0.0043	0.0043	740.35	3D19
	Mka	5939.73	478.52	0.0028	0.0043	0.0043	740.35	3D19

Tabel 6.2.2.2 Penulangan Lapangan Balok NLFRS Arah Melintang (Portal C)

Tabel Penulangan Lapangan Portal C

LEVEL	BALOK	Mu	beff	Mn	Rn	m	rho perlu	rho min	rho perlu	As	Tulangan
		kgm	mm	Nmm						mm ²	
ATAP	C1-C2	10897.88	1375	1939482188	0.366	12.549	0.0012	0.0043	0.0015	1036.08	4D19
	C2-C3	10603.34	1375	1939482188	0.356	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	1007.89	4D19
	C3-C4	10529.57	1375	1939482188	0.354	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	1000.83	4D19
	C4-C5	10603.32	1375	1939482188	0.356	12.549	0.0011	0.0043	0.0015	1007.89	4D19
	C5-C6	10897.92	1375	1939482188	0.366	12.549	0.0012	0.0043	0.0015	1036.10	4D19
LT 11	C1-C2	12782.24	1375	1939482188	0.429	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1214.87	5D19
	C2-C3	12684.16	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1205.48	5D19
	C3-C4	12640.03	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.14	5D19
	C4-C5	12684.15	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1205.46	5D19
	C5-C6	12782.34	1375	1939482188	0.429	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1214.88	5D19
LT 10	C1-C2	12824.68	1375	1939482188	0.431	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1220.87	5D19
	C2-C3	12675.1	1375	1939482188	0.426	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1206.51	5D19
	C3-C4	12641.33	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.27	5D19
	C4-C5	12675.09	1375	1939482188	0.426	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1206.51	5D19
	C5-C6	12824.8	1375	1939482188	0.431	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1220.88	5D19
LT 9	C1-C2	12810.08	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.47	5D19
	C2-C3	12671.1	1375	1939482188	0.426	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1206.12	5D19
	C3-C4	12640.79	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.21	5D19
	C4-C5	12671.09	1375	1939482188	0.426	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1206.12	5D19
	C5-C6	12810.2	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.48	5D19
LT 8	C1-C2	12813.65	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.81	5D19
	C2-C3	12669.62	1375	1939482188	0.426	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1205.98	5D19
	C3-C4	12640.56	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.19	5D19
	C4-C5	12669.62	1375	1939482188	0.426	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1205.98	5D19
	C5-C6	12813.76	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.82	5D19
LT 7	C1-C2	12812.31	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.88	5D19
	C2-C3	12667.02	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1205.73	5D19
	C3-C4	12640.18	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.16	5D19
	C4-C5	12667.02	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1205.73	5D19
	C5-C6	12812.41	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.69	5D19
LT 6	C1-C2	12811.46	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.60	5D19
	C2-C3	12664.05	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1205.45	5D19
	C3-C4	12639.75	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.11	5D19
	C4-C5	12664.04	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1205.45	5D19
	C5-C6	12811.57	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.61	5D19
LT 5	C1-C2	12809.99	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.48	5D19
	C2-C3	12660.53	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1205.11	5D19
	C3-C4	12639.27	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.07	5D19
	C4-C5	12660.53	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1205.11	5D19
	C5-C6	12810.09	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.47	5D19
LT 4	C1-C2	12806.99	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.17	5D19
	C2-C3	12656.58	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1204.73	5D19
	C3-C4	12638.73	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.02	5D19
	C4-C5	12656.56	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1204.73	5D19
	C5-C6	12807.07	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.18	5D19
LT 3	C1-C2	12806.82	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.15	5D19
	C2-C3	12651.91	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1204.28	5D19
	C3-C4	12638.17	1375	1939482188	0.424	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1202.96	5D19
	C4-C5	12651.9	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1204.28	5D19
	C5-C6	12808.89	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1219.16	5D19
LT 2	C1-C2	12790.54	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1217.59	5D19
	C2-C3	12647.29	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.84	5D19
	C3-C4	12637.55	1375	1939482188	0.424	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1202.90	5D19
	C4-C5	12647.29	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.84	5D19
	C5-C6	12790.59	1375	1939482188	0.430	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1217.60	5D19
LT 1	C1-C2	12833.66	1375	1939482188	0.431	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1221.73	5D19
	C2-C3	12640.73	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.21	5D19
	C3-C4	12636.97	1375	1939482188	0.424	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1202.85	5D19
	C4-C5	12640.73	1375	1939482188	0.425	12.549	0.0013	0.0043	0.0018	1203.21	5D19
	C5-C6	12833.69	1375	1939482188	0.431	12.549	0.0014	0.0043	0.0018	1221.73	5D19

Tabel Penulangan Tumpuan Balok A₂-B₂

LEVEL		Mu	As	ρ	ρ min	ρ pakai	As perlu	Tulangan
		kgm	mm ²				mm ²	
ATAP	Mki	11263.44	907.41	0.0053	0.0043	0.0053	907.4053	4D19
	Mka	11225.72	904.37	0.0053	0.0043	0.0053	904.3665	4D19
LT 11	Mki	13540.02	1090.81	0.0064	0.0043	0.0064	1090.811	4D19
	Mka	13688.75	1102.79	0.0064	0.0043	0.0064	1102.793	4D19
LT 10	Mki	13523.88	1089.51	0.0063	0.0043	0.0063	1089.511	4D19
	Mka	13614.46	1096.81	0.0064	0.0043	0.0064	1096.808	4D19
LT 9	Mki	13537.97	1090.65	0.0064	0.0043	0.0064	1090.646	4D19
	Mka	13635.11	1098.47	0.0064	0.0043	0.0064	1098.472	4D19
LT 8	Mki	13526.82	1089.75	0.0063	0.0043	0.0063	1089.748	4D19
	Mka	13612.15	1096.62	0.0064	0.0043	0.0064	1096.622	4D19
LT 7	Mki	13493.11	1087.03	0.0063	0.0043	0.0063	1087.032	4D19
	Mka	13568.99	1093.14	0.0064	0.0043	0.0064	1093.145	4D19
LT 6	Mki	13432.11	1082.12	0.0063	0.0043	0.0063	1082.118	4D19
	Mka	13496.27	1087.29	0.0063	0.0043	0.0063	1087.287	4D19
LT 5	Mki	13340.01	1074.70	0.0063	0.0043	0.0063	1074.698	4D19
	Mka	13391.61	1078.85	0.0063	0.0043	0.0063	1078.855	4D19
LT 4	Mki	13212.24	1064.40	0.0062	0.0043	0.0062	1064.404	4D19
	Mka	13250.69	1067.50	0.0062	0.0043	0.0062	1067.502	4D19
LT 3	Mki	13044.89	1050.92	0.0061	0.0043	0.0061	1050.922	4D19
	Mka	13069.44	1052.90	0.0061	0.0043	0.0061	1052.9	4D19
LT 2	Mki	12826.19	1033.30	0.0060	0.0043	0.0060	1033.304	4D19
	Mka	12839.31	1034.36	0.0060	0.0043	0.0060	1034.36	4D19
LT 1	Mki	12585.74	1013.93	0.0059	0.0043	0.0059	1013.932	4D19
	Mka	12579.65	1013.44	0.0059	0.0043	0.0059	1013.442	4D19

Tabel Penulangan Tumpuan Balok B₃ - C₃

LEVEL		Mu	As	ρ	ρ min	ρ pakai	As perlu	Tulangan
		kgm	mm ²				mm ²	
ATAP	Mki	10909.18	878.87	0.0051	0.0043	0.0051	878.8654	4D19
	Mka	12035.67	969.62	0.0056	0.0043	0.0056	969.6177	4D19
LT 11	Mki	13159.73	1060.17	0.0062	0.0043	0.0062	1060.174	4D19
	Mka	14425.92	1162.18	0.0068	0.0043	0.0068	1162.181	4D19
LT 10	Mki	13159.56	1060.16	0.0062	0.0043	0.0062	1060.16	4D19
	Mka	14349.46	1156.02	0.0067	0.0043	0.0067	1156.021	4D19
LT 9	Mki	13186.83	1062.36	0.0062	0.0043	0.0062	1062.357	4D19
	Mka	14333.66	1154.75	0.0067	0.0043	0.0067	1154.748	3D19
LT 8	Mki	13195.87	1063.09	0.0062	0.0043	0.0062	1063.086	4D19
	Mka	14269.77	1149.60	0.0067	0.0043	0.0067	1149.601	4D19
LT 7	Mki	13186.83	1062.36	0.0062	0.0043	0.0062	1062.357	4D19
	Mka	14174.13	1141.90	0.0067	0.0043	0.0067	1141.896	3D19
LT 6	Mki	13155.4	1059.83	0.0062	0.0043	0.0062	1059.825	4D19
	Mka	14039.45	1131.05	0.0066	0.0043	0.0066	1131.046	4D19
LT 5	Mki	13097.5	1055.16	0.0061	0.0043	0.0061	1055.161	4D19
	Mka	13863.36	1116.86	0.0065	0.0043	0.0065	1116.86	4D19
LT 4	Mki	13008.37	1047.98	0.0061	0.0043	0.0061	1047.98	4D19
	Mka	13642.21	1099.04	0.0064	0.0043	0.0064	1099.044	4D19
LT 3	Mki	12884.36	1037.99	0.0060	0.0043	0.0060	1037.99	4D19
	Mka	13372.82	1077.34	0.0063	0.0043	0.0063	1077.341	4D19
LT 2	Mki	12713.05	1024.19	0.0060	0.0043	0.0060	1024.189	4D19
	Mka	13047.03	1051.09	0.0061	0.0043	0.0061	1051.095	4D19
LT 1	Mki	12524.83	1009.03	0.0059	0.0043	0.0059	1009.025	4D19

Tabel 6.2.2.1 Penulangan Tumpuan Balok NLFRS Arah Memanjang (Portal 3)

Tabel Penulangan Tumpuan Balok L31-D3

LEVEL		Mu	As	ρ	ρ_{min}	ρ_{pakai}	As perlu mm ²	Tulangan
		kgm	mm ²					
ATAP	Mki	16988.91	1368.66	0.0080	0.0043	0.0080	1368.661	5D19
	Mka	4011.95	323.21	0.0019	0.0043	0.0043	740.3484	3D19
LT 11	Mki	25332.98	2040.88	0.0119	0.0043	0.0119	2040.876	6D19
	Mka	4047.65	326.09	0.0019	0.0043	0.0043	740.3484	3D19
LT 10	Mki	24153.79	1945.88	0.0113	0.0043	0.0113	1945.878	6D19
	Mka	4406.20	354.97	0.0021	0.0043	0.0043	740.3484	3D19
LT 9	Mki	23952.75	1929.68	0.0112	0.0043	0.0112	1929.681	6D19
	Mka	4552.00	366.72	0.0021	0.0043	0.0043	740.3484	3D19
LT 8	Mki	23423.08	1887.01	0.0110	0.0043	0.0110	1887.01	6D19
	Mka	4808.49	387.38	0.0023	0.0043	0.0043	740.3484	3D19
LT 7	Mki	22792.81	1836.23	0.0107	0.0043	0.0107	1836.234	6D19
	Mka	5118.59	412.36	0.0024	0.0043	0.0043	740.3484	3D19
LT 6	Mki	22021.46	1774.09	0.0103	0.0043	0.0103	1774.093	6D19
	Mka	5492.99	442.53	0.0026	0.0043	0.0043	740.3484	3D19
LT 5	Mki	21115.34	1701.09	0.0099	0.0043	0.0099	1701.094	6D19
	Mka	5931.69	477.87	0.0028	0.0043	0.0043	740.3484	3D19
LT 4	Mki	20082.07	1617.85	0.0094	0.0043	0.0094	1617.852	6D19
	Mka	6436.27	518.52	0.0030	0.0043	0.0043	740.3484	3D19
LT 3	Mki	18888.10	1521.66	0.0089	0.0043	0.0089	1521.663	6D19
	Mka	7021.89	565.70	0.0033	0.0043	0.0043	740.3484	3D19
LT 2	Mki	17744.71	1429.55	0.0083	0.0043	0.0083	1429.549	6D19
	Mka	7628.25	614.55	0.0036	0.0043	0.0043	740.3484	3D19
LT 1	Mki	15437.59	1243.68	0.0072	0.0043	0.0072	1243.683	5D19
	Mka	8605.31	693.26	0.0040	0.0043	0.0043	740.3484	3D19

