



**STUDI ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR PORTAL
DAN PELAT LANTAI BETON PRACETAK PADA GEDUNG
MALANG CREATIVE CENTER (MCC) KOTA MALANG**

SKRIPSI

*“Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Strata Satu (S-I)
Teknik Sipil”*



Disusun Oleh :

MUHAMAD FANOLONG

NPM . 21601051141

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS ISLAM MALANG

2023



**STUDI ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR PORTAL
DAN PELAT LANTAI BETON PRACETAK PADA GEDUNG
MALANG CREATIVE CENTER (MCC) KOTA MALANG**

SKRIPSI

Diajukan Sebagai Salah Satu Persyaratan Untuk Memperoleh Gelar

Strata Satu (S1) Teknik Sipil



Disusun Oleh :

Muhamad Fanolong

216.010.510.04

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS ISLAM MALANG

2023



RINGKASAN

Muhamad Fanolong, 216.010.511.41. Jurusan Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Malang, Studi Alternatif Perencanaan Struktur Portal Dan Pelat Lantai Beton Pracetak Pada Gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang, Dosen Pembimbing: **Ir. Bambang Suprpto, M.T.** Dan **Anang Bakhtiar, S.T., M.T.**

Proses pembangunan eksisting gedung *Malang Creative Center* (MCC) Kota Malang, semua komponen portal dilaksanakan dengan sistem cor ditempat (*cast in place*). Sehingga dalam penulisan tugas akhir ini penulis melakukan studi alternatif perencanaan struktur portal menggunakan alternatif lain, yaitu dengan menggunakan pelat lantai beton pracetak dengan material beton bertulang yang terdiri dari 8 lantai + 1 Semi Basement, dengan panjang bangunan 56 m dan lebar 54 m dengan ketinggian 35,5 m yang nantinya penulis akan menggunakan bantuan Software yang dapat memudahkan penulis dalam menganalisa struktur gedung ini.

Untuk perencanaan struktur portal dan pelat lantai beton pracetak pada Gedung *Malang Creative Center* (MCC) dibutuhkan beberapa data pendukung, seperti: data gambar dan data mekanika tanah, Setelah mendapatkan data proyek, kemudian peneliti melakukan survey ke lokasi untuk mendapatkan gambaran umum mengenai proyek gedung *Malang Creative Center* (MCC) Kota Malang.

Hasil perhitungan pembebanan yang terjadi pada struktur portal pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang adalah, berat total beban minimum yang terjadi adalah 3160,51 kN dan berat total maksimum adalah 6100,67 kN. Untuk dimensi pelat atap dan lantai pracetak didapatkan tebal 8 cm, tebal topping tebal 4 cm, dan total tebal pelat 12 cm. Dimensi balok induk memanjang didapatkan 45/85 cm, dimensi balok induk melintang 35/70 cm, dimensi balok anak memanjang 30/55 cm, dimensi balok anak melintang 15/25 cm, dan dimensi kolom 80/90 cm. Perencanaan pondasi digunakan pondasi bore pile berdiameter 80 cm, dan jumlah tiang 2 buah pada satu *pile cap* dalam kedalaman 8 m dengan menggunakan tulangan 12D25. Ukuran dimensi *pile cap* 400 cm x 400 cm dan tinggi 100 cm dengan kebutuhan tulangan D22 – 100.

Kata Kunci: Pelat Atap, Pelat Lantai, Balok, Kolom, Pondasi *Malang Creative Center* (MCC)

SUMMARY

Muhamad Fanolong, 216.010.511.41. *Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Islamic University of Malang, Alternative Study of Portal Structure Planning and Precast Concrete Floor Plates in the Malang Creative Center (MCC) Building, Malang City, Supervisor: Ir. Bambang Suprpto, M.T. and Anang Bakhtiar, S.T., M.T*

In the process of building the existing Malang Creative Center (MCC) Malang City building, all portal components were carried out using a cast in place system. So that in writing this thesis the author conducted an alternative study of portal structure planning using another alternative, namely by using precast concrete floor slabs with reinforced concrete material consisting of 8 floors + 1 Semi Basement, with a building length of 56 m and a width of 54 m with a height of 35 .5 m which later the author will use the help of Software which can facilitate the author in analyzing the structure of this building.

For the planning of portal structures and precast concrete slabs in the Malang Creative Center (MCC) Building, some supporting data is needed, such as: image data and soil mechanics data. After obtaining the project data, the researchers conducted a site survey to get an overview of the Malang building project. Creative Center (MCC) Malang City.

The results of the calculation of the loading that occurs on the portal structure in the Malang Creative Center (MCC) Malang City building are, the minimum total weight that occurs is 3160.51 kN and the maximum total weight is 6100.67 kN. For the dimensions of the precast roof and floor slabs, a thickness of 8 cm is obtained, the thickness of the topping is 4 cm, and the total thickness of the slab is 12 cm. The dimensions of the longitudinal main beam are 45/85 cm, the transverse beam dimensions are 35/70 cm, the longitudinal beam dimensions are 30/55 cm, the transverse beam dimensions are 15/25 cm, and the column dimensions are 80/90 cm. The foundation design uses bore pile foundation with a diameter of 80 cm, and the number of piles is 2 pieces on one pile cap in a depth of 8 m using 12D25 reinforcement. The dimensions of the pile cap are 400 cm x 400 cm and 100acm high with D22 – 100 reinforcement requirements.

Keywords: *Roof Plates, Floor Plates, Beams, Columns, Malang Creative Center (MCC).*



**STUDI ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR PORTAL
DAN PELAT LANTAI BETON PRACETAK PADA GEDUNG
MALANG CREATIVE CENTER (MCC) KOTA MALANG**

SKRIPSI

**“Diajukan Sebagai Salah Satu Prasyarat Untuk Memperoleh Gelar
Sarjana Starata -1 (S1) Pada Program Teknik Sipil”**



Disusun Oleh:

MUHAMADA FANOLONG

216.010.51.141

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS ISLAM MALANG

2023

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI	1
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identifikasi Masalah	2
1.3 Rumusan Masalah	3
1.4 Tujuan 3	
1.5 Manfaat.....	4
1.6 Batasan Masalah.....	4
1.7 Lingkup Pembahasan	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Tinjauan Umum.....	7
2.2 Pengertian Beton Pracetak	8
2.2.1 Keutungan dan Kerugian Penggunaan Beton Pracetak.....	8
2.2.2 Dasar-Dasar Perencanaan Pracetak	10
2.3 Perbedaan Analisa Beton Pracetak dengan Beton Konvensional	10
2.3.1. Jenis Sambungan	11
2.4 Konsep Perencanaan	12
2.4.1. Perencanaan Pelat	12
2.4.2. Perencanaan Balok.....	18
2.4.3. Perencanaan Kolom	25
2.4.3.1. Kolom dengan Keruntuhan Tarik	26
2.4.3.2. Kolom dengan Keruntuhan Tekan	28
2.4.3.3. Kolom dengan Lentur Dua Arah	29
2.4.3.4. Desain Kolom Panjang (Kolom Langsing).....	31
2.5 Perencanaan Sambungan dan Tumpuan.....	35
2.6 Konsep Pembebanan	37
2.6.1. Beban Mati (DL)	37

2.6.2. Beban Hidup (LL)	38
2.6.3. Beban Gempa (E)	38
2.6.4. Beban Hujan (<i>Rain Load</i>)	38
2.6.5. Beban Angin (<i>Wind Load</i>)	39
2.6.6. Beban Kombinasi	39
2.7 Perencanaan Pondasi	40
BAB III METODOLOGI PENELITIAN	47
3.1 Proses Penelitian	47
3.1.1 Pengumpulan Data	47
3.2 Data Penelitian	48
3.2.1 Data Teknis Bangunan	49
3.2.2 Data Perencanaan Ulang Untuk Pembebanan Bangunan Gedung	50
3.3 Tahap Perencanaan Ulang	50
3.3.1 Menentukan Dimensi	51
3.3.2 Perhitungan Beban Gravitasi	51
3.3.3 Analisa Beban Gempa	51
3.3.4 Gaya Gempa Lateral Ekuivalen Analisa Statika	52
3.3.5 Perencanaan Sambungan Pelat Pracetak ke Balok	52
3.3.6 Kontrol Desain	52
3.3.7 Kesimpulan	52
3.4 Diagram Alir (Flow Chart) Perencanaan	53
BAB IV PEMBAHASAN	55
4.1 Perencanaan Dimensi Struktur	55
4.1.1 Perencanaan Dimensi Balok	55
4.1.2 Dimensi Pelat	57
4.2 Analisa dan Perancangan Pelat	60
4.2.1 Pembebanan Pelat Atap	61
4.2.2 Pembebanan Pelat Lantai	67
4.2.3 Perencanaan Tulangan Pelat	72
4.2.4 Perencanaan Penulangan Stud (<i>Shear Connector</i>) Pelat Lantai	96
4.2.5 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat	99

4.2.6	Perhitungan Tulangan Angkat Pelat Pracetak	99
4.3	Perencanaan Tulangan Balok Anak	103
4.3.1	Perencanaan Tulangan Balok Anak Melintang	103
4.3.2	Perencanaan Tulangan Balok Anak Memanjang	114
4.4	Perencanaan Pembebanan Balok Anak dan Balok Induk	127
4.4.1	Perhitungan Beban Pelat	127
4.4.2	Perencanaan Balok Anak Atap dan Lantai	128
4.4.3	Perencanaan Balok Induk Atap dan Lantai	134
4.5	Analisa Beban Gempa	143
4.6	Perencanaan Penulangan Balok Induk Portal Arah Utama	157
4.7	Perencanaan Tumpuan Pelat Pracetak ke Balok	179
4.7.1	Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok	180
4.8	Perencanaan Kolom	182
4.8.1	Perencanaan Kolom Lantai 1	182
4.9	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang	189
4.9.1	Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang	190
4.9.2	Perhitungan Pondasi Bore Pile	191
4.9.3	Perencanaan <i>Pile Cap</i> K1	194
4.9.4	Perhitungan Tulangan Longitudinal	197
BAB V PENUTUP		207
5.1	Kesimpulan	207
5.2	Saran	208
DAFTAR PUSTAKA		209

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Setiap struktur bangunan direncanakan dan didesain oleh arsitek maupun ahli teknik sipil, sedemikian rupa sehingga memenuhi tuntutan fungsi bangunan dan dapat beroperasi dengan baik pada saat bangunan digunakan. Tuntutan dari suatu bangunan makin lama makin berkembang, Pada saat ini suatu bangunan selain diuntut untuk memenuhi fungsi layannya, bangunan juga dituntut memiliki bentuk atraktif serta efisien dan ekonomis dari segi konstruksi maupun operasionalnya. Agar suatu bangunan struktur beton bertulang dapat berfungsi dengan baik, maka seorang perencana struktur wajib mendesain elemen-elemen strukturnya dengan benar dan tepat. (Setiawan, A., 2016, hal 3).

Pada umumnya, perencanaan dan pelaksanaan struktur gedung sering menggunakan sistem cor di tempat (cast in place) untuk portal yang terdiri dari balok, kolom, dan pelat. Dalam pelaksanaannya, struktur gedung yang menggunakan sistem cor ditempat cukup banyak membutuhkan perancah atau bekisting dan lama dalam pelaksanaan. Sehingga membutuhkan teknologi yang bisa meminimalisir hal tersebut. Salah satu teknologinya adalah dengan menggunakan struktur beton pracetak (precast). Menurut SNI 7833:2012 (2012), beton pracetak adalah elemen atau komponen beton tanpa atau dengan tulangan yang dicetak terlebih dahulu sebelum dirakit menjadi bangunan. Penggunaan beton pracetak pun bisa untuk seluruh komponen struktur atau portal dan bisa juga sebagian. Misal, hanya balok yang menggunakan beton pracetak, hanya kolom, atau hanya pelatnya saja.

Infrastruktur bangunan gedung dengan sistem beton pracetak (precast concrete) dan beton prategang (prestressed concrete) telah mengalami perkembangan yang sangat pesat di Indonesia dalam dekade terakhir ini. Sistem ini mempunyai banyak keunggulan dibanding sistem konstruksi beton konvensional dalam aspek mutu yang terjaga, waktu pelaksanaan yang cepat, biaya yang ekonomis, bahan baku terdapat di Indonesia, dan memenuhi konsep pembangunan.

Proses pembangunan eksisting gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang, semua komponen portal dilaksanakan dengan sistem cor ditempat (cast in place). Sehingga dalam penulisan tugas akhir ini penulis melakukan studi alternatif perencanaan struktur portal menggunakan alternatif lain, yaitu dengan menggunakan pelat lantai beton pracetak dengan material beton bertulang yang terdiri dari 8 lantai + 1 Semi Basement, dengan panjang bangunan 56 m dan lebar 54 m, dengan ketinggian 35,5 m, yang nantinya penulis akan menggunakan bantuan Software yang dapat memudahkan penulis dalam menganalisa struktur gedung ini.

Kelebihan beton *precast* adalah lebih efektif untuk kawasan yang padat bangunan dibanding dengan struktur yang di cor di tempat. Secara garis besar, beton precast mempunyai 3 tahap pelaksanaan, yaitu tahap pembuatan, tahap pengangkatan, dan tahap pemasangan. Namun, dalam skripsi ini, tidak semua komponen menggunakan beton pracetak, yang menggunakan beton pracetak hanya pada pelat lantai saja yang dikombinasikan dengan portal yang cor di tempat (balok dan kolom). Pada umumnya, pelat lantai mempunyai ketebalan yang relatif kecil dibandingkan dengan panjang bentangnya, sehingga sifat kaku dari pelat sangat kurang, sehingga mengakibatkan terjadinya defleksi atau lendutan dari pelat yang sangat besar. Hal-hal seperti ketebalan pada pelat, dan sistem sambungan sangat di perhatikan dalam perencanaan struktur gedung, apalagi struktur gedung yang elemen atau komponennya menggunakan sistem beton pracetak.

1.2 Identifikasi Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas, maka penulis dapat menyimpulkan identifikasi masalah yang terjadi dalam studi alternatif perencanaan struktur portal dan pelat lantai beton pracetak pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang sebagai berikut:

1. Semua komponen struktur portal dan pelat lantai dilaksanakan dengan sistem cor di tempat (cast in place). Sehingga penulis melakukan alternatif lain yaitu melakukan studi alternatif pada pelat lantai menggunakan pracetak (precast) dengan material beton bertulang.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan permasalahan yang terjadi diatas, maka permasalahan yang akan dihadapi penulis dalam studi alternatif perencanaan struktur portal dan pelat lantai pracetak pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang, dapat diuraikan sebagai berikut:

1. Berapa besar pembebanan yang terjadi pada struktur portal pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang?
2. Berapa tebal pelat lantai pracetak yang memenuhi syarat teknis ?
3. Berapa panjang penyaluran pelat pracetak pada sistem sambungan pelat dan balok ?
4. Berapa dimensi balok yang memenuhi syarat teknis ?
5. Berapa dimensi kolom yang memenuhi syarat teknis ?
6. Berapa dimensi pondasi serta jenis pondasi yang digunakan agar mampu menahan beban yang bekerja pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang?

1.4 Tujuan

Tujuan dari studi alternatif perencanaan struktur portal dan pelat lantai beton pracetak pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang adalah:

1. Untuk mengetahui besar pembebanan yang terjadi pada struktur portal gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang.
2. Untuk mengetahui berapa tebal pelat lantai pracetak yang memenuhi syarat teknis.
3. Untuk mengetahui berapa panjang penyaluran pelat pracetak pada sistem sambungan pelat dan balok.
4. Untuk mengetahui berapa dimensi balok yang memenuhi syarat teknis.
5. Untuk mengetahui berapa dimensi kolom yang memenuhi syarat teknis.
6. Untuk mengetahui berapa dimensi pondasi serta jenis pondasi yang digunakan agar mampu menahan beban yang bekerja pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang?

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa didapatkan dari tugas akhir ini adalah dapat memberikan alternatif dalam pembangunan gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang, dengan menggunakan pelat lantai beton pracetak. Metode beton pracetak juga lebih cepat dan efisien dalam pelaksanaannya dan telah banyak diterapkan di Indonesia terutama di bidang Teknik Sipil.

1.6 Batasan Masalah

Pada studi alternatif perencanaan struktur portal dan pelat lantai beton pracetak pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang. Penulis melakukan pembatasan masalah yang dimaksudkan untuk memberikan arahan, agar permasalahan yang dibahas tidak melebar dan lebih mengarah pada ruang lingkup pembahasan dan pendekatan sesuai dengan rumusan masalah yang ada.

Adapun batasan masalah adalah sebagai berikut :

1. Komponen struktur yang menggunakan pracetak adalah pelat lantai, kolom dan balok tetap menggunakan beton konvensional ;
2. Tidak merencanakan struktur tangga ;
3. Tidak membahas instalasi mekanikal, elektrikal, dan saluran air ;
4. Tidak meninjau dari segi metode pelaksanaan, analisa biaya, manajemen konstruksi dalam menyelesaikan pekerjaan proyek dan arsitektural ;
5. Analisa struktur gedung akan menggunakan bantuan Software ;

1.7 Lingkup Pembahasan

Dalam tugas akhir ini, penulis melakukan pembahasan ruang lingkup studi alternatif perencanaan struktur portal dan pelat lantai beton pracetak pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang, yang akan dibahas dalam penelitian ini adalah:

1. Perencanaan Struktur Pelat Lantai Pracetak
 - a. Perhitungan dimensi pelat lantai pracetak
 - b. Perhitungan pembebanan
 - c. Perhitungan momen pelat pada kolom

- d. Perhitungan kontrol lendutan
- e. Perhitungan tulangan angkat
2. Perencanaan Struktur Dimensi Balok Anak
 - a. Perhitungan dimensi balok
 - b. Perhitungan pembebanan balok
 - c. Perhitungan momen
 - d. Perhitungan kontrol lendutan
 - e. Perhitungan tulangan geser
3. Perencanaan Analisa Beban Gempa
 - a. Klasifikasi situs
 - b. Koefisien situs dan parameter respon spektral percepatan gempa
 - c. Spektrum respon desain
 - d. Kombinasi sistem perangkai dalam arah yang berbeda
 - e. Periode fundamental pendekatan
 - f. Gaya dasar seismik
4. Perencanaan Struktur Dimensi Balok Induk
 - a. Perhitungan dimensi balok
 - b. Perhitungan pembebanan balok
 - c. Perhitungan momen
 - d. Perhitungan kontrol lendutan
 - e. Perhitungan tulangan geser
 - f. Perhitungan tulangan penyaluran
5. Perencanaan Struktur Dimensi Kolom
 - a. Perhitungan dimensi kolom
 - b. Perhitungan kuat beban aksial nominal
 - c. Perhitungan rasio kelasingan kolom
 - d. Perhitungan penulangan kolom
6. Perencanaan Struktur Pondasi

- a. Perhitungan daya dukung tanah
- b. Perhitungan dimensi dan penulangan pondasi
- c. Perencanaan *pile cap*
- d. Perhitungan kontrol gaya geser



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Kondisi infrastruktur yang baik mempunyai peranan yang sangat besar dalam meningkatkan daya saing dan mendorong pertumbuhan ekonomis suatu negara. Infrastruktur bangunan gedung dengan sistem beton pracetak (precast concrete) dan beton prategang (prestressed concrete) telah mengalami perkembangan yang sangat pesat di Indonesia dalam dekade terakhir ini. Sistem ini mempunyai banyak keunggulan dibanding sistem konstruksi beton konvensional dalam aspek mutu yang terjaga, waktu pelaksanaan yang cepat, biaya yang ekonomis, bahan baku terdapat di Indonesia, dan memenuhi konsep pembangunan berkelanjutan (sustainable development/green construction). Sistem beton pracetak adalah metode konstruksi yang mampu menjawab kebutuhan di era revolusi industri 4.0. Umumnya sistem ini dicetak terlebih dahulu pada suatu tempat khusus (off site fabrication), terkadang komponen-komponen tersebut disusun dan disatukan terlebih dahulu (pre-assembly), dan selanjutnya dipasang di lokasi (installation). Selain untuk komponen bangunan gedung seperti pelat lantai, kolom, balok, tangga, dan dinding facade, sistem pracetak telah banyak juga diaplikasikan di Indonesia dalam bentuk komponen tiang pancang, turap, jalan, jembatan, saluran, kanstin, jalan rel kereta api, pagar beton, dan konstruksi lepas pantai. Beton pracetak adalah teknologi konstruksi struktur beton dengan komponen-komponen penyusun yang berbeda dengan konstruksi monolit terutama pada aspek perencanaan yang tergantung oleh 2 metoda pelaksanaan dari pabrikasi, penyatuan dan pemasangannya, serta ditentukan pula oleh teknis perilaku sistem pracetak dalam hal cara penyambungan antar komponen.

2.2 Pengertian Beton Pracetak

Beton pracetak adalah elemen atau komponen beton tanpa atau dengan tulangan yang dicetak terlebih dahulu sebelum di rakit menjadi bangunan (SNI 7833:2012, pasal 3.3.10). Dimana konstruksi struktur beton dengan komponen-komponen penyusun yang dicetak pada suatu tempat khusus (*off site fabrication*). Terkadang komponen-komponen tersebut disusun dan disatukan terlebih dahulu (*pre-assembly*), dan selanjutnya dipasang di lokasi (*installation*), dengan demikian sistem pracetak ini akan berbeda dengan konstruksi monolit terutama pada aspek perencanaan yang tergantung atau ditentukan pula oleh metode pelaksanaan dari pabrikasi, penyatuan dan pemasangannya, serta ditentukan pula oleh teknis perilaku sistem pracetak dalam hal cara penyambungan antar komponen join (Abduh, 2007).

Beberapa prinsip yang dipercaya dapat memberikan manfaat lebih dari teknologi beton pracetak ini antara lain terkait dengan waktu, biaya, kualitas, *predictability*, keandalan, produktivitas, kesehatan, keselamatan, lingkungan, koordinasi, inovasi, *reusability*, serta *relocatability* (Gibb, 1999 dalam M. Abduh 2007).

2.2.1 Keuntungan dan Kerugian Penggunaan Beton Pracetak (Juliafad, E., 2019).

1. Keuntungan Beton Pracetak:
 - a. Keuntungan Teknis
 1. Peningkatan kualitas produk bangunan yaitu elemen-elemen bangunan di buat di pabrik (bangunan beratap/tertutup) dengan kontrol kualitas maupun kondisi kerja yang lebih baik dari pada di lapangan. Selanjutnya, elemen-elemen dibuat dalam jumlah banyak yang dapat digunakan sebagai acuan/cetakan dari baja sehingga diperoleh produk dengan persis tinggi.
 2. Beton-beton khusus misalnya dengan faktor air semen rendah, dapat digunakan dengan lebih baik. Pemadatan dapat dilakukan dengan penggetaran seluruh cetakan.

3. Elemen-elemen dengan permukaan khusus (contohnya untuk dinding/fasade) hanya dapat dibuat di pabrik agar hasilnya lebih baik.
 - b. Penghematan biaya bangunan
 - 1 Penghematan biaya acuan dan perancah.
 - 2 Penghematan bahan. Pengurangan berat sendiri (contoh pelat berlubang).
 - 3 Waktu konstruksi yang lebih cepat. Bangunan dapat segera dimanfaatkan.
 - c. Penghematan waktu konstruksi
 - 1 Produksi elemen-elemen struktur dapat dilakukan tanpa gangguan cuaca dan dapat dilakukan secara bersamaan untuk jenis elemen yang berbeda (pelat, balok, kolom dapat diproduksi secara paralel; tidak harus berurutan seperti beton *cast ins situ*)
 - 2 Finishing dapat dilakukan dengan lebih cepat, karena permukaan beton sudah cukup bagus.
 - 3 Setelah dipasang, elemen-elemen bangunan dapat langsung dibebani.
 - d. Keuntungan-keuntungan lain penggunaan beton pracetak adalah :
 - 1 Bangunan dapat diubah atau dibongkar dengan lebih mudah (jika pracetak penuh).
 - 2 Tidak memerlukan tempat penimbunan bahan bangunan disekitar lokasi proyek.
2. Kerugian Penggunaan Beton Pracetak:
- a. Investasi awal memerlukan biaya tinggi. Harus ada kepastian pemasaran produk untuk jangka panjang di wilayah layanannya.
 - b. Memerlukan alat-alat berat untuk transport dan montasi, yang umumnya masih harus diimport.
 - c. Prasarana jalan dan jembatan belum seluruhnya mampu mendukung beban kendaraan berat.

- d. Besar elemen atau panjang bentang dibatasi oleh kapasitas alat-alat berat (untuk transport, montasi) yang bersedia.
- e. Diperlukan kecermatan dalam perencanaan maupun pelaksanaan, sehingga elemen-elemen tidak retak/rusak dalam pemasangannya.
- f. Untuk mendapatkan struktur tahan gempa harus dilakukan upaya khusus:
 1. Digunakan alat-alat sambung khusus pada join antar elemen
 2. Pengecoran beton setempat pada join antar elemen.
 3. Prestressing untuk menciptakan kontinuitas.

2.2.2 Dasar-Dasar Perencanaan Pracetak

Membuat bangunan dengan elemen-elemen beton pracetak merupakan sebuah langkah industrialisasi bangunan. Namun demikian model industrialisasi seperti dalam industri otomotif ataupun bangunan baja tidak dapat sepenuhnya diterapkan di dalam struktur beton pracetak. Hal ini disebabkan oleh keterbatasan elemen struktur beton yang tidak dapat dipotong-potong atau disambung serta tidak dapat dengan mudah diperkuat setempat.

1. Jenis-jenis beton pracetak:
 - a) Pracetak penuh (full precast): elemen-elemen telah tercetak secara utuh, tinggal merangkai di lapangan, tidak memerlukan tambahan beton cor di tempat. Antar elemen tidak memiliki hubungan monolit.
 - b) Pracetak sebagian (semi precast): pada elemen-elemen masih memerlukan tambahan beton cor ditempat, termasuk pada join antar elemen. Terdapat hubungan monolit antar elemen.

2.3 Perbedaan Analisa Beton Pracetak dengan Beton Konvensional

Menurut Wahyudi dan Hanggoro (2010), pada dasarnya mendesain beton konvensional ataupun beton pracetak adalah sama, beban-beban yang diperhitungkan juga sama, faktor-faktor koefisien yang digunakan untuk perencanaan juga sama, hanya mungkin yang membedakan adalah hal-hal berikut:

1. Desain pracetak memperhitungkan kondisi pengangkatan beton saat umur beton belum mencapai 24 jam. Apakah dengan kondisi beton yang sangat muda saat diangkat akan terjadi retak (*crack*) atau tidak. Di sini dibutuhkan analisa desain tersendiri, dan tentunya tidak pernah diperhitungkan kalau kita menganalisa beton secara konvensional.
2. Desain pracetak memperhitungkan metode pengangkatan, penyimpanan beton pracetak di *stock yard*, pengiriman beton pracetak, dan pemasangan beton pracetak di proyek. Kebanyakan beton pracetak dibuat di pabrik.
3. Pada desain pracetak menambahkan desain sambungan. Desain sambungan di sini, didesain lebih kuat dari yang disambung.

Secara umum sistem struktur komponen beton pracetak dapat digolongkan sebagai berikut (Nurjaman, 2000 dalam M. Abduh, 2007):

1. Sistem struktur komponen pracetak sebagian, dimana kekakuan sistem tidak terlalu dipengaruhi oleh pemutusan komponen, misalnya pracetak pelat, dinding dimana pemutusan dilakukan tidak pada balok dan kolom/bukan pada titik kumpul.
2. Sistem pracetak penuh, dalam sistem ini kolom dan balok serta pelat di pracetak dan disambung, sehingga membentuk suatu bangunan yang monolit.

2.3.1. Jenis Sambungan

Jenis sambungan antara komponen beton pracetak yang biasa dipergunakan dapat dikategorikan menjadi 2 kelompok sebagai berikut:

1. Sambungan kering (*dry connection*) Sambungan kering menggunakan bantuan pelat besi sebagai penghubung antar komponen beton pracetak dan hubungan antara pelat besi dilakukan dengan baut atau dilas. Penggunaan metode sambungan ini perlu perhatian khusus dalam analisa dan pemodelan komputer karena antar elemen struktur bangunan dapat berperilaku tidak monolit.
2. Sambungan basah (*wet connection*) sambungan basah terdiri dari keluarnya besi tulangan dari bagian ujung komponen beton pracetak yang mana antar

tulangan tersebut dihubungkan dengan bantuan *mechanical joint*, *mechanical coupled*, *splice sleeve* atau panjang penyaluran. Kemudian pada bagian sambungan tersebut dilakukan pengecoran beton ditempat. Jenis sambungan ini dapat berfungsi baik untuk mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkai, susut dan perubahan temperatur. Sambungan basah ini sangat dianjurkan untuk bangunan di daerah rawan gempa karena dapat menjadikan masing-masing komponen beton pracetak menjadi monolit.

Dalam perencanaan ini, sambungan pada pelat pracetak dengan balok konvensional menggunakan sambungan basah (*wet connection*).

2.4 Konsep Perencanaan

Dalam studi perencanaan pada skripsi ini, hanya pelat yang direncanakan dengan menggunakan beton pracetak, sedangkan balok, kolom, atau portalnya menggunakan beton konvensional atau sistem cor di tempat (*cast in situ*).

2.4.1. Perencanaan Pelat

Pelat merupakan komponen struktur bangunan yang berfungsi untuk menahan beban hidup atau beban area secara langsung. Untuk pelat dimana perbandingan sisi panjang (l_y) dan sisi pendeknya (l_x) lebih dari 2 dapat dipakai penulangan satu arah, sedangkan bila perbandingan sisi panjang (l_y) dan sisi pendek (l_x) kurang dari 2 maka dapat dipakai sistem penulangan dua arah.

Dalam perencanaan ini menggunakan *Half Slab Precast*, dimana *Half Slab Precast* adalah sistem struktur pelat lantai yang dibagi menjadi dua ketebalan yaitu sebagian ketebalan bagian atas berupa beton *cast in situ* dan sebagian lagi yakni bagian yang bawah berupa beton pracetak. Bila ukuran panel pelat lantai lebih dari 25 m^2 dengan perbandingan panjang dan lebar tidak kurang dari $\frac{1}{2}$ atau lebih dari 2 (SNI-2847-2013, pasal 13.6.1.2) biasanya komponen pelat pracetak dibagi menjadi beberapa bagian. Hal ini karena mempertimbangkan kemampuan alat angkat atau *crane* yang digunakan untuk mengangkat komponen pracetak (Irawan, 2017).

Karena luas terbesar pelat dalam studi perencanaan ini adalah 12 m^2 , maka komponen pelat pracetak tidak dibagi dalam beberapa bagian, namun tetap utuh dari proses pembuatan dan pengangkatan sampai perakitan. Dalam perencanaan ini, hanya terdiri dari pelat dengan sistem penulangan dua arah karena perbandingan sisi panjang (l_y) dan sisi pendek (l_x) pelat kurang dari 2.

1. Sistem Pelat Satu Arah

Jika suatu pelat hanya ditumpu di kedua sisinya, maka pelat tersebut akan melentur atau mengalami lendutan dalam arah tegak lurus dari sisi tumpuan. Beban akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah saja, yaitu ke arah tumpuan. Pelat jenis ini disebut juga disebut pelat satu arah. Apabila pelat tertumpu di kedua sisinya, dan rasio bentang panjang terhadap bentang pendek lebih besar atau sama dengan dua, maka hampir 95% beban akan dilimpahkan dalam arah bentang pendek, dan pelat akan menjadi sistem pelat satu arah. Sistem pelat satu arah cocok digunakan pada bentang 3-6 meter, dengan beban hidup sebesar $2,5-5 \text{ kN/m}^2$ (Setiawan, A., 2016).

Pelat yang hanya terdiri dari satu bentang saja, dengan anggapan tertumpu sederhana di kedua sisinya, maka momen lentur yang timbul akibat beban q yang terdistribusi merata adalah $M = qL^2/8$, dengan L adalah panjang bentang antara kedua tumpuan. Bila pelat yang sama tertumpu pada beberapa tumpuan, maka akan timbul momen positif dan momen negatif pada pelat yang dapat dihitung melalui prosedur analisis struktur, atau dapat juga menggunakan koefisien momen yang diberikan dalam SNI 2847:2013 Pasal 8.3.3. Nilai koefisien momen tersebut dapat digunakan jika :

- a. Beda panjang bentang tidak terlalu jauh, dengan batasan panjang bentang tidak boleh melebihi 20% dari bentang terpendek
- b. Beban yang bekerja adalah beban merata
- c. Beban hidup tidak melebihi 3 kali beban mati

2. Sistem Pelat Dua Arah

Analisis eksak dari suatu sistem pelat dua arah biasanya cukup kompleks, karena struktur ini dapat dikategorikan sistem struktur statis tak tentu

berderajat tinggi. Guna melakukan analisis terhadap sistem pelat dua arah, dapat digunakan metode numerik seperti metode elemen hingga. Namun guna keperluan praktis, dalam hal desain sistem pelat dua arah, maka dalam SNI 2847:2013 Bab 13 diberikan metode penyederhanaan analisis sistem pelat dua arah. Dalam hal analisis maka boleh diasumsikan bahwa pelat adalah merupakan balok lebar dan pendek, yang bersama-sama dengan kolom di atas dan bawahnya membentuk suatu portal kaku (Setiawan, A., 2016).

Peraturan SNI memberikan dua buah metode pendekatan dalam melakukan analisis desain suatu sistem struktur pelat dua arah, yaitu:

- a. Metode perencanaan langsung (*Direct Design Method, DDM*), dirumuskan dalam SNI 20847:2013 Pasal 13.6, merupakan prosedur pendekatan untuk analisis dan desain pelat dua arah. Metode ini dibatasi untuk pelat yang dibebani oleh beban terdistribusi merata, serta tertumpu oleh kolom-kolom dalam jarak yang sama atau hampir sama. Metode perencanaan langsung ini menggunakan sejumlah koefisien untuk menentukan besarnya momen rencana pada lokasi-lokasi kritis.
- b. Metode rangka ekuivalen (*Equivalent Frame Method, EFM*), dirumuskan dalam SNI 2847:2013 Pasal 13.7. Struktur bangunan 3 dimensi dibagi dalam beberapa rangka ekuivalen dua dimensi, pembagian tersebut dilakukan dengan cara membuat potongan sepanjang garis tengah diantara kedua kolom. Struktur rangka di analisis secara terpisah lantai perangai dalam arah memanjang dan melintang.

1. Ketebalan Minimum Pelat

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3. menentukan ketebalan minimum pelat 2 arah untuk mencegah terjadinya lendutan berlebih. Karena perhitungan lendutan dari pelat dua arah cukup rumit, dan untuk mencegah lendutan yang besar, maka ketebalan pelat dapat ditentukan menggunakan rumus empiris sebagai berikut:

- a. Untuk $0,2 < \alpha_{fm} < 2,0$

$$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$$

b. Untuk $\alpha_{fm} > 2,0$

$$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

namun tidak kurang dari 90 mm dimana:

L_n = panjang bentang bersih arah memanjang dari konstruksi dua arah, diukur dari muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok, dan muka ke muka balok atau tumpuan lain pada kasus lainnya (mm).

B = rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek dari pelat dua arah

α_{fm} = rasio kekakuan lentur penampang balok ($E_{cb} \cdot I_b$) terhadap kekakuan lentur pelat ($E_{cs} \cdot I_s$) yang dibatasi secara lateral oleh garis-garis sumbu tengah dari pelat-pelat yang bersebelahan tiap sisi balok.

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s}$$

I_b = momen inersia bruto dari penampang balok terhadap sumbu berat

I_s = momen inersia bruto

2. Metode Perencanaan Langsung Pelat Dua Arah

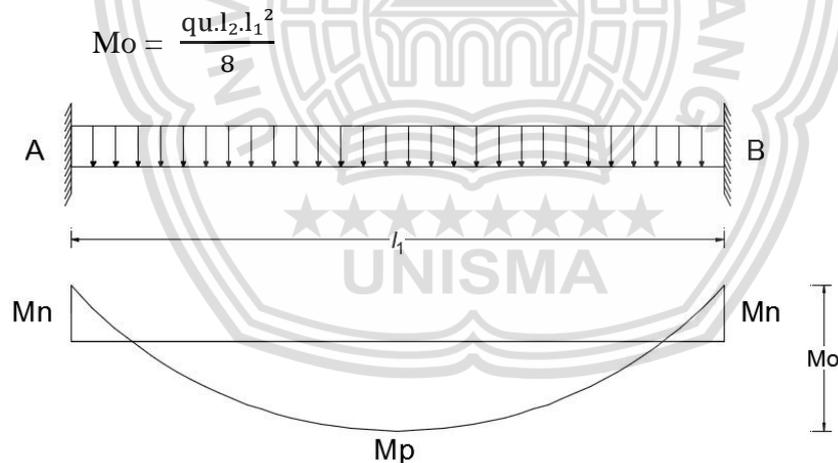
Untuk menggunakan metode perencanaan langsung pada sistem pelat dua arah, maka SNI 20847:2013 Pasal 13.6.1 memberikan beberapa batasan berikut :

- Paling sedikit ada 3 bentang menerus dalam setiap arah.
- Pelat berbentuk persegi, dengan perbandingan antara bentang panjang terhadap bentang pendek diukur dari sumbu ke sumbu tumpuan tidak lebih dari 2.
- Panjang bentang yang bersebelahan, diukur antara sumbu ke sumbu tumpuan, dalam masing-masing arah tidak berbeda lebih dari sepertiga bentang terpanjang.
- Posisi kolom boleh menyimpang maksimum sejauh 10% panjang bentang dari garis-garis yang menghubungkan sumbu-sumbu kolom yang berdekatan.

- e. Beban yang diperhitungkan hanyalah beban gravitasi yang terbagi merata pada seluruh panel pelat, sedangkan beban hidup tidak boleh melebihi 2 kali beban mati.
- f. Untuk suatu panel pelat dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya, kekakuan relatif balok dalam dua arah yang tegak lurus.

$$\frac{\alpha f_1 \cdot L_2^2}{\alpha f_2 \cdot L_1^2} \text{ tidak boleh kurang dari } 0,2 \text{ dan tidak lebih dari } 5,0$$

Apabila sebuah balok tertumpu sederhana dan memikul beban merata q kN/m, maka momen positif maksimum akan terjadi di tengah bentang sebesar $M_o = ql_1^2/8$, dengan l_1 adalah panjang bentang balok. Apabila balok terjepit di kedua sisinya atau merupakan balok menerus dengan momen negatif yang sama di kedua ujungnya, maka momen total $M_o = M_p$ (momen positif pada tengah bentang) + M_n (momen negatif pada tumpuan) = $ql_1^2/8$. Selanjutnya apabila balok memikul beban merata q_u kN/m² dari sebuah pelat sebesar l_2 , yang tegak lurus terhadap bentang balok, l_1 , maka momen total terfaktor yang timbul pada balok adalah:



Gambar 2.1 Momen lentur pada balok terjepit di kedua sisinya

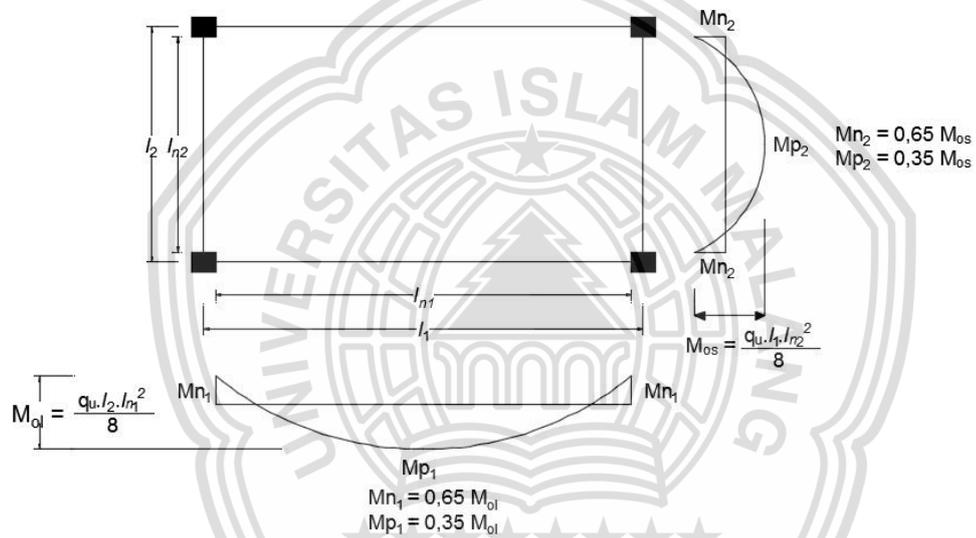
Dalam persamaan diatas, l_1 diukur dari pusat ke pusat atau dari tumpuan dalam arah momen yang di tinjau. Pada kenyataannya, momen total yang dihitung berdasarkan bentang bersih balok (l_n) yang diukur dari muka ke muka tumpuan dalam arah momen yang ditinjau. Dalam SNI 2847:2013 Pasal 13.6.2.5 disebutkan bahwa nilai l_n tidak boleh diambil kurang dari 65% l_1 , sehingga:

$$M_o = \frac{q_u \cdot l_2 \cdot l_n^2}{8}$$

Bila momen total Statoil (M_o) dihitung dalam dua arah memanjang, maka dapat ditulis sebagai M_{o1} , sedangkan untuk arah pendek dapat ditulis M_{o2} . Untuk pelat-pelat pada sisi dalam yang tipikal, maka besarnya M_o akan terbagi menjadi momen positif ditengah bentang (M_p) serta momen negatif pada tumpuan (M_n) yang besarnya:

Momen terfaktor positif = 0,35 M_o

Momen terfaktor negatif = 0,65 M_o



Gambar 2.2 Distribusi momen pada suatu pelat dalam dengan bentang $l_1 > l_2$

Distribusi momen pada bentang ujung sangat dipengaruhi oleh jenis tumpuan ujung, apakah tak terkekang (pelat hanya di tumpu sederhana pada dinding batu atau dinding beton) atau terkekang penuh (pelat di cor monolit dengan dinding beton bertulang yang kaku, sehingga hanya memungkinkan terjadi rotasi kecil). Distribusi momen total Statoil pada bentang ujung (M_o) di tunjukan dalam tabel berikut:

	(1)	(2)	(3)		(4)	(5)
	Tepi eksterior tak-terkekang	Slab dengan balok di antara semua tumpuan	Slab tanpa balok di antara tumpuan interior		Tepi eksterior terkekang penuh	
			Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi		
Momen terfaktor negatif interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65	
Momen terfaktor positif	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35	
Momen terfaktor negatif eksterior	0	0,16	0,26	0,30	0,65	

2.4.2. Perencanaan Balok

Balok merupakan komponen struktur horizontal yang menerima beban dari pelat yang kemudian disalurkan pada kolom.