LEVEL		Mu	As	ρ	ρ_{min}	ρ_{pakai}	As perlu mm ²	Tulangan
		kgm	mm ²					
ATAP	Mki	11036.86	889.15	0.0052	0.0043	0.0052	889.1515	4D19
	Mka	11053.14	890.46	0.0052	0.0043	0.0052	890.4631	4D19
LT 11	Mki	13781.7	1110.28	0.0065	0.0043	0.0065	1110.281	4D19
	Mka	13198.33	1063.28	0.0062	0.0043	0.0062	1063.284	4D19
LT 10	Mki	13663.18	1100.73	0.0064	0.0043	0.0064	1100.733	4D19
	Mka	13205.46	1063.86	0.0062	0.0043	0.0062	1063.858	4D19
LT 9	Mki	13681.18	1102.18	0.0064	0.0043	0.0064	1102.183	4D19
	Mka	13235.75	1066.30	0.0062	0.0043	0.0062	1066.298	4D19
LT 8	Mki	13647.07	1099.44	0.0064	0.0043	0.0064	1099.435	4D19
	Mka	13246.37	1067.15	0.0062	0.0043	0.0062	1067.154	4D19
LT 7	Mki	13589.56	1094.80	0.0064	0.0043	0.0064	1094.802	4D19
	Mka	13240.7	1066.70	0.0062	0.0043	0.0062	1066.697	4D19
LT 6	Mki	13499.42	1087.54	0.0063	0.0043	0.0063	1087.54	4D19
	Mka	13212.93	1064.46	0.0062	0.0043	0.0062	1064.46	4D19
LT 5	Mki	13374.69	1077.49	0.0063	0.0043	0.0063	1077.492	4D19
	Mka	13159.07	1060.12	0.0062	0.0043	0.0062	1060.121	4D19
LT 4	Mki	13210.82	1064.29	0.0062	0.0043	0.0062	1064.29	4D19
	Mka	13074.14	1053.28	0.0061	0.0043	0.0061	1053.279	4D19
LT 3	Mki	13006.47	1047.83	0.0061	0.0043	0.0061	1047.827	4D19
	Mka	12952.84	1043.51	0.0061	0.0043	0.0061	1043.507	4D19
LT 2	Mki	12747.86	1026.99	0.0060	0.0043	0.0060	1026.993	4D19
	Mka	12784.59	1029.95	0.0060	0.0043	0.0060	1029.952	4D19
LT 1	Mki	12452.29	1003.18	0.0058	0.0043	0.0058	1003.181	4D19
	Mka	12598.83	1014.99	0.0059	0.0043	0.0059	1014.987	4D19

Tabel 6.2.2.2 Penulangan Lapangan Balok NLFRS Arah Memanjang (Portal 3)

Tabel Penulangan Lapangan Balok Portal 3

LEVEL	BALOK	Mu kgm	beff mm	Mn Nmm	Rn	m	p perlu	p min	p pakai	As mm^2	Tulangan
ATAP	A3-B3	10908	1375	2E+09	0.366	12.549	0.0012	0.0043	0.0015	1037.06	4D19
	B3-C3	8390	1375	2E+09	0.282	12.549	0.0009	0.0043	0.0012	796.35	3D19
	C3-D3	8149	1375	2E+09	0.274	12.549	0.0009	0.0043	0.0011	773.36	3D19
	D3-E3	8069	1375	2E+09	0.271	12.549	0.0009	0.0043	0.0011	765.67	3D19
LT 11	A3-B3	11302	1375	2E+09	0.380	12.549	0.0012	0.0043	0.0016	1074.84	4D19
	B3-C3	9869	1375	2E+09	0.331	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	937.66	4D19
	C3-D3	9746	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	925.88	4D19
	D3-E3	9727	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	924.03	4D19
LT 10	A3-B3	11579	1375	2E+09	0.389	12.549	0.0012	0.0043	0.0016	1101.31	4D19
	B3-C3	9895	1375	2E+09	0.332	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	940.14	4D19
	C3-D3	9754	1375	2E+09	0.328	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	926.62	4D19
	D3-E3	9721	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	923.48	4D19
LT 9	A3-B3	11563	1375	2E+09	0.388	12.549	0.0012	0.0043	0.0016	1099.86	4D19
	B3-C3	9885	1375	2E+09	0.332	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	939.20	4D19
	C3-D3	9751	1375	2E+09	0.328	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	926.35	4D19
	D3-E3	9723	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	923.69	4D19
LT 8	A3-B3	11611	1375	2E+09	0.390	12.549	0.0012	0.0043	0.0016	1104.43	4D19
	B3-C3	9881	1375	2E+09	0.332	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	938.73	4D19
	C3-D3	9750	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	926.28	4D19
	D3-E3	9723	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	923.71	4D19
LT 7	A3-B3	11658	1375	2E+09	0.392	12.549	0.0012	0.0043	0.0016	1108.91	4D19
	B3-C3	9873	1375	2E+09	0.332	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	937.99	4D19
	C3-D3	9749	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	926.13	4D19
	D3-E3	9724	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	923.80	4D19
LT 6	A3-B3	11715	1375	2E+09	0.393	12.549	0.0012	0.0043	0.0017	1114.38	4D19
	B3-C3	9864	1375	2E+09	0.331	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	937.13	4D19
	C3-D3	9747	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	925.97	4D19
	D3-E3	9725	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	923.88	4D19
LT 5	A3-B3	11781	1375	2E+09	0.396	12.549	0.0012	0.0043	0.0017	1120.68	4D19
	B3-C3	9853	1375	2E+09	0.331	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	936.10	4D19
	C3-D3	9745	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	925.77	4D19
	D3-E3	9726	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	923.96	4D19
LT 4	A3-B3	11853	1375	2E+09	0.398	12.549	0.0013	0.0043	0.0017	1127.63	4D19
	B3-C3	9841	1375	2E+09	0.331	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	934.94	4D19
	C3-D3	9743	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	925.55	4D19
	D3-E3	9727	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	924.05	4D19
LT 3	A3-B3	11947	1375	2E+09	0.401	12.549	0.0013	0.0043	0.0017	1136.60	4D19
	B3-C3	9827	1375	2E+09	0.330	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	933.60	4D19
	C3-D3	9740	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	925.33	4D19
	D3-E3	9728	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	924.13	4D19
LT 2	A3-B3	11984	1375	2E+09	0.403	12.549	0.0013	0.0043	0.0017	1140.17	4D19
	B3-C3	9812	1375	2E+09	0.330	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	932.14	4D19
	C3-D3	9737	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	925.04	4D19
	D3-E3	9729	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	924.24	4D19
LT 1	A3-B3	12393	1375	2E+09	0.416	12.549	0.0013	0.0043	0.0017	1179.39	4D19
	B3-C3	9800	1375	2E+09	0.329	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	931.01	4D19
	C3-D3	9735	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	924.83	4D19
	D3-E3	9729	1375	2E+09	0.327	12.549	0.0010	0.0043	0.0014	924.25	4D19

Tabel 6.3.2.2 Penulangan Geser Portal 3 (NLFRS)

Tul ada		Tul ada		a		Mpr				gempa kiri		gempa kanan		Vmax	Vc	
titif	positif	As	As'	negatif	positif	negatif	positif	VA	VB	Vgrav	VA	VB	VA	VB		
9	2019	1134.1	567.1	50.828	25.414	210983369	108374868	62011.31	62011.31	62704	692.6918	124715.3	124715.3	692.6918	124715.3	156090.2
9	2019	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374868	52189.27	52189.27	62704	10514.73	114893.3	114893.3	10514.73	114893.3	156090.2
9	2019	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374868	52189.27	52189.27	62704	10514.73	114893.3	114893.3	10514.73	114893.3	156090.2
9	2019	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374868	52189.27	52189.27	62704	10514.73	114893.3	114893.3	10514.73	114893.3	156090.2
9	2019	1701.2	850.6	76.243	38.122	307829123	160399850	90918.25	90918.25	62704	-28214.2	153622.2	153622.2	-28214.25	153622.2	156090.2
9	2019	1134.1	567.1	50.828	25.414	210983369	108374868	62011.31	62011.31	62704	692.6918	124715.3	124715.3	692.6918	124715.3	156090.2
9	2019	1134.1	567.1	50.828	25.414	210983369	108374868	62011.31	62011.31	62704	692.6918	124715.3	124715.3	692.6918	124715.3	156090.2
9	2019	1134.1	567.1	50.828	25.414	210983369	108374868	62011.31	62011.31	62704	692.6918	124715.3	124715.3	692.6918	124715.3	156090.2
9	2019	1701.2	850.6	76.243	38.122	307829123	160399850	90918.25	90918.25	62704	-28214.2	153622.2	153622.2	-28214.25	153622.2	156090.2
9	2019	1134.1	567.1	50.828	25.414	210983369	108374868	62011.31	62011.31	62704	692.6918	124715.3	124715.3	692.6918	124715.3	156090.2
9	2019	1134.1	567.1	50.828	25.414	210983369	108374868	62011.31	62011.31	62704	692.6918	124715.3	124715.3	692.6918	124715.3	156090.2
9	2019	1134.1	567.1	50.828	25.414	210983369	108374868	62011.31	62011.31	62704	692.6918	124715.3	124715.3	692.6918	124715.3	156090.2
9	2019	1701.2	850.6	76.243	38.122	307829123	160399850	90918.25	90918.25	62704	-28214.2	153622.2	153622.2	-28214.25	153622.2	156090.2
9	2019	1134.1	567.1	50.828	25.414	210983369	108374868	62011.31	62011.31	62704	692.6918	124715.3	124715.3	692.6918	124715.3	156090.2
9	2019	1134.1	567.1	50.828	25.414	210983369	108374868	62011.31	62011.31	62704	692.6918	124715.3	124715.3	692.6918	124715.3	156090.2
9	2019	1134.1	567.1	50.828	25.414	210983369	108374868	62011.31	62011.31	62704	692.6918	124715.3	124715.3	692.6918	124715.3	156090.2

Label 9222 Penulangan Geser Portal C (NLFRS)

ul ada		Tul ada		a		Mpr				gempa kiri				gempa kanan		Vmax	Vc	
if	positif	As	As'	negatif	positif	negatif	positif	VA	VB	Vgrav	VA	VB	VA	VB				
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62704	10514.84	114893.2	114893.2	10514.84	114893.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62705	10515.84	114894.2	114894.2	10515.84	114894.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62706	10516.84	114895.2	114895.2	10516.84	114895.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62707	10517.84	114896.2	114896.2	10517.84	114896.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62708	10518.84	114897.2	114897.2	10518.84	114897.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62724	10534.84	114913.2	114913.2	10534.84	114913.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62725	10535.84	114914.2	114914.2	10535.84	114914.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62726	10536.84	114915.2	114915.2	10536.84	114915.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62727	10537.84	114916.2	114916.2	10537.84	114916.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62728	10538.84	114917.2	114917.2	10538.84	114917.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62744	10554.84	114933.2	114933.2	10554.84	114933.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62745	10555.84	114934.2	114934.2	10555.84	114934.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62746	10556.84	114935.2	114935.2	10556.84	114935.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62747	10557.84	114936.2	114936.2	10557.84	114936.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62748	10558.84	114937.2	114937.2	10558.84	114937.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62759	10569.84	114948.2	114948.2	10569.84	114948.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62760	10570.84	114949.2	114949.2	10570.84	114949.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62761	10571.84	114950.2	114950.2	10571.84	114950.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62762	10572.84	114951.2	114951.2	10572.84	114951.2	156090.2			
2D19	850.59	567.1	38.122	25.414	160399850	108374310	52189.16	52189.16	62763	10573.84	114952.2	114952.2	10573.84	114952.2	156090.2			

s	Tulangan Praktis	
mm	Tul s/d 2h	Tul > 2h
	D10-240	D10-240
1001	D10-240	D10-240
	D10-240	D10-240
	D10-240	D10-240
	D10-240	D10-240
1001	D10-240	D10-240
	D10-240	D10-240
	D10-240	D10-240
	D10-240	D10-240
1001	D10-240	D10-240
	D10-240	D10-240
	D10-240	D10-240
	D10-240	D10-240

Tabel 6.4.1 Penulangan Lentur Balok Coupled Beam

level	Mu	As	As min	As max	Tulangan	
	Kgm	mm ²	mm ²	mm ²	As	A'
ATAP	37355.91	1484.07	1212.24	7027.5	4D22	4D22
LT 11	43808.37	1785.36	1212.24	7027.5	5D22	5D22
LT 10	51159.30	2084.93	1212.24	7027.5	6D22	6D22
LT 9	58595.77	2388.00	1212.24	7027.5	7D22	7D22
LT 8	65524.77	2670.38	1212.24	7027.5	7D22	7D22
LT 7	71621.90	2918.86	1212.24	7027.5	8D22	8D22
LT 6	76515.60	3118.30	1212.24	7027.5	8D22	8D22
LT 5	79537.14	3241.44	1212.24	7027.5	8D22	8D22
LT 4	79565.33	3242.59	1212.24	7027.5	8D22	8D22
LT 3	74900.69	3052.49	1212.24	7027.5	8D22	8D22
LT 2	63069.32	2570.31	1212.24	7027.5	7D22	7D22
LT 1	40286.56	1641.83	1212.24	7027.5	5D22	5D22