Beton polos pada umumnya tak efisien untuk berfungsi sebagai komponen struktur lentur karena kekuatan tariknya yang jauh lebih kecil daripada kuat tekannya. Sebagai konsekuensi balok beton polos tanpa tulangan ini akan mengalami tarik pada tingkat beban yang rendah, jauh sebelum beton mencapai kuat tekannya. Untuk alasan inilah tulangan baja diletakkan pada bagian penampang yang mengalami tegangan tarik, sedekat mungkin dengan serat tarik terluar dari balok beton. Pada suatu balok beton bertulang, gaya tarik yang timbul sebagai akibat dari momen lentur ditahan oleh tulangan baja, sedangkan beton sendiri bekerja menahan gaya tekan yang timbul. Perilaku tersebut dapat terjadi dengan anggapan bahwa antara tulang baja dan beton terdapat lekatan yang cukup untuk mencegah terjadinya slip antara tulangan baja dan beton. Untuk menjadi terjadi lekatan yang baik, maka pada umumnya digunakan tulangan baja ulir.

Dengan menggunakan prinsip keseimbangan statika dapat ditentukan besar momen dan geser yang terjadi pada setiap penampang balok yang bekerja menahan beban. Perhatian lebih lanjut tentunya menentukan kemampuan balok tersebut untuk menahan beban dengan cara memperhitungkan tegangan-tegangan yang timbul di dalamnya. Distribusi tegangan-tegangan pada penampang balok sebenarnya rumit, dan hasil perhitungan yang tepat dapat diperoleh berdasarkan teori elastisitas. Akan tetapi dengan menggunakan asumsi-asumsi dan penyederhanaan tertentu dapat dikembangkan hubungan matematika cukup tepat untuk ungkapan tegangan-tegangan lentur dan geser tersebut. Seperti diketahui,

bahwa untuk balok dari sembarang bahan homogen (serba-sama) dan elastik berlaku rumus lenturan sebagai berikut (Dipohusodo, I., 1994, hal 15):

$$f = \frac{M.c}{I}$$

Dimana : f = tegang lentur
 M = momen yang bekerja pada balok
 c = jarak serat terluar terhadap garis netral, baik di daerah tekan maupun tarik
 I = momen inersia penampang balok terhadap garis netral

Sehingga berdasarkan rumus tersebut, dihitung momen maksimum yang dapat disediakan oleh penampang balok, atau dalam hal ini disebut sebagai momen tahanan.

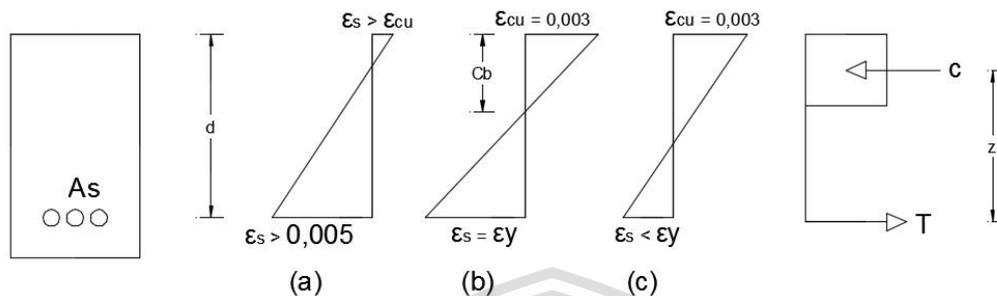
$$M_R = \frac{f_b.I}{c}$$

Dimana : M_R = momen tahanan
 f_b = tegang lentur ijin

Berdasarkan persentase tulangan baja yang digunakan dalam suatu komponen, struktur balok, maka terdapat tiga macam keruntuhan lentur balok yang dapat terjadi (Setiawan, A., 2016):

1. Tulangan baja akan mengalami kuat luluhnya sebelum beton mencapai kuat maksimumnya. Pada kasus ini, keruntuhan disebabkan oleh luluhnya tulangan baja akibat regangan yang cukup tinggi mencapai 0,005 atau lebih. Penampang beton memiliki persentase tulangan baja yang cukup kecil, penampang ini di tunjukan dalam gambar 2.a.
2. Tulangan baja akan mencapai kuat luluhnya pada saat yang bersamaan beton mencapai regangan ultimitnya sebesar 0,003. Diagram regangan penampang ini ditunjukkan dalam gambar 2.b.
3. Pada balok dengan persentase tulangan baja yang cukup besar, beton akan runtuh sebelum tulangan baja mencapai kuat luluhnya. Di sini beton mencapai kuat tekan dan regang ultimitnya namun tegangan pada tulangan

baja (f_s) masih jauh dibawah tegangan luluhnya. Sedangkan regangan tulangan balok akan sama dengan atau kurang dari 0,002. Diagram ini di tunjukan dalam gambar 2.c.



Gambar 2.3 Tiga macam kondisi keruntuhan balok dari persentase tulangan baja

a. Analisis Balok Terlentur Bertulangan Tarik Saja

Analisis penampang balok terlentur dilakukan dengan terlebih dahulu mengetahui dimensi unsur-unsur penampang balok yang terdiri dari: jumlah dan ukuran tulangan baja tarik (A_s), lebar balok (b), tinggi efektif (h), mutu beton (f_c'), mutu baja (f_y), sedangkan yang dicari adalah kekuatan balok ataupun manifestasi kekuatan dalam bentuk yang lain, misalnya menghitung momen nominal (M_n) atau memeriksa kehandalan dimensi penampang balok tertentu terhadap beban yang bekerja, atau menghitung jumlah beban yang dapat dipikul balok. Di lain pihak, proses perencanaan balok terlentur adalah menentukan satu atau lebih unsur dimensi penampang balok yang belum ketahu, atau menghitung jumlah kebutuhan tulangan tarik dalam penampang berdasarkan mutu bahan dan jenis pembebanan yang sudah ditentukan. Penting sekali untuk mengenal perbedaan dua pekerjaan dan permasalahan tersebut dengan baik, masing-masing memiliki penyelesaian berbeda (Dipohusodo, I., 1994, hal 42).

Dengan demikian, disusun langkah-langkah perencanaan balok bertulangan tarik saja sebagai berikut:

Ukuran penampang diketahui, menghitung A_s

Penentuan dimensi balok ditentukan berdasarkan analisa balok, yaitu:

$$h_{\text{balok}} = \left(\frac{1}{8} \text{ sampai } \frac{1}{15} \right) \times L$$

$$b_{\text{balok}} = \left(\frac{1}{2} \text{ sampai } \frac{2}{3} \right) \times h_{\text{balok}}$$

1. Ubahlah beban atau momen yang bekerja menjadi beban atau momen rencana (W_u) atau (M_u), termasuk berat sendiri.
2. Berdasarkan h yang diketahui, perkirakan nilai d dengan menggunakan hubungan $d = h - 80$ mm, dan kemudian hitunglah nilai k yang diperlukan memakai persamaan :

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

3. Tentukan rasio tulangan perlu, maksimum, minimum

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7x \frac{k}{f_c'}}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \omega \cdot \frac{f_c'}{f_y}$$

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

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_b$$

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

4. Periksa rasio tulangan tarik

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{maks}}$$

5. Hitung luas tulangan tarik (A_s) yang diperlukan

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

6. Tentukan diameter batang tulangan dan hitung jumlah batang tulangan dengan membandingkan A_s perlu dengan A_s diameter tulangan yang akan dipasang.

$$A_s = \frac{1}{4} \pi \times d_b^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ } \emptyset \text{ batang}}$$

7. Tentukan pemasangan tulangan tulangan, apakah dipasang 1 lapis atau 2 lapis.

$$b_{\text{perlu}} < b, \text{ tulangan dipasangan 1 lapis}$$

$b_{\text{perlu}} > b$. tulangan dipasangan 2 lapis

$$b_{\text{perlu}} = 2 \times t + 2 \times \emptyset_{\text{sengkang}} + n \text{ tulangan} \times \emptyset_{\text{tulangan}} + (n - 1) \times 25$$

8. Periksa ulang tinggi efektif aktual balok dan bandingkan dengan tinggi efektif untuk perhitungan. Apabila tinggi efektif aktual lebih tinggi lebih tinggi berarti hasil rancangan agak konservatif (berada dalam keadaan lebih aman). Sebaliknya apabila tinggi efektif aktual kurang dari tinggi efektif yang diperhitungkan, berarti balok dalam keadaan tidak aman, dan perhitungan harus direncanakan ulang.

$d_{\text{aktual}} > d_{\text{rencana}}$, penampang aman

$d_{\text{aktual}} < d_{\text{rencana}}$, penampang tidak aman

$$d_{\text{aktual}} = h - t - \emptyset_{\text{sengkang}} - \frac{1}{2} \emptyset_{\text{tulangan}}$$

9. Periksa tulangan tarik, apakah sudah luluh atau belum

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\epsilon_s = 0,003 \frac{d - c}{c}$$

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

Tulangan mencapai luluh apabila $\epsilon_s > \epsilon_y$, maka tulangan dapat digunakan.

10. Menghitung momen nominal penampang ($M_n = M_R$).

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

Buat sketsa penampang hasil rancangan

- b. Perencanaan Balok Bertulangan Rangkap

Perencanaan balok disebut sebagai balok bertulangan rangkap apabila direncanakan balok dengan tulangan tekan dan tulangan tarik untuk menahan gaya-gaya yang bekerja pada penampang suatu balok.

Apabila pengamatan menunjukkan bahwa penampang balok persegi bertulangan tarik saja tidak kuat untuk menahan beban tertentu dan ukuran tidak memungkinkan untuk diperbesar dikarenakan Alasan-alasan arsitektural ataupun teknis pelaksanaan, misalnya, pilihan akan jatuh pada balok bertulangan rangkap. Sedangkan prosedur perencanaan *kopel gaya dalam* yang bila hasil keduanya dijumlahkan akan didapat kekuatan balok yang diperlukan (Dipohusodo, I., 1994, hal 97 dan 100-101).

Dengan demikian, disusun langkah-langkah perencanaan balok bertulangan rangkap sebagai berikut:

Ukuran penampang balok sudah ditentukan.

Penentuan dimensi balok ditentukan berdasarkan analisa balok, yaitu:

$$h_{\text{balok}} = \left(\frac{1}{10} \text{ sampai } \frac{1}{15} \right) \times L$$

$$b_{\text{balok}} = \left(\frac{1}{2} \text{ sampai } \frac{2}{3} \right) \times h_{\text{balok}}$$

1. Anggap bahwa $d = h - 100 \text{ mm}$
2. Menghitung momen rencana total (M_u)
3. Dilakukan pemeriksaan apakah benar-benar perlu balok bertulangan rangkap, dengan menghitung nilai M_R maksimum balok bertulangan tarik saja.

$$M_R \text{ maksimum} = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot k$$

4. Apabila $M_R < M_u$, maka rencanakan balok sebagai balok bertulangan rangkap, dan apabila $M_R \geq M_u$, maka balok direncanakan sebagai balok bertulangan tarik saja, apabila harus direncanakan sebagai balok bertulangan rangkap.
5. Menghitung rasio penulangan pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik,

$$\rho = 0,9 (\rho_{\text{maks}}) = 0,75 (\rho_b)$$

6. Menentukan kapasitas momen dari pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan tarik baja.

$$M_{R1} = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot k$$

Menghitung tulangan baja tarik yang diperlukan untuk pasang kopel beton tekan dan tulangan baja tarik,

$$A_{s1} \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

7. Menghitung selisih momen atau momen yang harus ditahan oleh pasangan gaya tulangan baja tekan dan tarik tambahan,

$$M_{R2} = M_u - M_{R1}$$

8. Berdasarkan pada pasangan kopel gaya tulangan baja tekan dan tarik tambahan, hitung gaya tekan pada tulangan yang diperlukan (anggap bahwa $d' = 70 \text{ mm}$).

$$N_{D2} = \frac{M_{R2}}{\phi (d - d')}$$

9. Dengan $N_{D2} = A_{s'} \cdot f_{s'}$, hitung $f_{s'}$ sedemikian hingga $A_{s'}$ dapat ditentukan. Hal tersebut dapat dilakukan dengan menggunakan letak garis netral pasangan gaya beton tekan dan tulangan baja tarik kemudian memeriksa regangan $\epsilon_{s'}$ pada tulangan tekan, sedangkan nilai ϵ_y dapat ditentukan.

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

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\epsilon_{s'} = 0,003 \times \frac{c - d'}{c}$$

Apabila $\epsilon_{s'} \geq \epsilon_y$, tulangan baja tekan telah luluh pada momen ultimit dan $f_{s'} = f_y$, sedangkan apabila $\epsilon_{s'} \leq \epsilon_y$, hitung $f_{s'} = \epsilon_{s'} \cdot E_s$ dan digunakan tegangan tersebut untuk langkah berikutnya.

10. Karena $N_{D2} = A_{s'} \cdot f_{s'}$, maka

$$A_{s'} \text{ perlu} = \frac{N_{D2}}{f_{s'}}$$

11. Menghitung A_{s2}' perlu,

$$A_{s2}' \text{ perlu} = \frac{f_{s'} \cdot A_{s'}}{f_y}$$

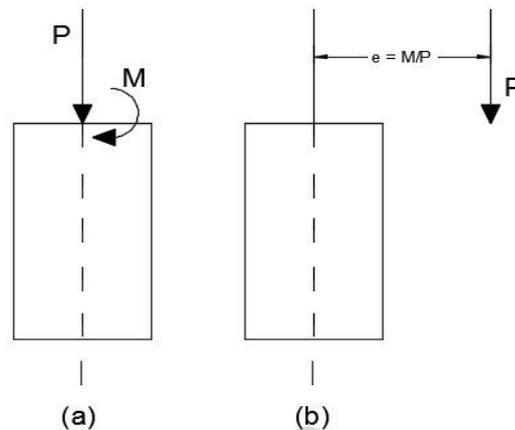
12. Menghitung jumlah luas tulangan baja tarik total yang diperlukan, $A_s = A_{s1} + A_{s2}$.
13. Memilih batang tulangan baja tekan A_s' .
14. Memilih batang tulangan baja tarik A_s . Periksa lebar balok dengan mengusahakan agar tulangan dapat dipasang dalam satu lapis saja.
15. Memeriksa d_{aktual} dan bandingkan dengan $d_{teoritis}$. Apabila d_{aktual} sedikit lebih besar, berarti rancangan agak konservatif (lebih aman). Apabila d_{aktual} lebih kecil yang berarti perencanaan kurang aman, dilakukan perencanaan ulang
16. Berikan sketsa penampang hasil rancangan.

2.4.3. Perencanaan Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total seluruh struktur.

Kolom dengan beban aksial murni sangat jarang dijumpai pada struktur bangunan gedung beton bertulang. Pada umumnya selain beban aksial tekan, kolom pada saat yang bersamaan juga memikul momen lentur. Momen lentur dapat timbul pada elemen kolom yang merupakan bagian dari portal gedung., karena harus memikul momen lentur yang berasal dari balok, atau juga momen lentur yang timbul akibat gaya-gaya lateral seperti angin atau gempa bumi. Itu ketidaksempurnaan pelaksanaan pada masa konstruksi juga akan menimbulkan eksentriditas pada kolom, yang akhirnya akan menimbulkan momen lentur juga. Karena alasan-alasan inilah maka proses desain elemen kolom, harus diperhitungkan terhadap aksi simultan antara beban aksial dan momen lentur (Setiawan, A., 2016 hal 156).

Ketika sebuah elemen kolom diberi beban aksial (P), dan momen lentur (M), seperti pada gambar 2.2.a, maka biasanya dapat diekuivalenkan dengan beban P yang bekerja pada eksentrisitas, $e = M/P$, pada gambar 2.2.b.



Gambar 2.4 Kolom dengan beban aksial dan momen lentur

Eksentrisitas (e) merepresentasikan jarak dari titik berat plastis penampang ke lokasi beban bekerja. Titik berat plastis dapat diperoleh dengan menentukan lokasi gaya resultan yang dihasilkan oleh tulangan baja dan beton yang keduanya mengalami tegangan tekan sebesar f_y dan $0,85f_c'$. Untuk penampang yang simetris, pusat berat plastis berimpit dengan pusat berat penampang. Sedangkan untuk penampang yang tak simetris, pusat berat plastis dapat ditentukan dengan mengambil jumlahan momen terhadap sumbu tertentu.

2.4.3.1. Kolom dengan Keruntuhan Tarik

Apabila penampang kolom diberi beban tekan eksentris dengan eksentrisitas yang besar, maka akan terjadi keruntuhan tarik. Kolom akan mengalami keruntuhan akibat luluhnya tulangan baja dan hancurnya beton pada saat regangan tulangan baja melampaui $\epsilon_y = f_y/E_s$. Dalam kasus ini, kuat tekan nominal penampang (P_n) akan lebih kecil dari P_b , atau eksentrisitas (e) = M_n/P_n lebih besar dari eksentrisitas pada kondisi seimbang (e_b). Untuk prediksi awal apakah terjadi keruntuhan tarik atau tekan, maka apabila $e > d$, dapat diasumsikan terjadi keruntuhan tarik. Prosedur analisis dapat dilakukan sebagai berikut (Setiawan, A., 2016 hal 165):

1. Bila terjadi keruntuhan tarik, maka tulangan tarik luluh, dan tegangan $f_s = f_y$. Asumsikan bahwa tegangan pada tulangan tekan adalah $f_s' = f_y$.
2. Evaluasi P_n dari kondisi kesetimbangan :

$$P_n = C_c + C_s - T$$

Dimana :

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot ab ; C_s = A_s' (f_y - 0,85 \cdot f_c') ; T = A_s \cdot f_y$$

3. Hitung P_n dengan mengambil jumlah momen terhadap A_s

$$P_n \cdot e' = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d')$$

Dimana :

$$e' = e + d'' ; e' = e + d - h/2 \text{ serta } A_s = A_s'$$

4. Samakan P_n dari langkah 2 dan 3:

$$C_c + C_s - T = \frac{1}{e'} \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

Persamaan ini akan menghasilkan persamaan kuadrat untuk a . Substitusikan C_c , C_s , dan T untuk mendapatkan nilai a .

5. Persamaan pada langkah 4, maka persamaan tersebut dapat disederhanakan menjadi :

$$Aa^2 + Ba + C = 0$$

Dimana :

$$A = 0,425 \cdot f_c' \cdot b$$

$$B = 0,85 \cdot f_c' \cdot b (e' - d) = 2A (e' - d)$$

$$C = A_s' (f_y - 0,85 \cdot f_c') (e' - d + d') - A_s \cdot f_y \cdot e'$$

Selesaikan a , dengan menggunakan persamaan :

$$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

6. Substitusikan nilai a ke dalam persamaan dalam langkah 2 untuk mendapatkan P_n . Momen (M_n) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan.

7. Periksa apakah tulangan tekan sudah luluh seperti diasumsikan. Jika $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$, maka tulangan tekan sudah luluh, jika tidak, maka $f_s' = E_s \cdot \epsilon_s'$. Ulangi kembali langkah 2 dan 5. Sebagai catatan, $\epsilon_s' = 0,003 \times \frac{c-d'}{c}$; $\epsilon_y = f_y/E_s$; dan $c = a/\beta_1$.

8. Berdasarkan regangan pada tulangan tarik (ϵ_t), maka dapat ditentukan besarnya faktor reduksi (ϕ), yang besarnya bervariasi antara 0,65 (atau 0,70) dan 0,90.

2.4.3.2. Kolom dengan Keruntuhan Tekan

Apabila gaya tekan (P_n) melebihi gaya tekan dalam kondisi seimbang (P_b), atau apabila eksentrisitas, $e = M_n/P_n$, lebih kecil daripada eksentrisitas pada kondisi seimbang (e_b). Maka penampang kolom akan mengalami keruntuhan tekan. Pada kasus ini regangan pada beton akan mencapai 0,003, sedangkan regangan pada tulangan baja akan kurang dari ϵ_y . Sebagian besar penampang beton akan berada dalam keadaan tekan. Sumbu netral akan bergerak mendekati tulangan tarik, menambah luas daerah tekan beton, sehingga jarak sumbu netral dari serat tekan beton akan melebihi jaraknya pada kondisi seimbang ($c > c_b$). Beban tekan nominal (P_n) dapat dihitung dengan prinsip-prinsip dasar kesetimbangan gaya. Prosedur analisisnya dapat dilakukan sebagai berikut (Setiawan, A., 2016 hal 167):

1. Hitung jarak sumbu netral untuk penampang pada kondisi seimbang (c_b):

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d$$

2. Evaluasi P_n dari kesetimbangan gaya
3. Evaluasi P_n dengan mengambil momen terhadap A_s :
4. Evaluasi P_n dengan mengambil momen terhadap A_s :

$$P_n \cdot e' = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d')$$

$$e' = e + d''; ; e' = e + d - h/2; ; A_s = A_s'; ; C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b; ;$$

$$C_s = A_s' (f_s - 0,85 \cdot f_c'); ; T = A_s \cdot f_s$$

5. Asumsikan suatu nilai c sehingga $c > c_b$. Hitung $a = \beta_1 \cdot c$. Asumsikan $f_s' = f_y$
6. Hitung nilai f_s berdasarkan asumsi nilai c :

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s = 600 \left(\frac{d-c}{c} \right) \leq f_y$$

7. Hitung P_{n1} dengan menggunakan persamaan:

$$\sum H = 0$$

$$P_n - C_c - C_s + T = 0$$

Dari langkah 2, dan hitung P_{n2} , dengan persamaan :

$$P_n \cdot e' - C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) - C_s (d - d') = 0$$

Dari langkah 3. Apabila P_{n1} cukup dekat dengan P_{n2} , maka nilai P_n diambil dari nilai terkecil antara P_{n1} dan P_{n2} atau rerata keduanya. Jika P_{n1} dan P_{n2} tidak cukup dekat, maka asumsi nilai c atau a yang baru dan ulangi perhitungan dari langkah 4 hingga P_{n1} cukup dekat dengan P_{n2} (kurang lebih 1%).

8. Periksa apakah tulangan tekan benar sudah luluh sesuai asumsi semula, dengan menghitung ϵ_s' dan membandingkannya dengan dengan ϵ_y . Bila $\epsilon_s' > \epsilon_y$ tulangan tekan sudah luluh, jika belum, maka f_s' dihitung sebagai berikut :

$$f_s' = 600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) \leq f_y$$

9. Regangan tulangan tarik (ϵ_t), pada kondisi keruntuhan tekan, biasanya kurang dari 0,002, sehingga faktor reduksi dapat diambil sama dengan 0,65 atau 0,75 untuk penampang kolom dengan sengkang spiral.

2.4.3.3. Kolom dengan Lentur Dua Arah

Apabila P_n bekerja pada sumbu y dengan eksentrisitas e_y , akan dihasilkan momen terhadap sumbu x yang besarnya adalah $M_{nx} = P_n \cdot e_y$. atau P_n dapat pula bekerja pada sumbu x dengan eksentrisitas e_x yang menghasilkan momen $M_{ny} = P_n \cdot e_x$. Namun beban P_n dapat juga bekerja pada suatu titik yang bekerja Key terhadap sumbu x , dan berjarak e_x terhadap sumbu y . Pada kasus yang terakhir ini, akan timbul beban kombinasi antara P_n , $M_{nx} = P_n \cdot e_y$ dan $M_{ny} = P_n \cdot e_x$. Kolom pada kondisi ini dikatakan mengalami lentur dua arah (*Biaxial Bending*).

Analisis dan desain dari penampang kolom yang mengalami lentur dua arah tidak mudah dilakukan hanya dengan hanya menggunakan prinsip-prinsip dasar kesetimbangan statika. Sumbu netral akan terletak pada suatu sudut tertentu dari sumbu x dan sumbu y , sehingga akan dibutuhkan perhitungan yang cukup panjang dan rumit untuk menentukan lokasi sumbu netral tersebut, regangan, dan gaya

dalam beserta letak titik tangkap gaya tersebut. Kuat lentur dua arah dari kolom yang memikul beban aksial dapat direpresentasikan sebagai diagram interaksi tiga dimensi (Setiawan, A., 2016 hal 188-189).

Untuk kolom persegi yang mengalami lentur dua arah, terdapat beberapa metode pendekatan yang dapat digunakan. Metode-metode tersebut adalah seperti dijelaskan berikut ini:

1. Metode Resiprokal Bresler

Metode ini adalah metode analisis pendekatan yang dikembangkan oleh Boris Bresler dan sering disebut sebagai metode Resiprokal Bresler. Menurut metode ini, kapasitas beban dari kolom yang mengalami lentur dua arah dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

Dimana :

P_n = beban tekan nominal kolom pada saat lentur dua arah terjadi

P_{nx} = beban tekan nominal yang bekerja dengan eksentrisitas e_y , dengan $e_x = 0$

P_{ny} = beban tekan nominal yang bekerja dengan eksentrisitas e_x , dengan $e_y = 0$

P_o = beban tekan aksial murni dengan $e_x = e_y = 0$

Nilai-nilai P_{nx} , P_{ny} , P_o , apa dihitung dengan metode-metode yang telah dijelaskan sebelumnya untuk kasus lentur satu arah. Persamaan Bresler ini berlaku apabila nilai P_n sama dengan atau lebih besar daripada $0,10P_o$. Persamaan ini tidak berlaku apabila beban aksial yang bekerja adalah berupa beban aksial tarik.

2. Metode Kontur Beban Bresler

Pada metode ini, permukaan keruntuhan dipotong pada suatu nilai konstan P_n , yang memberikan hubungan antara M_{nx} dan M_{ny} .

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{ox}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{oy}}\right)^\beta = 1,0$$

Nilai α dan β dapat bervariasi mulai dari 1,15 hingga 1,55, dan dapat diambil sebesar 1,5 untuk penampang persegi. Untuk penampang bujur sangkar, α dan β

dapat diambil sama sebesar 1,5 bila tulangan memanjang didistribusikan merata pada keliling penampang, sehingga menjadi persamaan:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{ox}}\right)^{1,5} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{oy}}\right)^{1,5} = 1,0$$

3. Metode Kontur Beban PCA

Metode ini, dikembangkan oleh *Portland Cement Association*, adalah pengembangan dari metode Bresler, sering disebut juga sebagai metode Parme. Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah:

$$\text{Jika } \frac{M_{ny}}{M_{oy}} > \frac{M_{nx}}{M_{ox}} \quad \text{maka} \quad \frac{M_{ny}}{M_{oy}} + \frac{M_{nx}}{M_{ox}} \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) = 1$$

$$\text{Jika } \frac{M_{ny}}{M_{oy}} < \frac{M_{nx}}{M_{ox}} \quad \text{maka} \quad \frac{M_{ny}}{M_{oy}} + \frac{M_{nx}}{M_{ox}} \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) = 1$$

Untuk keperluan desain, nilai β dapat diambil sebesar 0,65. Apabila pada penampang kolom persegi, tulangan memanjang didistribusikan secara seragam pada keempat sisinya, maka rasio M_{oy}/M_{ox} akan mendekati rasio b/h , dengan b adalah lebar penampang dan h adalah tinggi penampang. Sehingga persamaannya menjadi:

$$M_{ny} + M_{nx} \left(\frac{h}{b}\right) \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) \approx M_{oy}$$

$$M_{nx} + M_{ny} \left(\frac{h}{b}\right) \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) \approx M_{ox}$$

2.4.3.4. Desain Kolom Panjang (Kolom Langsing)

Beberapa faktor yang mempengaruhi proses elemen kolom panjang adalah tekuk, perpendekan elastis, timbulnya momen sekunder akibat deformasi lateral, tinggi/panjang kolom, ukuran penampang, rasio kelangsingan dan kondisi tumpuan ujung.

Elemen kolom dengan rasio kelangsingan yang tinggi akan memiliki reduksi kekuatan yang besar pula dibandingkan kolom dengan rasio kelangsingan yang kecil. Rasio kelangsingan merupakan rasio antara panjang kolom (l), dengan

jari-jari putaran atau jari-jari girasi (r),. Sedangkan jari-jari girasi, $r = \sqrt{I/A}$, I adalah momen inersia penampang, dan A adalah luas penampang.

Untuk penampang persegi dengan lebar b dan tinggi h , maka $I_x = bh^3/12$, $I_y = b^3h/12$, dan $A = b.h$. Sehingga $r_x = \sqrt{I_x/A} = 0,288h$, , ditetapkan $0,30.h$, dimana h adalah dimensi kolom persegi pada arah bekerjanya momen. $r_y = \sqrt{I_y/A} = 0,288b$. Sedangkan untuk kolom dengan penampang lingkaran berdiameter (D), memiliki $I_x = I_y = \pi D^4/64$ dan $A = \pi D^2/4$, sehingga $r_x = r_y = 0,25D$.

Secara umum, kolom dapat dibedakan menjadi tiga macam sebagai berikut:

1. Kolom dengan rasio kelangsingan yang cukup tinggi, sehingga dibutuhkan pengekang lateral ataupun dinding geser.
2. Kolom dengan rasio kelangsingan menengah yang menyebabkan perlunya reduksi dalam perhitungan kekuatannya. Jenis kolom ini tidak memerlukan jengkang lateral.
3. Kolom dengan rasio kelangsingan kecil, reduksi kekuatan tidak memberikan efek signifikan dan dapat diabaikan.

a. Panjang Efektif Kolom

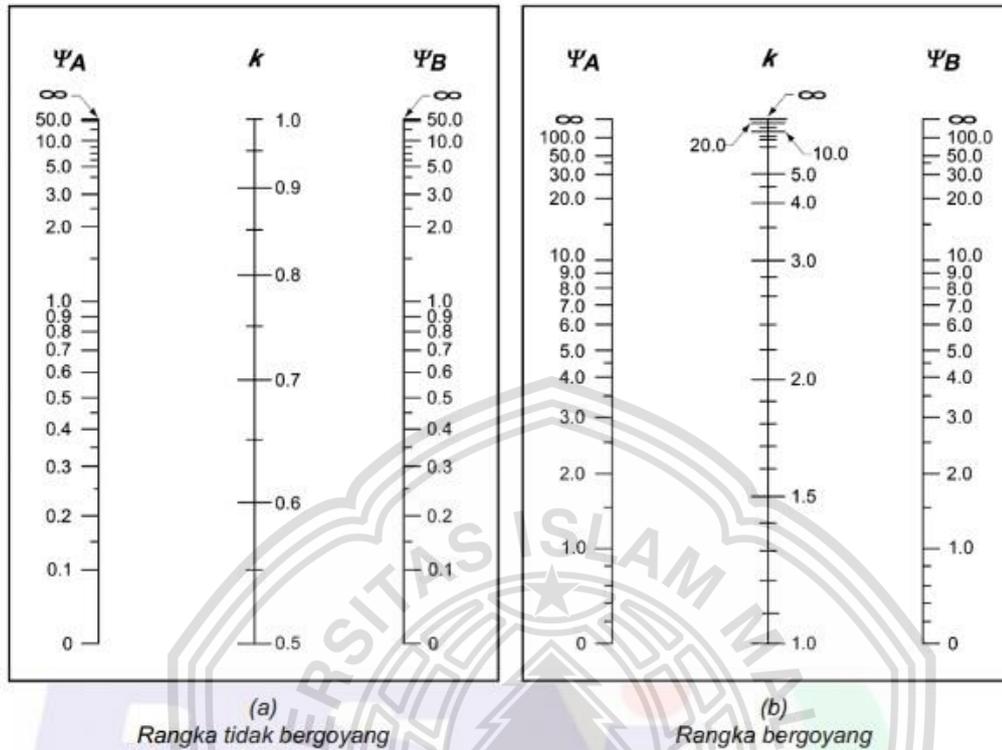
Panjang kolom yang dipergunakan untuk menentukan rasio kelangsingan kolom adalah fungsi dari panjang efektif kolom (k/l). Panjang efektif kolom ini merupakan fungsi dari dua buah faktor utama, yaitu (Setiawan, A., 2016 hal 198):

1. Panjang tak tertekang (l_u), merepresentasikan tinggi tak terkekang kolom antara dua lantai tingkat. Nilai ini diukur dari jarak bersih antar pelat lantai, balok, ataupun elemen struktur lain yang memberikan kekangan lateral pada kolom. Pada sistem slab datar (*flat slab*) dengan kolom kapital, panjang (l_u) dihitung dari sisi atas pelat pada bagian bawah kolom hingga ke sisi bawah kolom di atasnya. Apabila kolom ditopang oleh balok-balok yang memiliki tinggi berbeda pada kedua arah, maka l_u harus dihitung pada kedua arah (sumbu x dan y) penampang kolom. Nilai terbesar yang dimasukkan sebagai salah satu parameter desain.

2. Faktor panjang efektif (k) merupakan rasio antara jarak dua titik dengan momen nol terhadap panjang tak terkekang dari elemen kolom tersebut. Kolom dengan tumpuan kedua ujung berupa sendi, dengan panjang tak terkekang sebesar l_u , dan jarak antar dua titik yang memiliki momen sama dengan nol adalah l_u juga, memiliki faktor panjang efektif (k) = $l_u/l_u = 1,0$. Jika kedua tumpuan ujung adalah jepit, momen nol terjadi pada jarak $l_u/4$ dari kedua tumpuan, sehingga $k = 0,5$ $l_u/l_u = 0,5$. Nilai k dapat pula ditentukan dengan menggunakan nomogram, dengan terlebih dahulu menghitung faktor tahanan ujung atau kekakuan relatif ψ_A dan ψ_B pada sisi atas dan bawah pada kolom, yaitu :

$$\Psi = \frac{\sum EI/lc \text{ kolom}}{\sum EI/l \text{ balok}}$$

Dalam memperhitungkan faktor kekakuan (ψ) pada suatu titik, maka harus diperhitungkan semua balok dan kolom yang bertemu pada titik tersebut. Untuk tumpuan ujung berupa sendi, nilai ψ dapat diambil sebesar 10. Sedangkan untuk tumpuan jepit, nilai ψ dapat diambil sebesar 1,0 (dapat pula di ambil = 0, dalam Istimawan, A., 1994 hal 332). Nilai ψ_A dan ψ_B yang telah dihitung selanjutnya dapat diplot pada nomogram, kemudian hubungkan keduanya hingga memotong garis bagian tengah yang menyatakan nilai k . Dua buah nomogram tersebut dapat digunakan untuk portal tanpa goyangan (diberi kekangan lateral seperti *bresing* atau dinding geser) dan portal dengan goyangan (tanpa kekangan lateral).



Gambar 2.5 Nomogram untuk menentukan faktor panjang efektif (k) kolom
(Sumber : SNI 2847:2013 Pasal 10.10.7.2)

Untuk modulus elastisitas beton bertulang dapat diambil dengan mengiakan persamaan empiris berikut :

$$E_c = 0,043 \cdot w^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} \quad \text{atau}$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'}$$

Dengan modulus elastisitas untuk tulangan baja dapat diambil sebesar (E_s) = 200.000 MPa.

b. Batasan Rasio Kelangsingan

Suatu elemen struktur kolom dapat dikategorikan sebagai kolom pendek, atau kolom panjang. Batasan antara kolom pendek dan kolom panjang sangat ditentukan oleh rasio kelangsingannya. Batasan tersebut diberikan dalam SNI 2847:2013 Pasal 10.10.1 yang menyatakan bahwa efek kelangsingan boleh diabaikan untuk :

1. Elemen struktur tekan bergoyang, apabila :

$$\frac{k.lu}{r} \leq 22$$

2. Elemen struktur tekan bergoyang, apabila :

$$\frac{k.lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

Dimana M_1 dan M_2 adalah momen ujung terfaktor pada kolom, dengan $M_2 > M_1$. Rasio M_1/M_2 bernilai positif apabila terjadi kelengkungan tunggal, dan bernilai negatif apabila terjadi kelengkungan ganda.

2.5 Perencanaan Sambungan dan Tumpuan

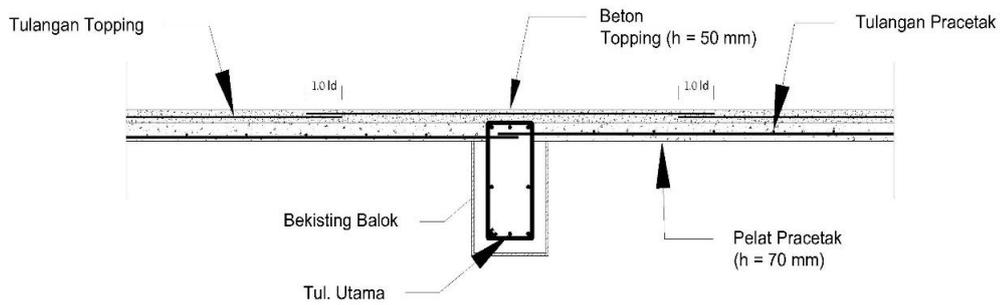
a. Perencanaan Sambungan

Sambungan pada elemen pracetak merupakan bagian yang sangat penting. Berfungsi mentransfer gaya-gaya antar elemen pracetak yang disambung. Bila tidak direncanakan dengan baik (baik dari segi penempatan sambungan maupun kekuatannya) maka sambungan dapat mengubah aliran gaya pada struktur pracetak, sehingga dapat mengubah hierarki keruntuhan yang ingin dicapai dan pada akhirnya dapat menyebabkan keruntuhan prematur pada struktur (Elliott, 2002, h.218).

1. Sambungan Pelat Pracetak dengan Balok Konvensional

Untuk menghasilkan sambungan yang bersifat kaku, monolit, dan terintegrasi pada elemen-elemen ini, maka harus dipastikan gaya-gaya yang bekerja pada plat pracetak tersalurkan pada elemen balok. Hal ini dapat dilakukan dengan cara-cara sebagai berikut.

- Kombinasi dengan beton cor di tempat (*topping*), dimana permukaan pelat pracetak dan dikasarkan dengan amplitudo 4 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan.
- *Grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara pelat pracetak dengan balok konvensional.



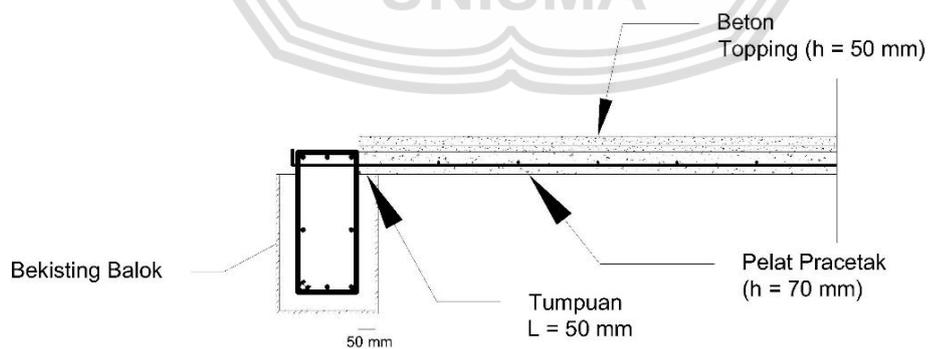
Gambar 2.6 Sambungan Plat Pracetak dengan Balok Konvensional

b. Perencanaan Tumpuan

Perhitungan tumpuan elemen pracetak dimaksudkan untuk mengetahui apakah tumpuan beton mampu menahan beban reaksi dari elemen pracetak atau tidak. Desain tumpuan meliputi pelat pracetak yang menumpu pada balok konvensional.