Tabel 6.4.2 Penulangan Geser Balok Coupled Beam

level	Vu			Av	s	Tulangan
	N	Vc	ϕ Vs	d=12 mm]	mm	
ATAP	376632	249581	127051	226.19	521.27	D12-400
LT 11	447398	249581	197817	226.19	334.80	D12-300
LT 10	521152	249581	271571	226.19	243.87	D12-240
LT 9	595593	249581	346013	226.19	191.40	D12-190
LT 8	664921	249581	415341	226.19	159.46	D12-150
LT 7	725924	249581	476343	226.19	139.04	D12-130
LT 6	774895	249581	525314	226.19	126.07	D12-126
LT 5	805151	249581	555570	226.19	119.21	D12-110
LT 4	805485	249581	555904	226.19	119.14	D12-110
LT 3	758927	249581	509346	226.19	130.03	D12-130
LT 2	640823	249581	391243	226.19	169.28	D12-160
LT 1	413671	249581	164091	226.19	403.61	D12-400

Tabel 6.2.1.3. Penulangan Geser Portal (LFRS)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Level	Balok	Vu	Vc		Vs		Ø Vs	Vs max	Ay	s			tulangan	
ATAP		kiri	kanan	s/d 2h	>2h	s/d 2h	>2h	> 2h	s/d 2h	d = 10 mm	s/d 2h	>2h	s/d 2h	> 2h
	E2-E3	186611	94954.5	0	155613	219542	166678	34407	618702	157.14	112.00	147.53	D10-110	D10-1
	E3-E4	138064	114320	0	155613	162428	132900	629	618702	157.14	151.39	185.02	D10-150	D10-1
	E4-E5	186747	94901.6	0	155613	219702	166773	34502	618702	157.14	111.92	147.44	D10-110	D10-1
LT 11	E2-E3	215052	116411	0	155613	253002	193600	61329	618702	157.14	97.19	127.01	D10-90	D10-1
	E3-E4	153550	135797	0	155613	180646	149689	17418	618702	157.14	136.12	164.27	D10-120	D10-1
	E4-E5	215188	116360	0	155613	253163	193696	61425	618702	157.14	97.13	126.95	D10-90	D10-1
	E2-E3	214100	117795	0	155613	251882	193156	60885	618702	157.14	97.62	127.30	D10-90	D10-1
LT 10	E3-E4	153372	135980	0	155613	180438	149590	17319	618702	157.14	136.28	164.38	D10-120	D10-1
	E4-E5	214235	117742	0	155613	252041	193250	60979	618702	157.14	97.56	127.24	D10-90	D10-1
	E2-E3	213269	119412	0	155613	250905	192857	60586	618702	157.14	98.00	127.50	D10-90	D10-1
	E3-E4	153593	135756	0	155613	180697	149714	17443	618702	157.14	136.08	164.24	D10-120	D10-1
LT 9	E4-E5	213395	119366	0	155613	251053	192946	60675	618702	157.14	97.94	127.44	D10-90	D10-1
	E2-E3	211564	121304	0	155613	248899	191935	59664	618702	157.14	98.79	128.11	D10-90	D10-1
	E3-E4	153577	135770	0	155613	180678	149704	17433	618702	157.14	136.09	164.25	D10-120	D10-1
	E4-E5	211678	121265	0	155613	249033	192015	59744	618702	157.14	98.74	128.06	D10-90	D10-1
LT 7	E2-E3	209094	123329	0	155613	245993	190442	58171	618702	157.14	99.96	129.12	D10-90	D10-1
	E3-E4	153430	135915	0	155613	180505	149620	17350	618702	157.14	136.22	164.34	D10-120	D10-1
	E4-E5	209193	123300	0	155613	246109	190513	58242	618702	157.14	99.91	129.07	D10-90	D10-1
	E2-E3	205741	125427	0	155613	242048	188274	56003	618702	157.14	101.59	130.60	D10-100	D10-1
LT 6	E3-E4	153103	136238	0	155613	180121	149435	17164	618702	157.14	136.52	164.55	D10-150	D10-1
	E4-E5	205821	125410	0	155613	242142	188333	56062	618702	157.14	101.55	130.56	D10-100	D10-1
	E2-E3	201434	127521	0	155613	236981	185360	53089	618702	157.14	103.76	132.66	D10-100	D10-1
	E3-E4	152581	136756	0	155613	179508	149140	16869	618702	157.14	136.98	164.87	D10-120	D10-1
LT 5	E4-E5	201494	127515	0	155613	237052	185406	53135	618702	157.14	103.73	132.62	D10-100	D10-1
	E2-E3	196069	129511	0	155613	230669	181594	49323	618702	157.14	106.60	135.41	D10-100	D10-1
	E3-E4	151832	137503	0	155613	178626	148716	16445	618702	157.14	137.66	165.34	D10-120	D10-1
	E4-E5	196108	129517	0	155613	230716	181626	49355	618702	157.14	106.58	135.38	D10-100	D10-1
LT 4	E2-E3	189510	131271	0	155613	222952	176844	44573	618702	157.14	110.29	139.04	D10-100	D10-1
	E3-E4	150819	138514	0	155613	177434	148143	15872	618702	157.14	138.58	165.98	D10-120	D10-1
	E4-E5	189530	131285	0	155613	222976	176863	44592	618702	157.14	110.28	139.03	D10-110	D10-1
	E2-E3	181571	132575	0	155613	213613	170915	38644	618702	157.14	115.11	143.87	D10-110	D10-1
LT 2	E3-E4	149425	139904	0	155613	175794	147354	15083	618702	157.14	139.88	166.87	D10-120	D10-1
	E4-E5	181573	132597	0	155613	213615	170922	38651	618702	157.14	115.11	143.86	D10-110	D10-1
	E2-E3	172117	133380	0	155613	202490	163692	31421	618702	157.14	121.43	150.22	D10-120	D10-1
	E3-E4	147786	141552	0	155613	173866	146431	14160	618702	157.14	141.43	167.92	D10-120	D10-1
LT 1	E4-E5	172111	133398	0	155613	202484	163692	31421	618702	157.14	121.44	150.22	D10-120	D10-1

Tabel 6.2.1.3. Penulangan Geser Portal 1 (LFRS)

2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Jalok	Vu		Vc		Vs		o Vs		Vs max	Av	s		tulangan	
	kiri	kanan	s/d 2h	>2h	s/d 2h	>2h	> 2h	> 2h	s/d 2h	d = 10 mm	s/d 2h	>2h	s/d 2h	>2h
-B1	89204	63254	0	155613	104946	83561	-48710	< 0	618702	157.14	234.30	0	D10-120	D10-240
-C1	81798	68642		155613	96232	78937	-53334	< 0	618702	157.14	255.52	0	D10-120	D10-240
-D1	115043	62083		155613	135345	103525	-28746	< 0	618702	157.14	181.68	0	D10-120	D10-240
-B1	116989	100345		155613	137634	113370	-18901	< 0	618702	157.14	178.66	0	D10-120	D10-240
-C1	108267	107958		155613	127373	108200	-24071	< 0	618702	157.14	193.05	0	D10-120	D10-240
-D1	152307	92597		155613	179185	139322	7051	< 0	618702	157.14	137.23	0	D10-120	D10-240
-B1	117792	99212		155613	138579	113751	-18520	< 0	618702	157.14	177.44	0	D10-120	D10-240
-C1	109447	106256		155613	128761	108753	-23518	< 0	618702	157.14	190.97	0	D10-120	D10-240
-D1	151787	92650		155613	178572	138926	6655	< 0	618702	157.14	137.70	0	D10-120	D10-240
-B1	117175	99762		155613	137853	113388	-18883	< 0	618702	157.14	178.37	0	D10-120	D10-240
-C1	109064	106642		155613	128311	108537	-23734	< 0	618702	157.14	191.64	0	D10-120	D10-240
-D1	150924	93267		155613	177557	138385	6114	< 0	618702	157.14	138.49	0	D10-120	D10-240
-B1	116636	99940		155613	137219	113005	-19266	< 0	618702	157.14	179.20	0	D10-120	D10-240
-C1	109042	106335		155613	128285	108453	-23818	< 0	618702	157.14	191.68	0	D10-120	D10-240
-D1	149586	93786		155613	175984	137451	5180	< 0	618702	157.14	139.72	0	D10-120	D10-240
-B1	115806	100196		155613	136243	112412	-19659	< 0	618702	157.14	180.48	0	D10-120	D10-240
-C1	108818	106050		155613	128021	108216	-24055	< 0	618702	157.14	192.07	0	D10-120	D10-240
-D1	147697	93267		155613	173762	135860	3589	< 0	618702	157.14	141.51	0	D10-120	D10-240
-B1	114750	100418		155613	135000	111633	-20638	< 0	618702	157.14	182.14	0	D10-120	D10-240
-C1	108508	105607		155613	127656	107877	-24394	< 0	618702	157.14	192.62	0	D10-120	D10-240
-D1	145214	94743		155613	170840	134238	1967	< 0	618702	157.14	143.93	0	D10-120	D10-240
-B1	113445	100610		155613	133465	110654	-21617	< 0	618702	157.14	184.24	0	D10-120	D10-240
-C1	108080	105028		155613	127152	107416	-24855	< 0	618702	157.14	193.38	0	D10-120	D10-240
-D1	142086	95056		155613	167160	131858	-413	< 0	618702	157.14	147.10	0	D10-120	D10-240
-B1	111852	100784		155613	131591	109445	-22826	< 0	618702	157.14	186.86	0	D10-120	D10-240
-C1	107489	104332		155613	126458	106802	-25469	< 0	618702	157.14	194.45	0	D10-120	D10-240
-D1	138254	95207		155613	162652	128893	-3378	< 0	618702	157.14	151.18	0	D10-120	D10-240
-B1	110088	100810		155613	129515	108070	-24201	< 0	618702	157.14	189.86	0	D10-120	D10-240
-C1	106889	103350		155613	125752	106119	-26152	< 0	618702	157.14	195.54	0	D10-120	D10-240
-D1	133699	95123		155613	157293	125310	-6961	< 0	618702	157.14	156.33	0	D10-120	D10-240
-B1	107614	101140		155613	126605	106206	-26065	< 0	618702	157.14	194.22	0	D10-120	D10-240
-C1	105600	102684		155613	124235	104966	-27305	< 0	618702	157.14	197.92	0	D10-120	D10-240
-D1	128249	94846		155613	150881	120985	-11286	< 0	618702	157.14	162.97	0	D10-120	D10-240
-B1	106271	100192		155613	125025	104949	-27322	< 0	618702	157.14	196.67	0	D10-120	D10-240
-C1	105997	100196		155613	124702	104735	-27536	< 0	618702	157.14	197.18	0	D10-120	D10-240
-D1	122226	94151		155613	143795	116120	-16151	< 0	618702	157.14	171.00	0	D10-120	D10-240

B49	B50	B51	B52	B53	B54	B55
B1	B56	B57	B58	B59	B60	
B2	B61	B62	B63	B64	B65	
B3	B66	B67	B68	B69	B70	
B4	B71	B72	B73	B74	B75	
B5	B76	B77	B78	B79	B80	
B6	B81	B82	B83	B84	B85	
B7	B86	B87	B88	B89	B90	
B8	B91	B92	B93	B94	B95	B96
B9	B97	B98	B99	B100	B101	B102
B10	B103	B104	B105	B106	B107	B108
B11	B109	B110	B111	B112	B113	B114
B12	B115	B116	B117	B118	B119	B120
B13	B121	B122	B123	B124	B125	B126
B14	B127	B128	B129	B130	B131	B132
B15	B133	B134	B135	B136	B137	B138
B16	B139	B140	B141	B142	B143	B144
B17	B145	B146	B147	B148	B149	B150
B18	B151	B152	B153	B154	B155	B156
B19	B157	B158	B159	B160	B161	B162
B20	B163	B164	B165	B166	B167	B168
B21	B169	B170	B171	B172	B173	B174
B22	B175	B176	B177	B178	B179	B180
B23	B181	B182	B183	B184	B185	B186
B24	B187	B188	B189	B190	B191	B192
B25	B193	B194	B195	B196	B197	B198
B26	B199	B200	B201	B202	B203	B204
B27	B205	B206	B207	B208	B209	B210
B28	B211	B212	B213	B214	B215	B216
B29	B217	B218	B219	B220	B221	B222
B30	B223	B224	B225	B226	B227	B228
B31	B229	B230	B231	B232	B233	B234
B32	B235	B236	B237	B238	B239	B240
B33	B241	B242	B243	B244	B245	B246
B34	B247	B248	B249	B250	B251	B252
B35	B253	B254	B255	B256	B257	B258
B36	B259	B260	B261	B262	B263	B264
B37	B265	B266	B267	B268	B269	B270
B38	B271	B272	B273	B274	B275	B276
B39	B277	B278	B279	B280	B281	B282
B40	B283	B284	B285	B286	B287	B288
B41	B289	B290	B291	B292	B293	B294
B42	B295	B296	B297	B298	B299	B300
B43	B301	B302	B303	B304	B305	B306
B44	B307	B308	B309	B310	B311	B312
B45	B313	B314	B315	B316	B317	B318
B46	B319	B320	B321	B322	B323	B324
B47	B325	B326	B327	B328	B329	B330
B48	B331	B332	B333	B334	B335	B336
B49	B337	B338	B339	B340	B341	B342
B50	B343	B344	B345	B346	B347	B348
B51	B349	B350	B351	B352	B353	B354
B52	B355	B356	B357	B358	B359	B360