- Tumpuan Pelat Pracetak dengan Balok Konvensional

Pada saat plat pracetak diletakkan pada tumpuan, yaitu tepi bagian balok, ada kemungkinan terjadinya retak akibat geser pada bagian ujung tumpuan plat pracetak. Ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya 1/180 kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 50 mm. {Berdasarkan SNI 7833:2012 pasal 4.6.2)(2)a)}.



Gambar 2.7 Peletakan Plat Pracetak Pada Tumpuan

2.6 Konsep Pembebanan

Pembebanan merupakan faktor terpenting dalam merancang sebuah struktur bangunan. Beban-beban yang bekerja pada suatu struktur ditimbulkan oleh gaya-gaya alami dan buatan manusia. (Suprpto 2020).

Perancangan dan pembebanan pada struktur digunakan beberapa acuan Standar Nasional Indonesia (SNI) sebagai berikut :

- 1) Tata Cara Perancangan Struktur Beton Pracetak dan Prategang Untuk Bangunan Gedung (SNI 7833:2013);
- 2) Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Bertulang Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013);
- 3) Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 1726:2012);
- 4) Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 1727:2013)

2.6.1. Beban Mati (DL)

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan yang terpasang, termasuk berat keran. Beban mati yang ditumpu oleh komponen struktur sebagaimana yang di defenisikan oleh tata cara bangunan gedung umum di mana standar ini merupakan bagiannya (tanpa faktor beban).

Beban mati yang diperhitungkan dalam struktur gedung bertingkat ini merupakan berat sendiri elemen struktur bangunan yang memiliki fungsi struktural menahan beban. Beban dari berat sendiri elemen-elemen tersebut di antaranya sebagai berikut :

- Beton bertulang = 2400 kg/m³
- Tegel (24 kg/m² + spesi (21 kg/m²) = 45 kg/m³
- Plumbing = 10 kg/m³
- Plafon + penggantung = 18 kg/m³

2.6.2. Beban Hidup (LL)

Beban hidup yang ditetapkan oleh tata cara bangunan gedung umum di mana standar ini merupakan bagiannya (tanpa faktor beban). Beban hidup yang diperhitungkan adalah beban hidup selama masa layan. Beban hidup selama masa konstruksi tidak diperhitungkan karena diperkirakan beban beban hidup masa layan lebih besar daripada beban hidup pada masa konstruksi.

a) Beban Hidup Pada Lantai Gedung

Beban hidup yang digunakan mengacu pada standar pedoman pembebanan yang ada, yaitu sebesar 479 kg/m².

b) Beban Hidup Pada Atap Gedung

Beban hidup yang digunakan mengacu pada standar pedoman pembebanan yang ada, yaitu sebesar 100 kg/m². (SNI 1727:2013).

2.6.3. Beban Gempa (E)

Beban gempa adalah semua beban Statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan satu analisa dinamik, maka diartikan dengan beban gempa di sini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

Berdasarkan SNI 03-1726:2012, menyatakan untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus di anggap terjadi bersamaan dengan pengaruh gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama tadi tapi efektifitasnya hanya 30%. Gaya gempa terletak di pusat massa lantai-lantai tingkat.

2.6.4. Beban Hujan (*Rain Load*)

Setiap bagian dari suatu atap harus dirancang mampu menahan beban dari semua air hujan yang terkumpul apabila sistem drainase primer untuk bagian tersebut tertutup ditambah beban merata yang disebabkan oleh kenaikan air di atas

lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran rencananya. Menurut SNI 1727 2013 (8;3) pembebanan air hujan pada atap gedung dihitung sebagai berikut :

$$RL = 0,0098 \cdot (ds + dh)$$

Keterangan :

R = beban air hujan pada atap yang tidak melendut (kN/m^2).

ds = kedalaman air pada atap yang tidak melendut meningkat ke lubang masuk sistem drainase sekunder apabila sistem drainase primer tertutup (mm).

dh = tambahan kedalaman air pada atap yang tidak melendut diatas lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran air rencana (mm).

2.6.5. Beban Angin (*Wind Load*)

Parameter yang digunakan dalam penentuan beban angin yang bekerja pada gedung menurut SNI 1727 2013 adalah sebagai berikut :

a) Kecepatan Angin Dasar (V)

Kecepatan angin dasar merupakan kecepatan angin rata-rata yang terjadi setiap periode pada suatu wilayah.

b) Kategori Eksposur (Kh)

Eksposur arah angin ditentukan pada kekasaran permukaan tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi dan fasilitas bangunan.

c) Koefisien Tekan Internal

Koefisien tekan internal dengan klasifikasi desain gedung yang tertutup penuh menurut Tabel 26.11-1 SNI 1727-2013.

2.6.6. Beban Kombinasi

Struktur, komponen, dan fondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi berikut (SNI 1726:2012 Pasal 4.2.2) :

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (L \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6L (L \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$

4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5L$ (L atau S atau R)
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,5S$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

Keterangan :

D = Beban Mati

L = Beban Hidup

W = Beban Angin

U = Kuat Perlu

A = Beban Air

R = Beban Hujan

E = Beban Gempa

Beban rencana terbagi rata untuk kombinasi beban hidup dan beban mati, adalah:

$$W_U = 1,2 W_D + 1,6 W_L$$

Sedangkan momen perlu atau momen rencana untuk kombinasi beban tersebut adalah sebagai berikut :

$$M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

Dan beban berfaktor akibat beban gempa adalah sebagai berikut :

$$Q_u = 1,2 q_D + 1,0 q_L + 1,0 L$$

Dengan demikian, dapat dinyatakan bahwa kuat momen yang digunakan M_R (kapasitas momen) sama dengan kuat momen ideal/nominal M_R dikalikan dengan faktor reduksi Φ , $M_R = \Phi M_n$.

2.7 Perencanaan Pondasi

Pondasi dari suatu struktur pada umumnya terdiri dari satu atau lebih elemen-elemen pondasi. Elemen pondasi adalah elemen transisi antara tanah atau batuan dengan struktur atas (*upper-structure*). Proses desain suatu struktur pondasi adalah meliputi proses pengambilan keputusan mengenai pemilihan jenis pondasi, letaknya pada tanah, penentuan ukuran/dimensi pondasi tersebut, hingga penentuan

bagaimana pelaksanaan konstruksinya. Pada umumnya terdapat beberapa langkah yang perlu diambil pada suatu proses desain struktur pondasi, yang dapat dijelaskan sebagai berikut:

1. Penentuan Beban Rencana

Beban yang harus dipikul oleh struktur pondasi pada umumnya adalah hasil dari analisis struktur atas yang telah terlebih dahulu dilakukan. Namun untuk struktur-struktur yang sederhana, seorang ahli teknik dengan pengalamannya dapat melakukan estimasi awal tentang besarnya beban rencana yang harus dipikul oleh pondasi. Beban-beban yang bekerja pada suatu struktur dapat berupa berat sendiri struktur tersebut (beban mati), penggunaan atau fungsi dari struktur (beban hidup), juga tidak menutup kemungkinan adanya beban-beban lain seperti beban gempa, angin, tekanan tanah maupun gaya uplift.

2. Penyelidikan Tanah

Salah satu parameter penting dalam proses perencanaan suatu elemen pondasi adalah daya dukung tanah, serta lokasi kedalaman tanah keras. Dengan diketahui besar daya dukung tanah maka dapat dihitung besar kapasitas pondasi yang akan dipilih. Sedangkan letak kedalaman tanah keras memegang peranan penting akan pemilihan jenis pondasi, apakah akan menggunakan pondasi dangkal (shallow foundation).

3. Penentuan Dimensi Pondasi

Dalam tahap ini ditentukan dimensi dari pondasi, meliputi kedalaman dasar pondasi, daya dukung pondasi, hingga ukuran penampang. Apabila kedalaman dasar pondasi telah ditentukan maka selanjutnya ukuran pondasi harus dihitung untuk meikul beban rencana yang disalurkan oleh struktur atas. Untuk sebuah pondasi telapak beton bertulang, maka dimensi yang diperlukan adalah ukuran panjang dan lebar serta ketebalan pelat pondasinya. Di samping itu juga perlu diperhitungkan jumlah pembesian yang diperlukan. Sedangkan untuk sebuah pondasi tiang pancang, perlu diperhitungkan dimensi penampang tiang, jumlah tiang pancang dalam satu *pile cap*, serta ukuran dari *pile cap* itu sendiri meliputi panjang, lebar dan tebalnya.

4. Tahap Konstruksi

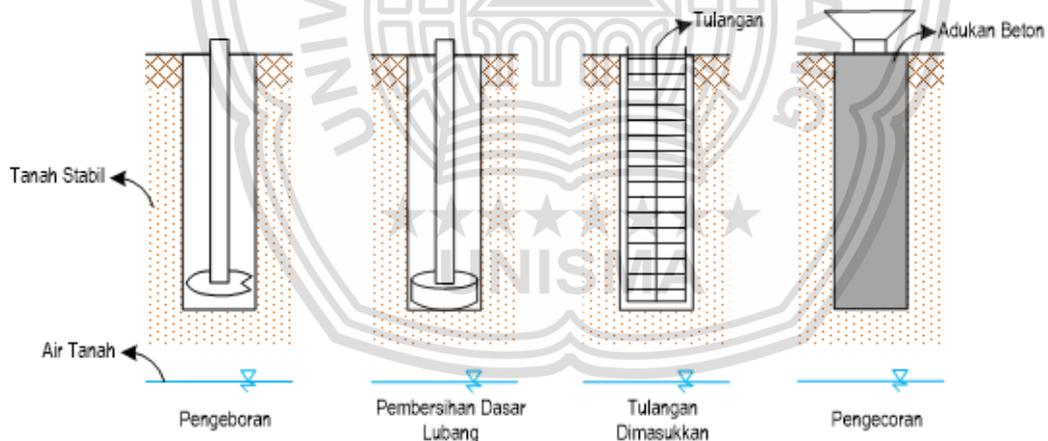
Tahap konstruksi merupakan tahap pelaksanaan semua ide maupun perencanaan yang telah dilakukan sebelumnya. Kontraktor pada umumnya dapat melaksanakan sendiri pembuatan pondasi dangkal, namun untuk pondasi dalam pada umumnya diperlukan kontraktor yang lebih spesifik.

2.7.1. Pondasi Tiang Bor (*Bor Pile*)

Menurut (Hardiyatmo, 2015) Pondasi Tiang Bor (*Bor Pile*) adalah pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah lebih dulu.

Ini adalah prinsip-prinsip dalam pelaksanaan tiang bor pada tanah yang tidak mudah longsor adalah sebagai berikut:

- 1) Tanah digali menggunakan mesin bor sampai kedalaman yang ditentukan
- 2) Dasar lubang yang di bor kemudian dibersihkan
- 3) Tulangan yang sudah dirakit kemudian dimasukkan ke dalam lubang bor
- 4) Kemudian lubang bor diisi/dicor beton.



Gambar 2.8 Pelaksanaan tiang bor (Fleming et al, 2009)

Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi II (Hardiyatmo, 2015)

Menurut (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013) dalam merencanakan pondasi tiang bor ada beberapa tinjauan yang harus diperhatikan, langkah-langkah yang harus diperhatikan adalah sebagai berikut:

1. Menentukan daya dukung vertikal

Daya dukung vertikal tiang yang di maksud disini adalah beban ijin yang dapat ditanggung oleh 1 buah tiang yang ditancapkan di lokasi pada kedalaman tertentu

2. Menentukan jumlah kebutuhan tiang
Setelah mengetahui daya dukung ijin tiang, dari beban struktur atas (beban tak terfaktor: $DL + LL$) setelah itu dapat dihitung kebutuhan tiang pada satu titik kolom.
3. Cek efesiensi dalam kelompok tiang
Daya dukung sebuah tiang yang berada pada suatu kelompok tiang akan kemudian berkurang. Jika disebabkan oleh tanah di sekitar tiang terdesak oleh tiang lain. Agar daya dukung tersebut tidak berkurang, setidaknya dibutuhkan jarak $3x$ diameter antar tiang satu dengan lainnya.
4. Menentukan gaya tarik atau gaya tekan yang bekerja pada tiang
Akibat momen yang besar dari struktur atas, tiang dapat juga mengalami gaya Tarik ke atas. Maka dari itu perlu dilakukan analisis pada gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing tiang dalam suatu kelompok tiang, jangan sampai kemudian melebihi daya dukung yang diijinkan.
5. Menentukan daya dukung horizontal tiang
Penentuan daya dukung horizontal dipengaruhi oleh faktor gempa, sehingga tiang dapat mengalami gaya horizontal maka dari itu perlu ditinjau agar tiang masih dapat melawan gaya-gaya tersebut.
6. Mengecek defleksi yang terjadi akibat gaya horizontal dengan syarat maksimum defleksi yang diijinkan.
7. Menentukan penurunan atau *settlement* (bila ada).

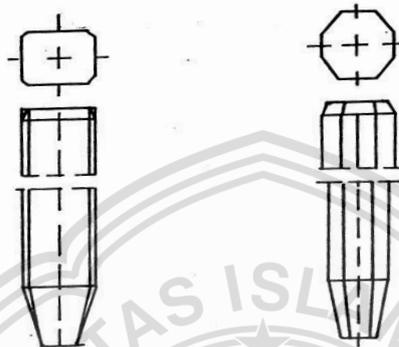
2.7.2. Pondasi Tiang Pancang Beton

Tiang pancang dari beton bertulang yang di cetak dan kemudian di cor dalam acuan beton (bekisting) kemudian setelah cukup kuat (keras) lalu diangkat dan di pancang, dalam perencanaan tiang pancang ini panjang dari pada tiang harus dihitung dengan teliti, sebab kalau ternyata panjang daripada tiang ini kurang

terpaksa harus diadakan penyambungan, sehingga hal ini akan sulit dan memakan waktu. (Sardjono, 1987).

Bentuk-bentuk penampang.

- a. Bentuk persegi (segi empat) : Square pile.
- b. Bentuk segi delapan : Oktogonal pile.



Square pile Oktogonal pile

Gambar 2.9 Bentuk-bentuk penampang.

Menurut (Hardiyatmo, 2015) Keuntungan dalam pemakaian tiang bor dibandingkan dengan tiang pancang adalah:

- 1) Pada pemasangannya tidak menimbulkan getaran dan gangguan suara yang dapat membahayakan bangunan sekitarnya;
- 2) Untuk kedalaman tiang dapat divariasikan;
- 3) Dapat dipasang menembus batuan, sedangkan untuk tiang pancang akan kesulitan bila menembus lapisan batuan;
- 4) Diameter tiang memungkinkan untuk dibuat lebih besar, bila perlu ujung bawah tiang dapat dibuat lebih besar guna mempertinggi kapasitas dukungnya;
- 5) Tidak terdapat resiko adanya kenaikan muka tanah;
- 6) Pada penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada saat pengangkutan dan pemancangan;

Sedangkan untuk kerugian dalam pemkaian tiang bor adalah:

- 1) Pada pengecoran tiang bor dipengaruhi oleh faktor cuaca;
- 2) Pada proses pengecoran beton sangatlah sulit bila terdapat air tanah karena dapat mempengaruhi mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik;

- 3) bila hasil pengecoran tidak terjamin keseragaman mutu beton maka dapat mengurangi kapasitas dukung tiang bor di sepanjang badan tiang bor, terutama bila tiang bor cukup dalam;
- 4) Pada proses pengeboran bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil maka dapat mengakibatkan gangguan kepadatan;
- 5) Jika pada proses pelaksanaannya terdapat air yang mengalir ke dalam lubang bor dan memberikan gangguan pada tanah maka dapat mengurangi kapasitas dukung tiang.

2.5.1 Daya Dukung Pondasi Dalam

Kapasitas dukung ultimit neto (Q_u), dihitung dengan persamaan umum:

$$Q_u = Q_b + Q_s = A_b f_b + A_s f_s - W_p$$

Dengan:

A_b = luas ujung bawah tiang

A_s = luas selimut tiang

f_b = tahanan ujung satuan tiang

f_s = tahanan gesek satuan tiang

W_p = berat tiang

2.5.2 Jumlah Tiang yang Dibutuhkan

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban DL + LL (beban terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013).

$$n_p = \frac{P}{P_{All}}$$

dimana:

n_p = jumlah tiang

P = gaya aksial yang terjadi

P_{all} = daya dukung ijin tiang

2.5.3 Efisiensi Kelompok Tiang

Menurut (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013) berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code AASHTO* perhitungan efisiensi kelompok tiang adalah sebagai berikut.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

Dimana:

E_g = efisiensi kelompok tiang

θ = arc tg (D/s) (derajat)

S = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam 1 kolom

2.5.4 Beban Maksimum Pada Kelompok Tiang

Beban aksial dan momen yang bekerja akan di distribusikan ke pile cap dan kelompok tiang berdasarkan elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna. Untuk mencari beban maksimum dan minimum yang bekerja pada kelompok tiang tersebut dapat dilihat melalui persamaan berikut:

$$P \frac{\text{MAX}}{\text{MIN}} = \frac{P_u}{N_p} \pm \frac{M_y \cdot X_{\text{max}}}{N_y \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\text{max}}}{N_y \cdot \sum y^2}$$

Dimana:

P max = beban maksimum tiang

P_u = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

M_y = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

M_x = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

X max = jarak tiang arah sumbu x terjauh

Y max = jarak tiang arah sumbu y terjauh

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat X

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat Y

n_x = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

n_p = jumlah tiang

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Proses Penelitian

Langkah-langkah dan hal-hal yang perlu dilakukan penulis dalam proses penelitian Tugas Akhir ini, diantaranya:

3.1.1 Pengumpulan Data

Pengumpulan data bertujuan untuk menunjang studi perencanaan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini. Data-data yang dikumpulkan merupakan data proyek di lapangan dan mencari studi literatur serta peraturan yang akan menjadi acuan dalam studi alternatif perencanaan gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang.

Sebelum melakukan proses perencanaan, peneliti harus melakukan tahapan persiapan, di antaranya mengumpulkan atau mencari data-data proyek yang meliputi:

1. Data Gambar

Data gambar yang didapat berasal dari Dinas Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Kota Malang, Jawa Timur. Meliputi; gambar denah bangunan, gambar tampak, gambar denah balok, gambar denah kolom, gambar denah lantai, gambar denah sloof, gambar rencana pondasi, gambar detail pile cap dan lainnya.

2. Data Mekanika Tanah

Diperoleh dari pengambilan sampel di lokasi proyek gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang, kemudian dilakukan pengujian di Laboratorium Mekanika Tanah dan Geologi Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang, untuk mendapatkan sifat fisik tanah dan mengevaluasi kekuatan serta kondisi lapisan-lapisan tanah bawah lokasi setempat, dalam rangka menunjang pekerjaan rencana gedung. Berdasarkan penyelidikan tanah

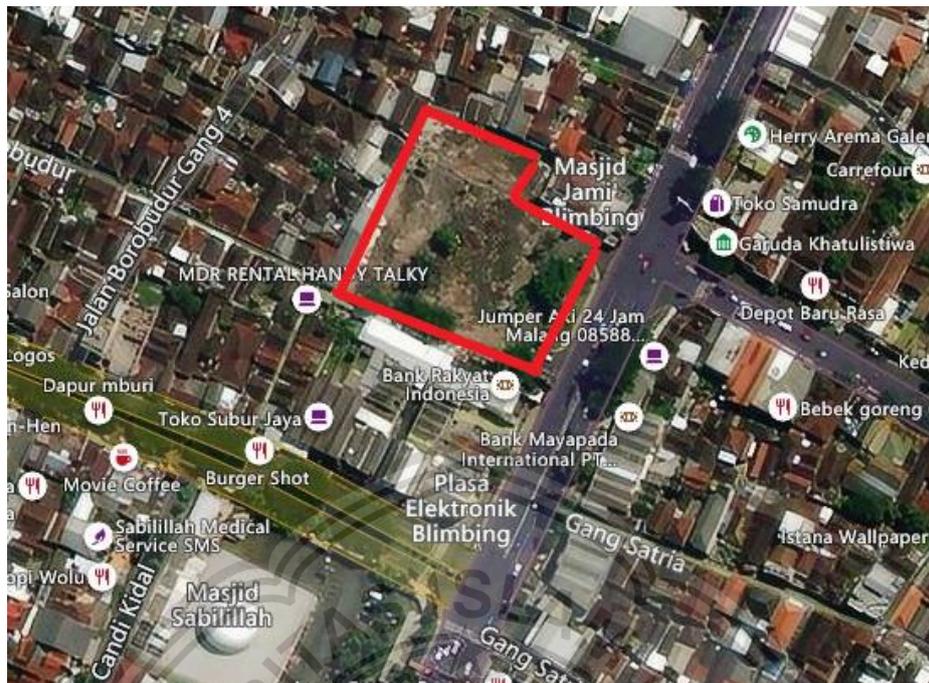
dilokasi gedung berkaitan dengan beban gempa dan penentuan fondasi gedung, diharapkan dapat direncanakan konstruksi yang aman dan efisien.

3. Setelah mendapatkan data proyek, kemudian peneliti melakukan survey ke lokasi untuk mendapatkan gambaran umum mengenai proyek gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang.
4. Selain itu peneliti mencari studi literatur baik melalui buku-buku, internet, peraturan-peraturan SNI dan peraturan lainnya yang akan menjadi acuan referensi dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

3.2 Data Penelitian

Gedung yang ditinjau sebagai objek dalam perencanaan tugas akhir ini adalah bangunan gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang yang menggunakan sietem struktur beton bertulang konvensional/cor di tempat, dengan data-data gedung sebagai berikut :

1. Nama Gedung : Malang Creative Center (MCC)
2. Fungsi Gedung : Pusat Pengembangan Industri Kreatif
3. Jumlah Lantai : 8 lantai + 1 Semi Basement
4. Tinggi Bangunan : 35,5 Meter
5. Panjang Bangunan : 56 Meter
6. Lebar Bangunan : 54 Meter
7. Struktur Bangunan : Beton Bertulang
8. Lokasi Proyek : Jl. A. Yani No 65125, RW.16, Blimbing, Kec. Blimbing Kota Malang, Jawa Timur.
9. Pemilik Proyek : Dinas Perindustrian Kota Malang, Jawa Timur.



Gambar 3.1 Lokasi gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang.

Sumber: (https://www.bing.com/maps)

3.2.1 Data Teknis Bangunan

1. Data proyek

a. Mutu Bahan:

1. Mutu Beton

- Pelat (fc') : 24,90 Mpa – K 300
- Balok (fc') : 24,90 Mpa – K 300
- Kolom (fc') : 24,90 Mpa – K 300
- Pondasi (fc') : 41,50 Mpa – K 500

2. Mutu tulangan ulir beton (fy) : 400 (d > 10 mm)

3. Mutu tulangan polos beton (fy) : 240 (d ≤ 10 mm)

b. Jenis Struktur :

1. Struktur Beton Bertulang Konvensional (eksisting)
2. Struktur Beton Bertulang Konvensional pada Portal, dan Beton Precetak pada Pelat (Perencanaan Ulang).

3. Tinggi Bangunan (Total) : 35,5 meter

- Semi Basement : 3,5 meter
- Lantai 1 : 3,5 meter
- Lantai 2 : 4,5 meter
- Lantai 3 : 4 meter
- Lantai 4 : 4 meter
- Lantai 5 : 4 meter
- Lantai 6 : 4 meter
- Lantai 7 : 4 meter
- Lantai 8 : 4 meter

3.2.2 Data Perencanaan Ulang Untuk Pembebanan Bangunan Gedung

1. Beban Mati (PPIUG, 1983)

- Berat baja : 7850 kg/m³
- Berat beton bertulang : 2400 kg/m³
- Berat penutup lantai (tegel) : 24 kg/m²
- Berat plesteran (per cm tebal) : 21 kg/m²
- Berat bata ringan : 57,5 kg/m²

2. Beban Hidup (PPIUG, 1983)

- Beban lantai : 250 kg/m²
- Atap datar : 100 kg/m²
- Beban air hujan: 50 kg/m²
- Beban pekerja : 100 kg/m².

3.3 Tahap Perencanaan Ulang

Perencanaan ulang yang dilakukan dalam tugas akhir ini menggunakan sistem kombinasi, yaitu antara struktur portal beton konvensional dan plat beton pracetak. Dalam sub-bab ini akan menjelaskan tahap-tahap perencanaan yang dilakukan sebagai berikut :

3.3.1 Menentukan Dimensi

Tahap pertama yang dilakukan adalah menentukan dimensi dari elemen-elemen perencanaan struktur portal yaitu balok induk, balok anak, kolom dan plat pracetak.

3.3.2 Perhitungan Beban Gravitasi

Tahap selanjutnya menghitung beban gravitasi. Beban gravitasi yang bekerja berupa beban mati dan beban hidup. Beban mati didapatkan dari perhitungan beban sendiri balok dan pelat sedangkan beban hidup didapatkan dari beban guna bangunan berdasarkan SNI-1727-2013 untuk perhitungan beban gravitasi pada lantai dan beban pekerja untuk perhitungan beban gravitasi pada atap.

3.3.3 Analisa Beban Gempa

Beban gempa yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung menggunakan analisa statis ekuivalen berdasarkan SNI-03-1726-2012. Dalam menganalisa beban gempa terdapat beberapa langkah sebagai berikut:

1. Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan
2. Parameter Percepatan Gempa
3. Kelas Situs
4. Koefisien Situs dan Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa
5. Parameter Percepatan Spektral Desain
6. Spektral Respons Desain
7. Kategori Desain Seismik
8. Koefisien Modifikasi Respons
9. Geser Dasar Seismik
10. Periode Fundamental Pendekatan
11. Skala Nilai Desain Untuk Respons Terkombinasi

3.3.4 Gaya Gempa Lateral Ekuivalen Analisa Statika

Analisa statika dihitung dengan menggunakan *software* dan dapat dilakukan setelah menghitung beban gravitasi dan beban gempa yang terjadi. *Software* yang digunakan untuk menghitung gaya-gaya yang terjadi pada portal dan tugas akhir ini. Setelah melakukan analisa maka akan didapatkan gaya momen gaya lintang dan gaya aksial yang terjadi pada portal yang di analisa serta didapatkan pula nilai drift yang terjadi.

3.3.5 Perencanaan Sambungan Pelat Pracetak ke Balok

Sambungan antara elemen balok dengan plat pracetak direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit (*cast in place emulation*). Dalam perencanaan ini sambungan lebih difokuskan pada sambungan pelat pracetak ke balok, karena pada portal konvensional sama halnya seperti perencanaan struktur beton bertulang pada umumnya, yaitu sambungan balok ke kolom dan kolom ke kolom dilakukan secara monolit.

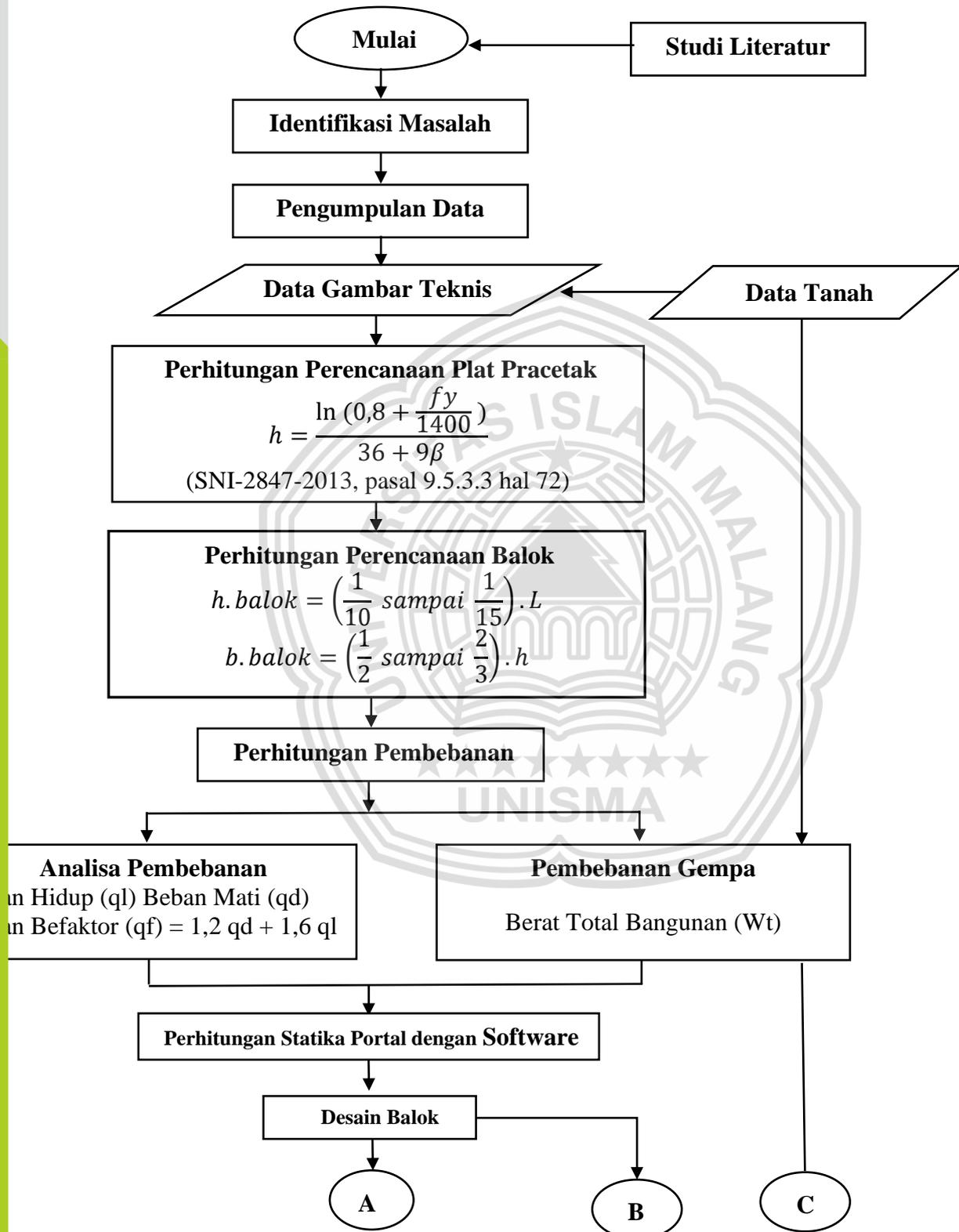
3.3.6 Kontrol Desain

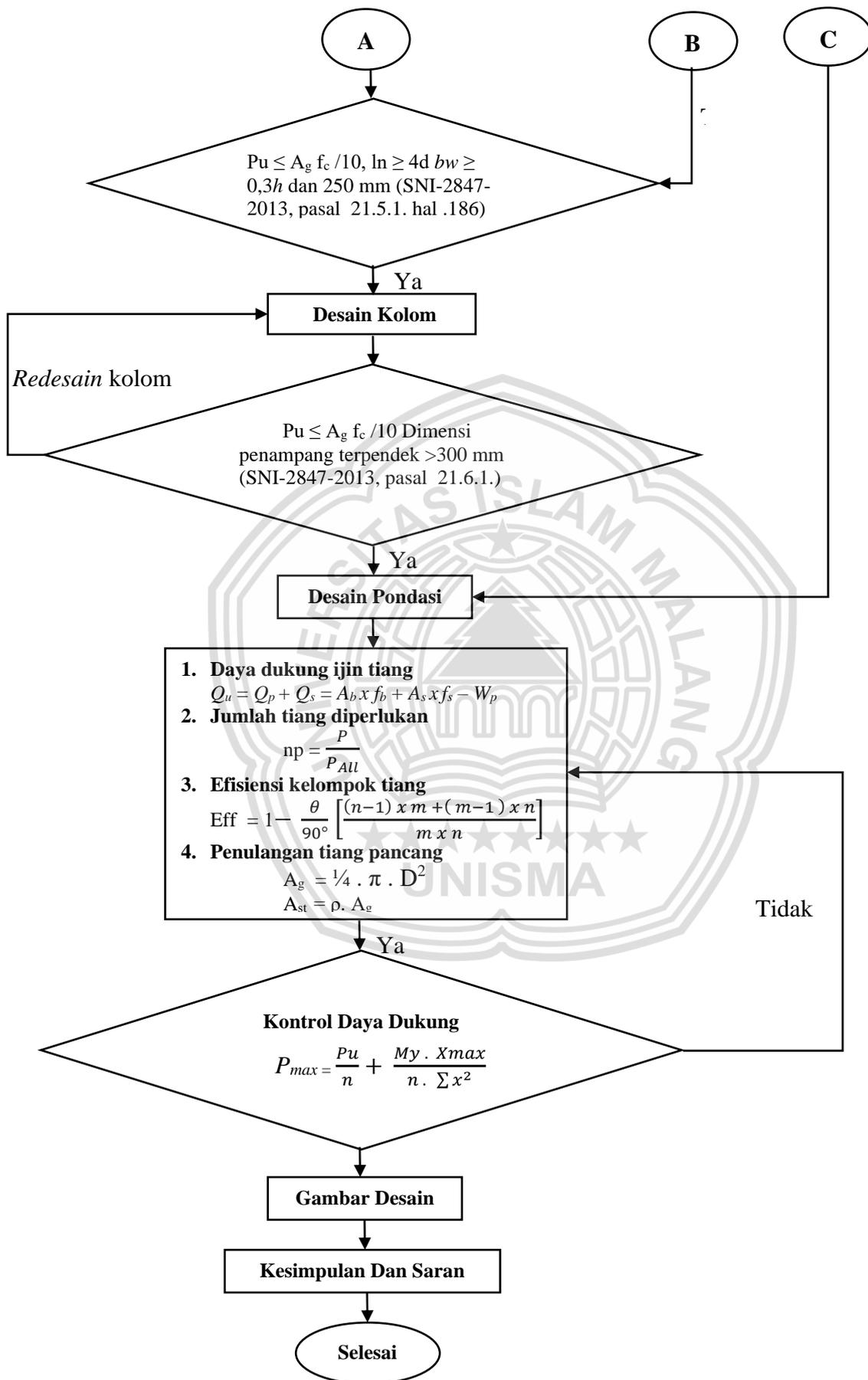
Kontrol desain bertujuan untuk memeriksa apakah model pendimensian dan pembebanan yang dilakukan apakah sudah benar dan sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan perencanaan yang diinginkan.

3.3.7 Kesimpulan

Membuat kesimpulan mengenai penjelasan singkat, jelas, dan sistematis dari hasil studi perencanaan yang dilakukan. Adapun kesimpulan berada dalam bab terakhir bersamaan dengan saran memuat tentang hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan, seperti pengembangan hasil studi perencanaan.

3.4 Diagram Alir (Flow Chart) Perencanaan





BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Dimensi Struktur

Suatu struktur bangunan selain dituntut untuk memenuhi fungsi layannya, bangunan juga dituntut memiliki bentuk yang efektif serta efisien. Untuk mendesain sebuah struktur, perencana harus merencanakan dimensi atau ukuran berdasarkan gambar dari tiap elemen struktur seperti pelat, balok dan kolom, agar memperoleh dimensi yang kuat dan efisien.

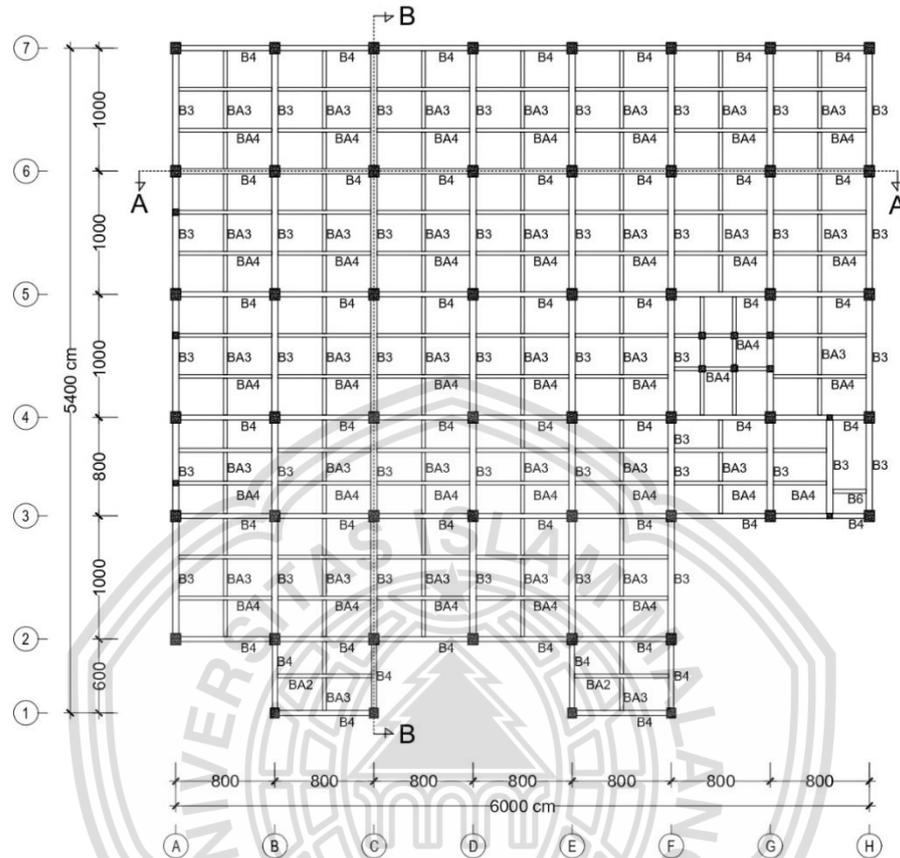
Data perencanaan yang digunakan dalam studi alternatif perencanaan struktur portal dan pelat lantai beton pracetak pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang sebagai berikut :

1. Nama Gedung : Malang Creative Center (MCC)
2. Fungsi Gedung : Pusat Pengembangan Industri Kreatif
3. Jumlah Lantai : 8 lantai + 1 Semi Basement
4. Tinggi Bangunan : 35,5 Meter
5. Panjang Bangunan : 56 Meter
6. Lebar Bangunan : 54 Meter
7. Struktur Bangunan : Beton Bertulang
8. Lokasi Proyek : Jl. A. Yani No 65125, RW.16, Blimbing, Kec. Blimbing Kota Malang, Jawa Timur.

4.1.1 Perencanaan Dimensi Balok

Balok merupakan komponen struktur horizontal yang menerima beban dari pelat yang kemudian disalurkan pada kolom. Untuk menentukan tinggi (h) balok digunakan persamaan $\frac{1}{8}$ s.d $\frac{1}{12}$ x L dan balok anak digunakan $\frac{1}{10}$ s.d $\frac{1}{15}$ x L, sedangkan untuk lebar (b) balok digunakan $\frac{1}{2}$ s.d $\frac{2}{3}$ x h. (Amdhani: 2011 hal.56).

a. Denah Struktur



Gambar 4.1 Denah Struktur Balok Lantai 1

- ❖ Dimensi Balok Induk Memanjang (B 2 – 3) ($L = 1000 \text{ cm}$)
 Tinggi Balok (h) = $1/12 \times L$
 $= 1/12 \times 1000 = 83,33 \approx 85 \text{ cm}$
 Lebar Balok (b) = $1/2 \times h$
 $= 1/2 \times 85 = 42,5 \approx 45 \text{ cm}$
 Jadi, digunakan dimensi balok induk memanjang 45/85 cm.

- ❖ Dimensi Balok Induk Melintang (BC – 2) ($L = 800 \text{ cm}$)
 Tinggi Balok (h) = $1/12 \times L$
 $= 1/12 \times 800 = 66,66 \approx 70 \text{ cm}$
 Lebar Balok (b) = $1/2 \times h$
 $= 1/2 \times 70 = 35$
 Jadi, digunakan dimensi balok induk melintang 35/70 cm.

- ❖ Dimensi Balok Anak Memanjang (BA3) ($L = 800 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} \text{Tinggi Balok (h)} &= 1/15 \times L \\ &= 1/15 \times 800 = 53,33 \approx 55 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar Balok (b)} &= 1/2 \times h \\ &= 1/2 \times 55 = 27,5 \approx 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi, digunakan dimensi balok anak memanjang 30/55 cm.

- ❖ Dimensi Balok Anak Melintang (BA4) ($L = 333,3 \text{ cm}$)

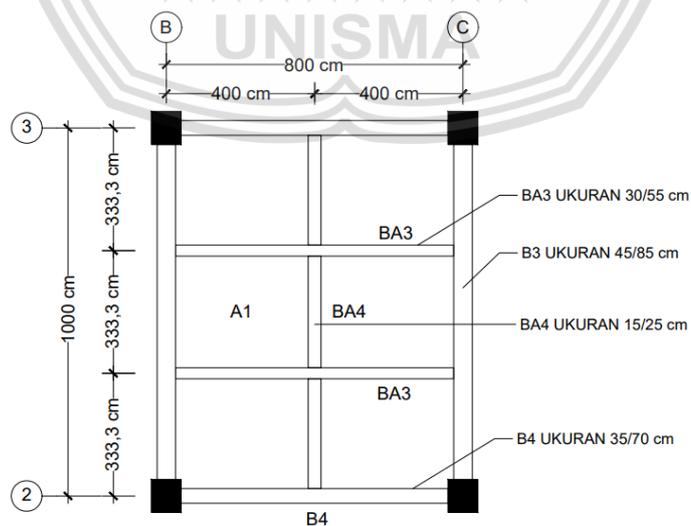
$$\begin{aligned} \text{Tinggi Balok (h)} &= 1/15 \times L \\ &= 1/15 \times 333,3 = 22,22 \approx 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar Balok (b)} &= 1/2 \times h \\ &= 1/2 \times 25 = 12,5 \approx 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi, digunakan dimensi balok anak melintang 15/25 cm.

4.1.2 Dimensi Pelat

Untuk perencanaan pelat lantai beton bertulang, digunakan bentang terbesar yaitu (pelat tipe A1) dengan ukuran 400 cm x 333,3 cm. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3. Ketebalan minimum pelat lantai beton bertulang ditetapkan sebesar 12 cm. Tebal ini juga sesuai dengan tebal pelat beton bertulang yang direncanakan dilapangan.



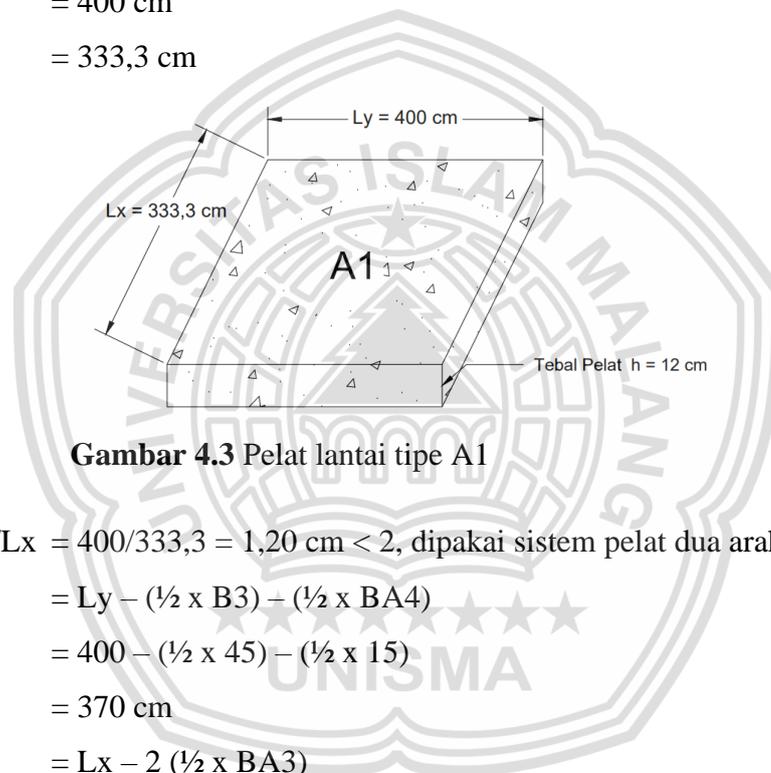
Gambar 4.2 Pelat lantai

- Direncanakan:
 - Tebal pelat lantai (h) = 12 cm
 - Mutu beton = 24,9 Mpa
 - Mutu baja fy = 400 Mpa
 - Dimensi balok induk memanjang (B3) = 45/85 cm
 - Dimensi balok induk melintang (B4) = 35/70 cm

Perbandingan bentang panjang (Ly) dan bentang pendek (Lx)

$$L_y = 400 \text{ cm}$$

$$L_x = 333,3 \text{ cm}$$



Gambar 4.3 Pelat lantai tipe A1

$$L_y/L_x = 400/333,3 = 1,20 \text{ cm} < 2, \text{ dipakai sistem pelat dua arah}$$

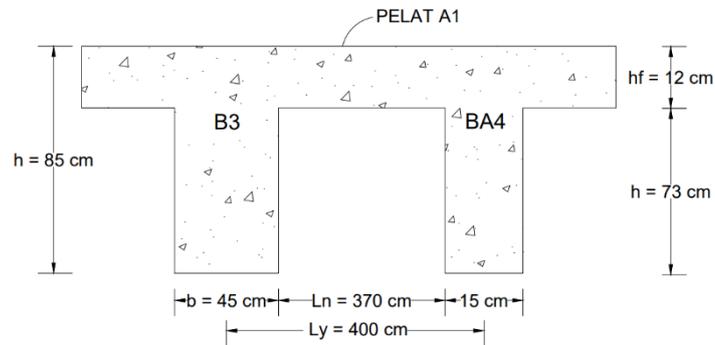
$$\begin{aligned} \ell_n &= L_y - \left(\frac{1}{2} \times B_3\right) - \left(\frac{1}{2} \times B_4\right) \\ &= 400 - \left(\frac{1}{2} \times 45\right) - \left(\frac{1}{2} \times 15\right) \\ &= 370 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_n &= L_x - 2 \left(\frac{1}{2} \times B_3\right) \\ &= 333,3 - 2 \left(\frac{1}{2} \times 30\right) = 303,3 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\beta = \frac{\ell_n}{S_n} = \frac{370}{303,3} = 1,219$$

- Dimana ℓ_n adalah panjang bentang bersih dalam arah memanjang yang diukur dari muka ke muka tumpuan balok.
- S_n adalah panjang bentang bersih dalam arah pendek yang diukur dari muka ke muka tumpuan balok.

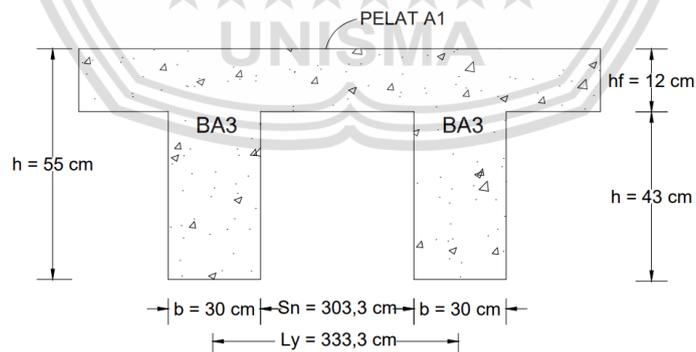
- Momen Inersia Pelat dalam arah panjang (L_y)



Gambar 4.4 Pelat lantai arah memanjang

$$\begin{aligned}
 I_{\text{Balok}} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 45 \times 85^3 = 2302968,75 \text{ cm}^4 \\
 I_{\text{Pelat}} &= \frac{1}{12} \times L_y \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 400 \times 12^3 = 57600 \text{ cm}^4 \\
 \alpha_{fl} &= \frac{EI_{\text{balok}}}{EI_{\text{pelat}}} = \frac{2302968,75}{57600} = 39,982
 \end{aligned}$$

- Momen Inersia Pelat dalam arah pendek (L_x)



Gambar 4.5 Pelat lantai arah pendek

$$\begin{aligned}
 I_{\text{Balok}} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 30 \times 55^3 = 415937,5 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{\text{Pelat}} &= \frac{1}{12} \times L \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 333,3 \times 12^3 = 47995,2 \text{ cm}^4 \\
 \alpha_{fs} &= \frac{EI_{\text{balok}}}{EI_{\text{pelat}}} = \frac{415937,5}{47995,2} = 8,666
 \end{aligned}$$

- Nilai α_{fm} diperoleh dari rata-rata α_{fl} dan α_{fs} :

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_{fl} + \alpha_{fs}}{2} = \frac{39,982 + 8,666}{2} = 24,324$$

Karena $\alpha_{fm} > 2,0$ maka nilai h_{\min} dicari menggunakan persamaan berikut, dan tidak boleh kurang dari 9 cm. (SNI 2847:2013 pasal 9.5.3).

$$\begin{aligned}
 h &= \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm} \\
 &= \frac{(370) \left(0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9(1,219)} = 8,55 \approx 12 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan tebal pelat kurang dari 9 cm, maka perencanaan pelat dengan ketebalan 12 cm bisa digunakan sesuai dengan persyaratan pada kondisi rill dilapangan. Ketebalan pelat tersebut berlaku untuk semua tipe pelat, baik sistem pelat dua arah maupun satu arah.

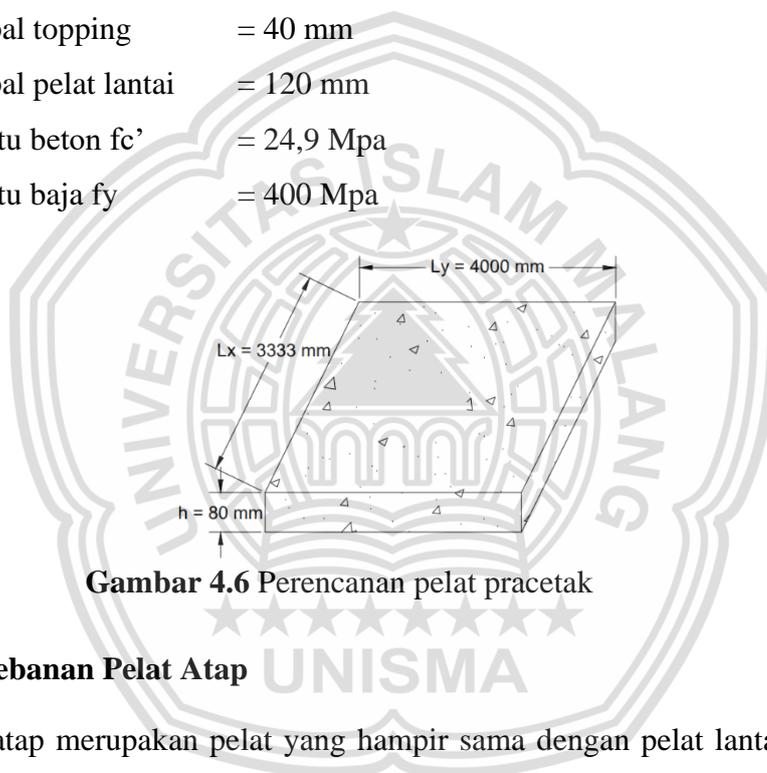
4.2 Analisa dan Perancangan Pelat

Sebelum dilakukan perencanaan balok dan kolom, biasanya di lakukan perencanaan struktur pelat terlebih dahulu. Hal ini yang harus diperhatikan dalam perencanaan struktur pelat antara lain : pembebanan, ukuran pelat dan syarat-syarat tumpuan tepi.

Dalam penulisan tugas akhir ini pelat direncanakan menggunakan pelat pracetak dan topping cor ditempat ketika pelat pracetak sudah menumpu di atas empat tumpuan balok induk atau balok anak dan untuk perencanaan tebal pelat pracetak sendiri, beberapa ahli telah memberikan batasan yaitu untuk nilai perbandingan antara panjang bentang dengan tebal pelat. Menurut Arthur H. Nilson, memberikan nilai antara 45 sampai 50 mm. Pendapat ahli tersebut telah

disesuaikan dengan ketentuan-ketentuan yang disyaratkan oleh ACI-Code. Sehingga untuk merencanakan ketebalan pelat pracetak tersebut dihitung dengan pendekatan rumus berikut ini :

- $L_y = 4000 \text{ mm}$
- $L_x = 3333 \text{ mm}$
- $h = \frac{L_y}{50} = \frac{4000}{50} = 80 \text{ mm}$
- Tebal pelat pracetak = 80 mm
- Tebal topping = 40 mm
- Tebal pelat lantai = 120 mm
- Mutu beton f_c' = 24,9 Mpa
- Mutu baja f_y = 400 Mpa



Gambar 4.6 Perencanaan pelat pracetak

4.2.1 Pembebanan Pelat Atap

Pelat atap merupakan pelat yang hampir sama dengan pelat lantai, hanya saja perbedaannya terletak pada beban-beban yang dipikul. Beban yang diperhitungkan dalam suatu perencanaan gedung adalah beban gravitasi (beban vertikal) dan beban lateral. Beban gravitasi meliputi beban mati dan beban hidup. Sedangkan beban lateral adalah beban yang terjadi akibat gempa. Dalam analisa pembebanan pelat ini akan direncanakan untuk dapat menahan beban, sehingga konstruksi dapat digunakan dengan aman.

a. Kondisi pengangkatan

Kondisi pertama adalah saat pelat pracetak diangkat menggunakan *Tower Crane* yang akan dipasang pada tumpuannya. Beban-beban yang bekerja pada pelat

adalah berat sendiri pelat pracetak yang bisa menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan. Ada dua hal yang harus diperhatikan dalam kondisi ini, yaitu kekuatan ankur saat pengangkatan dan kekuatan lentur penampang pelat pracetak.

Jarak atau peletakan tumpuan dilakukan menggunakan cara coba-coba untuk mendapatkan nilai momen lapangan dan momen pada titik angkat yang relatif kecil dan sama.

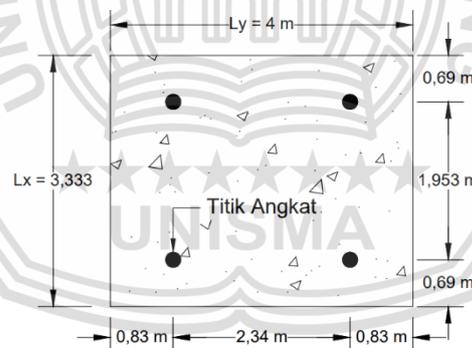
- Beban mati (DL)
 - Berat sendiri pelat pracetak = $0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$
 - Beban untuk 1 m pias lebar pelat = $192 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$

$$q_u = 192 \text{ kg/m}$$

Beban mati berdasarkan (SNI 1727-1989 tabel 1)

- Beban hidup (LL)

Pada saat pengangkatan pelat pracetak belum ada beban hidup yang bekerja.



Gambar 4.7 Titik angkat pelat atap pracetak tipe 1 (A1)

Dari hasil perhitungan coba-coba pada gambar 4.7 yang menggunakan program aplikasi Excel dengan bentang panjang $L_y = 4 \text{ m}$, diperoleh $L_{y1} = 0,83 \text{ m}$ dan $L_{y2} = 2,34 \text{ m}$. Sedangkan untuk bentang pendek $L_x = 3,333 \text{ m}$, diperoleh $L_{x1} = 0,69 \text{ m}$ dan $L_{x2} = 1,953 \text{ m}$.

Letak titik angkat diasumsikan sebagai perletakan sendi-sendi pelat pracetak.

- Bentang Panjang ($L_y = 4 \text{ m}$)

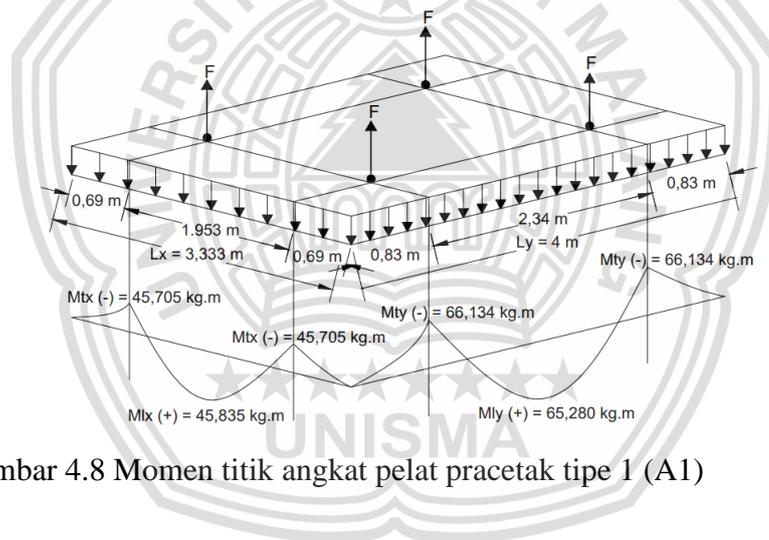
$$M_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{2} \times qu \times Ly1^2 = \frac{1}{2} \times 192 \times 0,83^2 = 66,134 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{lapangan}} &= \frac{1}{8} \times qu \times Ly2^2 - \frac{1}{2} \times qu \times Ly1^2 \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 192 \times 2,34^2 \right) - \left(\frac{1}{2} \times 192 \times 0,83^2 \right) = 65,280 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Bentang Pendek ($Lx = 3,333 \text{ m}$)

$$M_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{2} \times qu \times Lx1^2 = \frac{1}{2} \times 192 \times 0,69^2 = 45,705 \text{ kg.m}$$

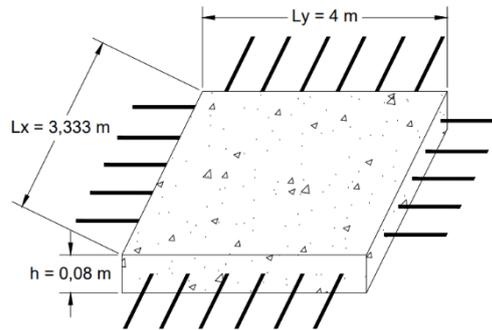
$$\begin{aligned} M_{\text{lapangan}} &= \frac{1}{8} \times qu \times Lx2^2 - \frac{1}{2} \times qu \times Lx1^2 \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 192 \times 1,953^2 \right) - \left(\frac{1}{2} \times 192 \times 0,69^2 \right) = 45,835 \text{ kg.m} \end{aligned}$$



Gambar 4.8 Momen titik angkat pelat pracetak tipe 1 (A1)

b. Kondisi pemasangan

Pada saat pelat pracetak dilakukan pemasangan yang diletakkan pada ujung balok sebagai tumpuan dan pelat ini dianggap sebagai pelat bebas, beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat pracetak dan beban pekerja. Dalam kondisi ini harus dilakukan kontrol terhadap lendutan yang terjadi agar lebih kecil dari lendutan ijin.



Gambar 4.9 Pelat pracetak kondisi pemasangan

- Beban mati (DL)
 - Berat sendiri pelat pracetak $= 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$
 - Berat topping $= 0,04 \times 2400 = 96 \text{ kg/m}^2 +$

$$q_{DL} = 288 \text{ kg/m}^2$$

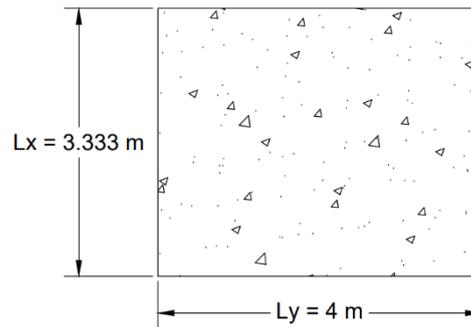
Beban mati berdasarkan (SNI 1727-1989 tabel 1)

- Beban hidup (LL) $= 100 \text{ kg/m}^2$ (beban seorang pekerja)
Beban hidup berdasarkan (SNI 1727-1989 pasal 2.1.2)
- Beban kombinasi (qu) $= 1,2 \text{ (DL)} + 1,6 \text{ (LL)}$
 $= 1,2 (288) + 1,6 (100)$
 $= 505,6 \text{ kg/m}^2$

Beban kombinasi berdasarkan (SNI 1727-2013 pasal 2.3.2)

- Beban untuk 1 m pias lebar pelat $= 505,6 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$
 $q_u = 505,6 \text{ kg/m}$

Pada saat pemasangan, pelat menumpu sederhana pada balok di setiap ujungnya, dan ditengah bentang menumpu pada 1 perancah (*scaffolding*) yang tegak lurus bentang, maka panjang bentang pelat (L) untuk mencari momen maksimum didapat dari panjang bentang (L) dibagi 2, sebagai berikut :



Gambar 4.10 Panjang bentang pelat pracetak

Untuk bentang panjang (L_y) = $L_y/2 = 4/2 = 2$ m

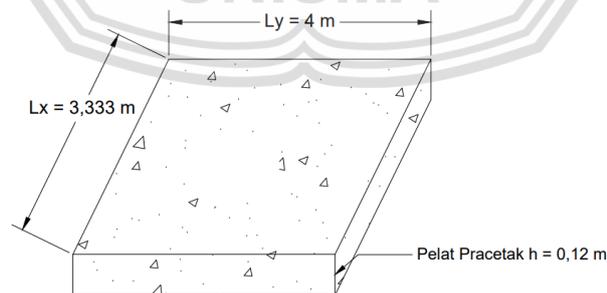
Untuk bentang pendek (L_x) = $L_x/2 = 3,333/2 = 1,66$ m

Maka momen maksimum yang terjadi adalah sebagai berikut :

- Bentang Panjang $\rightarrow M_{\text{lapangan}} = \frac{1}{8} \times q_u \times L_y^2 = \frac{1}{8} \times 505,6 \times 2^2 = 252,8$ kg.m
- Bentang Pendek $\rightarrow M_{\text{lapangan}} = \frac{1}{8} \times q_u \times L_x^2 = \frac{1}{8} \times 505,6 \times 1,66^2 = 174,15$ kg.m

c. Kondisi komposit

Dalam kondisi ini, pelat pracetak dan topping cor ditempatkan sudah menyatu untuk bersama-sama dalam memikul beban. Beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat pracetak, beban mati tambahan, dan beban hidup yang akan dikenakan faktor beban.



Gambar 4.11 Pelat pracetak kondisi komposit

- Beban mati (DL)
 - Berat total pelat = $0,12 \times 2400 = 288$ kg/m²
 - Plafon + penggantung = 18 kg/m²

- Plumbing = 10 kg/m²
 - Ducting dan pipa = 15 kg/m² +
-
- q_{DL} = 331 kg/m²

Beban mati berdasarkan (SNI 1727-1989 tabel 1)

- Beban hidup (LL)
 - Beban guna atap = 96 kg/m²
 - Beban air hujan = 20 kg/m² +
-
- q_{LL} = 116 kg/m²

Beban hidup berdasarkan (SNI 1727-2013 tabel 4-1)

- Beban kombinasi (qu) = 1,2 (DL) + 1,6 (LL)
- = 1,2 (331) + 1,6 (116)
- = 582,8 kg/m²

Beban kombinasi berdasarkan (SNI 1727-2013 pasal 2.3.2)

- Beban untuk 1 m pias lebar plat = 582,8 kg/m² x 1 m
- qu = 582,8 kg/m

Untuk mencari momen pelat pada kondisi komposit, digunakan perencanaan langsung pelat dua arah dalam SNI 2847:2013 Pasal 13.6.2.2. sebagai berikut :

$$\text{Momen maksimum (Mo)} = \frac{qu \times \ell_2 \times \ell_n^2}{8}$$

Dimana : q_u = beban berfaktor

ℓ₂ = panjang bentang dalam arah tegak lurus terhadap ℓ₁, yang diukur pusat ke pusat tumpuan.

ℓ_n = panjang bentang bersih yang di ukur dari muka ke muka tumpuan balok.

$$Mo = \frac{qu \times \ell_2 \times \ell_n^2}{8} = \frac{582,8 \times 3,333 \times 3,70^2}{8} = 3324,055 \text{ kg.m}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 13.6.3.3, momen maksimum harus di distribusikan sebagai berikut :

Tabel 4.1 Momen pelat yang terjadi pada tiap kondisi.

Momen	Pelat dengan balok diantara semua tumpuan	Mo x koefisien (kg.m)
Mo	3324,055 kg.m	3324,055
Momen terfaktor negatif interior	0,70	2326,838
Momen terfaktor positif	0,57	1326,297
Momen terfaktor negatif eksterior	0,16	212,207

Sumber : Hasil Perhitungan Manual

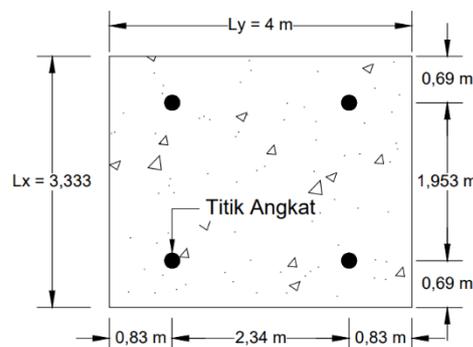
4.2.2 Pembebanan Pelat Lantai

Pelat lantai adalah pelat persegi yang diberi pembebanan secara merata pada seluruh bagian permukaannya. Beban yang bekerja pada pelat lantai yaitu beban mati dan beban hidup yang mempunyai sifat banyak arah dan tersebar.

a. Kondisi pengangkatan

- Beban mati (DL)
 - o Berat sendiri pelat pracetak = $0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$
 - o Beban untuk 1 m pias lebar plat = $192 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$
 $q_u = 192 \text{ kg/m}$

Beban mati berdasarkan (SNI 1727-1989 tabel 1)



Gambar 4.12 Titik angkat pelat lantai pracetak tipe 1 (A1)

Dari hasil perhitungan coba-coba pada gambar 4.12 yang menggunakan program aplikasi Excel dengan bentang panjang $L_y = 4$ m, diperoleh $L_{y1} = 0,83$ m dan $L_{y2} = 2,34$ m. Sedangkan untuk bentang pendek $L_x = 3,333$ m, diperoleh $L_{x1} = 0,69$ m dan $L_{x2} = 1,953$ m.

Letak titik angkat diasumsikan sebagai perletakan sendi-sendi pelat pracetak.

- Bentang Panjang ($L_y = 4$ m)

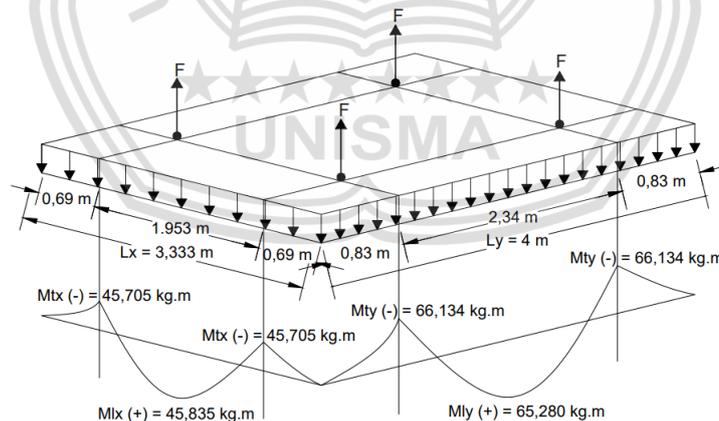
$$M_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{2} \times q_u \times L_y 1^2 = \frac{1}{2} \times 192 \times 0,83^2 = 66,134 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{lapangan}} &= \frac{1}{8} \times q_u \times L_y 2^2 - \frac{1}{2} \times q_u \times L_y 1^2 \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 192 \times 2,34^2 \right) - \left(\frac{1}{2} \times 192 \times 0,83^2 \right) = 65,280 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Bentang Pendek ($L_x = 3,333$ m)

$$M_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{2} \times q_u \times L_x 1^2 = \frac{1}{2} \times 192 \times 0,69^2 = 45,705 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{lapangan}} &= \frac{1}{8} \times q_u \times L_x 2^2 - \frac{1}{2} \times q_u \times L_x 1^2 \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 192 \times 1,953^2 \right) - \left(\frac{1}{2} \times 192 \times 0,69^2 \right) = 45,835 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

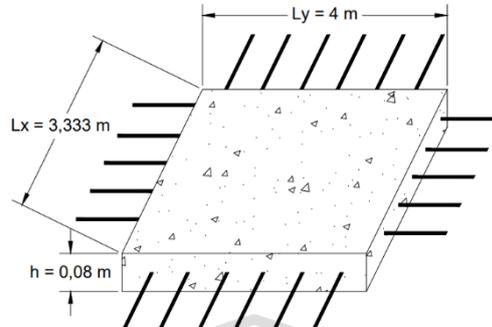


Gambar 4.13 Momen titik angkat pelat pracetak tipe 1 (A1)

b. Kondisi pemasangan

Pada saat pelat pracetak dilakukan pemasangan yang diletakkan pada ujung balok sebagai tumpuan dan pelatakan ini dianggap sebagai pelatakan bebas, beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat pracetak dan beban pekerja. Dalam

kondisi ini, harus dilakukan kontrol terhadap lendutan yang terjadi agar lebih kecil dari lendutan ijin.



Gambar 4.14 Pelat pracetak kondisi pemasangan

- Beban mati (DL)

- Berat sendiri pelat pracetak = $0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$
 - Berat topping = $0,04 \times 2400 = 96 \text{ kg/m}^2 +$
-
- $q_{DL} = 288 \text{ kg/m}^2$

Beban mati berdasarkan (SNI 1727-1989 tabel 1)

- Beban hidup (LL) = 100 kg/m^2 (beban seorang pekerja)

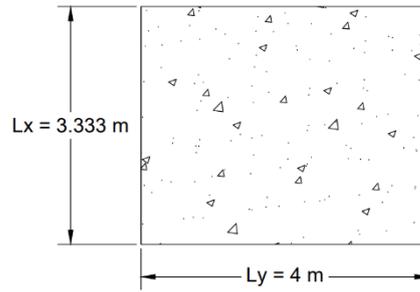
Beban hidup berdasarkan (SNI 1727-1989 pasal 2.1.2)

- Beban kombinasi (q_u) = $1,2 \text{ (DL)} + 1,6 \text{ (LL)}$
- $$= 1,2 (288) + 1,6 (100)$$
- $$= 505,6 \text{ kg/m}$$

Beban kombinasi berdasarkan (SNI 1727-2013 pasal 2.3.2)

- Beban untuk 1 m pias lebar pelat = $505,6 \text{ kg/m} \times 1 \text{ m}$
- $$q_u = 505,6 \text{ kg/m}$$

Pada saat pemasangan, pelat menumpu sederhana pada balok di setiap ujungnya, dan di tengah bentang menumpu pada 1 perancah (*scaffolding*) yang tegak lurus bentang, maka panjang bentang pelat (L) untuk mencari momen maksimum didapat dari panjang bentang (L) dibagi 2, sebagai berikut :



Gambar 4.15 Panjang bentang pelat pracetak

Untuk Bentang panjang (L_y) = $L_y/2 = 4/2 = 2$ m

Untuk Bentang pendek (L_x) = $L_x/2 = 3,333/2 = 1,66$ m

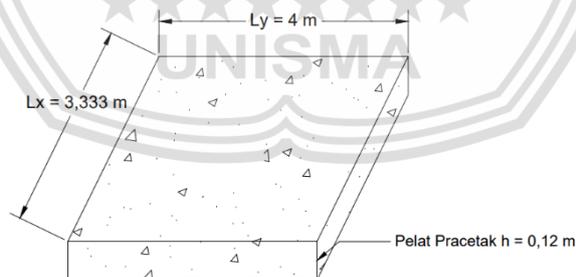
Maka momen maksimum yang terjadi adalah sebagai berikut :

- Bentang Panjang $\rightarrow M_{\text{lapangan}} = \frac{1}{8} \times q_u \times L_y^2 = \frac{1}{8} \times 505,6 \times 2^2 = 252,8$ kg.m

- Bentang Pendek $\rightarrow M_{\text{lapangan}} = \frac{1}{8} \times q_u \times L_x^2 = \frac{1}{8} \times 505,6 \times 1,66^2 = 174,15$ kg.m

c. Kondisi komposit

Dalam kondisi ini, pelat pracetak dan topping cor ditempat sudah menyatu untuk bersama-sama dalam memikul beban. Beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat pracetak, beban mati tambahan, dan beban hidup yang akan dikenakan faktor beban.



Gambar 4.16 Pelat pracetak kondisi komposit

– Beban mati (DL)

- Berat total pelat = $0,12 \times 2400 = 288$ kg/m²

- Berat spesi 3 cm = $0,03 \text{ m} \times 2100 = 63$ kg/m²

- Berat keramik 2 cm = $0,02 \text{ m} \times 2400 = 48$ kg/m²

- Plafon + penggantung = 18 kg/m²

$$\begin{aligned} \text{○ Mekanikal Elektrikal} &= 25 \text{ kg/m}^2 + \\ \text{q}_{DL} &= 442 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban mati berdasarkan (SNI 1727-1989 tabel 1)

– Beban hidup (LL)

Untuk Ruang Serbaguna, berdasarkan (SNI 1727:2013 tabel 4-1)

$$\begin{aligned} \text{○ Beban guna lantai} &= 479 \text{ kg/m}^2 + \\ \text{q}_{LL} &= 479 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{○ Beban kombinasi} &= 1,2 \text{ (DL)} + 1,6 \text{ (LL)} \\ &= 1,2 (442) + 1,6 (479) \\ &= 1296,8 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban kombinasi berdasarkan (SNI 1727-2013 pasal 2.3.2)

$$\begin{aligned} \text{○ Beban untuk 1 m pias lebar plat} &= 1296,8 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ \text{q}_u &= 1296,8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk mencari momen pelat pada kondisi komposit, digunakan perencanaan langsung pelat dua arah dalam SNI 2847:2013 Pasal 13.6.2.2. sebagai berikut :

$$M_o = \frac{q_u \times \ell_2 \times \ell_n^2}{8} = \frac{1296,8 \times 3,333 \times 3,70^2}{8} = 7396,423 \text{ kg.m}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 13.6.3.3, momen maksimum harus di distribusikan sebagai berikut :

Tabel 4.2 Momen pelat yang terjadi pada tiap kondisi.

Momen	Pelat dengan balok diantara semua tumpuan	Mo x koefisien (kg.m)
Mo	7396,423 kg.m	7396,423
Momen terfaktor negatif interior	0,70	5177,496
Momen terfaktor positif	0,57	2951,172
Momen terfaktor negatif eksterior	0,16	472,187

Sumber : Hasil Perhitungan Manual

Tabel 4.3 Momen pelat yang terjadi pada tiap kondisi.

Jenis pelat	Tipe Pelat	Beban & Momen	Kondisi Pengangkatan	Kondisi Pemasangan	Kondisi Komposit
Atap	A1	qu (kg/m)	192	505,6	582,8
		Mt. (kg.m)	66,134	-	2326,838
		Ml. (kg.m)	65,280	252,8	1326,297
Lantai	A1	qu (kg/m)	192	505,6	1296,8
		Mt. (kg.m)	66,134	-	5177,496
		Ml. (kg.m)	65,280	252,8	2951,172

Sumber : Hasil Perhitungan Manual

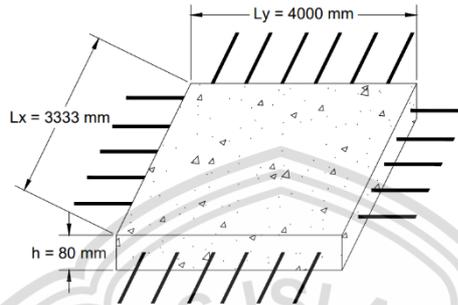
4.2.3 Perencanaan Tulangan Pelat

Dari tabel 4.3, maka dapat dilakukan perhitungan tulangan pelat pada setiap kondisi, baik kondisi pada saat pengangkatan, pemasangan dan setelah komposit. Dalam penulangan pelat, dilakukan penulangan sesuai dengan momen yang terjadi, sebagaimana momen pelat yang telah dihitung dan ditabelkan 4.3, yakni momen lapangan dan momen tumpuan.

Untuk Penulangan Pelat Tipe A1 dan A2 pada kondisi pengangkatan dan pemasangan disamakan, karena menggunakan momen dan sistem penulangan yang sama, sedangkan pada kondisi komposit berbeda karena momennya juga berbeda.

1. Penulangan Pelat A1 dan A2

- Penulangan Pelat A1



Gambar 4.17 Penulangan Pelat Pracetak Tipe 1 (A1)

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4000 \text{ mm}}{3333 \text{ mm}} = 1,20 < 2 \rightarrow \text{Pelat Dua Arah}$$

$$f_c' = 24,9 \text{ Mpa}$$

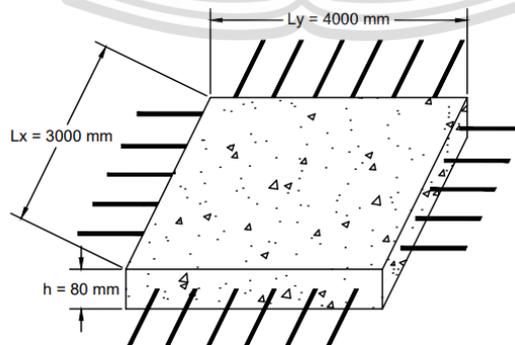
$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\emptyset = 0,90 \rightarrow \text{faktor reduksi (SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.1)}$$

$$L_y = 4000 \text{ mm}$$

$$L_x = 3333 \text{ mm} \rightarrow b = 1000 \text{ mm (1 meter pias lebar pelat)}$$

- Penulangan Pelat A2



Gambar 4.18 Penulangan Pelat Pracetak Tipe 2 (A2)

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4000 \text{ mm}}{3000 \text{ mm}} = 1,33 < 2 \rightarrow \text{Pelat Dua Arah}$$

$$f_c' = 24,9 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\emptyset = 0,90 \rightarrow \text{faktor reduksi (SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.1)}$$

$$L_y = 4000 \text{ mm}$$

$$L_x = 3000 \text{ mm} \rightarrow b = 1000 \text{ mm (1 meter pias lebar pelat)}$$

a. Perencanaan Tulangan Pelat Atap Tipe A1 dan A2 Kondisi Pengangkatan.

$$d_{rencana} = h_{pracetak} - 30 = 80 - 30 = 50 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm (direncanakan tiap 1 meter lebar pelat)}$$

– Tulangan Tumpuan arah x (Mtx)

$$M_u = 66,134 \text{ kg.m} = 0,661 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,661 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 50^2} = 0,293 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 0,293}{400}} \right] = 0,0007$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\beta_1 = 0,85 \rightarrow \text{untuk } f_c' \text{ antara 17 dan 28 MPa (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)}$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho = 0,0007 < \rho_{min} = 0,0035 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho_{min} = 0,0035$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 50 = 175 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 10 - 250 \text{ mm}$

$$A_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times A_v = \frac{1000 \text{ mm}}{250 \text{ mm}} \times 78,5 = 314 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 10 - 250 \text{ mm}$

Kontrol :

$$\phi \cdot M_n > M_u$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{314 \times 400}{0,85 \times 24,9 \times 1000} = 5,934 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 314 \times 400 \times \left(50 - \frac{5,934}{2} \right) \times 10^{-6} = 5,907 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 5,907 = 5,316 \text{ kN.m} > M_u = 0,661 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

– Tulangan Lapangan Arah x (Mlx)

$$M_u = 65,280 \text{ kg.m} = 0,652 \text{ kN.m}$$

$$d_{\text{rencana}} = h_{\text{pracetak}} - 30 = 80 - 30 = 50 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,652 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 50^2} = 0,289 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 0,289}{400}} \right] = 0,0007$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\beta_1 = 0,85 \rightarrow \text{untuk } f_c' \text{ antara 17 dan 28 MPa (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)}$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho = 0,0007 < \rho_{\min} = 0,0035 < \rho_{\max} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho_{\min} = 0,0035$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 50 = 175 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 10 - 300 \text{ mm}$

$$A_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times A_v = \frac{1000 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} \times 78,5 = 261 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 10 - 300 \text{ mm}$

Kontrol :

$$\phi \cdot M_n > M_u$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{261 \times 400}{0,85 \times 24,9 \times 1000} = 4,945 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 261 \times 400 \times \left(50 - \frac{4,945}{2} \right) \times 10^{-6} = 4,974 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 4,974 = 4,477 \text{ kN.m} > M_u = 0,652 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

– Tulangan Tumpuan arah y (Mty)

$$M_u = 66,134 \text{ kg.m} = 0,661 \text{ kN.m}$$

$$d_{\text{rencana}} = h_{\text{pracetak}} - 30 = 80 - 30 = 50 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,661 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 50^2} = 0,293 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 0,293}{400}} \right] = 0,0007$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$\beta_1 = 0,85 \rightarrow$ untuk f_c' antara 17 dan 28 MPa (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600+f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600+400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho = 0,0007 < \rho_{min} = 0,0035 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho_{min} = 0,0035$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 50 = 175 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 10 - 250 \text{ mm}$

$$A_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times A_v = \frac{1000 \text{ mm}}{250 \text{ mm}} \times 78,5 = 314 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 10 - 250 \text{ mm}$

Kontrol :

$$\phi \cdot M_n > M_u$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{314 \times 400}{0,85 \times 24,9 \times 1000} = 5,934 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 314 \times 400 \times \left(50 - \frac{5,934}{2} \right) \times 10^{-6} = 5,907 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 5,907 = 5,316 \text{ kN.m} > M_u = 0,661 \text{ kN.m} \dots \text{OKE}$$

– Tulangan Lapangan Arah y (Mly)

$$M_u = 65,280 \text{ kg.m} = 0,652 \text{ kN.m}$$

$$d_{rencana} = h_{praceak} - 30 = 80 - 30 = 50 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,652 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 50^2} = 0,289 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 0,289}{400}} \right] = 0,0007$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$\beta_1 = 0,85 \rightarrow$ untuk f_c' antara 17 dan 28 MPa (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho = 0,0007 < \rho_{min} = 0,0035 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho_{min} = 0,0035$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 50 = 175 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 10 - 300 \text{ mm}$

$$A_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times A_v = \frac{1000 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} \times 78,5 = 261 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 10 - 300 \text{ mm}$

Kontrol :

$$\phi \cdot M_n > M_u$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{224 \times 400}{0,85 \times 24,9 \times 1000} = 4,945 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 261 \times 400 \times \left(50 - \frac{4,945}{2} \right) \times 10^{-6} = 4,974 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 4,974 = 4,477 \text{ kN.m} > M_u = 0,652 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

- Perhitungan tulangan pembagi :

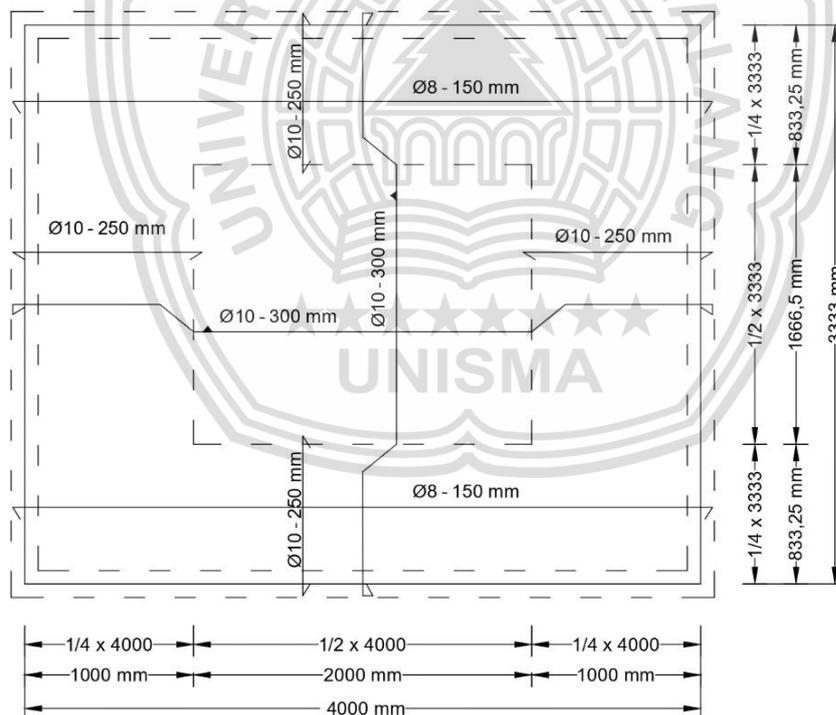
Tulangan pembagi ialah tulangan yang dipasang pada pelat lantai yang mempunyai satu macam tulangan pokok dan pemasangannya tegak lurus dengan tulangan pokok. Fungsi tulangan pembagi, selain memperkuat kedudukan tulangan pokok, juga sebagai tulangan untuk penahan retak beton akibat suust dan perbedaan suhu beton.