C50	C51	C52	C53	C54	C55	C56	C57	C58
C41	C42	C43	C44	C45	C46	C47	C48	C49
C32	C33	C34	C35	C36	C37	C38	C39	C40
C30	C31	C32	C33	C34	C35	C36	C37	C38
C29	C30	C31	C32	C33	C34	C35	C36	C37
C28	C29	C30	C31	C32	C33	C34	C35	C36
C27	C28	C29	C30	C31	C32	C33	C34	C35
C26	C27	C28	C29	C30	C31	C32	C33	C34
C25	C26	C27	C28	C29	C30	C31	C32	C33
C24	C25	C26	C27	C28	C29	C30	C31	C32
C23	C24	C25	C26	C27	C28	C29	C30	C31
C22	C23	C24	C25	C26	C27	C28	C29	C30
C21	C22	C23	C24	C25	C26	C27	C28	C29
C20	C21	C22	C23	C24	C25	C26	C27	C28
C19	C20	C21	C22	C23	C24	C25	C26	C27
C18	C19	C20	C21	C22	C23	C24	C25	C26
C17	C18	C19	C20	C21	C22	C23	C24	C25
C16	C17	C18	C19	C20	C21	C22	C23	C24
C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	C22	C23
C14	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	C22
C13	C14	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21
C12	C13	C14	C15	C16	C17	C18	C19	C20
C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17	C18	C19
C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17	C18
C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17
C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16
C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15
C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14
C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13
C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12
C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11
C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9

kolom 23

	komb	Pu	Mu
ATAP	1	443.25	194.23
	2	501.83	157.12
	3	261.51	165.57
	4	320.10	133.03
	5	300.82	172.39
	6	359.41	138.81
	7	204.39	157.95
	8	262.97	126.73
LT8	1	2707.69	105.67
	2	2995.01	135.38
	3	1521.86	91.58
	4	1809.19	117.86
	5	1798.79	94.98
	6	2086.11	122.10
	7	1194.71	87.95
	8	1482.03	113.35
LT4	1	5014.74	68.42
	2	5517.58	111.57
	3	2809.40	70.60
	4	3312.24	100.23
	5	3327.64	67.86
	6	3830.48	102.98
	7	2208.17	73.51
	8	2711.01	97.32
LT1	1	6824.26	80.82
	2	7413.51	91.50
	3	3836.33	83.14
	4	4425.57	89.18
	5	4539.88	82.58
	6	5129.13	89.74
	7	3024.89	83.73
	8	3614.13	88.59

kolom 2

	komb	Pu	Mu
ATAP	1	282.12	95.72
	2	289.10	106.61
	3	174.21	74.07
	4	181.19	92.18
	5	197.11	76.84
	6	204.09	95.47
	7	139.30	70.95
	8	146.29	88.02
LT8	1	1880.11	71.10
	2	1924.05	74.53
	3	1130.20	62.30
	4	1174.13	45.86
	5	1296.62	64.43
	6	1340.55	52.82
	7	903.88	60.03
	8	947.81	41.88
LT4	1	3492.80	64.54
	2	3562.78	84.57
	3	2097.03	52.02
	4	2167.01	55.71
	5	2407.88	53.77
	6	2477.86	62.72
	7	1678.24	50.16
	8	1748.22	48.35
LT1	1	4718.49	74.18
	2	4796.54	102.61
	3	2833.92	59.17
	4	2911.97	90.54
	5	3254.13	58.72
	6	3332.18	93.47
	7	2269.59	62.25
	8	2347.64	87.46

GAMBAR



600 x 600 mm

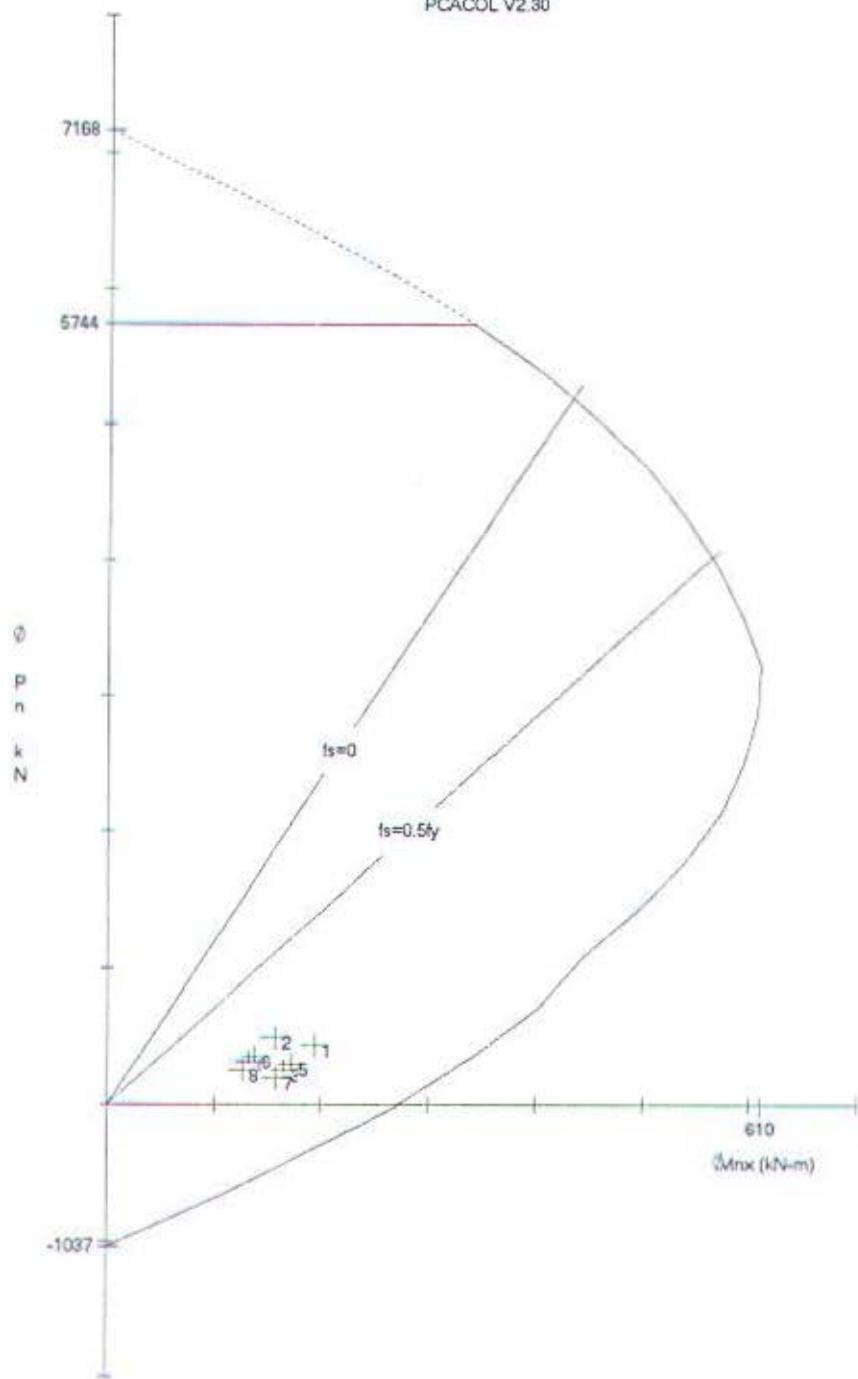
 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $f_y = 320 \text{ MPa}$

Confinement: Tied

clr cover = 52 mm

spacing = 139 mm

12 N-20 at 1.00%

 $A_s = 3600 \text{ mm}^2$ $I_x = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $I_y = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $X_0 = 0 \text{ mm}$ $Y_0 = 0 \text{ mm}$ 

© 1993 PCA

Licensed To: Teknik SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

File name: C:\PCACOL\PE23ATP.COL

Project:

Material Properties:

Column Id:

 $E_c = 27692 \text{ MPa}$ $\epsilon_u = 0.003 \text{ mm/mm}$

Engineer:

 $f_c = 25.50 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Date: 06/06/92 Time: 13:13:56

 $\beta_{eff} = 0.83$

Code: ACI 318-89

Stress Profile: Block

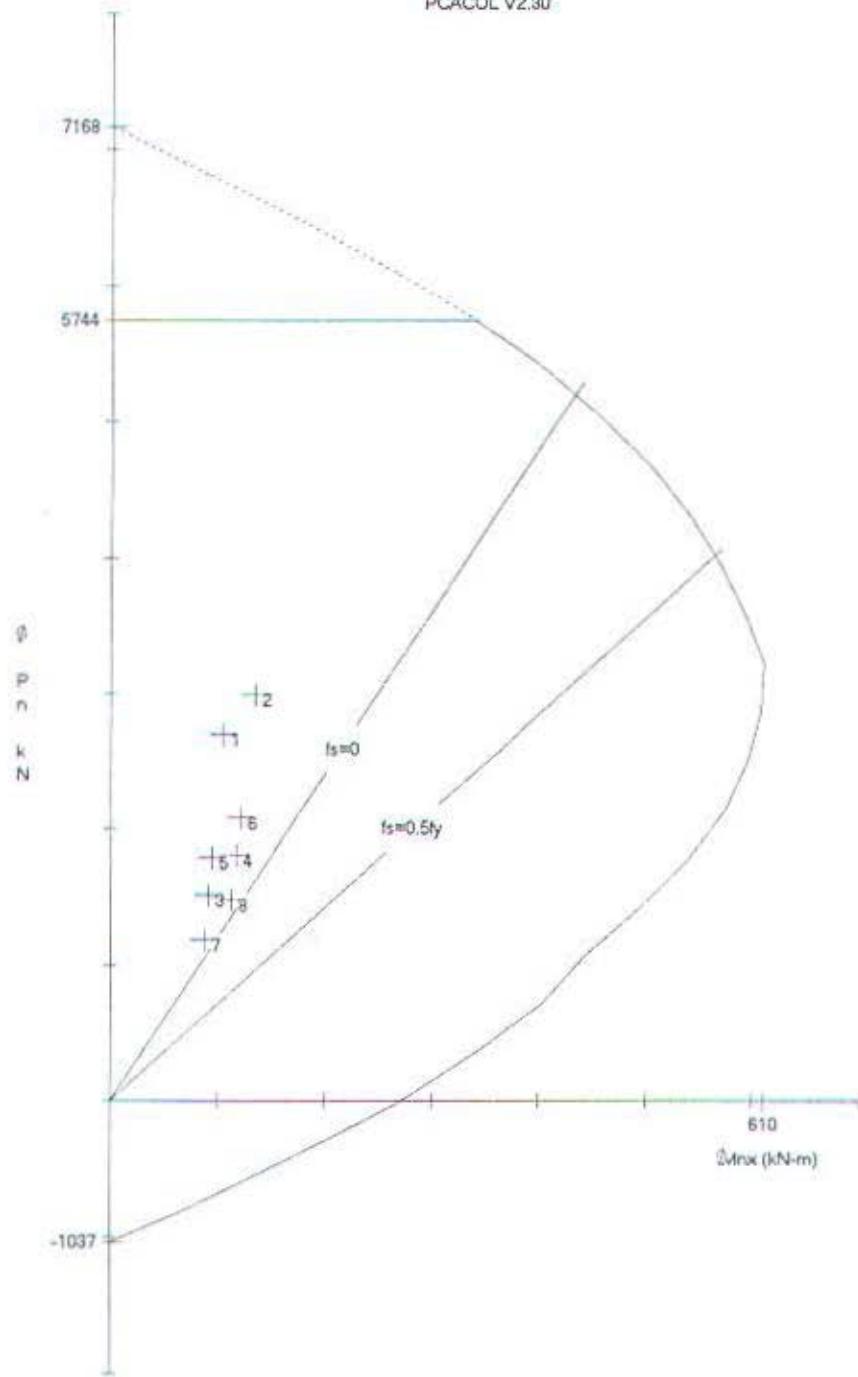
Units: Metric

 $\phi(c) = 0.70$, $\phi(b) = 0.90$

X-axis slenderness is not considered.