Direncanakan tulangan bagi dengan $\text{Ø}8 - 150 \text{ mm}$

$$\text{As perlu} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 50 = 175 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \text{Øtulangan}^2 \\ &= \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 8^2 = 334 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{As pakai} = 334 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 175 \text{ mm}^2 \dots \text{OKE}$$



Gambar 4.19 Penulangan pelat kondisi pengangkatan

- b. Perencanaan Tulangan Pelat Atap Tipe A1 dan A2 Kondisi Pemasangan

$$d_{\text{rencana}} = h_{\text{pracetak}} - 30 = 80 - 30 = 50 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm (direncanakan tiap 1 meter lebar pelat)}$$

– Tulangan Lapangan

$$Mu = 252,8 \text{ kg.m} = 2,528 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mu \times 10^6}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,528 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 50^2} = 1,123 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

$$\rho = \frac{1}{m} = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right]$$

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 1,123}{400}} \right] = 0,0028$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{fc'}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho = 0,0028 < \rho_{min} = 0,0035 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho_{min} = 0,0035$$

Luas tulangan :

$$As \text{ perlu} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 50 = 175 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 10 - 200 \text{ mm}$

$$Av = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times Av = \frac{1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \times 78,5 = 392,5 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 10 - 200 \text{ mm}$

Kontrol :

$$\phi \cdot Mn > Mu$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{392,5 \times 400}{0,85 \times 24,9 \times 1000} = 7,417 \text{ mm}$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 392,5 \times 400 \times \left(50 - \frac{7,417}{2}\right) \times 10^{-6} = 7,267 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot Mn = 0,90 \times 7,267 = 6,540 \text{ kN.m} > Mu = 2,528 \text{ kN.m} \dots \text{OKE}$$

- Perhitungan tulangan pembagi :

Tulangan pembagi ialah tulangan yang dipasang pada pelat lantai yang mempunyai satu macam tulangan pokok dan pemasangannya tegak lurus dengan tulangan pokok. Fungsi tulangan pembagi, selain memperkuat kedudukan tulangan pokok, juga sebagai tulangan untuk menahan retak beton akibat suust dan perbedaan suhu beton.

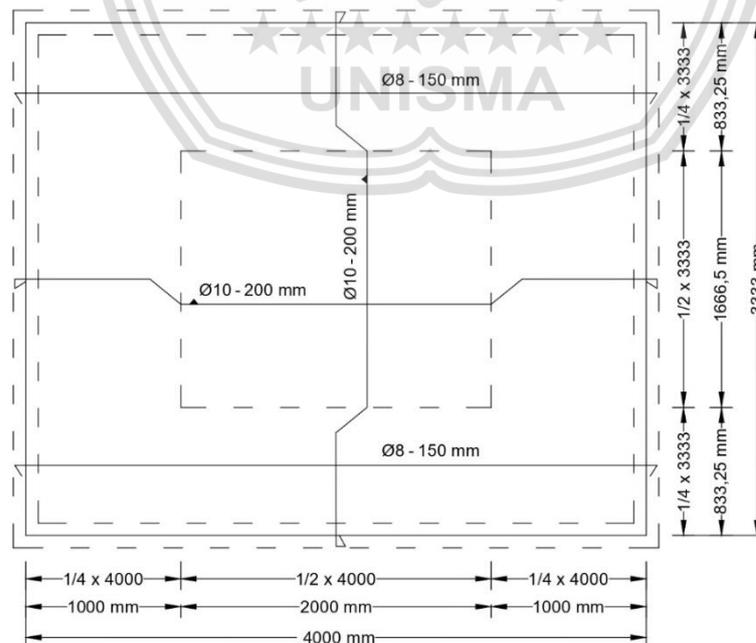
Direncanakan tulangan bagi dengan $\varnothing 8 - 150 \text{ mm}$

$$As \text{ perlu} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 50 = 175 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \varnothing_{\text{tulangan}}^2$$

$$= \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 8^2 = 335 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ pakai} = 335 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} = 175 \text{ mm}^2 \dots \text{OKE}$$



Gambar 4.20 Penulangan pelat kondisi pemasangan

c. Perencanaan Tulangan Pelat Atap Tipe A1 dan A2 Kondisi Komposit

$$d_{rencana} = h_{pelat} - 30 = 120 - 30 = 90 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm (direncanakan tiap 1 meter lebar pelat)}$$

– Tulangan Tumpuan Arah x (Mtx)

$$M_u = 2326,838 \text{ kg.m} = 23,268 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{23,268 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 90^2} = 3,191 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 3,191}{400}} \right] = 0,0086$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho = 0,0086 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0086$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0086 \times 1000 \times 90 = 774 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 13 - 100 \text{ mm}$

$$A_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times A_v = \frac{1000 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \times 132,665 = 1326,65 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 13 - 100 \text{ mm}$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 1000 = 1326,65 \times 400$$

$$21165 \cdot a = 530660$$

$$a = \frac{530660}{21165} = 25,072 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25,072}{0,85} = 29,497 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \times \frac{90-29,497}{29,497} = 0,006$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ dan $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\phi \cdot M_n > M_u$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1326,65 \times 400 \times \left(90 - \frac{25,072}{2} \right) \times 10^{-6} = 41,106 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 41,106 = 36,996 \text{ kN.m} > M_u = 23,268 \text{ kN.m} \dots \text{OKE}$$

- Tulangan Lapangan Arah x (M_{lx})

$$M_u = 1326,297 \text{ kg.m} = 13,262 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{13,262 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 90^2} = 1,819 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18.899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 1,819}{400}} \right] = 0,0047$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho = 0,0047 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0047$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0047 \times 1000 \times 90 = 423 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 13 - 150 \text{ mm}$

$$A_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot x d_b^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times A_v = \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \times 132,665 = 884,433 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 13 - 150 \text{ mm}$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 1000 = 884,433 \times 400$$

$$21165 \cdot a = 353773$$

$$a = \frac{353773}{21165} = 16,715 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16,715}{0,85} = 19,664 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \times \frac{90-19,664}{19,664} = 0,010$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400$ Mpa dan $E_s = 200.000$ Mpa

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\phi \cdot M_n > M_u$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 884,433 \times 400 \times \left(90 - \frac{16,715}{2} \right) \times 10^{-6} = 28,882 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 28,882 = 25,994 \text{ kN.m} > M_u = 13,262 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

– Tulangan Tumpuan Arah y (Mty)

$$M_u = 2326,838 \text{ kg.m} = 23,268 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{23,268 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 90^2} = 3,191 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 3,191}{400}} \right] = 0,0086$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho = 0,0086 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0086$$

Luas tulangan :

$$As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0086 \times 1000 \times 90 = 774 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 13 - 100 \text{ mm}$

$$Av = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot db^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times Av = \frac{1000 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \times 132,665 = 1326,65 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 13 - 100 \text{ mm}$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b = As \cdot fy$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 1000 = 1326,65 \times 400$$

$$21165 \cdot a = 530660$$

$$a = \frac{530660}{21165} = 25,072 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25,072}{0,85} = 29,497 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \times \frac{90-29,497}{29,497} = 0,006$$

Jika tulangan baja mempunyai $fy = 400 \text{ Mpa}$ dan $Es = 200.000 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\phi \cdot Mn > Mu$$

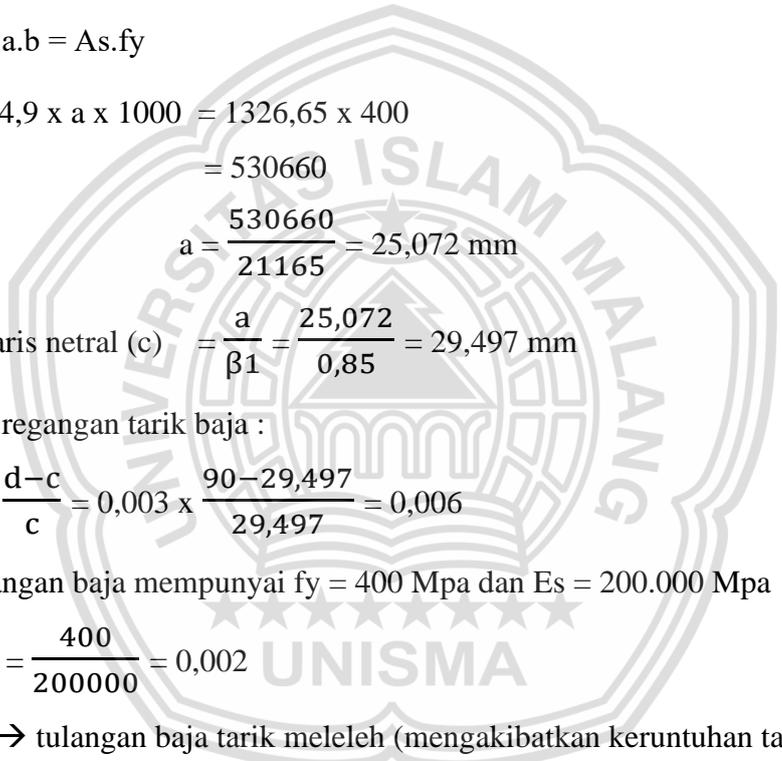
$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1326,65 \times 400 \times \left(90 - \frac{25,072}{2} \right) \times 10^{-6} = 41,106 \text{ kNm}$$

$$\phi \cdot Mn = 0,90 \times 41,106 = 36,996 \text{ kN.m} > Mu = 23,268 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

– Tulangan Lapangan Arah y (Mly)

$$Mu = 1326,297 \text{ kg.m} = 13,262 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{13,262 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 90^2} = 1,819 \text{ Mpa}$$



$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 1,819}{400}} \right] = 0,0047$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho = 0,0047 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0047$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0047 \times 1000 \times 90 = 423 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 13 - 150 \text{ mm}$

$$A_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot x \cdot d_b^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times A_v = \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \times 132,665 = 884,433 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 13 - 150 \text{ mm}$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 1000 = 884,433 \times 400$$

$$21165 \cdot a = 353773$$

$$a = \frac{353773}{21165} = 16,715 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16,715}{0,85} = 19,664 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \times \frac{90-19,664}{19,664} = 0,010$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ dan $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\phi \cdot M_n > M_u$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 884,433 \times 400 \times \left(90 - \frac{16,715}{2} \right) \times 10^{-6} = 28,882 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 28,882 = 25,994 \text{ kN.m} > M_u = 13,262 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

- Perhitungan tulangan pembagi :

Tulangan pembagi ialah tulangan yang dipasang pada pelat lantai yang mempunyai satu macam tulangan pokok dan pemasangannya tegak lurus dengan tulangan pokok. Fungsi tulangan pembagi, selain memperkuat kedudukan tulangan pokok, juga sebagai tulangan untuk menahan retak beton akibat suust dan perbedaan suhu beton.

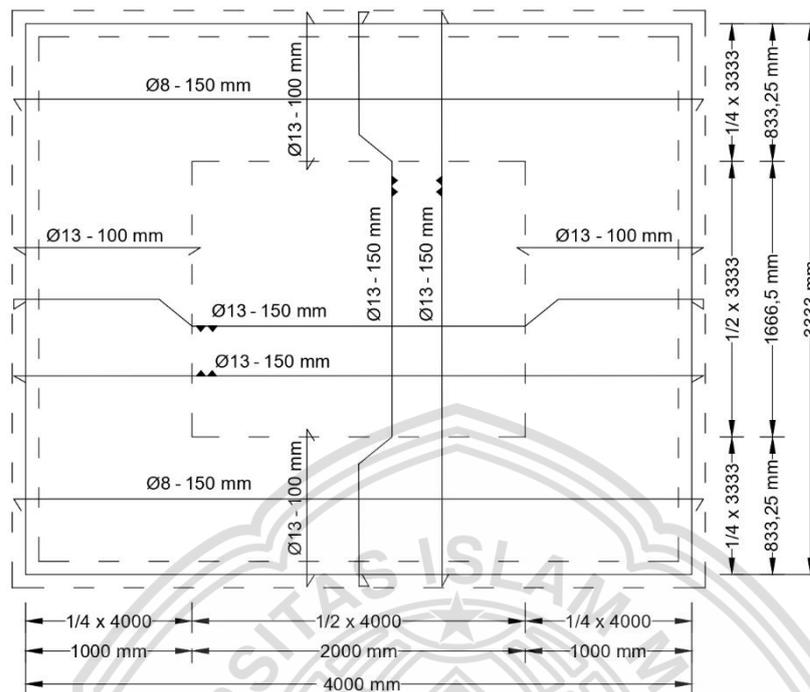
Direncanakan tulangan bagi dengan $\emptyset 8 - 150 \text{ mm}$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 90 = 315 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset \text{tulangan}^2$$

$$= \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 8^2 = 335 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 335 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 315 \text{ mm}^2 \dots \text{ OKE}$$



Gambar 4.21 Penulangan pelat kondisi komposit

d. Perencanaan Tulangan Pelat Lantai Tipe A1 dan A2 Sesudah Komposit

$$d_{rencana} = h_{pelat} - 30 = 120 - 30 = 90 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm (direncanakan tiap 1 meter lebar pelat)}$$

– Tulangan Tumpuan Arah x (Mtx)

$$M_u = 5177,496 \text{ kg.m} = 51,774 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{51,774 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 90^2} = 7,102 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 7,102}{400}} \right] = 0,0225$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho_{maks} = 0,0202 < \rho = 0,0225 \rightarrow \text{dipakai } \rho_{maks} = 0,0202$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{maks} \cdot b \cdot d = 0,0202 \times 1000 \times 90 = 1818 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 13 - 50 \text{ mm}$

$$A_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times A_v = \frac{1000 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} \times 132,665 = 2653,3 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 13 - 50 \text{ mm}$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 1000 = 2653,3 \times 400$$

$$21165 \cdot a = 1061320$$

$$a = \frac{1061320}{21165} = 50,145 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50,145}{0,85} = 58,994 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \times \frac{90-58,994}{58,994} = 0,0015$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ dan $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\phi.Mn > Mu$$

$$Mn = As.fy.(d - \frac{a}{2}) = 2653,3 \times 400 \times (90 - \frac{50,145}{2}) \times 10^{-6} = 68,908 \text{ kN.m}$$

$$\phi.Mn = 0,90 \times 68,908 = 62,017 \text{ kN.m} > Mu = 51,774 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

– Tulangan Lapangan Arah x (Mlx)

$$Mu = 2951,172 \text{ kg.m} = 29,511 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi.b.d^2} = \frac{29,511 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 90^2} = 4,048 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

$$\rho = \frac{1}{m} = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}} \right]$$

$$= \frac{1}{18.899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 4,048}{400}} \right] = 0,0113$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{fc'}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho = 0,0113 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0113$$

Luas tulangan :

$$As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0113 \times 1000 \times 90 = 1017 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 13 - 100 \text{ mm}$

$$Av = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot db^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times A_v = \frac{1000 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \times 132,665 = 1326,65 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 13 - 100 \text{ mm}$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 1000 = 1326,65 \times 400$$

$$21165 \cdot a = 530660$$

$$a = \frac{530660}{21165} = 25,072 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25,072}{0,85} = 29,497 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \times \frac{90-29,497}{29,497} = 0,006$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ dan $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\phi \cdot M_n > M_u$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1326,65 \times 400 \times \left(90 - \frac{25,072}{2} \right) \times 10^{-6} = 41,106 \text{ kNm}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 41,106 = 36,996 \text{ kN.m} > M_u = 29,511 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

– Tulangan Tumpuan Arah y (Mty)

$$M_u = 5177,496 \text{ kg.m} = 51,774 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{51,774 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 90^2} = 7,102 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18.899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 7,102}{400}} \right] = 0,0225$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho_{maks} = 0,0202 < \rho = 0,0225 \rightarrow \text{dipakai } \rho_{maks} = 0,0202$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{maks} \cdot b \cdot d = 0,0202 \times 1000 \times 90 = 1818 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 13 - 50 \text{ mm}$

$$A_v = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times A_v = \frac{1000 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} \times 132,665 = 2653,3 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 13 - 50 \text{ mm}$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 1000 = 2653,3 \times 400$$

$$21165 \cdot a = 1061320$$

$$a = \frac{1061320}{21165} = 50,145 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50,145}{0,85} = 58,994 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \times \frac{90-58,994}{58,994} = 0,0015$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400$ Mpa dan $E_s = 200.000$ Mpa

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\phi \cdot M_n > M_u$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2}) = 2653,3 \times 400 \times (90 - \frac{50,145}{2}) \times 10^{-6} = 68,908 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 68,908 = 62,017 \text{ kN.m} > M_u = 51,774 \text{ kN.m} \dots \text{OKE}$$

– Tulangan Lapangan Arah y (Mly)

$$M_u = 2951,172 \text{ kg.m} = 29,511 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{29,511 \times 10^6}{0,90 \times 1000 \times 90^2} = 4,048 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 4,048}{400}} \right] = 0,0113$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho = 0,0113 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0113$$

Luas tulangan :

$$As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0113 \times 1000 \times 90 = 1017 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok dengan $\emptyset 13 - 100 \text{ mm}$

$$Av = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot db^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ pakai} = \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times Av = \frac{1000 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \times 132,665 = 1326,65 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 13 - 100 \text{ mm}$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b = As \cdot fy$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 1000 = 1326,65 \times 400$$

$$21165 \cdot a = 530660$$

$$a = \frac{530660}{21165} = 25,072 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25,072}{0,85} = 29,497 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \times \frac{90-29,497}{29,497} = 0,006$$

Jika tulangan baja mempunyai $fy = 400 \text{ Mpa}$ dan $Es = 200.000 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\phi \cdot Mn > Mu$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1326,65 \times 400 \times \left(90 - \frac{25,072}{2}\right) \times 10^{-6} = 41,106 \text{ KN.m}$$

$$\phi \cdot Mn = 0,90 \times 41,106 = 36,996 \text{ kN.m} > Mu = 29,511 \text{ kN.m} \dots \text{OKE}$$

- Perhitungan tulangan pembagi :

Tulangan pembagi ialah tulangan yang dipasang pada pelat lantai yang mempunyai satu macam tulangan pokok dan pemasangannya tegak lurus dengan

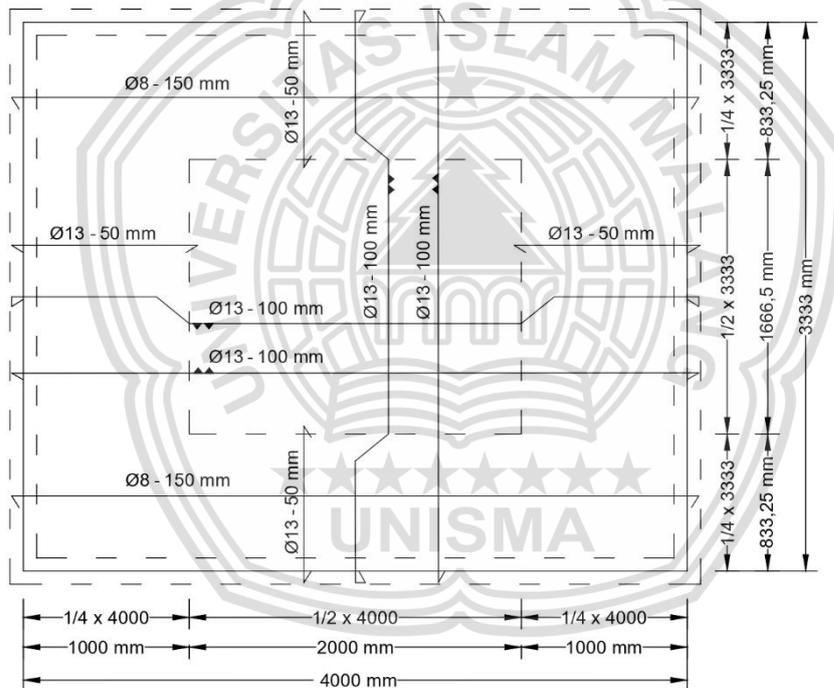
tulangan pokok. Fungsi tulangan pembagi, selain memperkuat kedudukan tulangan pokok, juga sebagai tulangan untuk menahan retak beton akibat suust dan perbedaan suhu beton.

Direncanakan tulangan bagi dengan $\varnothing 8 - 150 \text{ mm}$

$$\text{As perlu} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 90 = 315 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \varnothing_{\text{tulangan}}^2 \\ &= \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 8^2 = 335 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{As pakai} = 335 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 315 \text{ mm}^2 \dots \text{OKE}$$



Gambar 4.22 Penulangan pelat sesudah komposit

4.2.4 Perencanaan Penulangan Stud (*Shear Connector*) Pelat Lantai

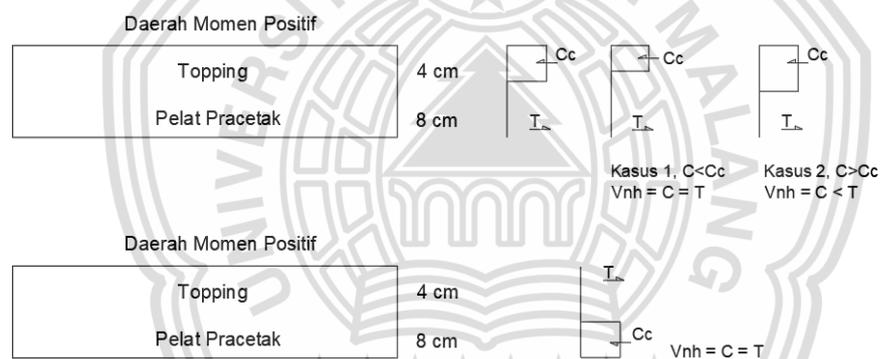
Pada perencanaan yang menggunakan elemen beton pracetak dan topping cor ditempat, maka harus memperhitungkan gaya horizontal yang terjadi dan harus mampu dipikul oleh kedua elemen tersebut, baik elemen pracetak maupun elemen cor ditempat. Maka untuk mengikat elemen tersebut diperlukan tulangan stud sebagai penghubung.

Fungsi tulangan stud sebagai sengkang pengikat antar elemen untuk mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang terjadi pada penampang tekan menjadi gaya geser horizontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antar kedua elemen yang komposit dalam memikul beban.

Dalam SNI disebutkan bahwa gaya geser horizontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik di dalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horizontal elemen-elemen pendukung (Hastiti, 2017).

Gaya geser horizontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan cor setempat
- Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan cor setempat



Gambar 4.23 Diagram gaya geser horizontal penampang pelat komposit
 (Sumber : Jurnal Tugas Akhir, Hastiti, 2017 hal. 80).

- Perhitungan tulangan *Stud* Pelat Tipe 1 (A1) :

Perhitungan tulangan ini akan mewakili semua jenis pelat yang direncanakan dalam luas pelat per meter persegi (1 meter pias).

$$\text{Tebal pelat} = 120 \text{ mm} \quad ; \quad b = 1000 \text{ mm}$$

$$h_{\text{topping}} = 40 \text{ mm} \quad ; \quad f_c' = 24,9 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$d = h_{\text{pelat}} - 30 = 120 - 30 = 90 \text{ mm}$$

$$\text{Direncanakan tulangan stud D10 mm (As = 78,54 mm}^2\text{)}$$

Menghitung gaya tekan yang disumbangkan beton topping :

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times \text{Luas topping}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,85 \times 24,9 \times (40 \times 1000) = 846600 \text{ N} / 10^3 \\
 &= 846,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menghitung gaya geser nominal horizontal (V_{nh}) :

$$\begin{aligned}
 V_{nh} &= C = T \\
 &= A_s \times f_y = 78,54 \times 400 = 31416 \text{ N} / 10^3 \\
 &= 31,416 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dalam SNI 2847:2013 Pasal 17.5.3.2, Bila sengkang pengikat minimum disediakan sesuai dengan 17.6 dan permukaan kontakannya bersih dan bebas dari kapur permukaan, tapi tidak sengaja dikasarkan, V_{nh} tidak boleh diambil lebih dari $0,55 \cdot b_v \cdot d$. Pasal 17.6.1 Bila pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horizontal, maka luas pengikat tidak boleh kurang dari luas yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang ditumpu, ataupun melebihi 600 mm.

Syarat jarak antara sengkang (s) :

- 4 x dimensi terkecil (tebal topping) = 4 x 40 = 160 mm
- 600 mm

Maka diambil $s = 160 \text{ mm}$

$$0,55 \cdot b_v \cdot d = 0,55 \times 1000 \times 90 = 49500 \text{ N} / 10^3 = 49,50 \text{ kN}$$

$$0,55 \cdot b_v \cdot d = 49,50 \text{ kN} > V_{nh} = 31,416 \text{ kN} \dots \text{ OKE}$$

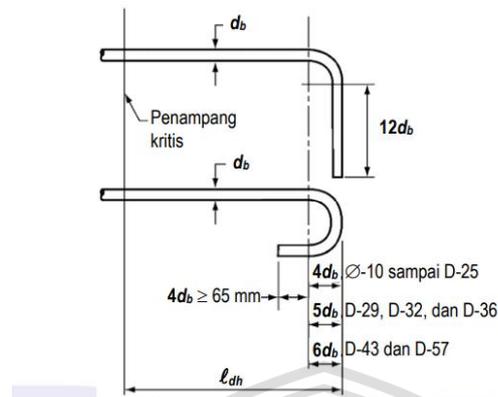
SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3 Bila tulangan geser minimum ($A_{v,min}$) untuk komponen struktur prategang dan non-prategang harus dihitung dengan persamaan berikut :

$$A_{v,min} = 0,062 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b_w \times s}{f_{yt}} = 0,062 \times \sqrt{24,9} \times \frac{1000 \times 160}{400} = 123,75 \text{ mm}$$

$$\text{Tapi tidak boleh kurang dari} = \frac{0,035 \times b_w \times s}{f_{yt}} = \frac{0,035 \times 1000 \times 160}{400} = 14 \text{ mm}^2$$

Maka, digunakan tulangan stud D10-160 ($A_v = 314,16 \text{ mm}^2$)

4.2.5 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat



Gambar 4.24 Panjang penyaluran kait (SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1)

Panjang penyaluran tulangan pada pelat harus disediakan untuk tulangan pelat pada kondisi sebelum dan sesudah komposit. SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1 dijelaskan bahwa, untuk batang tulangan ulir dalam kondisi tarik yang diakhiri dengan kait standar, panjang penyaluran l_{dh} , harus ditentukan dari 12.5.2, namun l_{dh} tidak boleh kurang dari persamaan berikut :

Diameter terbesar tulangan pelat (13 mm)

- $l_{dh} > 8 \cdot d_b = 8 \times 13 = 104 \text{ mm}$
- $l_{dh} > 150 \text{ mm}$

$$- l_{dh} = \frac{0,24 \times \Psi_e \times f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \times d_b = \frac{0,24 \times 1,0 \times 400}{1,0 \sqrt{24,9}} \times 13 = 250 \text{ mm}$$

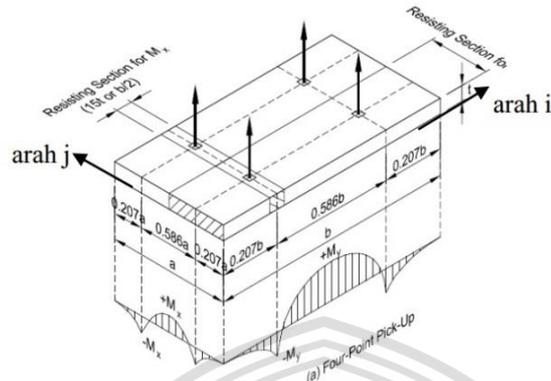
dimana : nilai Ψ_e dan $\lambda = 1,0 \rightarrow$ untuk kondisi lainnya

Maka digunakan panjang penyaluran = 250 mm

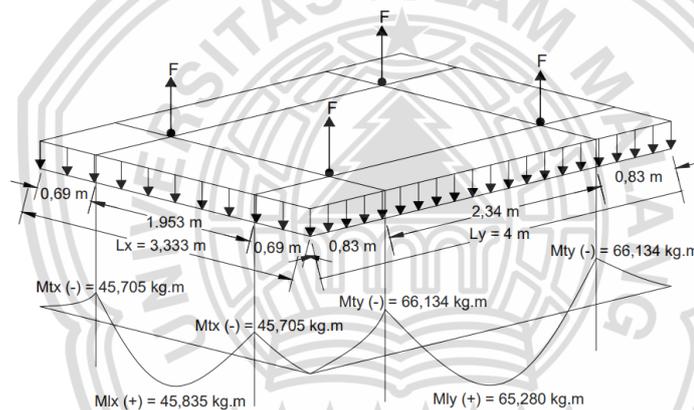
4.2.6 Perhitungan Tulangan Angkat Pelat Pracetak

Sistem beton pracetak pada umumnya dicetak terlebih dahulu pada suatu tempat khusus terkadang komponen-komponen tersebut disusun dan disatukan terlebih dahulu, selanjutnya akan dipasang di lokasi pekerjaan. Untuk cara pemasangan pelat pracetak, komponen pracetak akan di angkat menggunakan bantuan *tower crane*, sehingga diperlukan tulangan angkat yang kuat biar komponen tersebut tidak mengalami rusak maupun jatuh pada saat pengangkatan.

Berikut adalah contoh perhitungan tulangan angkat pelat pracetak dengan ukuran 3,333 m x 4 m yang menggunakan 4 titik pengangkatan.



Gambar 4.25 Jarak tulangan angkat (*PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992*).



Gambar 4.26 Rencana Titik Angkat Pelat Pracetak Tipe 1 (A1)

Direncanakan :

- Tinggi kabel sling dari muka pelat, $h_{\text{pelat}} = 0,5 \text{ m}$
- Koefisien faktor kejut ($k = 1,5$ (PPIUG 1893 Pasal 3.2 Ayat 4 huruf c tentang beban rencana) yang akan dikalikan dengan beban ultimit.
- Beban pekerja ($q_L = 1 \text{ kN}$, dalam perencanaan pracetak dianggap ada 2 orang petugas pekerja ikut serta di atas pelat dalam mengatur posisi pelat.
- Berat sendiri pelat pracetak (A1) = tebal pelat x panjang x lebar x bj beton

$$q_D = 0,08 \times 4 \times 3,333 \times 24 = 25,597 \text{ kN}$$
- Perhitungan diameter tulangan angkat :
 Beban ultimit ($q_u = 1,2 (k \times q_D) + (1,6 \times q_L)$)

$$= 1,2 (1,5 \times 25,597) + (1,6 \times 2) = 49,274 \text{ kN} = 49274 \text{ N}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{qu}{n \text{ tul. angkat}} = \frac{49,274}{4} = 12,318 \text{ kNm} \rightarrow$$

12318. Nmm

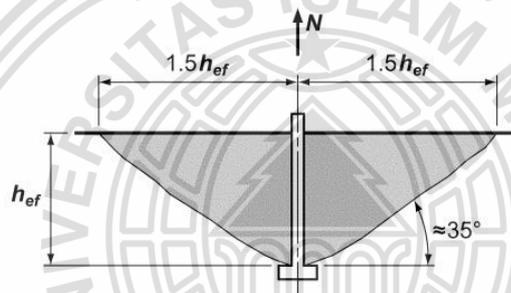
$$\sigma_{ijin} = \frac{fy}{1,5} = \frac{400}{1,5} = 266,67 \text{ MPa}$$

Diameter tulangan angkat,

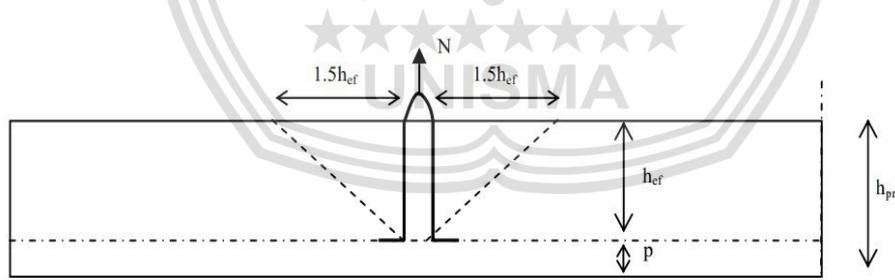
$$As \text{ perlu} = \frac{Tu}{\sigma_{tarik ijin}} = \frac{12318}{266,67} = 46.191 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan angkat Ø8 (As pakai = 50,3 mm²)

- Perhitungan untuk mencari kedalaman angkur minimal :



Gambar 4.27 Bidang pecah beton akibat gaya tarik tulangan angkat (ACI 318-08 Building Code Requirements For Structural Concrete and Comentary)



Gambar 4.28 Pengankuran pelat pracetak

Dalam SNI 2847:2013 lampiran D menyebutkan gaya tarik nominal yang bekerja pada tulangan angkat harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Kekuatan baja angkur (N_{sa})

$$N_n \leq N_{sa}$$

$$N_{sa} = n \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \rightarrow f_{uta} = 1,9 \cdot f_{ya}, \text{ dimana } f_{uta} \leq 860 \text{ MPa}$$

$$= 1,9 \times 400 = 760 \text{ MPa} \leq 860 \text{ MPa}$$

$$N_{sa} = 4 \times 50,3 \times 760 = 152912 \text{ Nmm}$$

- Dimana :
- N_n = gaya tarik pada angkur (N)
 - N_{sa} = kekuatan baja angkur (N)
 - n = jumlah angkur yang ditanam
 - A_{se} = luas tulangan angkur (mm^2)
 - f_{uta} = kekuatan tarik baja angkur (MPa)
 - f_{ya} = kekuatan leleh tarik baja angkur (MPa)

- Kekuatan pecah beton dari angkur tunggal terhadap gaya tarik (N_b)

$$N_n \leq N_b \rightarrow N_b = k_c \sqrt{f_{c'}} \times h_{ef}^{1,5}$$

- Dimana :
- N_b = kekuatan pecah beton angkur tunggal (N)
 - k_c = 10 (*cast-in anchor*)
 - $f_{c'}$ = kuat tekan beton (MPa)
 - h_{ef} = tinggi efektif atau kedalaman angkur (mm)

Jika $N_n = N_b$ diketahui, maka dapat dicari kedalaman angkur minimal dengan persamaan berikut :

$$h_{ef}^{1,5} = \frac{N_n}{k_c \sqrt{f_{c'}}} \rightarrow h_{ef} = \sqrt[3]{\left(\frac{N_n}{k_c \sqrt{f_{c'}}}\right)^2}$$

- Contoh perhitungan tulangan angkur untuk pelat pracetak tipe 1 (A1) :

Beban ultimit = 49274 N

Gaya angkat setiap tulangan (4 titik angkat) :

$$N_n = 49274 / 4 = 12318 \text{ Nmm} < N_{sa} = 152912 \text{ Nmm} \dots \text{OKE}$$

- Menentukan kedalaman angkur berdasarkan analisa kekuatan pecah beton dari angkur terhadap gaya tarik :

$N_b = N_n = 12318 \text{ N}$, dimana $f_{c'} = 24,9 \text{ MPa}$, Maka kedalaman angkur efektif minimal (h_{ef}) :

$$h_{ef} = \sqrt[3]{\left(\frac{N_n}{k_c \sqrt{f_{c'}}}\right)^2} = \sqrt[3]{\left(\frac{12318}{10 \sqrt{24,9}}\right)^2} = 39,35 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}$$

Maka tinggi kedalaman angkur (h_{ef}) 40 mm

4.3 Perencanaan Tulangan Balok Anak

Balok merupakan elemen struktur yang menanggung beban layan dalam arah transversal yang menyebabkan terjadinya momen lentur dan gaya geser disepanjang bentangnya, gaya tarik yang timbul sebagai akibat dari momen lentur ditahan oleh tulangan baja, sedangkan beton sendiri bekerja menahan gaya tekan yang timbul.

4.3.1 Perencanaan Tulangan Balok Anak Melintang

Pada perencanaan penulangan balok anak melintang terdapat 2 kondisi penulangan, yaitu penulangan kondisi sebelum komposit dan setelah komposit. Dimana kondisi sebelum komposit beban yang bekerja adalah berat sendiri balok dan berat sendiri pelat pracetak, sedangkan kondisi setelah komposit beban yang bekerja adalah beban sendiri balok, beban pelat pracetak dan berat topping yang telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban rencana dan menggunakan bantuan analisa program untuk menghitung gaya-gaya yang bekerja.