600 x 600 mm
 $f_y = 30 \text{ MPa}$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$
 Confinement: Tie rod
 stirrups: 52 mm
 spacing = 139 mm
 12 N-20 at 1.00%
 $A_s = 3600 \text{ mm}^2$
 $I_x = 1.030e+010 \text{ mm}^4$
 $I_y = 1.030e+010 \text{ mm}^4$
 $Z_0 = 0 \text{ mm}$
 $\gamma_0 = 0 \text{ mm}$



© 1993 PCA

Licensed To: Teknik SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

FILE name: C:\PCACOL\PEZ3LT8.COL

Project:

Column Id:

Engineer:

Date: 06/04/92 Time: 13:13:56

Code: ACI 318-89

Units: Metric

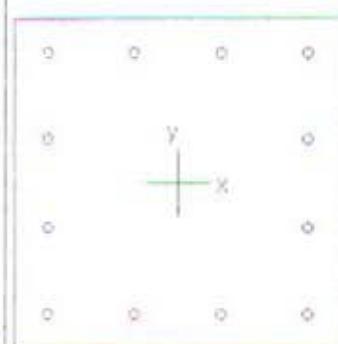
X-axis slenderness is not considered.

Material Properties:

 $E_c = 27692 \text{ MPa}$ $\epsilon_u = 0.003 \text{ min/mm}$ $f_c = 25.50 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $\beta_{el} = 0.83$

Stress Profile: Block

 $\phi_i(c) = 0.70, \phi_i(b) = 0.90$

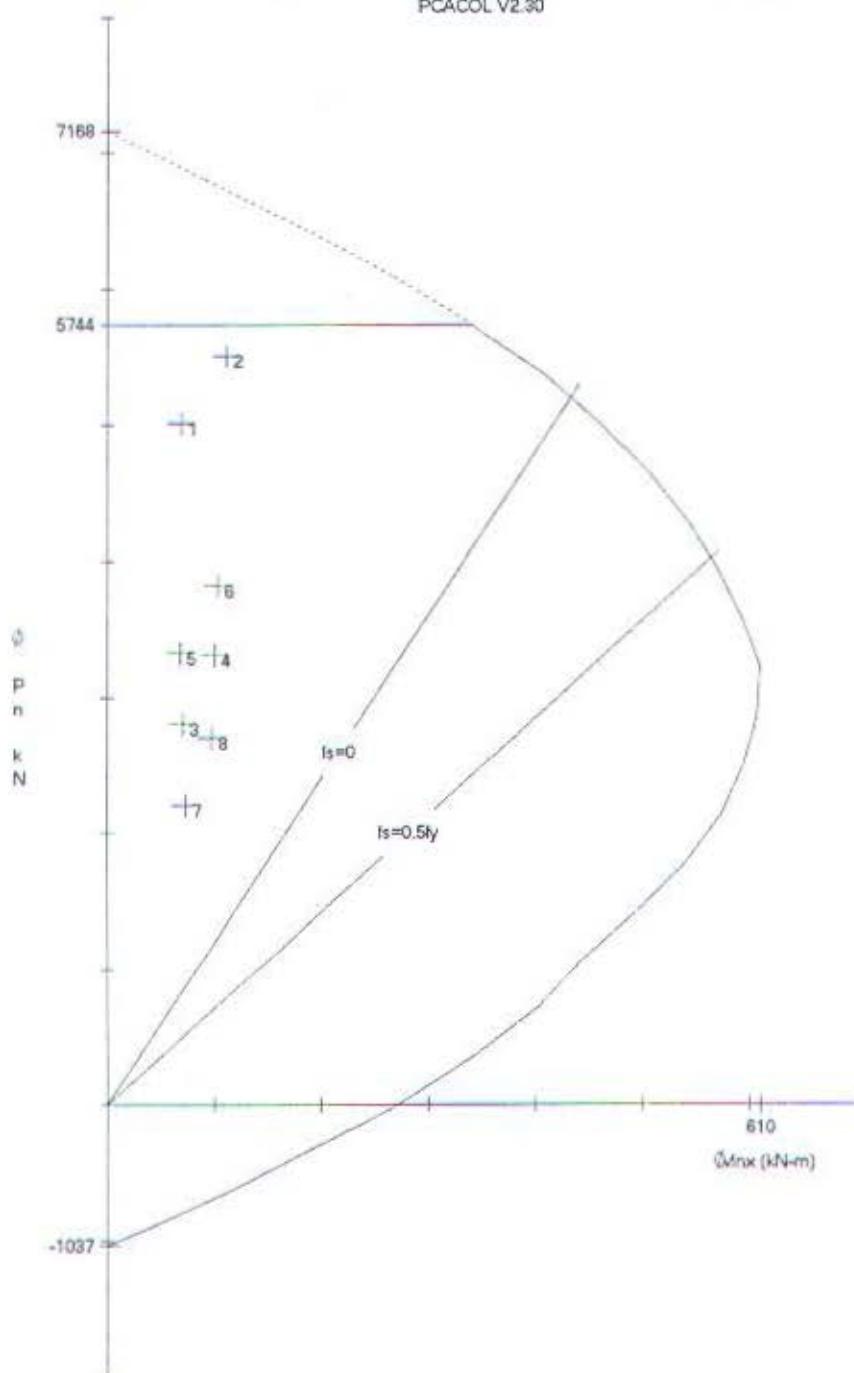


600 x 600 mm

 $f_{c'}$ = 30 MPa f_y = 220 MPaConfinement: Tied
cir cover < 52 mm

spacing = 139 mm

12 N 20 at 1.00%

 $A_s = 3600 \text{ mm}^2$ $I_x = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $I_y = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $\gamma_G = 0 \text{ mm}$ $\gamma_Q = 0 \text{ mm}$ 

© 1993 PCA

Licensed To: Teknik SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

File name: C:\PCACOL\PE23LT4.COL

Project:

Material Properties:

Column Id:

 $E_0 = 27592 \text{ MPa}$ $\epsilon_u = 0.003 \text{ mm/mm}$

Engineer:

 $f_c = 25.50 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Date: 06/04/92 Time: 13:13:56

 $\beta_{sl} = 0.83$

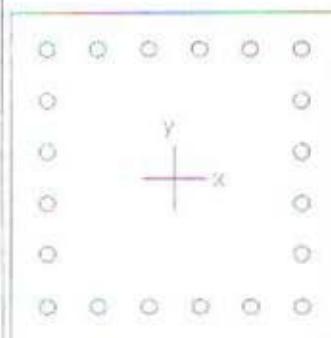
Code: ACI 318-89

Stress Profile: Block

Units: Metric

 $\phi(\alpha) = 0.70, \phi(b) = 0.90$

X-axis slenderness is not considered.



600 x 600 mm

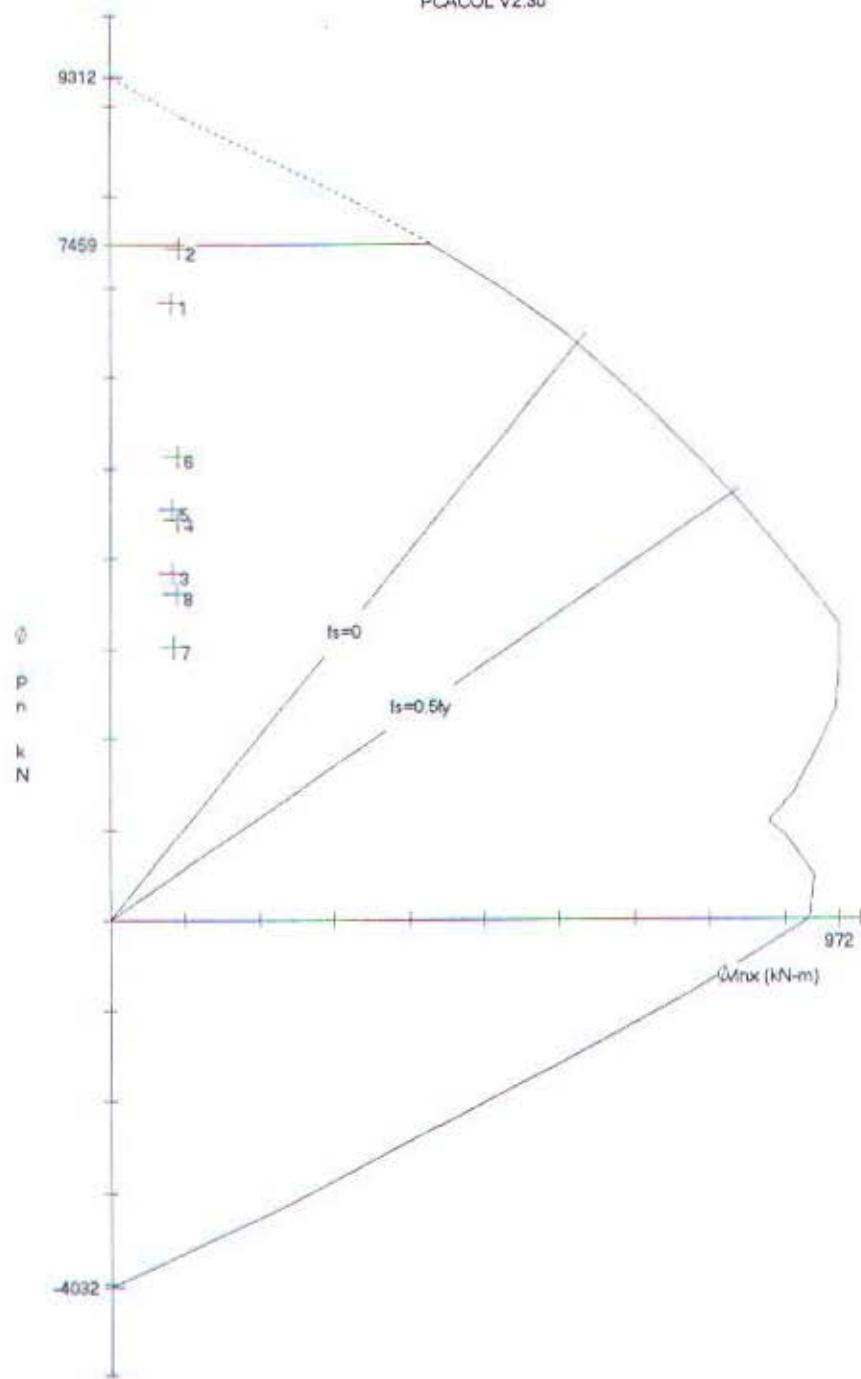
 $f_{c'}$ = 30 MPa f_y = 320 MPa

Confinement: Tied

clr cover = 52 mm

spacing = 63 mm

20 N-30 at 3.89%

 A_s = 14000 mm 2 $I_x = 1.080e+010$ mm 4 $I_y = 1.080e+010$ mm 4 X_0 = 0 mm Y_0 = 0 mm

© 1993 PCA

Licensed To: Teknik SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

File name: C:\PCACOL\PE23LT1.COL

Project:

Material Properties:

Column Id:

 E_c = 27692 MPa ϵ_u = 0.003 mm/mm

Engineer:

 f_c = 25.50 MPa E_s = 200000 MPa

Date: 06/04/92

 β_{el} = 0.83

Time: 13:13:56

Code: ACI 318-89

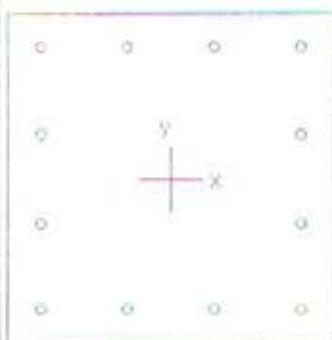
Stress Profile: Block

Units: Metric

 $\phi(c) = 0.70, \phi(b) = 0.90$

X-axis slenderness is not considered.

kolom 21			
LEVEL	Komb.	Pu kN	Mu kNm
ATAP	1	470.07	4.55
	2	518.71	124.97
	3	520.63	121.51
	4	317.04	124.24
	5	319.13	122.29
LT8	1	2837.38	2.47
	2	3081.32	99.63
	3	3091.77	101.62
	4	1793.98	100.07
	5	1805.85	101.23
LT4	1	5203.87	1.24
	2	5645.22	103.21
	3	5660.36	104.32
	4	3272.56	103.45
	5	3289.79	104.12
LT1	1	6977.16	0.22
	2	7568.08	170.63
	3	7583.86	170.91
	4	4382.14	170.69
	5	4400.12	170.91