- Penulangan Balok Anak Melintang Kondisi Sebelum Komposit

Direncanakan :

$$\begin{aligned}
 L &= 3333 \text{ mm} & ; & & t \text{ selimut} &= 40 \text{ mm} & ; & & f_c &= 24,90 \text{ MPa} \\
 b &= 150 \text{ mm} & ; & & h_{\text{plat}} &= 120 \text{ mm} & ; & & f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 h &= 250 \text{ mm} & ; & & h'_{\text{balok}} &= h - h_{\text{plat}} = 250 - 120 \text{ mm} = 130 \text{ mm} \\
 d_{\text{renc}} &= 250 - 70 = 180 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

– Berat sendiri balok

$$\begin{aligned}
 q_{\text{balok}} &= b (h - \text{tebal pelat}) \times \text{bj. Beton} \\
 &= 0,15 \times (0,25 - 0,12) \times 2400 & & = 46,8 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

– Berat sendiri pelat pracetak ($t = 8 \text{ cm}$)

$$q_{\text{pelat}} = b \times h \times \text{bj. Beton} = 3,333 \times 0,08 \times 2400 = 639,93 \text{ kg/m} +$$

$$W_D = 686,73 \text{ kg/m}$$

– Beban hidup dari pekerja

$$(W_L) = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban berfaktor } (W_u) = 1,2 W_D + 1,6 W_L$$

$$= 1,2 (686,73) + 1,6 (100) = 984,08 \text{ kg/m}$$

Momen maksimum yang terjadi pada balok anak pada saat sebelum komposit:

$$M_u = 1/8 \times W_u \times L^2 = 1/8 \times 984,08 \times 3,333^2 = 1366,50 \text{ kg.m} = 13,665 \text{ kN}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot (d_{renc})^2} = \frac{13,665 \times 10^6}{0,90 \times 150 \times 180^2} = 3,124 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 3,124}{400}} \right] = 0,0084$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\beta_1 = 0,85 \rightarrow \text{untuk } f_c' \text{ antara 17 dan 28 MPa (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)}$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho = 0,0084 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0084$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d_{renc} = 0,0084 \times 150 \times 180 = 229 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 mm ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

$$\text{Kebutuhan tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{229}{201} = 1,14 \approx 2 \text{ batang}$$

Maka, digunakan tulangan 2D16 mm $\rightarrow (A_s = 402 \text{ mm}^2)$

Pemasangan tulangan :

$$b_{perlu} = 2 \times t + 2 \times \emptyset \text{ sengkang} + n \text{ tulangan} \times D \text{ tulangan} + (n - 1) \times \text{jarak bersih}$$

$$= (2 \times 40) + (2 \times 10) + (2 \times 16) + (2-1) \times 25 = 157 \text{ mm}$$

Karena, $b_{\text{perlu}} = 157 \text{ mm} > b = 150 \text{ mm} \rightarrow$ tulangan dipasang 2 lapis maka

$$d_{\text{aktual}} = h_{\text{balok}} - t - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan}$$

$$= 250 - 40 - 10 - (1/2 \times 16) = 192 \text{ mm}$$

$$d_{\text{aktual}} = 192 \text{ mm} > d_{\text{renc}} = 180 \text{ mm} \dots \text{ OKE}$$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 150 = 402 \times 400$$

$$= 3174,35 \cdot a = 160800$$

$$a = \frac{160800}{3174,35} = 50,649 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50,649}{0,85} = 59,587 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d_{\text{aktual}} - c}{c} = 0,003 \times \frac{192 - 59,587}{59,587} = 0,0066$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ dan $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\text{Syarat : } \phi \cdot M_n > M_u$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2}) = 402 \times 400 \times (192 - \frac{50,649}{2}) \cdot 10^{-6} = 26,801 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 26,801 = 24,121 \text{ kNm} > M_u = 13,665 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

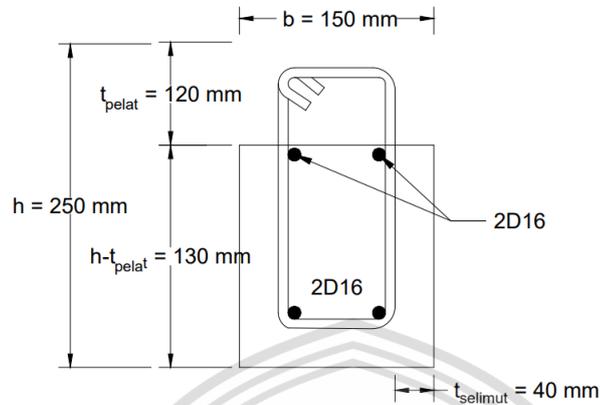
Perhitungan tulangan susut :

$$A_s \text{ susut} = \rho \times b \times h = 0,0020 \times 150 \times 250 \text{ mm} = 75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 2\emptyset 16 \rightarrow (A_s = 402 \text{ mm}^2)$$

Catatan : karena $f_y = 400$ (Luasan tulangan susut dan suhu harus menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto

penampang beton, tetapi tidak boleh kurang dari 0,0014, maka di ambil = 0,0020) (SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1a).



Gambar 4.29 Dimensi dan penulangan balok anak melintang sebelum komposit

- Penulangan Balok Anak Melintang Kondisi Setelah Komposit

Dalam perencanaan tulangan pada kondisi setelah komposit dilakukan dengan analisa program, diambil momen yang terbesar antara balok anak atap dan lantai yang direncanakan tulangan untuk kedua balok tersebut.

- Berat sendiri balok

$$q \text{ balok} = b (h - \text{tebal pelat}) \times b_j. \text{ Beton} \\ = 0,15 \times (0,25 - 0,12) \times 2400 = 46,8 \quad \text{kg/m}$$

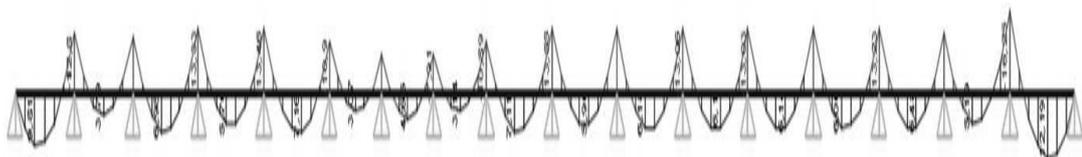
- Berat tebal pelat (t = 12 cm)

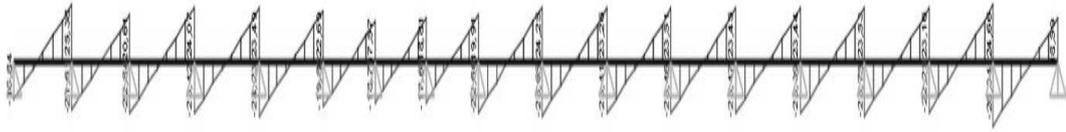
$$q \text{ pelat} = b \times h \times b_j. \text{ Beton} = 3,333 \times 0,12 \times 2400 = 959,9 \quad \text{kg/m} +$$

$$W_D = 1006,70 \quad \text{kg/m}$$

- Beban beban hidup dari pekerja (W_L) = 100 kg/m

Dari hasil analisa menggunakan SAP2000 diperoleh momen sebagai berikut :





Gambar 4.30 Momen dan gaya geser balok anak melintang setelah komposit

Tabel 4.4 Rekapitulasi momen dan gaya geser hasil analisa program untuk balok anak melintang (untuk kebutuhan desain, diambil momen terbesar).

Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)	Gaya Geser (Vu) (kN)
16,25	12,19	25,38

Sumber: Hasil Perhitungan SAP2000

• Penulangan Momen Tumpuan Kondisi Komposit

$$\begin{aligned}
 L &= 3,333 \text{ mm} & ; & & t \text{ selimut} &= 40 \text{ mm} & ; & & f_c' &= 24,9 \text{ Mpa} \\
 b &= 150 \text{ mm} & ; & & h_{\text{pelat}} &= 120 \text{ mm} & ; & & f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 h &= 250 \text{ mm} & ; & & d_{\text{renc.}} &= h - 70 = 250 - 70 = 180 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 16,25 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot (d_{\text{renc}})^2} = \frac{16,25 \times 10^6}{0,90 \times 150 \times 180^2} = 3,715 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{24,9}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 3,715}{400}} \right] = 0,0102$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\beta_1 = 0,85 \rightarrow \text{untuk } f_c' \text{ antara 17 dan 28 MPa (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)}$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{600 + f_y} = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{\text{min}} = 0,0035 < \rho = 0,0102 < \rho_{\text{maks}} = 0,0202 \quad \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0102$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d_{\text{renc}} = 0,0102 \times 150 \times 180 = 277 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 mm ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

$$\text{Kebutuhan tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{277}{201} = 1,38 \approx 2 \text{ batang}$$

Maka, digunakan tulangan 2D16 mm $\rightarrow (A_s = 402 \text{ mm}^2)$

Pemasangan tulangan :

$$\begin{aligned} b_{\text{perlu}} &= 2 \times t + 2 \times \emptyset \text{ sengkang} + n \text{ tulangan} \times D \text{ tulangan} + (n - 1) \times \text{jarak bersih} \\ &= (2 \times 40) + (2 \times 10) + (2 \times 16) + (2-1) \times 25 = 157 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena, $b_{\text{perlu}} = 157 \text{ mm} > b = 150 \text{ mm} \rightarrow$ maka, tulangan dipasang 2 lapis

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= h_{\text{balok}} - t - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan} \\ &= 250 - 40 - 10 - (1/2 \times 16) = 192 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_{\text{aktual}} = 192 \text{ mm} > d_{\text{renc}} = 180 \text{ mm} \dots \text{ OKE}$$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 150 = 402 \times 400$$

$$= 6349,5 \cdot a \qquad = 160800$$

$$a = \frac{160800}{6349,5} = 50,649 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50,649}{0,85} = 59,587 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d_{\text{aktual}} - c}{c} = 0,003 \times \frac{192 - 59,587}{59,587} = 0,006$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ dan $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

Syarat : $\phi \cdot M_n > M_u$

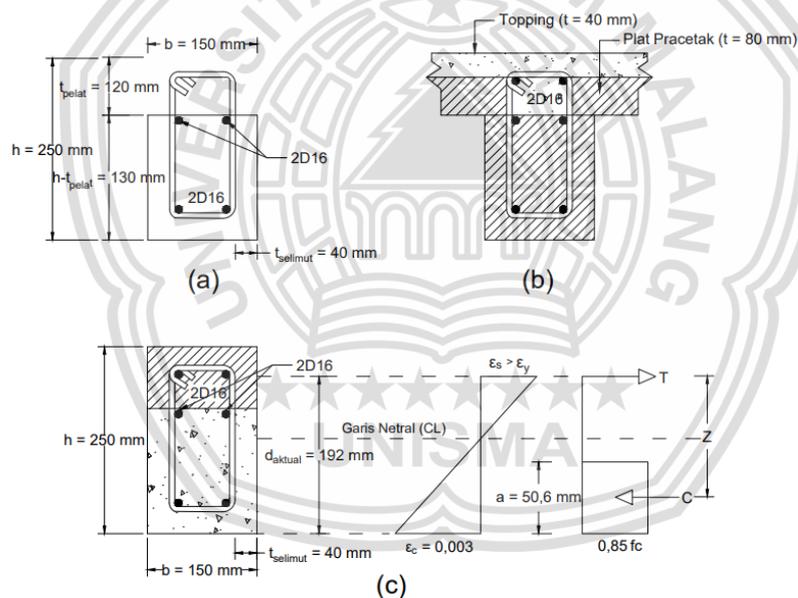
$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 402 \times 400 \times \left(192 - \frac{50,649}{2} \right) \times 10^{-6} = 26,801 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 26,801 = 24,121 \text{ kNm} > M_u = 16,25 \text{ kN.m} \dots \text{OKE}$$

Perhitungan tulangan susut :

$$A_s \text{ susut} = \rho \times b \times h = 0,0020 \times 150 \times 250 \text{ mm} = 75 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2Ø16 \rightarrow ($A_s = 402 \text{ mm}^2$).



Gambar 4.31 (a) dimensi balok anak sebelum komposit, (b) dimensi balok anak saat komposit, (c) Diagram Tegangan-Regangan Balok Anak Melintang Tumpuan

• Penulangan Momen Lapangan

$$\begin{aligned} L &= 3333 \text{ mm} & ; & & f_c' &= 24,9 \text{ MPa} \\ b &= 150 \text{ mm} & ; & & f_y &= 400 \text{ MPa} \\ h &= 250 \text{ mm} & ; & & d_{\text{renc}} &= h - 70 = 250 - 70 = 180 \text{ mm} \\ \mu &= 12,19 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{\mu}{\phi \cdot b \cdot (d_{\text{renc}})^2} = \frac{12,19 \times 10^6}{0,90 \times 150 \times 180^2} = 2,786 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 2,786}{400}} \right] = 0,0074 \end{aligned}$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$\beta_1 = 0,85 \rightarrow$ untuk f_c' antara 17 dan 28 MPa (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{\text{min}} = 0,0035 < \rho = 0,0074 < \rho_{\text{maks}} = 0,0202 \quad \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0074$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d_{\text{renc}} = 0,0074 \times 150 \times 180 = 202 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 mm ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

$$\text{Kebutuhan tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{202}{201} = 1,007 \approx 2 \text{ batang}$$

Maka, digunakan tulangan 2D16 mm \rightarrow ($A_s = 402 \text{ mm}^2$)

Pemasangan tulangan :

$$b_{\text{perlu}} = 2 \times t + 2 \times \emptyset \text{ sengkang} + n \text{ tulangan} \times D \text{ tulangan} + (n - 1) \times \text{jarak bersih}$$

$$= (2 \times 40) + (2 \times 10) + (2 \times 16) + (2-1) \times 25 = 157 \text{ mm}$$

Karena, $b_{\text{perlu}} = 157 \text{ mm} > b = 150 \text{ mm} \rightarrow$ maka, tulangan dipasang 2 lapis

$$d_{\text{aktual}} = h_{\text{balok}} - t - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan}$$

$$= 250 - 40 - 10 - (1/2 \times 16) = 192 \text{ mm}$$

$$d_{\text{aktual}} = 192 \text{ mm} > d_{\text{renc}} = 180 \text{ mm} \dots \text{ OKE}$$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 150 = 402 \times 400$$

$$= 6349,5 \cdot a = 160800$$

$$a = \frac{160800}{6349,5} = 50,649 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50,649}{0,85} = 59,587 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d_{\text{aktual}} - c}{c} = 0,003 \times \frac{192 - 59,587}{59,587} = 0,006$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ dan $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\text{Syarat : } \phi \cdot M_n > M_u$$

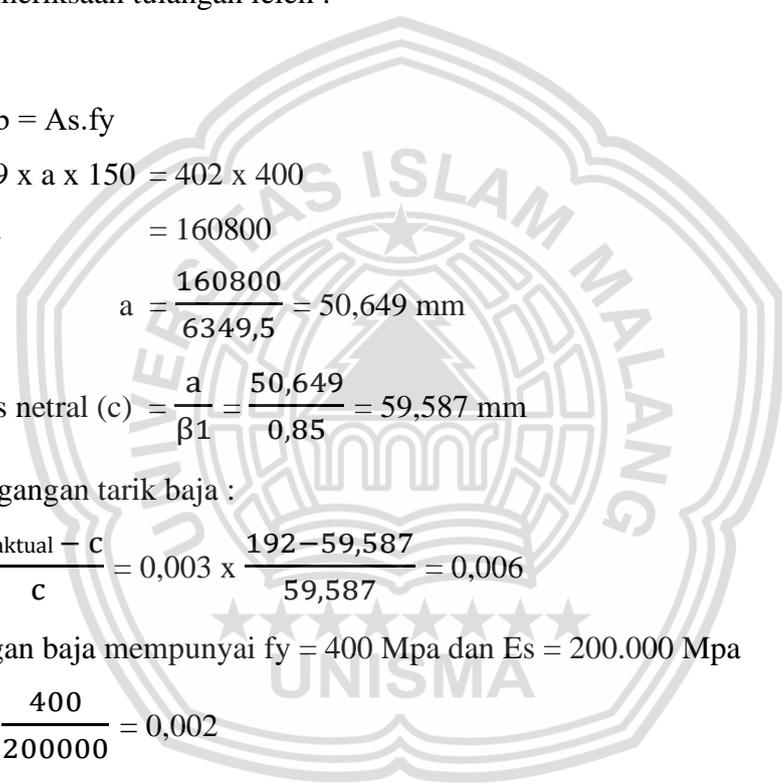
$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2}) = 402 \times 400 \times (192 - \frac{50,649}{2}) \times 10^{-6} = 26,80 \text{ kN.m}$$

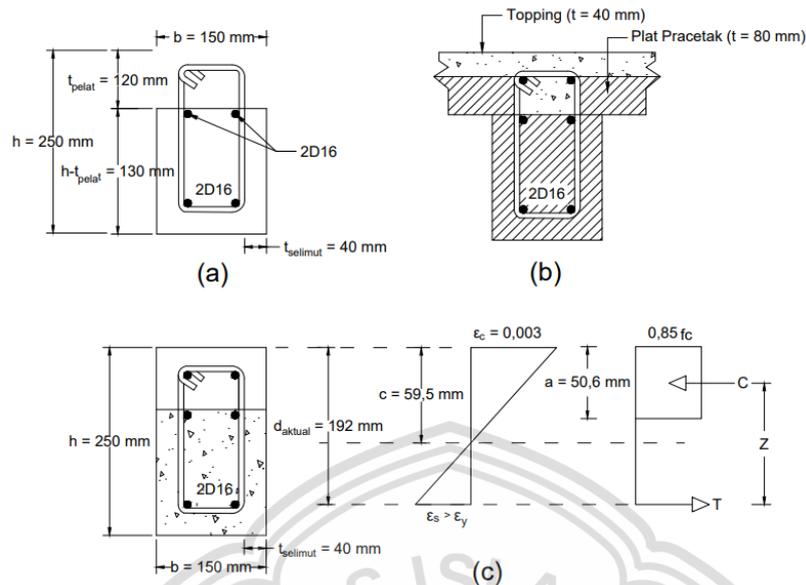
$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 26,801 = 24,12 \text{ kN.m} > M_u = 12,19 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

Perhitungan tulangan susut :

$$A_s \text{ susut} = \rho \times b \times h = 0,0020 \times 150 \times 250 \text{ mm} = 75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 2\emptyset 16 \rightarrow (A_s = 402 \text{ mm}^2)$$





Gambar 4.32 (a) dimensi balok anak sebelum komposit, (b) dimensi balok anak saat komposit, (c) Diagram Tegangan-Regangan Balok Anak Melintang Lapangan.

- Perhitungan Tulangan Geser Balok Anak Melintang

Apabila sebuah balok diberikan pembebanan, maka akan akan muncul momen lentur dan gaya geser secara bersamaan. Untuk dapat memikul beban tersebut dengan aman, maka balok harus didesain terhadap kedua gaya tersebut. Adapun data-data perencanaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 L &= 3333 \text{ mm} & ; & & f_c' &= 24,9 \text{ MPa} \\
 b &= 150 \text{ mm} & ; & & f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 h &= 250 \text{ mm} & ; & & d_{\text{renc}} &= h - 70 = 250 - 70 = 180 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$W_u = 25,38 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \times W_u \times L &= \frac{1}{2} \times 25,38 \times 3,333 \\
 &&= 42,295 \text{ kN.m} & \text{(di muka tumpuan)}
 \end{aligned}$$

Nilai V_u untuk desain (sejarak di muka tumpuan) :

$$V_u - W_u \times d_{\text{renc}} = 42,295 - 25,38 (0,180) = 37,727 \text{ kN.m}$$

Menghitung : ϕV_c , $\frac{1}{2} \phi V_c$, V_{c1} , dan V_{c2} :

$$\Phi = 0,75 \text{ (faktor reduksi kekuatan geser, SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3)}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (untuk beton normal, SNI 2847:2013 Pasal 8.6.1)}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \times b \times d) \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.1)} \\ &= 0,75 (0,17 \times 1,0 \times \sqrt{24,9} \times 150 \times 180 \times 10^{-3}) = 17,178 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 0,5 \times 17,178 = 8,58 \text{ kN}$$

$$V_{c1} = 0,33 \sqrt{f_c'} \times b \times d = 0,33 \times \sqrt{24,9} \times 150 \times 180 \times 10^{-3} = 44,460 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = 0,66 \sqrt{f_c'} \times b \times d = 0,66 \times \sqrt{24,9} \times 150 \times 180 \times 10^{-3} = 88,921 \text{ kN}$$

$$V_u = 37,727 \text{ kN} > \phi V_c = 17,178 \text{ kN, maka perlu disediakan tulangan geser.}$$

Menghitung V_s :

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{37,727 - 17,178}{0,75} = 14,823 \text{ kN} < V_{c1} = 44,460 \text{ kN}$$

Jika digunakan sengkang \emptyset 10 mm, maka jarak ditentukan dari nilai yang terkecil antara :

$$\text{Sengkang } \emptyset 10 \text{ mm : } A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times A_s = 2 \times 78,5 = 157 \text{ mm}^2$$

$$S_1 = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 180}{14,823} \times 10^{-3} = 762 \text{ mm}$$

Syarat S_{maks} :

$$S_2 = d/2 \leq 600 \text{ mm, jika } V_s \leq V_{c1} = 0,33 \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$S_2 = d/4 \leq 300 \text{ mm, jika } V_{c1} < V_s \leq V_{c2} = 0,66 \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$S_3 = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,35 \cdot b}, \text{ untuk } f_c' \leq 30 \text{ MPa}$$

$$S_3 = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,062 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b}, \text{ untuk } f_c' > 30 \text{ MPa}$$

S_{maks} dipilih dari nilai terkecil antara S_2 dan S_3 . Jika nilai $S_1 < S_{maks}$ (nilai terkecil antara S_2 dan S_3), maka gunakan jarak sengkang S_1 , dan jika $S_1 > S_{maks}$, maka gunakan S_{maks} .

Maka :

$$S_2 = d/2 = 180/2 = 90 \text{ mm}$$

$$S_3 = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,35 \cdot b} = \frac{157 \cdot 400}{0,35 \cdot 150} = 1196 \text{ mm}$$

$$S_4 = 600 \text{ mm}$$

Karena nilai $S_1 > S_{maks}$, maka dipilih nilai s terkecil dari S_{maks} (S_2) = 90 mm dipasang sengkang $\emptyset 10 - 90$ mm).

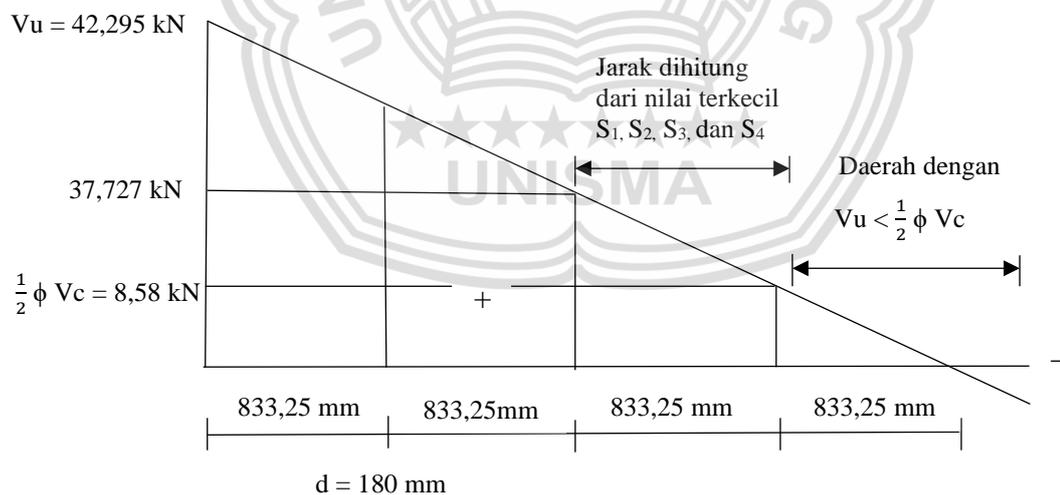
Menentukan daerah dengan $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c = 8,58$ kN, dengan menggunakan perbandingan segitiga :

$$\frac{8,58}{42,29} = \frac{16665 - x}{16665} \rightarrow 0,20307 = \frac{1666,5 - x}{1666,5}$$

$$338,41 = 1666,5 - x$$

$$x = 16665 - 338,41 = 1328,08 \text{ mm}$$

Pada jarak 1328,08 mm dari tumpuan hingga ke tengah bentang merupakan daerah dengan $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$, maka daerah ini tidak dibutuhkan tulangan geser.



Gambar 4.33 gaya geser sengkang balok anak melintang

4.3.2 Perencanaan Tulangan $L = \frac{1}{2} \times 3333 = 16665 \text{ mm}$

Pada penulangan balok anak memanjang terdapat 2 kondisi penulangan, yaitu penulangan kondisi sebelum komposit dan setelah komposit. Kondisi sebelum

komposit dimana beban yang bekerja adalah berat sendiri balok dan berat sendiri pelat pracetak, sedangkan kondisi setelah komposit beban yang bekerja adalah beban sendiri balok, beban pelat pracetak dan berat topping yang telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban rencana yang menggunakan bantuan analisa program untuk menghitung gaya-gaya yang bekerja.

- Penulangan Balok Anak Memanjang Kondisi Sebelum Komposit

Direncanakan:

$$\begin{aligned}
 L &= 8000 \text{ mm} & ; & & t \text{ selimut} &= 40 \text{ mm} & ; & & f_c' &= 24,9 \text{ Mpa} \\
 b &= 300 \text{ mm} & ; & & h_{\text{pelat}} &= 120 \text{ mm} & ; & & f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 h_{\text{balok}} &= 550 \text{ mm} & ; & & h'_{\text{balok}} &= h_{\text{balok}} - h_{\text{plat}} = 550 - 120 = 430 \text{ mm} \\
 d_{\text{renc.}} &= 430 - 70 = 360 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

– Berat sendiri balok

$$\begin{aligned}
 q_{\text{balok}} &= b (h - \text{tebal pelat}) \times b_j. \text{ Beton} \\
 &= 0,30 \times (0,55 - 0,12) \times 2400 = 309,6 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

– Berat sendiri pelat pracetak ($t = 8 \text{ cm}$)

$$q_{\text{pelat}} = b \times h \times b_j. \text{ Beton} = 4 \times 0,08 \times 2400 = 768 \text{ kg/m} +$$

$$W_D = 1077,6 \text{ kg/m}$$

– Beban beban hidup dari pekerja (W_L) = 100 kg/m

$$\begin{aligned}
 \text{Beban berfaktor } (W_u) &= 1,2 \cdot W_D + 1,6 \cdot W_L \\
 &= 1,2 \times (1077,6) + 1,6 \times (100) = 1453,12 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

– Beban terpusat (P_u) dari balok anak melintang = 1366,50 kg.m

Momen maksimum yang terjadi pada balok anak pada saat sebelum komposit :

$\emptyset = 0,90 \rightarrow$ faktor reduksi (SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.1)

$$M_u = 1/8 \times W_u \times L^2 + 1/4 \times P_u \times L$$

$$= 1/8 \times 1453,12 \times 8^2 + 1/4 \times 1366,50 \times 8 = 14357,97 \text{ kg.m} = 143,57 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot (d_{\text{renc}})^2} = \frac{143,57 \times 10^6}{0,90 \times 300 \times 360^2} = 4,103 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18.899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.899 \times 4.103}{400}} \right] = 0,0115$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$\beta_1 = 0,85 \rightarrow$ untuk f_c' antara 17 dan 28 MPa (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho = 0,0115 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0115$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d_{renc} = 0,0115 \times 300 \times 360 = 1243 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D19 mm ($A_s = 283 \text{ mm}^2$)

$$\text{Kebutuhan tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{1243}{283} = 4,39 \approx 5 \text{ batang}$$

Maka, digunakan tulangan 5D19 mm \rightarrow ($A_s = 1415 \text{ mm}^2$)

Pemasangan tulangan :

$$b_{perlu} = 2 \times t + 2 \times \emptyset \text{ sengkang} + n \text{ tulangan} \times D \text{ tulangan} + (n - 1) \times \text{jarak bersih}$$

$$= (2 \times 40) + (2 \times 10) + (5 \times 19) + (5 - 1) \times 25 = 295 \text{ mm}$$

Karena, $b_{perlu} = 295 \text{ mm} < b = 300 \text{ mm} \rightarrow$ maka, tulangan dipasang 1 lapis

$$d_{aktual} = h_{balok} - t - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan}$$

$$= 430 - 40 - 10 - (1/2 \times 19) = 370 \text{ mm}$$

$$d_{aktual} = 370 \text{ mm} > d_{renc} = 360 \text{ mm} \dots \text{ OKE}$$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 300 = 1415 \times 400$$

$$= 6349,5 \cdot a \qquad = 566000$$

$$a = \frac{566000}{6349,5} = 89,140 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{89,140}{0,85} = 104,87 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d_{\text{aktual}} - c}{c} = 0,003 \times \frac{370 - 104,87}{104,87} = 0,007$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ dan $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

Syarat : $\phi \cdot M_n > M_u$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1415 \times 400 \times \left(370 - \frac{89,140}{2} \right) \times 10^{-6} = 184,47 \text{ kN.m}$$

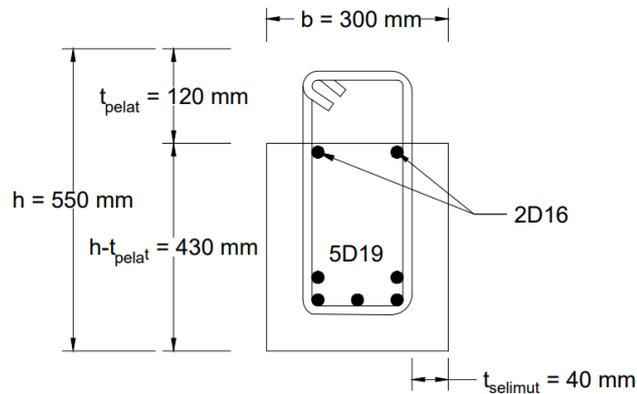
$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 184,47 = 166,02 \text{ kNm} > M_u = 143,57 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

Perhitungan tulangan susut :

$$A_s \text{ susut} = \rho \times b \times h = 0,0020 \times 300 \times 550 = 330 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2Ø16 $\rightarrow (A_s = 402 \text{ mm}^2)$

Catatan : karena $f_y = 400$ (Luasan tulangan susut dan suhu harus menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton, tetapi tidak boleh kurang dari 0,0014, maka di ambil = 0,0020) (SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1a).



Gambar 4.34 Dimensi dan penulangan balok anak memanjang sebelum komposit

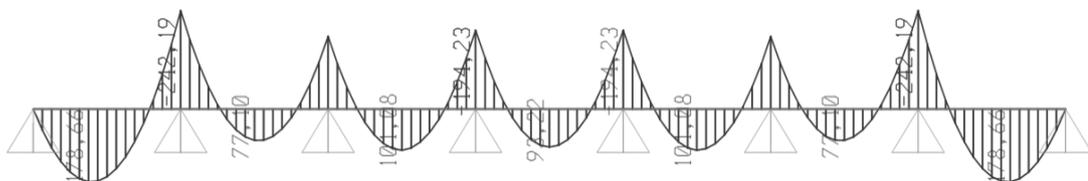
• Penulangan Balok Anak Memanjang Kondisi Setelah Komposit

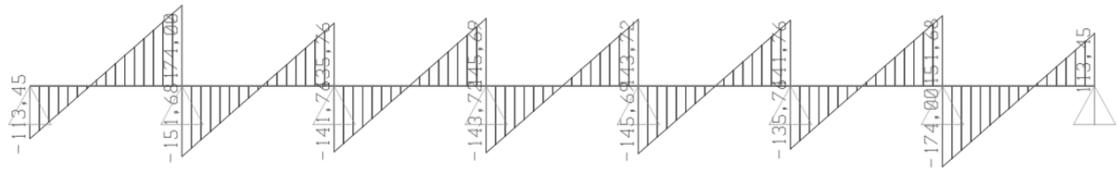
Dalam perencanaan tulangan pada kondisi setelah komposit dilakukan dengan analisa program, diambil momen yang terbesar antara balok anak atap dan lantai yang direncanakan tulangan untuk kedua balok tersebut.

- Berat sendiri balok
 $q \text{ balok} = b (h - \text{tebal pelat}) \times \text{bj. Beton}$
 $= 0,30 \times (0,55 - 0,12) \times 2400 = 309,6 \text{ kg/m}$
- Beban terpusat (Pu) dari balok anak memanjang = 1366,50 kg/m
- Berat tebal pelat (t = 12 cm)
 $q \text{ pelat} = b \times h \times \text{bj. Beton} = 4 \times 0,12 \times 2400 = 1152 \text{ kg/m} +$

 $W_D = 2828,10 \text{ kg/m}$
- Beban beban hidup dari pekerja (WL) = 100 kg/m

Dari hasil analisa menggunakan SAP2000 diperoleh momen sebagai berikut:





Gambar 4.35 Momen dan gaya geser balok anak memanjang setelah komposit

Tabel 4.5 Rekapitulasi momen dan gaya geser dari hasil analisa program untuk balok anak memanjang (untuk kebutuhan desain, diambil momen terbesar).

Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)	Gaya Geser (Vu) (kN)
242,19	178,66	174

Sumber : Hasil Perhitungan SAP2000

- Penulangan Momen Tumpuan Kondisi Komposit

Direncanakan:

$$L = 8000 \text{ mm} ; \quad t \text{ selimut} = 40 \text{ mm} ; \quad f_c' = 24,9 \text{ Mpa}$$

$$b = 300 \text{ mm} ; \quad h_{\text{pelat}} = 120 \text{ mm} ; \quad f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$h = 550 \text{ mm} ; \quad d_{\text{renc.}} = h - 70 = 550 - 70 = 480 \text{ mm}$$

$$M_u = 242,19 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot (d_{\text{renc}})^2} = \frac{242,19 \times 10^6}{0,90 \times 300 \times 480^2} = 3,893 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

$$\rho = \frac{1}{m} = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y'}} \right]$$

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 3,893}{400}} \right] = 0,0108$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{\text{min}} = 0,0035 < \rho = 0,0108 < \rho_{\text{maks}} = 0,0202 \quad \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0108$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d_{\text{renc}} = 0,0108 \times 300 \times 480 = 1561 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D19 mm ($A_s = 283 \text{ mm}^2$)

$$\text{Kebutuhan tulangan} = \frac{1561}{283} = 5,51 \approx 6 \text{ batang}$$

Maka, digunakan tulangan 6D19 mm $\rightarrow (A_s = 1696 \text{ mm}^2)$

Pemasangan tulangan :

$$\begin{aligned} b_{\text{perlu}} &= 2 \times t + 2 \times \emptyset \text{ sengkang} + n \text{ tulangan} \times D \text{ tulangan} + (n - 1) \times \text{jarak bersih} \\ &= (2 \times 40) + (2 \times 10) + (6 \times 19) + (6-1) \times 25 = 339 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena, $b_{\text{perlu}} = 339 \text{ mm} > b = 300 \text{ mm} \rightarrow$ maka, tulangan dipasang 2 lapis

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= h - t - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan} \\ &= 550 - 40 - 10 - (1/2 \times 19) = 490 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_{\text{aktual}} = 490 \text{ mm} > d_{\text{rencana}} = 480 \text{ mm} \dots \text{OKE}$$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 300 = 1698 \times 400$$

$$6349,5 \cdot a = 679200$$

$$a = \frac{679200}{6349,5} = 106,96 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{106,96}{0,85} = 125,84$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d_{\text{aktual}} - c}{c} = 0,003 \times \frac{490 - 125,84}{125,84} = 0,008$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ dan $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

Syarat : $\phi \cdot M_n > M_u$

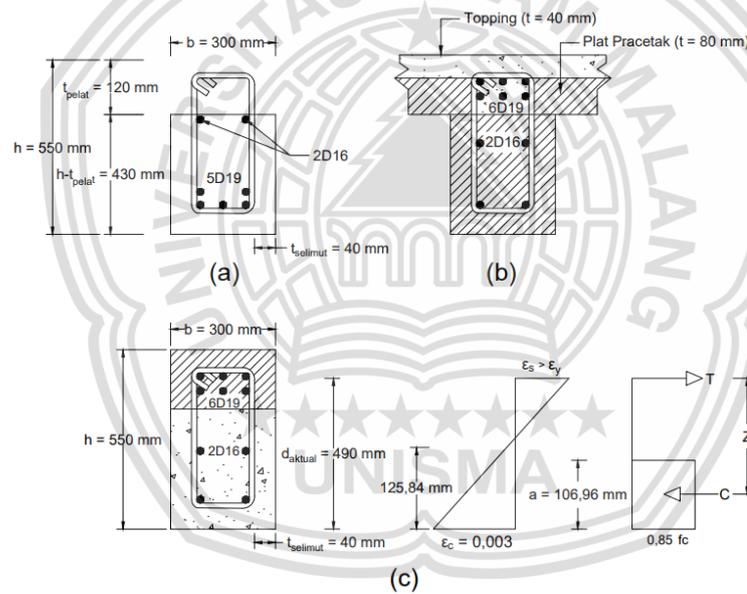
$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1698 \times 400 \times \left(490 - \frac{106,96}{2} \right) \times 10^{-6} = 296,82 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,9 \times 296,82 = 267,13 \text{ kNm} > M_u = 242,19 \text{ kN.m} \dots \text{OKE}$$

Perhitungan tulangan susut :

$$A_s \text{ susut} = 0,0020 \times b \times h = 0,0020 \times 300 \times 550 = 330 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2Ø16 \rightarrow ($A_s = 402 \text{ mm}^2$).



Gambar 4.36 (a) dimensi balok anak sebelum komposit, (b) dimensi balok anak saat komposit, (c) diagram tegangan-regangan balok anak memanjang tumpuan.

- Penulangan Momen Lapangan Kondisi Komposit

Direncanakan:

$$L = 8000 \text{ mm} \quad ; \quad f_c' = 24,9 \text{ MPa}$$

$$b = 300 \text{ mm} \quad ; \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = 550 \text{ mm} \quad ; \quad d_{renc.} = h - 70 = 550 - 70 = 480 \text{ mm}$$

$$M_u = 178,66 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot (d_{renc.})^2} = \frac{178,66 \times 10^6}{0,90 \times 300 \times 480^2} = 2,871 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

$$\rho = \frac{1}{m} = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y'}} \right]$$

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 2,871}{400}} \right] = 0,0077$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho = 0,0077 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0077$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d_{renc} = 0,0077 \times 300 \times 480 = 1115 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D19 mm ($A_s = 283 \text{ mm}^2$)

$$\text{Kebutuhan tulangan} = \frac{1115}{283} = 3,94 \approx 4 \text{ batang}$$

Maka, digunakan tulangan 4D19 mm $\rightarrow (A_s = 1132 \text{ mm}^2)$

Pemasangan tulangan :

$$\begin{aligned} b_{\text{perlu}} &= 2 \times t + 2 \times \emptyset \text{ sengkang} + n \text{ tulangan} \times D \text{ tulangan} + (n - 1) \times \text{jarak bersih} \\ &= (2 \times 40) + (2 \times 10) + (4 \times 19) + (4 - 1) \times 25 = 251 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena, $b_{\text{perlu}} = 251 \text{ mm} < b = 300 \text{ mm} \rightarrow$ maka, tulangan dipasang 1 lapis

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= h - t - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan} \\ &= 550 - 40 - 10 - (1/2 \times 19) = 490 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_{\text{aktual}} = 490 \text{ mm} > d_{\text{rencana}} = 480 \text{ mm} \dots \text{ OKE}$$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 300 = 1132 \times 400$$

$$6349,5 \cdot a = 452800$$

$$a = \frac{452800}{6349,5} = 71,312 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{71,312}{0,85} = 83,897$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d_{\text{aktual}} - c}{c} = 0,003 \times \frac{490 - 83,897}{83,897} = 0,0145$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ dan $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\text{Syarat : } \phi \cdot M_n > M_u$$

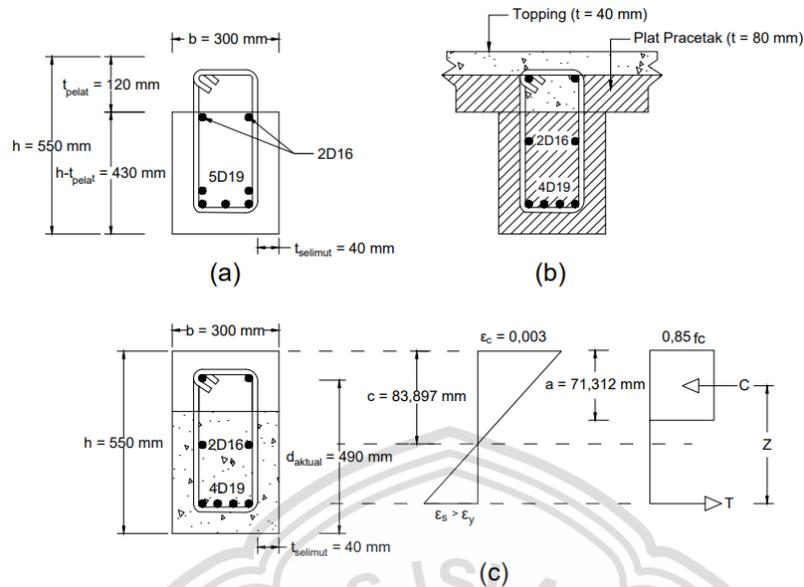
$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1132 \times 400 \times \left(490 - \frac{71,312}{2} \right) \times 10^{-6} = 205,95 \text{ kN.m}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,9 \times 205,95 = 185,35 \text{ kNm} > M_u = 178,66 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

Perhitungan tulangan susut :

$$A_s \text{ susut} = 0,0020 \times b \times h = 0,0020 \times 300 \times 550 = 330 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2 \emptyset 16 \rightarrow ($A_s = 402 \text{ mm}^2$).



Gambar 4.37 (a) dimensi balok anak sebelum komposit, (b) dimensi balok anak saat komposit, (c) diagram tegangan-regangan balok anak memanjang lapangan.

- Perhitungan Tulangan Geser Balok Anak Memanjang

Apabila sebuah balok diberikan pembebanan, maka akan akan muncul momen lentur dan gaya geser secara bersamaan. Untuk dapat memikul beban tersebut dengan aman, maka balok harus didesain terhadap kedua gaya tersebut.

Adapun data-data perencanaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 L &= 8000 \text{ mm} & ; & \quad f_c' &= 24,9 \text{ MPa} \\
 b &= 300 \text{ mm} & ; & \quad f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 h &= 550 \text{ mm} & ; & \quad d_{renc.} &= h - 70 = 550 - 70 = 480 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$W_u = 174 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \times W_u \times L = \frac{1}{2} \times 174 \times 8 \\
 &= 696 \text{ kN} \quad (\text{di muka tumpuan})
 \end{aligned}$$

Nilai V_u untuk desain (sejarak d di muka tumpuan) :

$$\begin{aligned}
 V_u - W_u \cdot d &= 696 - 174 (0,480) \\
 v_u &= 612,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menghitung : ϕV_c , $\frac{1}{2} \phi V_c$, V_{c1} , dan V_{c2} :

$$\Phi = 0,75 \text{ (faktor reduksi kekuatan geser, SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3)}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (untuk beton normal, SNI 2847:2013 Pasal 8.6.1)}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \times b \times d) \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.1}) \\ &= 0,75 (0,17 \times 1,0 \times \sqrt{24,9} \times 300 \times 480 \times 10^{-3}) = 91.616 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 0,5 \times 91.6 = 45,808 \text{ kN}$$

$$V_{c1} = 0,33 \sqrt{f_c'} \times b \times d = 0,33 \times \sqrt{24,9} \times 300 \times 480 \times 10^{-3} = 237.12 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = 0,66 \sqrt{f_c'} \times b \times d = 0,66 \times \sqrt{24,9} \times 300 \times 480 \times 10^{-3} = 474,24 \text{ kN}$$

$$v_u = 612,48 \text{ kN} > \phi V_c = 91.616 \text{ kN}, \text{ maka perlu disediakan tulangan geser.}$$

Menghitung V_s :

$$V_s = \frac{v_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{612,48 - 91,616}{0,75} = 490,32 \text{ kN} > V_{c1} = 237.12 \text{ kN}$$

Jika digunakan sengkang dengan \emptyset 10 mm, maka jarak ditentukan dari nilai yang terkecil antara :

$$\text{Sengkang } \emptyset 10 \text{ mm : } A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times A_s = 2 \times 78,5 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 480}{490,32} \times 10^{-3} \\ &= 61,477 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat S_{maks} :

$$S_2 = d/2 \leq 600 \text{ mm, jika } V_s \leq V_{c1} = 0,33 \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$S_2 = d/4 \leq 300 \text{ mm, jika } V_{c1} < V_s \leq V_{c2} = 0,66 \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$S_3 = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,35 \cdot b}, \text{ untuk } f_c' \leq 30 \text{ MPa}$$

$$S_3 = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,062 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b}, \text{ untuk } f_c' > 30 \text{ MPa}$$

S_{maks} dipilih dari nilai terkecil antara S_2 dan S_3 . Jika nilai $S_1 < S_{maks}$ (nilai terkecil antara S_2 dan S_3), maka gunakan jarak sengkang S_1 , dan jika $S_1 > S_{maks}$, maka gunakan S_{maks} .

Maka :

$$S_2 = d/2 = 480/2 = 240 \text{ mm}$$

$$S_3 = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0,35 \cdot b} = \frac{157 \cdot 400}{0,35 \cdot 300} = 598,09 \text{ mm}$$

$$S_4 = 300 \text{ mm}$$

Karena nilai $S_1 < S_{maks}$, maka dipilih nilai $(S_1) = 61,477 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$ (dipasang sengkang $\emptyset 10 - 60 \text{ mm}$).

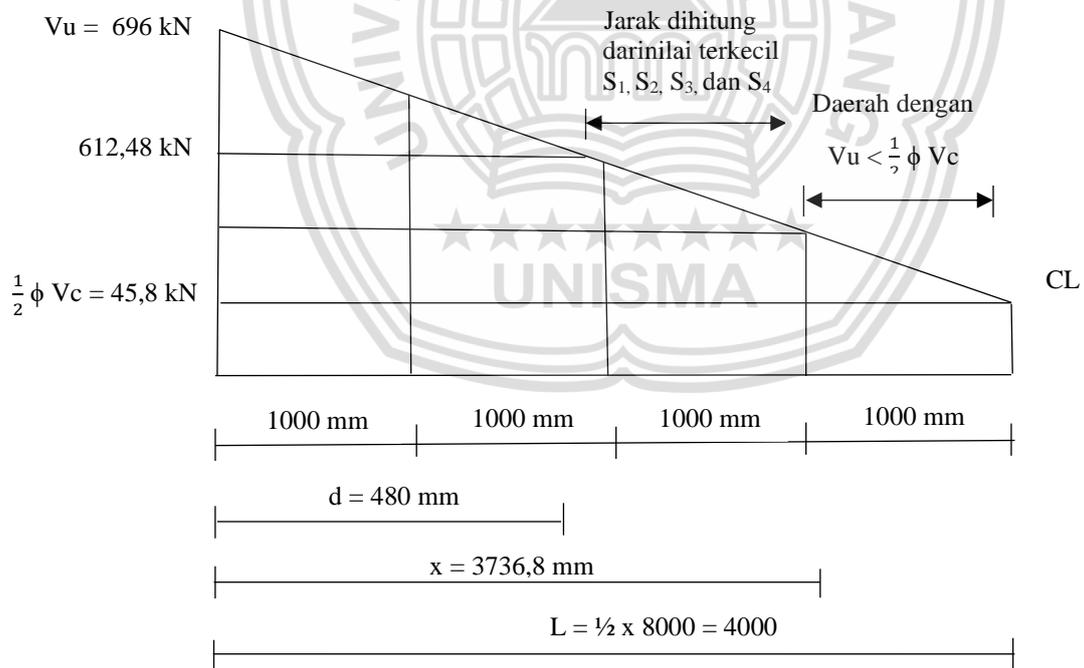
Menentukan daerah dengan $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c = 45,8 \text{ kN}$, dengan menggunakan perbandingan segitiga :

$$\frac{45,8}{696} = \frac{4000 - x}{4000} \rightarrow 0,06580 = \frac{4000 - x}{4000}$$

$$263,2 = 4000 - x$$

$$x = 4000 - 263,2 = 3736,8 \text{ mm}$$

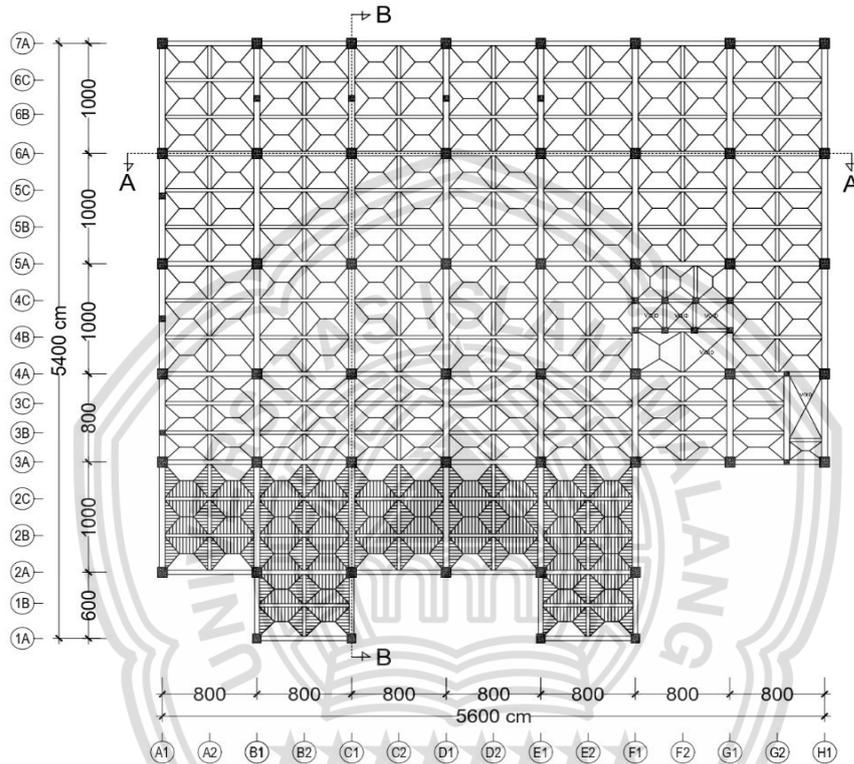
Pada jarak 3736,8 mm dari tumpuan hingga ke tengah bentang merupakan daerah dengan $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$, maka daerah ini tidak dibutuhkan tulangan geser.



Gambar 4.38 gaya geser dan jarak sengkang balok anak memanjang

4.4 Perencanaan Pembebanan Balok Anak dan Balok Induk

Balok merupakan komponen struktur horizontal yang menerima beban dari pelat lantai kemudian disalurkan pada kolom. Balok sendiri didesain untuk menahan pelat lantai agar tidak melendut. Pembebanan yang digunakan pada perencanaan ini adalah beba mati (DL) dan beban hidup (LL).



Gambar 4.39 Distribusi beban pelat ke balok

4.4.1 Perhitungan Beban Pelat

1. Beban Pelat Atap

- Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0,12 \text{ m} \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Plafon + penggantung} = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Plumbing} = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ducting dan pipa} = 15 \text{ kg/m}^2 +$$

$$q_{DL} = 331 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup (LL)

Beban guna atap	= 96 kg/m ² (SNI 1727:2013)
Beban air hujan	= 20 kg/m ² + (PPIUG 1983)
	qLL = 116 kg/m ²

2. Beban Pelat Lantai

– Beban Mati (DL)

Berat sendiri pelat	=	0,12 m x 2400	=	288 kg/m ²
Berat spesi 3 cm	=	0,03 m x 2100	=	63 kg/m ²
Berat keramik 2 cm	=	0,02 m x 2400	=	48 kg/m ²
Plafon + penggantung			=	18 kg/m ²
Mekanikal Elektrikal			=	25 kg/m ² +
			qDL =	442 kg/m ²

– Beban Hidup (LL)

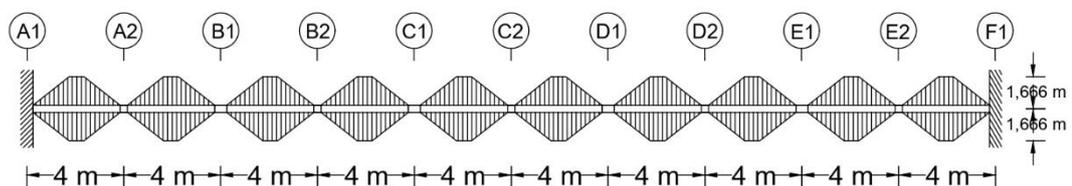
Untuk ruang serbaguna, berdasarkan (SNI 1727:2013 tabel 4-1)

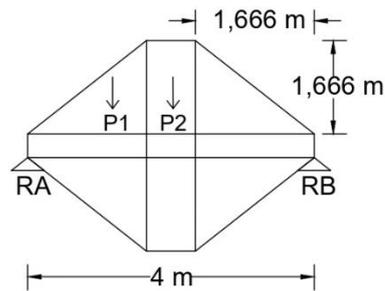
Beban guna lantai	= 479 kg/m ² +
	qLL = 479 kg/m ²

4.4.2 Perencanaan Balok Anak Atap dan Lantai

Perencanaan balok anak didesain untuk menghubungkan antar dua balok induk dan membantu menyalurkan beban pelat ke balok induk agar tidak terjadi lendutan yang besar, akibat dari perencanaan pelat lantai yang terlalu besar.

4.4.2.1. Perencanaan Balok Anak Atap Memanjang 300/550 mm (L = 8 m)





Gambar 4.40 Beban merata metode amplop balok anak atap memanjang

$$L_y = 4000 \text{ mm (4 m)} \quad ; \quad L_x = 3333 \text{ mm (3,333 m)}$$

$$b = \frac{1}{2} \times L_x = \frac{1}{2} \times 3,333 = 1,666 \text{ m}$$

$$q_{\text{balok}} = q_{\text{Dpelat}} \times h_{\text{eq}} \rightarrow h_{\text{eq}} = b \left(1 - \frac{4 + b^2}{3,333 \times L_y^2} \right) = 1,666 \left(1 - \frac{4 + 1,666^2}{3,333 \times 4^2} \right)$$

$$= 1,454 \text{ m}$$

– Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times q_{\text{Dpelat}} \times h_{\text{eq}} \\ &= 2 \times (q_{\text{Dpelat}} \times b \left(1 - \frac{4 + b^2}{3,333 \times L_y^2} \right)) \\ &= 2 \times (331 \times 1,454) = 962,54 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= b (h - \text{tebal pelat}) \times b_j \text{ Beton} \\ &= 0,30 \times (0,55 - 0,12) \times 2400 = 309,6 \text{ kg/m} + \\ &q_{\text{DL}} = 1272,14 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

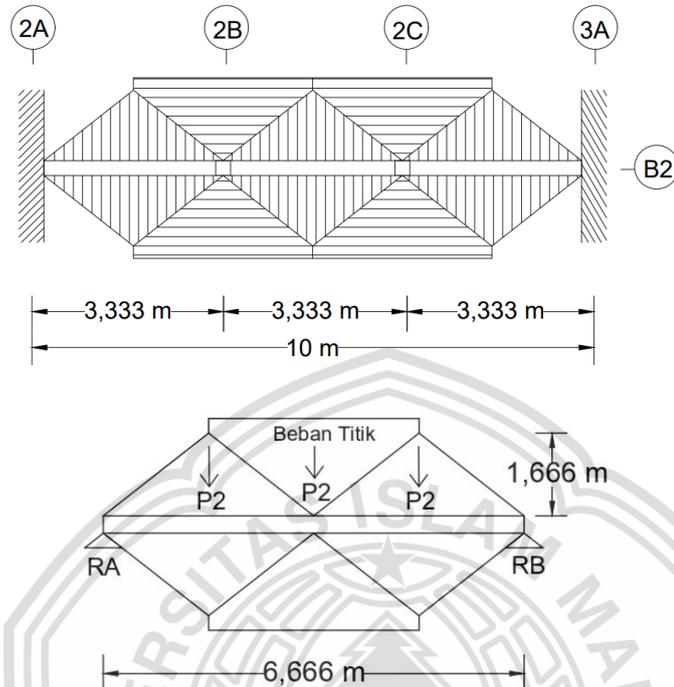
– Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times q_{\text{Lpelat}} \times h_{\text{eq}} \\ &= 2 \times (q_{\text{Lpelat}} \times b \left(1 - \frac{4 + b^2}{3,333 \times L_y^2} \right)) \\ &= 2 \times (116 \times 1,454) \\ q_{\text{LL}} &= 337,32 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

– Beban Berfaktor (q_u)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_{\text{DL}} + 1,6 q_{\text{LL}} \\ &= 1,2 (1272,14) + 1,6 (337,32) \\ &= 2066,28 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

4.4.2.2. Perencanaan Balok Anak Atap Melintang 150/250 mm (L = 3,333)



Gambar 4.41 Beban merata metode amplop balok anak atap melintang

$$L_y = 6666 \text{ mm (6,666 m)} \quad ; \quad L_x = 3333 \text{ mm (3,333 m)}$$

$$b = \frac{1}{2} \times L_x = \frac{1}{2} \times 3,333 = 1,666 \text{ m}$$

1. Beban Merata

– Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times (q_{D\text{pelat}} \times \frac{2}{3} \times b) \\ &= 2 \times (331 \times \frac{2}{3} \times 1,666) = 735,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= 0,15 \times (0,25 - 0,12) \times 2400 = 46,8 \text{ kg/m} + \\ \hline q_{DL} &= 782 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

– Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times (q_{L\text{pelat}} \times \frac{2}{3} \times b) = 2 \times (116 \times \frac{2}{3} \times 1,666) \\ q_{LL} &= 257,67 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

– Beban Berfaktor (q_u)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} \\ &= 1,2 (782) + 1,6 (257,67) \\ &= 1350,367 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Beban Titik

– Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times \text{Luas} \text{ (trapezoid)} \times q_{D\text{pelat}} \\ &= 2 \times \left((0,5 \times 3,333) + \left(\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666 \right) \right) \times 331 \\ &= 2941,19 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= b (h - \text{tebal pelat}) \times L_{\text{balok}} \times b_j \text{ Balok} \\ &= 0,15 \times (0,25 - 0,12) \times 3,333 \times 2400 \\ &= 155,98 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$P_{DL} = 2941,19 + 155,98 = 3097,17 \text{ kg}$$

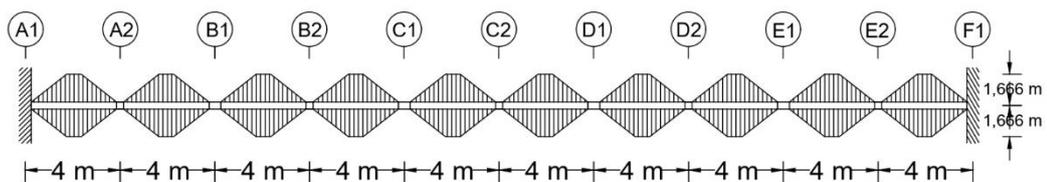
– Beban Hidup (LL)

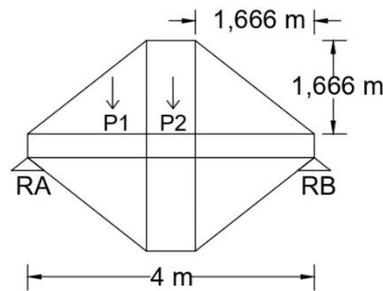
$$\begin{aligned} \text{Beban hidup pelat} &= 2 \times \text{Luas} \text{ (trapezoid)} \times q_{L\text{pelat}} \\ &= 2 \times \left((0,5 \times 3,333) + \left(\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666 \right) \right) \times 116 \\ P_{LL} &= 1030,75 \text{ kg} \end{aligned}$$

– Beban Berfaktor (P_u)

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2 P_{DL} + 1,6 P_{LL} \\ &= 1,2 (3097,17) + 1,6 (1030,75) \\ &= 5365,80 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

4.4.2.3. Perencanaan Balok Anak Lantai Memanjang 300/550 mm ($L = 8 \text{ m}$)





Gambar 4.42 Beban merata metode amplop balok anak lantai memanjang

$$L_y = 4000 \text{ mm (4 m)} \quad ; \quad L_x = 3333 \text{ mm (3,333 m)}$$

$$b = \frac{1}{2} \times L_x = \frac{1}{2} \times 3,333 = 1,666 \text{ m}$$

$$q_{\text{balok}} = q_{D\text{pelat}} \times h_{\text{eq}} \rightarrow h_{\text{eq}} = b \left(1 - \frac{4 + b^2}{3,333 \times L_y^2} \right) = 1,666 \left(1 - \frac{4 + 1,666^2}{3,333 \times 4^2} \right) = 1,454 \text{ m}$$

– Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times q_{D\text{pelat}} \times h_{\text{eq}} \\ &= 2 \times \left(q_{D\text{pelat}} \times b \left(1 - \frac{4 + b^2}{3,333 \times L_y^2} \right) \right) \\ &= 2 \times (442 \times 1,454) = 1285,3 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= b (h - \text{tebal pelat}) \times b_j \text{ Beton} \\ &= 0,30 \times (0,55 - 0,12) \times 2400 = 309,6 \text{ kg/m} \quad + \\ \hline q_{DL} &= 1594,9 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

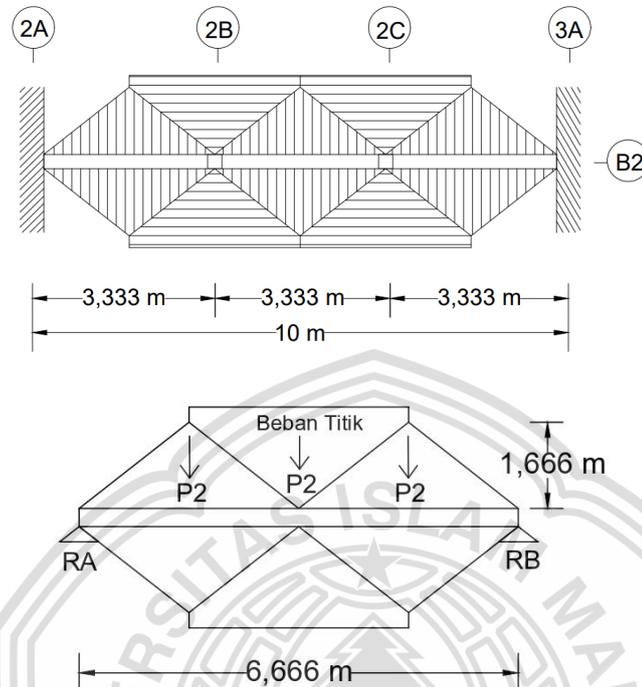
– Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times q_{L\text{pelat}} \\ &= 2 \times \left(q_{L\text{pelat}} \times b \left(1 - \frac{4 + b^2}{3,333 \times L_y^2} \right) \right) \\ &= 2 \times (479 \times 1,454) \\ q_{LL} &= 1392,93 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

– Beban Berfaktor (q_u)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} \\ &= 1,2 (1594,9) + 1,6 (1392,93) \\ &= 4142,56 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

4.4.2.4. Perencanaan Balok Anak Lantai Melintang 150/250 mm (L = 3,333 m)



Gambar 4.43 Beban merata metode amplop balok anak lantai melintang

$$L_y = 6666 \text{ mm (6,666 m)} \quad ; \quad L_x = 3333 \text{ mm (3,333 m)}$$

$$b = \frac{1}{2} \times L_x = \frac{1}{2} \times 3,333 = 1,666 \text{ m}$$

1. Beban Merata

- Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times (q_{D\text{pelat}} \times \frac{2}{3} \times b) \\ &= 2 \times (442 \times \frac{2}{3} \times 1,666) = 981,8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= 0,15 \times (0,25 - 0,12) \times 2400 = 46,8 \text{ kg/m} + \\ \hline q_{DL} &= 1028,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times (q_{L\text{pelat}} \times \frac{2}{3} \times b) = 2 \times (479 \times \frac{2}{3} \times 1,666) \\ q_{LL} &= 1064,01 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Berfaktor (q_u)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} \\ &= 1,2 (1028,6) + 1,6 (1064,01) \\ &= 2936,73 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Beban Titik

- Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times \text{Luas} \text{ (trapezoid)} \times q_{D\text{pelat}} \\ &= 2 \times \left((0,5 \times 3,333) + \left(\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666 \right) \right) \times 442 \\ &= 3927,51 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= b (h - \text{tebal pelat}) \times L_{\text{balok}} \times b_j. \text{ Balok} \\ &= 0,15 \times (0,25 - 0,12) \times 3,333 \times 2400 \\ &= 155,98 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$P_{DL} = 3927,51 + 155,98 = 34083,49 \text{ kg}$$

- Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup pelat} &= 2 \times \text{Luas} \text{ (trapezoid)} \times q_{L\text{pelat}} \\ &= 2 \times \left((0,5 \times 3,333) + \left(\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666 \right) \right) \times 479 \\ P_{LL} &= 4256,28 \text{ kg} \end{aligned}$$

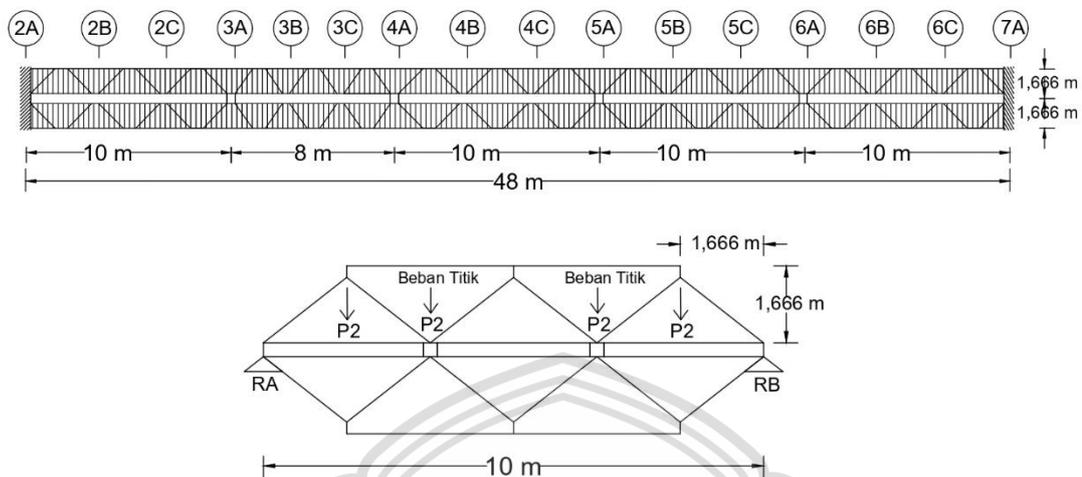
- Beban Berfaktor (P_u)

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2 P_{DL} + 1,6 P_{LL} \\ &= 1,2 (34083,49) + 1,6 (4256,28) \\ &= 47710,23 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

4.4.3 Perencanaan Balok Induk Atap dan Lantai

Perencanaan balok induk didesain untuk menghubungkan antar dua kolom dan menyalurkan beban langsung ke kolom. Balok induk juga berfungsi untuk mengurangi besarnya lendutan yang terjadi.

4.4.3.1 Perencanaan Balok Induk Atap Memanjang 450/850 mm (L = 10 m)



Gambar 4.44 Beban merata metode amplop balok induk atap memanjang

$$L_y = 10000 \text{ mm (10 m)} \quad ; \quad L_x = 3333 \text{ mm (3,333 m)}$$

$$b = \frac{1}{2} \times L_x = \frac{1}{2} \times 3,333 = 1,666 \text{ m}$$

1. Beban Merata

- Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times (q_{D\text{pelat}} \times \frac{2}{3} \times b) \\ &= 2 \times (331 \times \frac{2}{3} \times 1,666) = 732,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= 0,45 \times (0,85 - 0,12) \times 2400 = 788,4 \text{ kg/m} + \\ \hline q_{DL} &= 1520,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times (q_{L\text{pelat}} \times \frac{2}{3} \times b) = 2 \times (116 \times \frac{2}{3} \times 1,666) \\ q_{LL} &= 257,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Berfaktor (qu)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} \\ &= 1,2 (1520,6) + 1,6 (257,6) \\ &= 2236,88 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Beban Titik

- Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times \text{Luas} \nabla \times q_{D\text{pelat}} \\ &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666 \right) \times 331 \\ &= 1837,96 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= b (h - \text{tebal pelat}) \times L_{\text{balok}} \times b_j. \text{ Balok} \\ &= 0,45 \times (0,85 - 0,12) \times 10 \times 2400 \\ &= 7884 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$P_{DL} = 1837,96 + 7884 = 9721,96 \text{ kg}$$

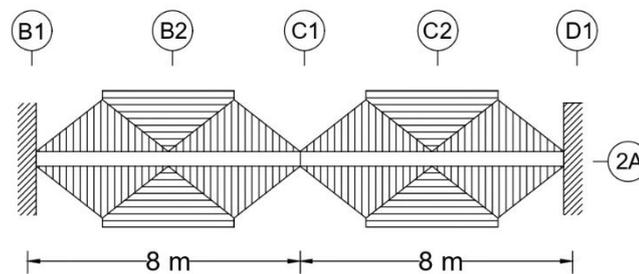
- Beban Hidup (LL)

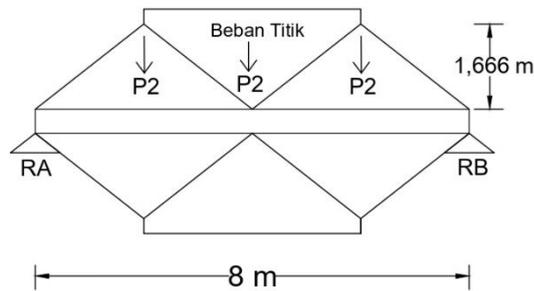
$$\begin{aligned} \text{Beban hidup dari pelat} &= 2 \times \text{Luas} \nabla \times q_{L\text{pelat}} \\ &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666 \right) \times 116 \\ P_{LL} &= 644,12 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban Berfaktor (Pu)

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2 P_{DL} + 1,6 P_{LL} \\ &= 1,2 (9721,96) + 1,6 (644,12) \\ &= 12696,94 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

4.4.3.2 Perencanaan Balok Induk Atap Melintang 350/700 mm (L = 8 m)





Gambar 4.45 Beban merata metode amplop balok induk melintang

$$L_y = 8000 \text{ mm (8 m)} \quad ; \quad L_x = 3333 \text{ mm (3,333 m)}$$

$$b = \frac{1}{2} \times L_x = \frac{1}{2} \times 3,333 = 1,666 \text{ m}$$

1. Beban Merata

- Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times \left(q_{D\text{pelat}} \times \frac{2}{3} \times b \right) \\ &= 2 \times \left(331 \times \frac{2}{3} \times 1,666 \right) = 735,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= 0,35 \times (0,70 - 0,12) \times 2400 = 487,2 \text{ kg/m} + \\ q_{DL} &= 1222,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times \left(q_{L\text{pelat}} \times \frac{2}{3} \times b \right) = 2 \times \left(116 \times \frac{2}{3} \times 1,666 \right) \\ q_{LL} &= 257,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Berfaktor (q_u)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} \\ &= 1,2 (1222,4) + 1,6 (257,67) \\ &= 1879,15 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Beban Titik

- Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times \text{Luas} \times q_{D\text{pelat}} \\ &= 2 \times \left((0,5 \times 3,333) + \left(\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666 \right) \right) \times 331 \end{aligned}$$

$$= 2941,19 \text{ kg/m}$$

Beban sendiri balok = $b (h - \text{tebal pelat}) \times L_{\text{balok}} \times \text{bj. Balok}$
 $= 0,35 \times (0,70 - 0,12) \times 8 \times 2400$
 $= 3897,6 \text{ kg/m}$

$$P_{DL} = 294,19 + 3897,6 = 6838,79 \text{ kg}$$

– Beban Hidup (LL)

Beban hidup dari pelat = $2 \times \text{Luas} \times Q_{L\text{pelat}}$
 $= 2 \times ((0,5 \times 3,333) + (\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666)) \times 116$

$$P_{LL} = 1030,75 \text{ kg}$$

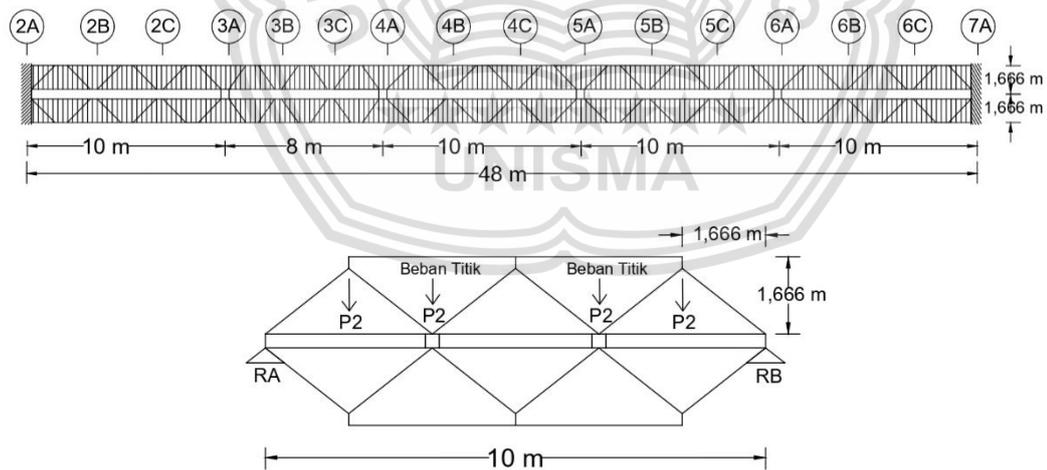
– Beban Berfaktor (Pu)

$$P_u = 1,2 P_{DL} + 1,6 P_{LL}$$

$$= 1,2 (6838,79) + 1,6 (1030,75)$$

$$= 9855,74 \text{ kg/m}$$

4.4.3.3 Perencanaan Balok Induk Lantai Memanjang 450/850 mm (L = 10 m)



Gambar 4.46 Beban merata metode amplot balok induk lantai memanjang

$$L_y = 10000 \text{ mm (10 m)} \quad ; \quad L_x = 3333 \text{ mm (3,333 m)}$$

$$b = \frac{1}{2} \times L_x = \frac{1}{2} \times 3,333 = 1,666 \text{ m}$$

1. Beban Merata

– Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times (q_{D\text{pelat}} \times \frac{2}{3} \times b) \\ &= 2 \times (442 \times \frac{2}{3} \times 1,666) = 981,8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= 0,45 \times (0,85 - 0,12) \times 2400 = 788,4 \text{ kg/m} + \\ q_{DL} &= 1770,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

– Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times (q_{L\text{pelat}} \times \frac{2}{3} \times b) = 2 \times (479 \times \frac{2}{3} \times 1,666) \\ q_{LL} &= 1064,01 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

– Beban Berfaktor (qu)

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} \\ &= 1,2 (1770,2) + 1,6 (1064,01) = 3826,65 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Beban Titik

– Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times \text{Luas} \triangle \times q_{D\text{pelat}} \\ &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666 \right) \times 442 \\ &= 2454,32 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= b (h - \text{tebal pelat}) \times L_{\text{balok}} \times b_j. \text{ Balok} \\ &= 0,45 \times (0,85 - 0,12) \times 10 \times 2400 \\ &= 7884 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$P_{DL} = 2454,32 + 7884 = 10338,32 \text{ kg}$$

– Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup dari pelat} &= 2 \times \text{Luas} \triangle \times q_{L\text{pelat}} \\ &= 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666 \right) \times 479 \end{aligned}$$

$$P_{LL} = 2659,78 \text{ kg}$$

- Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times (q_{L\text{pelat}} \times \frac{2}{3} \times b) = 2 \times (479 \times \frac{2}{3} \times 1,666) \\ q_{LL} &= 1064,01 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Berfaktor

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} \\ &= 1,2 (1469) + 1,6 (1064,01) \\ &= 3465,21 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Beban Titik

- Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pelat} &= 2 \times \text{Luas} \text{ (trapezoid)} \times q_{D\text{pelat}} \\ &= 2 \times ((0,5 \times 3,333) + (\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666)) \times 442 \\ &= 3927,51 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri balok} &= b (h - \text{tebal pelat}) \times L_{\text{balok}} \times b_j. \text{ Balok} \\ &= 0,35 \times (0,70 - 0,12) \times 8 \times 2400 \\ &= 3897,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$P_{DL} = 3927,51 + 3897,6 = 7825,11 \text{ kg is a}$$

- Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup dari pelat} &= 2 \times \text{Luas} \text{ (trapezoid)} \times q_{L\text{pelat}} \\ &= 2 \times ((0,5 \times 3,333) + (\frac{1}{2} \times 3,333 \times 1,666)) \times 479 \end{aligned}$$

$$P_{LL} = 4256,28 \text{ kg}$$

- Beban Berfaktor (Pu)

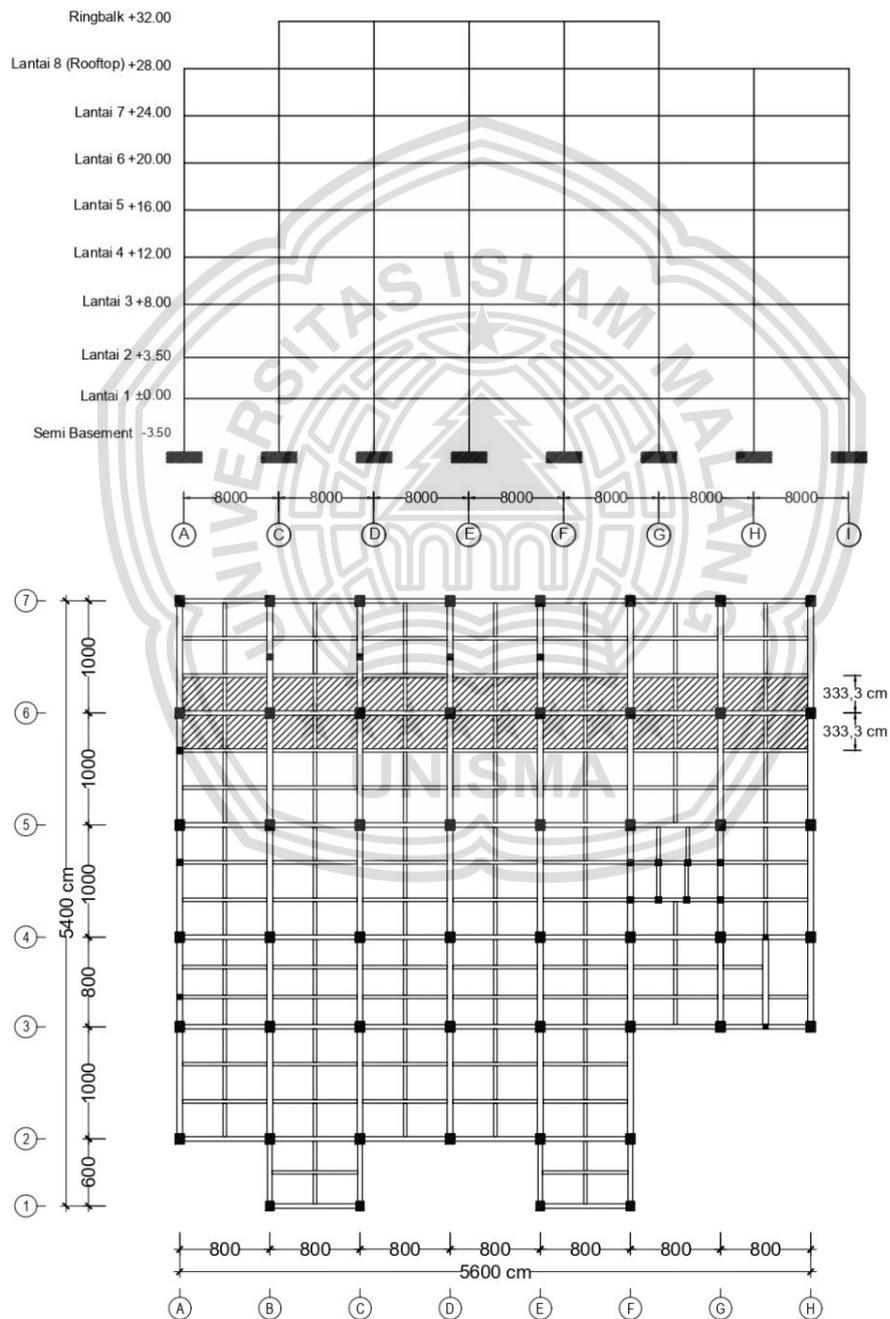
$$\begin{aligned} P_u &= 1,2 P_{DL} + 1,6 P_{LL} \\ &= 1,2 (7825,11) + 1,6 (4256,28) = 16200,18 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

DIKOSONGKAN TABEL



4.5 Analisa Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan beban gempa menggunakan portal 2D di ambil pada potongan line 6 (A-I). Prosedur beban gempa di atur dalam SNI 1726-2012 tentang “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung”.