600 x 600 mm

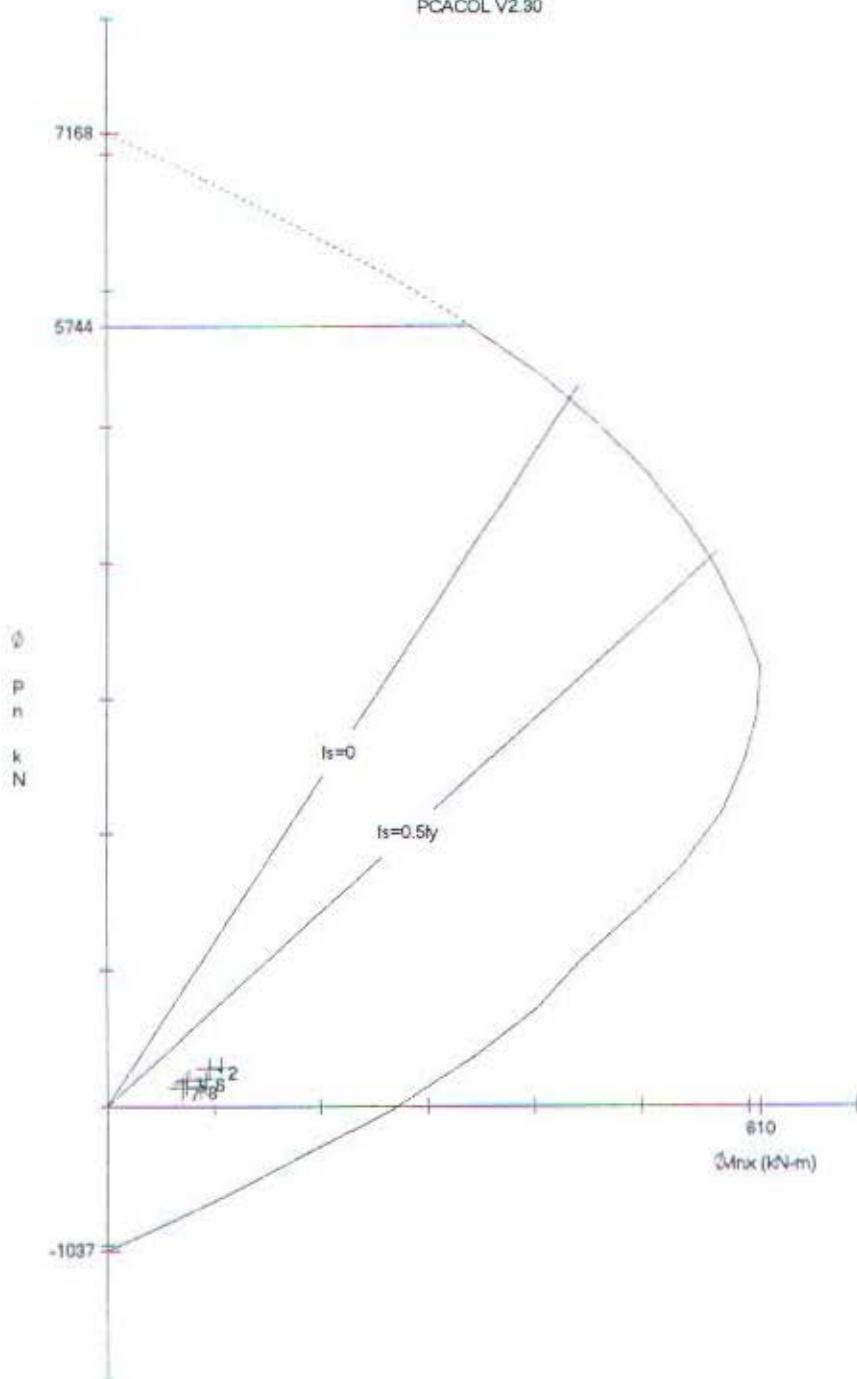
 $f'_c = 30 \text{ MPa}$ $f_y = 320 \text{ MPa}$

Confinement: Tied

clr cover = 52 mm

spacing = 139 mm

12 N-20 at 1.00%

 $A_s = 3600 \text{ mm}^2$ $I_x = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $I_y = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $X_0 = 0 \text{ mm}$ $Y_0 = 0 \text{ mm}$ 

© 1993 PCA

Licensed To: Teknik SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

File name: C:\PCACOL\P12ATP.COL

Project:

Material Properties:

Column Id:

 $E_0 = 27692 \text{ MPa}$ $\epsilon_u = 0.003 \text{ mm/mm}$

Engineer:

 $f_c = 25.50 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Date: 06/04/92 Time: 13:13:56

 $\beta_{at} = 0.83$

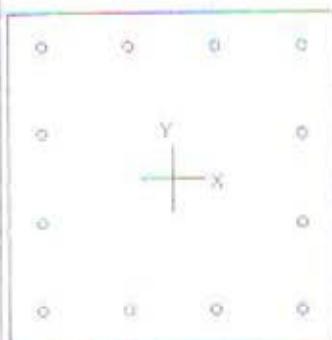
Code: ACI 318-89

Stress Profile: Block

Units: Metric

 $\phi(c) = 0.70$, $\phi(b) = 0.90$

X-axis slenderness is not considered.



600 x 600 mm

$f_c = 30 \text{ MPa}$

$f_y = 320 \text{ MPa}$

Confinement: Tied

cfi cover = 52 mm

spacing = 139 mm

12 N-20 at 1.00%

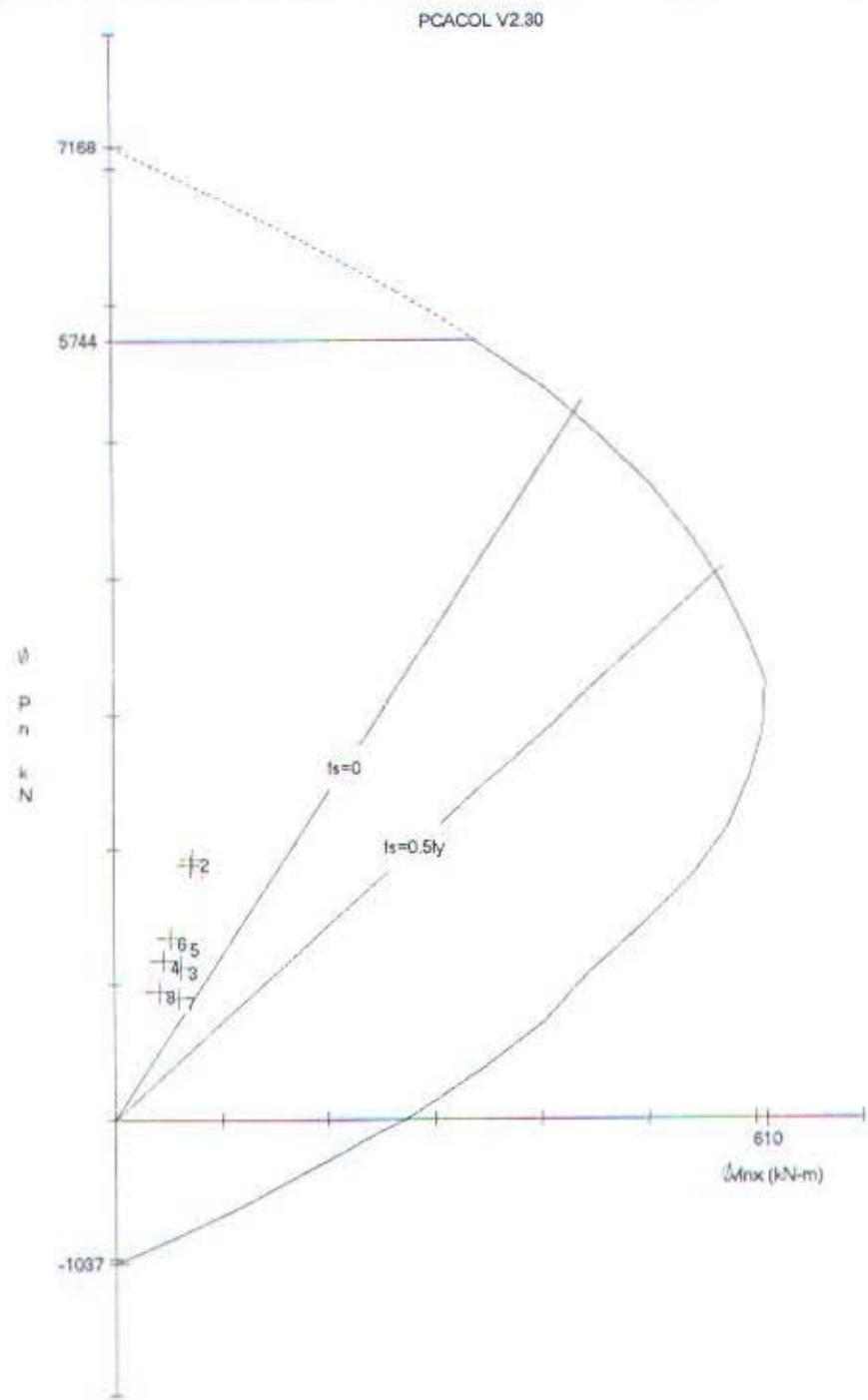
$A_s = 3600 \text{ mm}^2$

$E_x = 1.080e+010 \text{ mm}^{-2}$

$E_y = 1.080e+010 \text{ mm}^{-2}$

$X_0 = 0 \text{ mm}$

$Y_0 = 0 \text{ mm}$



© 1993 PCA

Licensed To: Teknik SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

File name: C:\PCACOL\P12LT8.COL

Project:

Column Id:

Engineer:

Date: 06/04/92 Time: 13:13:56

Code: ACI 318-89

Units: Metric

X-axis slenderness is not considered.

Material Properties:

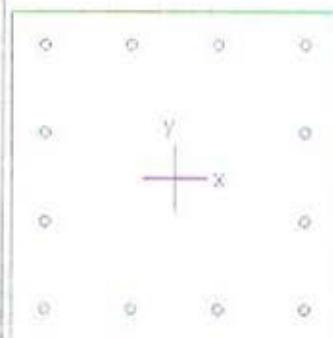
$E_c = 27692 \text{ MPa}$ $\epsilon_u = 0.003 \text{ mm/mm}$

$f_c = 25.50 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$

$\beta_{el} = 0.83$

Stress Profile: Block

$\phi(c) = 0.70$, $\phi(b) = 0.90$



600 x 600 mm

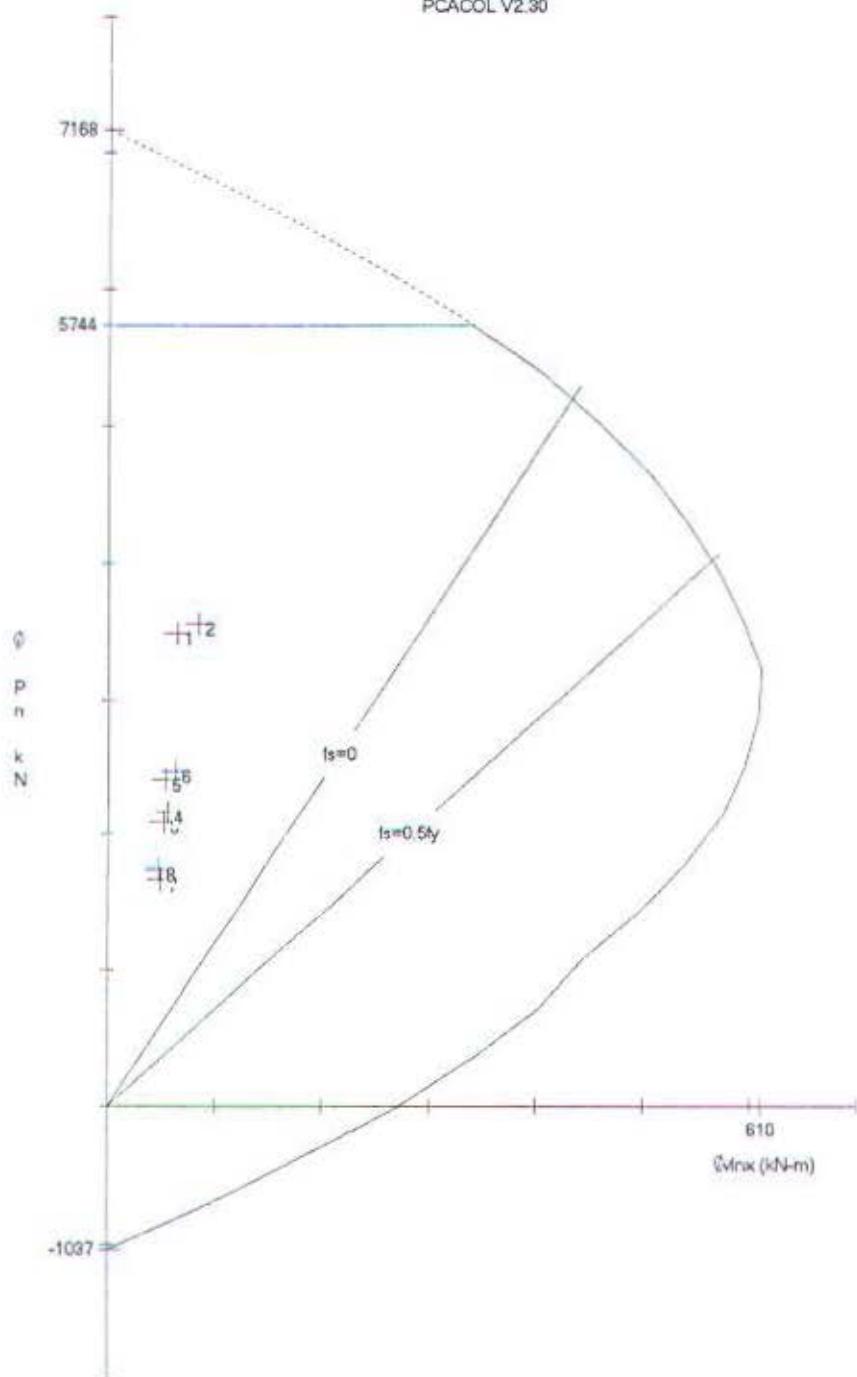
 $f'_c = 30 \text{ MPa}$ $f_y = 320 \text{ MPa}$

Confinement: Tied

clip cover = 52 mm

spacing = 139 mm

12 N-20 at 1.00%

 $A_s = 3600 \text{ mm}^2$ $I_x = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $I_y = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $x_0 = 0 \text{ mm}$ $y_0 = 0 \text{ mm}$ 

© 1993 PCA

Licensed To: Teknik SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

File name: C:\PCACOL\PI2LT4.COL

Project:

Material Properties:

Column: F11

 $E_c = 27692 \text{ MPa}$ $\epsilon_u = 0.003 \text{ mm/mm}$

Engineer:

 $f_o = 25.50 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Date: 06/04/92 Time: 13:13:56

 $\beta_{elst} = 0.83$

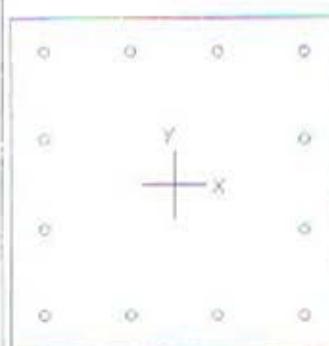
Code: ACI 318-89

Stress Profile: Block

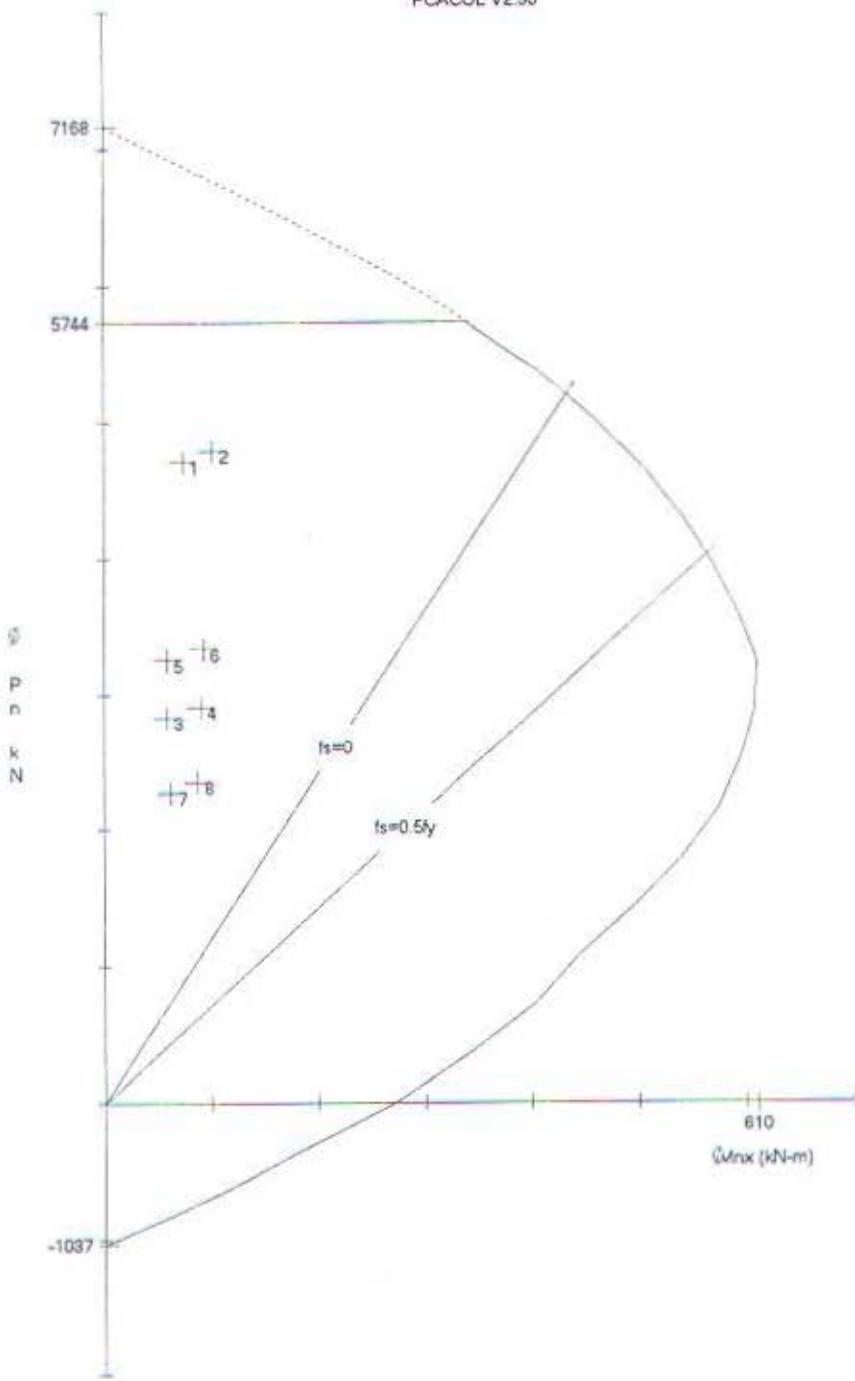
Units: Metric

 $\phi(c) = 0.70, \phi(b) = 0.90$

X-axis slenderness is not considered.



600 x 600 mm
 $f'c = 30 \text{ MPa}$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$
 Confinement: Tied
 stirrups = 52 mm
 spacing = 139 mm
 12 N-20 at 1.00%
 $A_s = 3600 \text{ mm}^2$
 $I_x = 1.080e+010 \text{ mm}^4$
 $I_y = 1.080e+010 \text{ mm}^4$
 $X_0 = 0 \text{ mm}$
 $Y_0 = 0 \text{ mm}$



© 1993 PCA

Licensed To: Teknik SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

File name: C:\PCACOL\P12LT1.COL

Project:

Material Properties:

Column Id:

 $E_c = 27692 \text{ MPa}$ $\epsilon_u = 0.003 \text{ mm/mm}$

Engineer:

 $f_c = 25.50 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Date: 06/04/92 Time: 13:13:56

 $\beta_{eff} = 0.83$

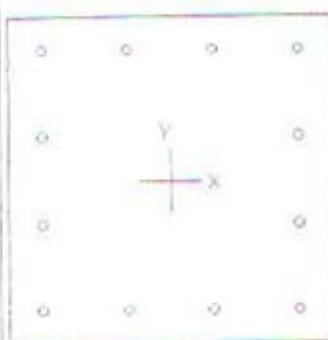
Code: ACI 318-89

Stress Profile: Block

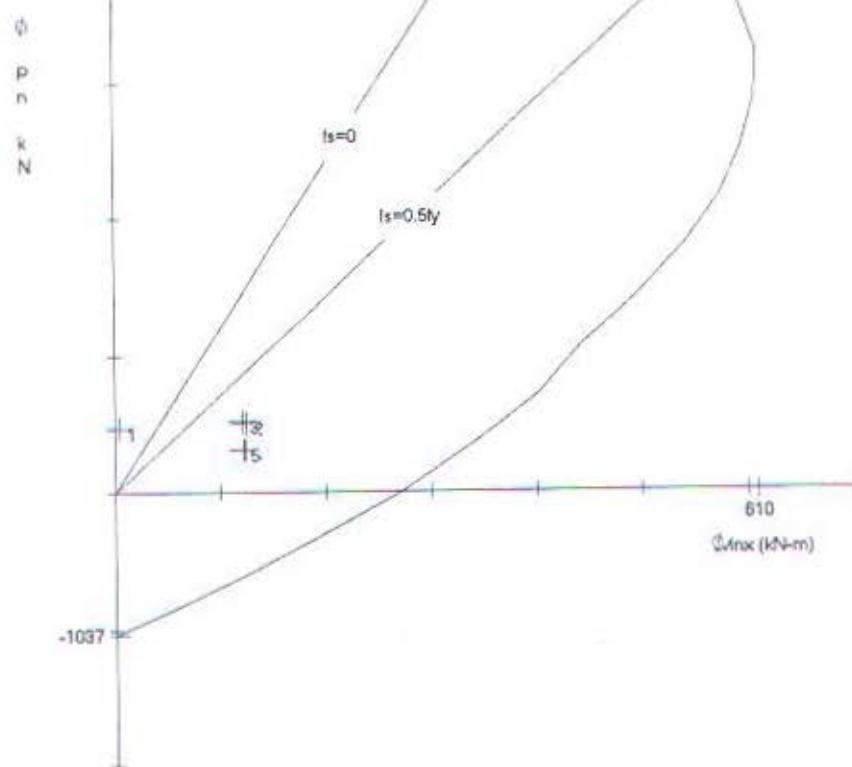
Units: Metric

 $\phi(c) = 0.70$, $\phi(b) = 0.90$

X-axis slenderness is not considered.



600 x 600 mm
 $E_c = 30 \text{ MPa}$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$
 Confinement: Tied
 stirrups = 52 mm
 spacing = 139 mm
 12 N-20 at 1.00%
 $A_s = 3600 \text{ mm}^2$
 $I_x = 1.080e+010 \text{ mm}^4$
 $I_y = 1.080e+010 \text{ mm}^4$
 $X_0 = 0 \text{ mm}$
 $Y_0 = 0 \text{ mm}$



© 1993 PCA

Licensed To: TEKNIK SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

File name: C:\PCACOL\PC21ATP.COL

Project:

Material Properties:

Column Id:

 $E_c = 27692 \text{ MPa}$ $\epsilon_u = 0.003 \text{ mm/mm}$

Engineer:

 $f_c = 25.50 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Date: 06/04/92

Time: 13:13:56

 $\beta_{el} = 0.83$

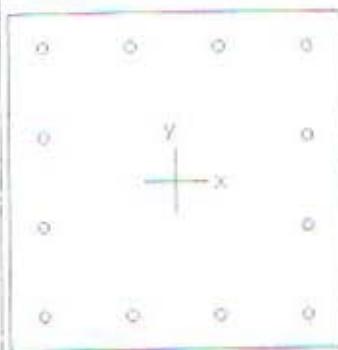
Code: ACI 318-89

Stress Profile: Block

Units: Metric

 $\phi(c) = 0.70$, $\phi(b) = 0.90$

X-axis slenderness is not considered.



600 x 600 mm

 $f'c = 30 \text{ MPa}$ $f_y = 320 \text{ MPa}$

Confinement: Tied

air cover = 52 mm

spacing = 139 mm

12 N-20 at 1.00%

 $A_s \approx 3600 \text{ mm}^2$ $I_x = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $I_y = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $X_0 = 0 \text{ mm}$ $Y_0 = 0 \text{ mm}$

© 1993 PCA

Licensed to: Teknik SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

File name: C:\PCACOL\PCZ1LT.B.COL

Project:

Material Properties:

Column Id:

 $E_0 = 27692 \text{ MPa}$ $\epsilon_u = 0.003 \text{ min/mm}$

Engineer:

 $f_c = 25.50 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Date: 06/04/92

Time: 13:13:56

 $\beta_{el} \approx 0.83$

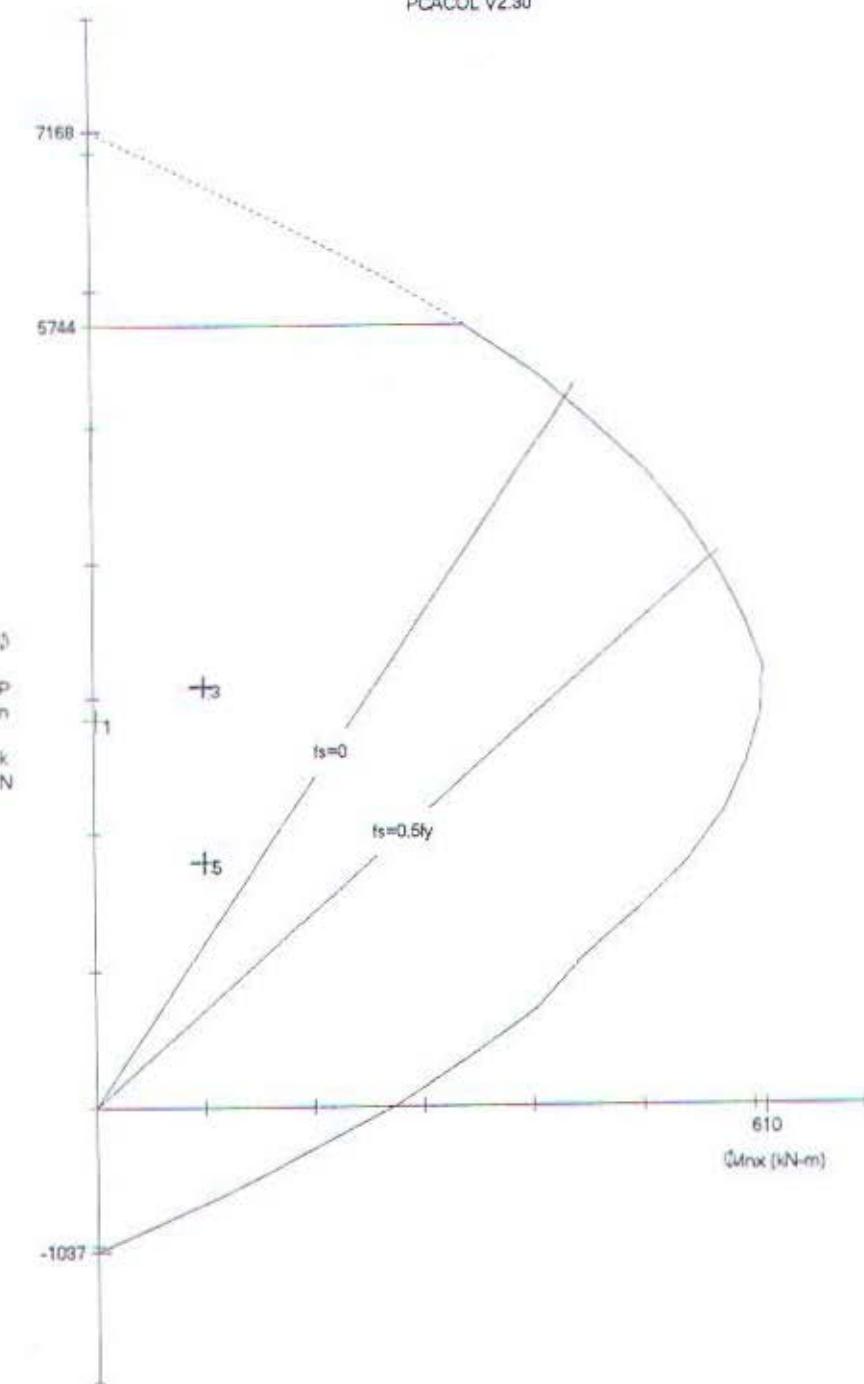
Code: ACI 318-89

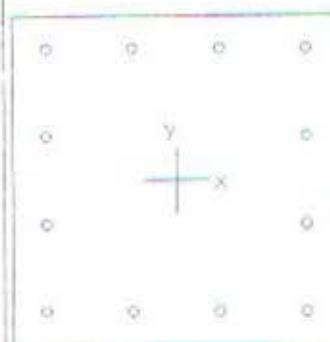
Stress Profile: Block

Units: Metric

 $\phi(c) = 0.70, \phi(b) = 0.90$

X-axis slenderness is not considered.

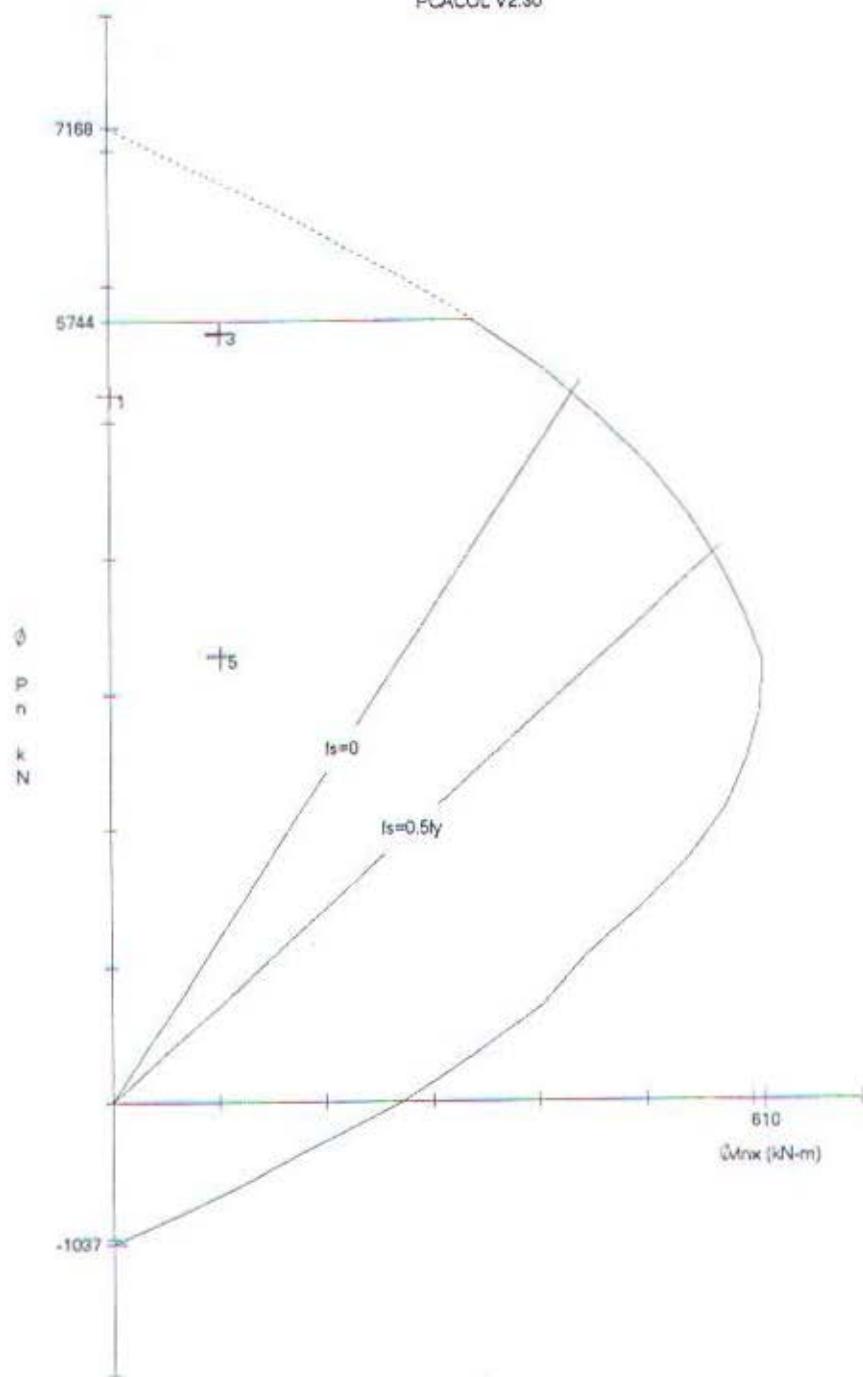




600 x 600 mm

 $f'c = 30 \text{ MPa}$ $f_y = 320 \text{ MPa}$

Confinement: Tied
cir cover = 52 mm
spacing = 139 mm
12 N-20 at 1.00%
 $A_s = 3600 \text{ mm}^2$

 $I_x = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $I_y = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $X_0 = 0 \text{ mm}$ $Y_0 = 0 \text{ mm}$ 

© 1993 PCA

Licensed To: Teknik SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

File name: C:\PCACOL\PC21LT4.COL

Project:

Material Properties:

Column Id:

 $E_c = 27692 \text{ MPa}$ $\epsilon_u = 0.003 \text{ mm/mm}$

Engineer:

 $f_c = 25.50 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Date: 06/04/92 Time: 13:13:56

 $\beta_{t1} = 0.83$

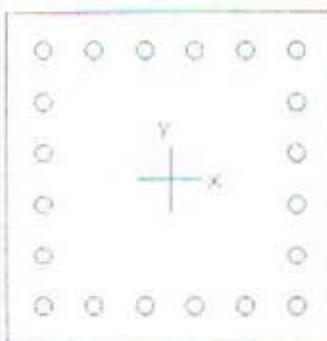
Code: ACI 318-89

Stress Profile: Block

Units: Metric

 $\phi_i(c) = 0.70, \phi_i(b) = 0.90$

X-axis slenderness is not considered.



500 x 500 mm

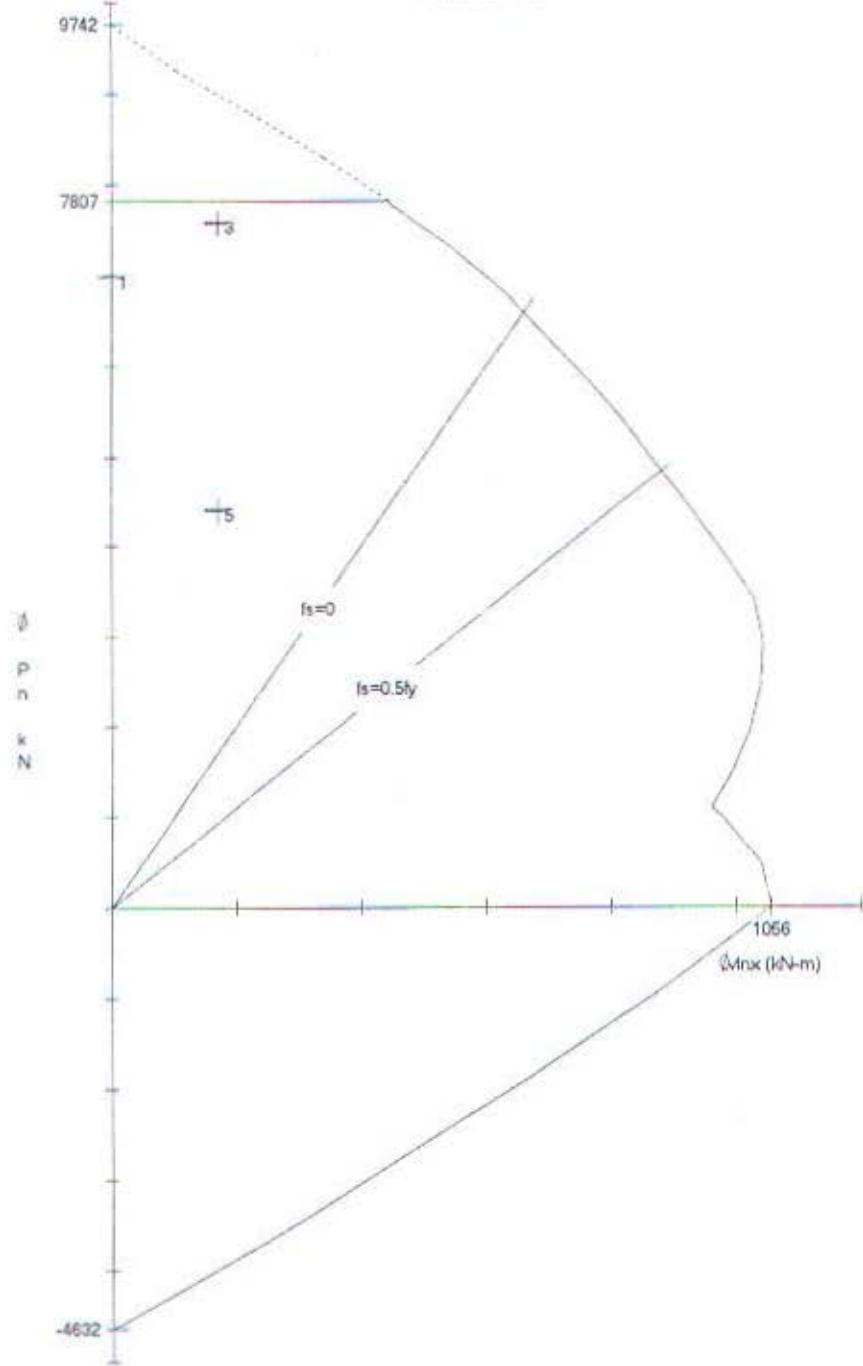
 $f'c = 30 \text{ MPa}$ $f_y = 320 \text{ MPa}$

Confinement: Tied

cir cover = 52 mm

spacing = 61 mm

20 N-32 at 4.47%

 $A_s = 16085 \text{ mm}^2$ $I_x = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $I_y = 1.080e+010 \text{ mm}^4$ $X_0 = 0 \text{ mm}$ $Y_0 = 0 \text{ mm}$ 

©1993 PCA

Licensed To: Teknik SIPIL, Surabaya, Jawa Timur

File name: C:\PCACOL\PC21LT1.COL

Project:

Material Properties:

Column Id:

 $E_c = 27692 \text{ MPa}$ $\epsilon_u = 0.003 \text{ mm/mm}$

Engineer:

 $f_c = 25.50 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Date: 06/04/92 Time: 13:13:56

 $\beta_{at} = 0.83$

Code: ACI 318-89

Stress Profile: Block

Units: Metric

 $\phi_i(c) = 0.70, \phi_i(b) = 0.90$

X-axis slenderness is not considered.