Gambar 4.48 Denah lantai line 6 (A-I)

1. Perhitungan Berat Bangunan

 – Berat Atap (W_1)

 Beban Mati (W_{D1})

$$\text{Luas pelat (L x P)} = 6,666 \times 32 = 213,31 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Pelat atap} &= \text{tebal} \times \text{luas} \times \text{bj beton bertulang} \\ &= 0,12 \times 213,31 \times 24 = 614,34 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok induk memanjang} &= b \times h \times L \times \text{bj beton bertulang} \\ &= 0,45 \times 0,85 \times 33,33 \times 24 = 305,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Balok induk melintang} = 0,35 \times 0,70 \times 32 \times 24 = 188,16 \text{ kN}$$

$$\text{Balok anak memanjang} = 0,30 \times 0,55 \times 64 \times 24 = 253,44 \text{ kN}$$

$$\text{Balok anak melintang} = 0,15 \times 0,25 \times 26,66 \times 24 = 24 \text{ kN}$$

$$W_1 = 1385,91 \text{ kN}$$

 – Berat Lantai (W_2)

 Beban Mati (W_{D1})

$$\text{Luas Pelat (L x P)} = 6,666 \times 56 = 372,96 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Pelat} &= \text{tebal} \times \text{luas} \times n \text{ lantai} \times \text{bj beton} \\ &= 0,12 \times 372,96 \times 8 \times 24 = 8593 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok induk memanjang} &= b \times h \times L \times n \text{ lantai} \times \text{bj beton} \\ &= 0,45 \times 0,85 \times 53,328 \times 8 \times 24 = 3916,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Balok induk melintang} = 0,35 \times 0,70 \times 56 \times 8 \times 24 = 2634,24$$

$$\text{Balok anak memanjang} = 0,30 \times 0,55 \times 112 \times 8 \times 24 = 3548,16 \text{ kN}$$

$$\text{Balok anak melintang} = 0,15 \times 0,25 \times 46,662 \times 8 \times 24 = 335,97 \text{ kN}$$

Pas bata hebel memanjang = tebal x h x L x n lantai x bj bata

$$\text{Lantai basement dan 1} = 0,12 \times 2,65 \times 53,328 \times 2 \times 0,6 = 20,35 \text{ kN}$$

$$\text{Pas bata hebel melintang} = 0,12 \times 2,8 \times 56 \times 2 \times 0,6 = 22,58 \text{ kN}$$

Pas bata hebel memanjang = tebal x h x L x n lantai x bj bata

$$\text{Lantai 2} = 0,12 \times 3,65 \times 53,328 \times 1 \times 0,6 = 14,01 \text{ kN}$$

$$\text{Pas bata hebel melintang} = 0,12 \times 3,8 \times 56 \times 1 \times 0,6 = 15,32 \text{ kN}$$

Pas bata hebel memanjang = tebal x h x L x n lantai x bj bata

$$\text{Lantai 3,4,5,6,7} = 0,12 \times 3,15 \times 53,328 \times 5 \times 0,6 = 60,47 \text{ kN}$$

$$\text{Pas bata hebel melintang} = 0,12 \times 3,3 \times 56 \times 5 \times 0,6 = 66,53 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Pas bata hebel memanjang} &= \text{tebal} \times h \times L \times n \text{ lantai} \times b_j \text{ bata} \\
 \text{Lantai 8} &= 0,12 \times 3,15 \times 33,3 \times 1 \times 0,6 = 7,56 \text{ kN} \\
 \text{Pas bata hebel melintang} &= 0,12 \times 3,3 \times 32 \times 1 \times 0,6 = 7,60 \text{ kN} \\
 \text{Kolom lantai utama} &= b \times h \times L \times n \text{ kolom} \times n \text{ tingkat} \times b_j \\
 &= 0,80 \times 0,90 \times 35,5 \times 8 \times 9 \times 24 = 4700,16 \text{ kN} \\
 \hline
 W_2 &= 23942,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{total}} &= W_1 + W_2 \\
 &= 1385,91 + 23942,36 \text{ kN} = 24838,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

➤ Perhitungan Beban Gempa

2. Kategori Resiko Struktur Bangunan

Jenis gedung : Gedung Serbaguna

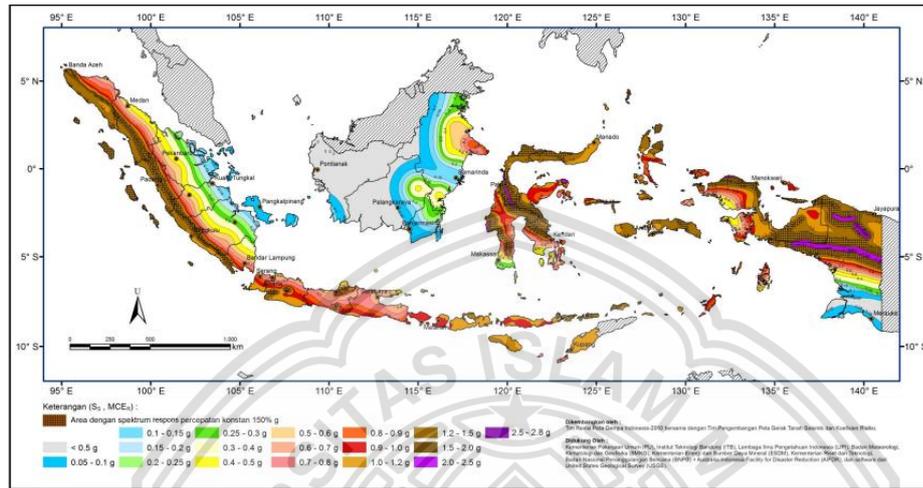
Gedung Serbaguna merupakan fasilitas yang disediakan oleh pemerintah sebagai wadah bagi masyarakat untuk menunjang kegiatan masyarakat dan kebutuhan ekonomi kreatif. Gedung serbaguna masuk kategori risiko II (SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2 tentang faktor keutamaan dan kategori risiko struktur bangunan, tabel 1).

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

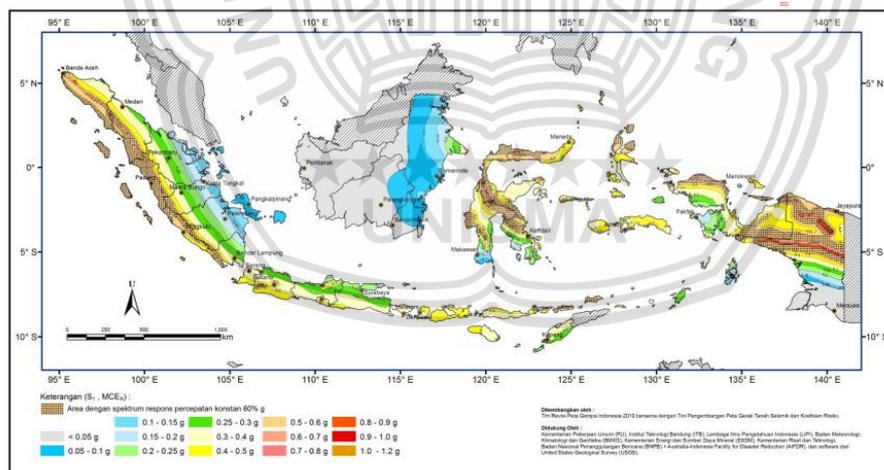
3. Parameter Percepatan Batuan Dasar Terpetakan S_s dan S_1

Gedung Malang Creative Center (MCC) berada pada kota Malang.

Menurut SNI 1726-2012 Pasal 14 tentang peta gerak tanah seismik dan koefisien risiko. Gambar 9 untuk peta percepatan batuan dasar periode pendek 0,2 detik S_1 dan gambar 10 untuk peta percepatan batuan dasar periode 1 detik (S_1), kelas situsnya (SB) dapat ditentukan melalui website (<http://rsa.ciptakarya.pu.go.id>).



Gambar 4.49 S_s , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)



Gambar 4.50 S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)

- Percepatan batuan dasar periode pendek (S_s) = 0,85 g
- Percepatan batuan dasar periode 1 detik (S_1) = 0,40 g

4. Kelas Situs Dan Koefisien Situs Periode Pendek (F_a) dan Periode 1 Detik (F_v)

Dari hasil percepatan batuan dasar dari langkah 3 di atas, dan menganggap lokasi gedung berada pada tanah keras (SC), maka dapat ditentukan nilai F_a (tabel 4) dan F_v (tabel 5) berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

- Faktor amplifikasi getaran pada periode pendek 0,2 detik (F_a) = 1,04 (interpolasi)
 - Faktor amplifikasi getaran pada periode 1 detik (F_v) = 1,4
5. Parameter Respons Spektrum Desain Percepatan S_{MS} dan S_{M1}
 Respons spektrum dapat dihitung berdasarkan hasil perhitungan S_{DS} dan S_{D1} .
- Respons spektrum percepatan pada periode pendek
 $S_{MS} = F_a \times S_s = 1,04 \times 0,85 = 0,884$
 - Respons spektrum percepatan pada periode 1 detik
 $S_{M1} = F_v \times S_1 = 1,4 \times 0,40 = 0,56$
6. Parameter Respons Spektrum Desain Percepatan S_{DS} dan S_{D1} (SNI 1726-2012 Pasal 6.3).
- Respons spektrum desain untuk periode pendek 0,2 detik
 $S_{DS} = 2/3 \cdot S_{MS} = 2/3 (0,884) = 0,589$
 - Respons spektrum desain untuk periode 1 detik

$$S_{D1} = 2/3. S_{M1} = 2/3 (0,56) = 0,373$$

Dari tabel 6 SNI 1726-2012 Pasal 6.5 tentang kategori desain seismik, didapatkan kategori risiko II untuk $S_{DS} = 0,589$, maka $KDS = D$

Dari tabel 7 SNI 1726:2012 Pasal 6.5 tentang kategori desain seismik, didapatkan kategori risiko II untuk $S_{D1} = 0,373$, maka $KDS = D$

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

7. Respons Spektrum Desain (SNI 1726-2012 Pasal 6.4)

– Untuk $T \leq T_0$:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

$$\text{Dengan } T_0 = 0,2 \times \frac{SD1}{SDs} = 0,2 \times \frac{0,373}{0,589} = 0,126$$

– Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS} = 0,624$$

$$\text{Dengan } T_s = \frac{SD1}{SDs} = \frac{0,373}{0,589} = 0,633$$

– Untuk $T > T_s$

$$S_a = \frac{SD1}{T} = \frac{0,373}{T}$$

8. Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Untuk kategori risiko bangunan II, maka faktor keutamaan gempa (I_e) = 1,0, berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2 tentang keutamaan dan kategori risiko struktur bangunan, tabel 2.

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

9. Faktor Modifikasi Respons (R)

Dalam perencanaan ini, struktur gedung direncanakan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) untuk sistem penahan gempanya. Dari SNI 1726-2012 Pasal 7.2 tentang struktur penahan beban gempa, tabel 9 didapatkan.

C. Sistem rangka pemikul momen									
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^{n/2}	TI ⁿ	TI'	TI'
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ⁿ	TI ⁿ	TI'	TI'
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3°	3½	10	10	10	10	10	10

- Koefisien modifikasi respons (R) = 8
- Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 3
- Faktor pembesaran defleksi (Cd) = 5,5

10. Periode Getar Fundamental Struktur (T_a)

Pendekatan tentang periode fundamental dapat ditentukan dengan persamaan berikut (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.2.1) :

$$T = T_a = C_t \times h_n^x$$

Dimana : nilai koefisien C_t dan x ditentukan dengan tabel 15 SNI 1726-2012, $C_t = 0,0466$; dan $x = 0,9$; untuk rangka beton pemikul momen.

$$T_a = 0,0466 \times 35,5^{0,9} = 1,157 \text{ detik}$$

Karena nilai $T = T_a = 1,157$ berada di antara 1 dan 2 maka diambil nilai $k = 1,2$

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 meter.

$$T_a = 0,1 \times N$$

$$= 0,1 \times 9 = 0,9 \text{ maka nilai } k = 1,2 \text{ (dipakai)}$$

Dimana : $N =$ jumlah tingkat

$k = 1$, untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik

$k = 2$, untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik

$k = 2$, atau dilakukan interpolasi linier antara 1 dan 2, untuk $0,5 < T < 2,5$

$C_u = S_{D1} = 0,373 \geq 0,3$. Maka nilai $C_u = 1,4$ (SNI 1726-2012 tabel 14)

$$T_a \text{ maks} = C_u \cdot T_a = 1,4 \times 0,9 = 1,26 > 0,9$$

11. Koefisien Respons Seismik (C_s)

Untuk gedung yang kurang dari 12 tingkat, menggunakan persamaan berikut (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1) :

$$C_s \text{ hitung} = \frac{SD_s}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,589}{1,157 \left(\frac{8}{1,0} \right)} = 0,063$$

Tidak perlu diambil lebih besar dari hasil persamaan berikut :

$$C_s \text{ maks} = \frac{SD_s}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,589}{\left(\frac{8}{1,0} \right)} = 0,073$$

Dan tidak kurang dari persamaan berikut :

$$C_s \text{ min} = \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,5 \times 0,40}{\left(\frac{8}{1,0} \right)} = 0,025$$

Cek syarat : $C_s \text{ min} < C_s \text{ hitung} < C_s \text{ maks}$

$C_s \text{ min} = 0,025 < C_s \text{ hitung} = 0,063 < C_s \text{ maks} = 0,073 \rightarrow$ Pakai $C_s \text{ hitung} = 0,063$

12. Gaya Geser Dasar Seismik (V)

Gaya geser dasar seismik dihitung berdasarkan persamaan berikut (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1):

$$V = C_s \cdot W_{total}$$

$$= 0,063 \times 24838,72 = 1564,84 \text{ kN}$$

13. Distribusi Gaya Lateral Gempa (Fx)

Distribusi gaya lateral tiap lantai ditentukan dengan persamaan berikut (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.3) :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \text{ dan } C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x \cdot h_x^k}$$

Perhitungan gaya lateral pelat lantai (lantai 1) :

$$F_x = F_i = \frac{W_x \cdot h_x^k \cdot V}{\sum_{i=1}^n W_x \cdot h_x^k}$$

$W_{xBasement}$ = beban pelat + beban balok + beban kolom + beban bata hebel.

$$= 1074,12 + 1304,35 + 483,84 + 21,26 = 2883,78 \text{ kN}$$

$$W_{x1} = 2883,78 \text{ kN} ; \quad W_{x2} = 3029,89 \text{ kN} ; \quad W_{x3} = 2956,83 \text{ kN} ;$$

$$W_{x4} = 2956,83 \text{ kN} ; \quad W_{x5} = 2956,83 \text{ kN} ; \quad W_{x6} = 2956,83 \text{ kN} ;$$

$$W_{x7} = 2956,83 \text{ kN} ; \quad W_{x8} = 1746,67 \text{ kN}$$

$$h_{x1} = 3,5 \text{ m} ; h_{x2} = 7 \text{ m} ; h_{x3} = 11,5 \text{ m} ; h_{x4} = 15,5 \text{ m} ; h_{x5} = 19,5 \text{ m} ; h_{x6} = 23,5 \text{ m} ;$$

$$h_{x7} = 27,5 \text{ m} ; h_{x8} = 31,5 \text{ m} ; h_{x8} = 35,5 \text{ m} ;$$

$$\sum(w_x \cdot h_x^k) = (w_{x1} \cdot h_{x1}^k) + (w_{x2} \cdot h_{x2}^k) + (w_{x3} \cdot h_{x3}^k) + (w_{x4} \cdot h_{x4}^k) + (w_{x5} \cdot h_{x5}^k) +$$

$$(w_{x6} \cdot h_{x6}^k) + (w_{x7} \cdot h_{x7}^k) + (w_{x8} \cdot h_{x8}^k) + (w_{x9} \cdot h_{x9}^k)$$

$$= (2883,78 \times 3,5^{1,5}) + (2883,78 \times 7^{1,5}) + (3029,89 \times 11,5^{1,5}) +$$

$$(2956,83 \times 15,5^{1,5}) + (2956,83 \times 19,5^{1,5}) + (2956,83 \times 23,5^{1,5}) +$$

$$(2956,83 \times 27,5^{1,5}) + (2956,83 \times 31,5^{1,5}) + (1746,67 \times 35,5^{1,5}).$$

$$\sum(w_x \cdot h_x^k) = 884007,66 \text{ kN}$$

$$F_{x1} = \frac{2883,78 \times 3,5^{1,5}}{884007,66} \times 1564,84 \text{ kN} = 22,95 \text{ kN}$$

Tabel 4.8 Perhitungan dan pendistribusian gaya lateral tiap lantai

Lantai	h_x	W_x	$w_x \times h_x^k$	$V_x = V_y$	$F_x = F_i$	Arah Utama	Arah Non Utama
						Portal (100%)	Portal (30%)
	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	$F_i \times 100\% \text{ Jlh Portal}$	$F_i \times 30\% / \text{Jlh Portal}$
1	3,5	2883,78	12967,11	1564,84	22,95	22,95	6,88
2	7	2883,78	29790,60	1564,84	57,73	57,73	15,82
3	11,5	3029,89	56788,97	1564,84	100,53	100,53	30,15
4	15,5	2956,83	79291,15	1564,84	140,36	140,36	42,10
5	19,5	2956,83	104440,32	1564,84	184,88	184,88	55,46
6	23,5	2956,83	130649,60	1564,84	231,27	231,27	69,38
7	27,5	2956,83	157770,53	1564,84	279,28	279,28	83,78
8	31,5	2956,83	185694,62	1564,84	328,71	328,71	98,61
Atap	35,5	1746,67	126614,78	1564,84	224,13	224,13	67,23
Total		25328,27	884007,66				

Sumber: perhitungan manual

Hasil perhitungan pada tabel di atas kemudian dimasukkan ke dalam program analisa struktur untuk mendapatkan momen, gaya geser, gaya aksial dan drift. Gaya-gaya dari hasil program analisa tersebut sudah merupakan beban ultimit karena sudah diberikan beban terfaktor (beban kombinasi). Beban terfaktor yang dimasukkan ke dalam program ada 2 macam, sebagai berikut :

- Beban tetap (beban gravitasi) = $1,2 D + 1,6 L$
- Beban sementara (beban gempa) = $1,2 D + 1,0 E + 1,0 L$ (SNI 2847-2013 Pasal 9.2.1 persamaan 9-5).

14. Kontrol Simpangan Antar Lantai (Δ) :

Simpangan antar lantai harus selalu diperiksa untuk menjamin stabilitas struktur, mencegah kerusakan elemen-elemen non struktural dan untuk menjamin kenyamanan penghuni bangunan. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau.

SNI 1726-2012 Pasal 7.3.6 memberikan ketentuan untuk defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{ex}}{I_e}$$

dimana :

C_d = faktor pembesaran defleksi

δ_{ex} = defleksi pada lokasi lantai yang ditinjau yang mengakibatkan gaya gempa lateral

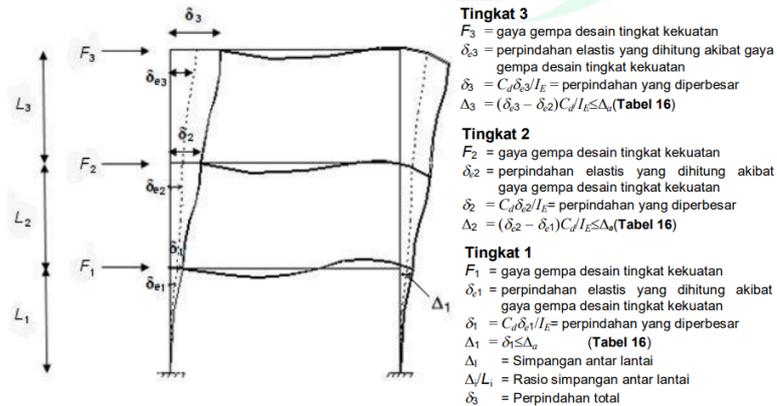
I_e = faktor keutamaan struktur

Menurut SNI 1726-2012 Pasal 7.12.1 memberikan batasan untuk simpangan antar lantai tingkat desain (Δ_i) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin (Δ_a).

$\Delta_i \leq \Delta_a$ dimana : Δ_i = simpangan yang terjadi

Δ_a = simpangan izin antar lantai (Pasal 7.12.1 tabel 16)

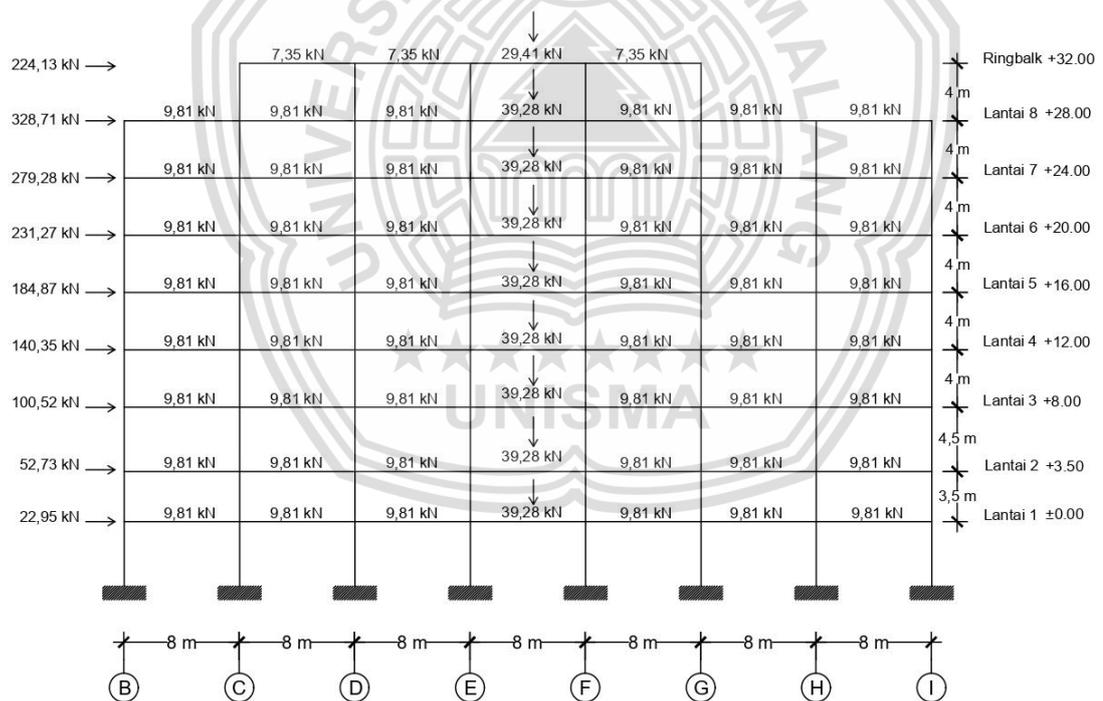
Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}^c$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$



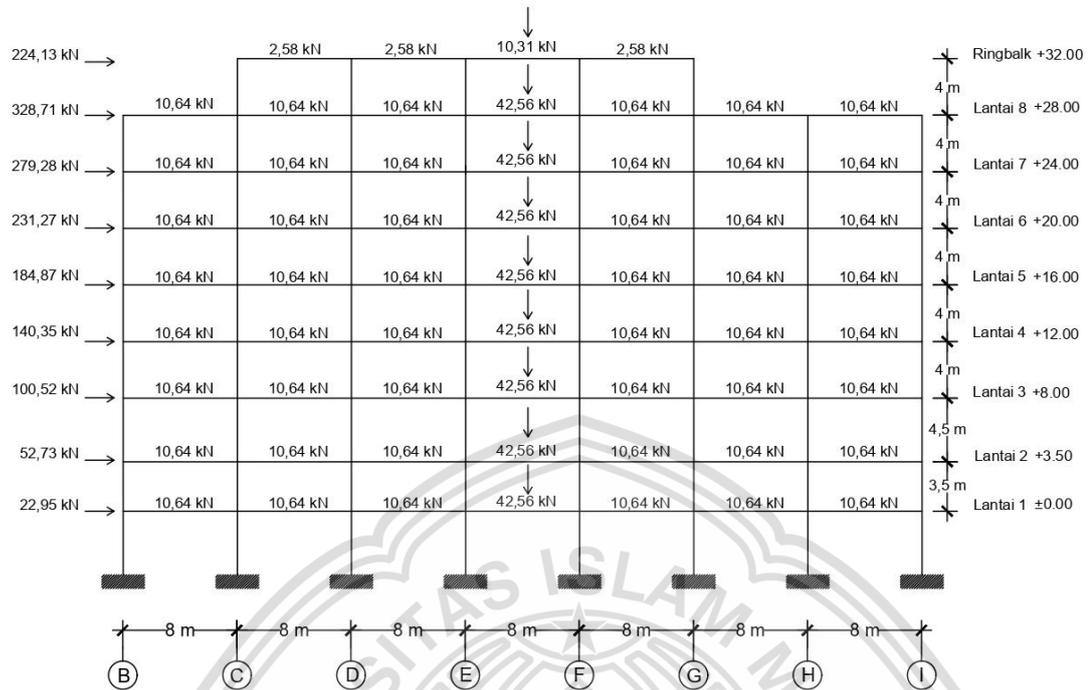
Gambar 4.51 Tabel simpangan izin dan penentuan simpangan antar lantai

(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 7.12.1 dan Pasal 7.9.3)

Distribusi pembebanan simpangan antar lantai portal arah utama akan menggunakan bantuan program analisa struktur.



Gambar 4.52 Distribusi beban mati dan gempa portal arah utama



Gambar 4.53 Distribusi beban hidup dan gempa portal arah utama

Perhitungan antar lantai:

$$\Delta a = 0,020 \times h_{sx} \quad \text{dimana : } h_{sx} = \text{tinggi tingkat di bawah tingkat } x$$

- o Untuk tinggi tingkat 3,5 meter simpangan ijinnya :

$$\Delta a = 0,020 \times 3500 = 70 \text{ mm}$$

- o Untuk tinggi tingkat 4,5 meter simpangan ijinnya :

$$\Delta a = 0,020 \times 4500 = 90 \text{ mm}$$

- o Untuk tinggi tingkat 4 meter simpangan ijinnya :

$$\Delta a = 0,020 \times 4000 = 80 \text{ mm}$$

Perhitungan Δi untuk tingkat 1 :

$$\Delta 1 = \frac{C_d \cdot \delta_{e1}}{I_e} = \frac{5,5 \times 2,35}{1} = 12,96 \text{ mm}$$

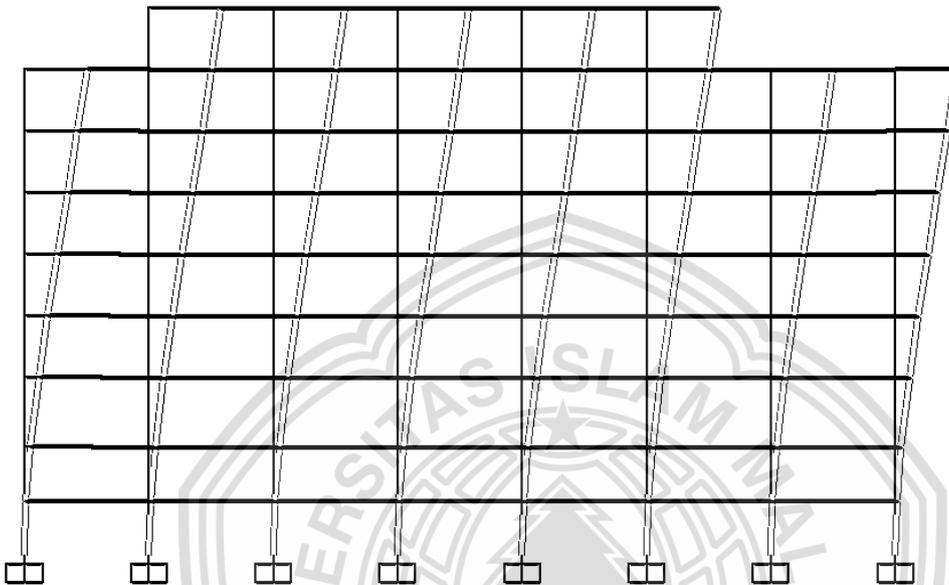
Perhitungan Δi untuk tingkat 2 :

$$\Delta 2 = \delta_{e2} - \delta_{e1} \frac{C_d}{I_e} = (8,48 - 2,35) \times \frac{5,5}{1} = 33,68 \text{ mm}$$

$$\text{Drift indeks} = 102,57 \times 35500 = 0,0029$$

$$\text{Drift indeks maksimum } \Delta_{\max} = \frac{\Delta}{\rho} = \frac{0,020}{1,3} = 0,0154$$

Berikut hasil perhitungan program analisa struktur untuk setiap lantai ditunjukkan pada tabel berikut.



Gambar 4.54 Displacement portal arah utama
(Sumber : Hasil analisa program)

Tabel 4.9 Simpangan antar lantai dan drift portal arah utama

Lantai No	Cd	Ie	Drift (δ_{ex}) mm (Hasil Program)	δ_x (mm)	h_{sx} (mm)	Koef.	Δ_i (mm)	Δ_a (mm)	Kontrol ($\Delta < \Delta_a$)
Dasar	5,5	1	2,35	12,96	3500	0,020	12,96	70	Aman
1	5,5	1	8,48	46,65	3500	0,020	33,68	70	Aman
2	5,5	1	20,18	110,99	4500	0,020	64,33	90	Aman
3	5,5	1	32,90	180,95	4000	0,020	69,96	80	Aman
4	5,5	1	46,81	257,45	4000	0,020	76,51	80	Aman
5	5,5	1	61,14	336,27	4000	0,020	78,82	80	Aman
6	5,5	1	75,38	414,59	4000	0,020	78,32	80	Aman
7	5,5	1	89,22	495,71	4000	0,020	76,12	80	Aman
8	5,5	1	102,57	564,13	4000	0,020	73,43	80	Aman

$$\text{Drift Indeks} = \frac{\text{Drift maks}}{h_n} = \frac{102,57}{35500} = 0,0029 < 0,0154 \dots \text{OKE}$$

4.6 Perencanaan Penulangan Balok Induk Portal Arah Utama

Dalam perencanaan balok induk, terdapat 2 kondisi penulangan, yaitu penulangan saat kondisi sebelum komposit dan sesudah komposit. Dimana, pada saat sebelum komposit, beban yang bekerja pada balok adalah berat sendiri balok dan berat sendiri pelat pracetak, sedangkan pada saat komposit, beban yang bekerja adalah beban sendiri balok dan beban pelat pracetak ditambah berat topping serta beban terpusat jika diperlukan dan menggunakan bantuan analisa program untuk menghitung gaya-gaya yang bekerja.

Gaya-gaya dari hasil analisa program tidak direncanakan untuk tulangan tiap lantai atau di ambil terbesar saja untuk semua lantai. Dalam analisa program, digunakan analisa dua dimensi, dan di ambil portal dengan kombinasi beban terbesar untuk setiap arah, baik arah utama maupun non utama gedung.

Adapun sistem perencanaannya sebagai berikut :

- Penulangan Balok Induk Portal Arah Utama Kondisi Sebelum Komposit:

$$\begin{aligned}
 L &= 8000 \text{ mm} ; & f_c' &= 24,9 \text{ MPa} ; & f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 b &= 350 \text{ mm} ; & h &= 700 \text{ mm} \\
 h_{\text{plat}} &= 120 \text{ mm} ; & h'_{\text{balok}} &= h_{\text{balok}} - h_{\text{plat}} = 700 - 120 = 580 \text{ mm} \\
 d_{\text{renc.}} &= 580 - 70 = 510 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Berat sendiri balok

$$\begin{aligned}
 q_{\text{balok}} &= b (h - \text{tebal pelat}) \times b_j. \text{ Beton} \\
 &= 0,35 \times (0,70 - 0,12) \times 2400 = 487,2 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Berat sendiri pelat pracetak ($t = 8 \text{ cm}$)

$$q_{\text{pelat}} = b \times h \times b_j. \text{ Beton} = 4 \times 0,08 \times 2400 = 768 \text{ kg/m}$$

$$W_D = 1255,2 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup dari pekerja (W_L) = 100 kg/m

$$\begin{aligned}
 \text{Beban berfaktor } (W_u) &= 1,2 W_D + 1,6 W_L \\
 &= 1,2 (1255,2) + 1,6 (100) = 1666,24 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Beban terpusat } (P_u) \text{ dari balok anak melintang} = 1366,50 \text{ kg/m}$$

Momen maksimum yang terjadi pada balok anak pada saat sebelum komposit :

$$\begin{aligned} M_u &= 1/8 \times W_u \times L^2 + 1/4 \times P_u \times L \\ &= 1/8 \times 1666,24 \times 8^2 + 1/4 \times 1366,50 \times 8 = 16062,92 \text{ kg.m} = 160,62 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot (d_{renc})^2} = \frac{160,62 \times 10^6}{0,90 \times 350 \times 510^2} = 1,961 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 1,961}{400}} \right] = 0,0051 \end{aligned}$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$\beta_1 = 0,85 \rightarrow$ untuk f_c' antara 17 dan 28 MPa (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3).

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho = 0,0052 < \rho_{maks} = 0,0202 \quad \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0051$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d_{renc} = 0,0051 \times 350 \times 510 = 919 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D19 mm ($A_s = 283 \text{ mm}^2$)

$$\text{Kebutuhan tulangan} = \frac{919}{283} = 3,24 \approx 3 \text{ batang}$$

Maka, digunakan tulangan 3D19 mm \rightarrow ($A_s = 849 \text{ mm}^2$)

Pemasangan tulangan :

$$b_{perlu} = 2 \times t + 2 \times \emptyset \text{ sengkang} + n \text{ tulangan} \times D \text{ tulangan} + (n - 1) \times \text{jarak bersih}$$

$$= (2 \times 40) + (2 \times 10) + (3 \times 19) + (3-1) \times 25 = 207 \text{ mm}$$

Karena, $b_{\text{perlu}} = 207 \text{ mm} < b = 350 \text{ mm} \rightarrow$ maka, tulangan dipasang 1 lapis

$$d_{\text{aktual}} = h_{\text{balok}} - t - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} . D \text{ tulangan}$$

$$= 700 - 40 - 10 - (1/2 \times 19) = 640 \text{ mm} > d_{\text{renc}} = 510 \text{ mm}$$

$$d_{\text{aktual}} = 642 \text{ mm} > d_{\text{renc}} = 510 \text{ mm} . . . \text{ OKE}$$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 . f_c' . a . b = A_s . f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 350 = 849 \times 400$$

$$= 7407,75 . a \qquad = 339600$$

$$a = \frac{339600}{7407,75} = 45,84 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45,84}{0,85} = 53,93 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c . \frac{d_{\text{aktual}} - c}{c} = 0,003 \times \frac{640 - 53,93}{53,93} = 0,032$$

Jika tulangan baja mempunyai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ dan $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

$$\text{Syarat : } \phi . M_n > M_u$$

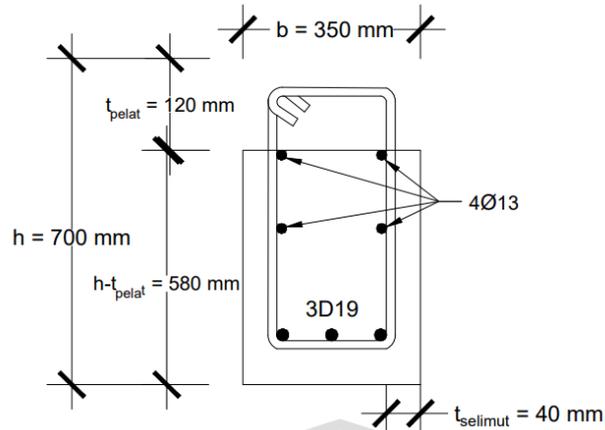
$$M_n = A_s . f_y . \left(d - \frac{a}{2} \right) = 849 \times 400 \times \left(640 - \frac{45,84}{2} \right) \times 10^{-6} = 209,72 \text{ kN.m}$$

$$\phi . M_n = 0,90 \times 209,72 = 188,75 \text{ kN.m} > M_u = 160,62 \text{ kN.m} . . . \text{ OKE}$$

Perhitungan tulangan susut :

$$A_s \text{ susut} = \rho \times b \times h = 0,0018 \times 350 \times 700 \text{ mm} = 441 \text{ mm}^2$$

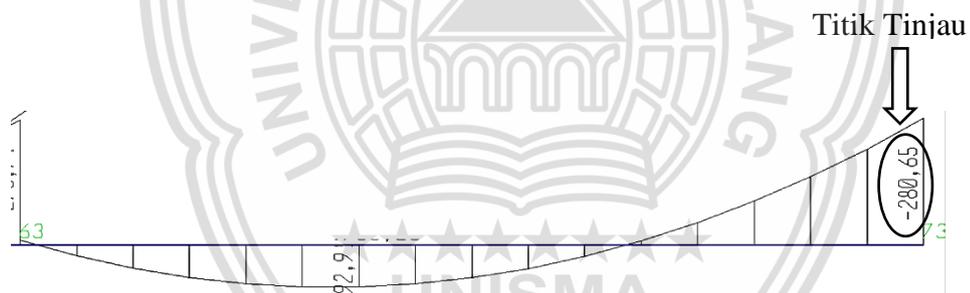
Dipakai tulangan $4\emptyset 13 \rightarrow (A_s = 528 \text{ mm}^2)$.



Gambar 4.55 Tegangan geser pelat ke balok induk melintang sebelum komposit

- Penulangan Balok Induk Kondisi Setelah Komposit :

Dalam perencanaan penulangan balok induk portal arah utama di ambil momen terbesar untuk di jadikan acuan dalam perencanaan.



Gambar 4.56 Momen tumpuan balok induk portal arah utama akibat beban sementara kanan, beban sementara kiri dan momen lapangan akibat beban tetap
(Sumber : Hasil analisa program)

Tabel 4.10 Momen maksimum tumpuan dan lapangan balok induk portal arah utama

Balok Induk	Letak Momen	Mu (kN.m)
L = 8000 mm	Tumpuan akibat beban sementara kanan	- 280,65
	Lapangan akibat beban tetap	+ 92,9

Berdasarkan tabel diatas, model yang dilakukan menggunakan bantuan analisa program, hasilnya menunjukkan tidak terjadi momen positif dan negatif pada tumpuan yang ditinjau (titik tinjau 1), baik akibat beban sementara kiri maupun kanan, yang ada hanya momen negatif. Maka dapat direncanakan tulangan tumpuan lapangan dengan menggunakan momen terbesar dari hasil tersebut.

Diambil Mu (-) Tumpuan terbesar = -280,65 kN.m (akibat beban sementara kanan)

• Perencanaan Tulangan Tumpuan Balok Induk Arah Utama Kondisi Komposit

$$L = 8000 \text{ mm} \quad ; \quad Mu = -280,65 \text{ kN.m}$$

$$f_c' = 24,9 \text{ MPa} \quad ; \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 350 \text{ mm} \quad ; \quad h = 700 \text{ mm}$$

$$d_{renc} = h - 70 = 700 - 70 = 630 \text{ mm}$$

$$\ell_n = L - (2 \times \frac{1}{2} \text{ lebar kolom}) = 8000 - (2 \times (\frac{1}{2} 900)) = 7100 \text{ mm}$$

Syarat dimensi balok SRPMK (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.1.1 sampai 21.5.1.4) sebagai berikut :

$$- \ell_n \geq 4d \quad = 7100 \text{ mm} > 4 \times 630 = 2520 \text{ mm (OK)}$$

$$- b_w \geq 0,3h \quad = 350 > 0,3 \times 700 = 210 > \text{(OK)}$$

$$- b_w \geq 250 \text{ mm} \quad = 350 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm (OK)}$$

$$- b_w \leq \text{lebar kolom} \quad = 350 \text{ mm} \leq 900 \text{ mm (OK)}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot (d_{renc})^2} = \frac{280,65 \times 10^6}{0,9 \times 350 \times 630^2} = 2,245$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18.899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 2,245}{400}} \right] = 0,0059$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$\beta_1 = 0,85 \rightarrow$ untuk f_c' antara 17 dan 28 MPa (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3)

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho_{perlu} = 0,0059 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho_{perlu} = 0,0059$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d_{renc} = 0,0059 \times 350 \times 630 = 1311 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan D19 ($A_s = 283 \text{ mm}^2$)

$$\text{Kebutuhan Tulangan} = \frac{A_s \text{ Perlu}}{A_s \text{ tul. D19}} = \frac{1311}{283} = 4,62 \approx 5 \text{ batang}$$

Maka, digunakan tulangan 5D29 ($A_s \text{ pakai} = 1417 \text{ mm}^2$)

Pemasangan tulangan :

$$b_{perlu} = 2 \times t + 2 \times \emptyset \text{ sengkang} + n \text{ tulangan} \times \emptyset \text{ tulangan} + (n - 1) \times \text{jarak bersih.}$$

dimana : $t = 40 \text{ mm}$ (tebal selimut beton minimum untuk tulangan utama, pengikat, sengkang dan spiral pada balok dan kolom, SNI 2847:2013 Pasal 7.7.1c)

$n =$ jumlah tulangan

jarak bersih antar tulangan minimum = 25 mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.6.1)

diameter sengkang minimum = 10 mm

Jika : $b > b_{perlu} \rightarrow$ maka tulangan dipasang 1 lapis

$b_{\text{perlu}} < b \rightarrow$ maka tulangan dipasang 2 lapis

$$b_{\text{perlu}} = 2 \times t + 2 \times \emptyset \text{ sengkang} + n \text{ tulangan} \times D \text{ tulangan} + (n - 1) \times \text{jarak bersih}$$

$$= (2 \times 40) + (2 \times 10) + (5 \times 19) + (5-1) \times 25 = 295 \text{ mm}$$

Karena, $b_{\text{perlu}} = 295 \text{ mm} < b = 350 \text{ mm} \rightarrow$ maka, tulangan dipasang 1 lapis

- Letak titik berat lapis tulangan tarik terhadap serat terluar dari penampang :

$$y = \frac{n \text{ tul.lapis atas} \times A_s \times d' + n \text{ tul.lapis bawah} \times A_s \times d''}{n \text{ total} \times A_s}$$

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ tul. geser} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. tarik}$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} 19 = 59,5 \text{ mm}$$

$$d'' = \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ tul. geser} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. tarik} + s + (2 \times \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. tarik})$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} 19 + 25 + (2 \times \frac{1}{2} 19) = 103 \text{ mm}$$

$$y = \frac{3(283)(59,5) + 2(283)(103)}{5 \times 283} = 77,10 \text{ mm}$$

$$d_{\text{aktual terpasang}} = h - y = 700 - 77,10 = 622,90 \text{ mm}$$

$$d_{\text{aktual 1 lapis}} = h - t - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan}$$

$$= 700 - 40 - 10 - (1/2 \times 19) = 640 \text{ mm}$$

$$d_{\text{aktual 1 lapis}} = 640 \text{ mm} > d_{\text{rencana}} = 630 \text{ mm} \dots \text{OKE}$$

Pemeriksaan tulangan tulangan apakah sudah luluh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 350 = 1417,6 \times 400$$

$$7407,75 \cdot a = 567040$$

$$a = \frac{567040}{7407,75} = 76,55 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{76,55}{0,85} = 90,06 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d_{\text{aktual terpasang}} - c}{c} = 0,003 \times \frac{622,90 - 90,06}{90,06} = 0,017$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik sudah luluh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

Syarat : $\phi \cdot M_n > M_u$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) = 1417,6 \times 400 \times \left(640,5 - \frac{76,55}{2} \right) \times 10^6 = 341,48$$

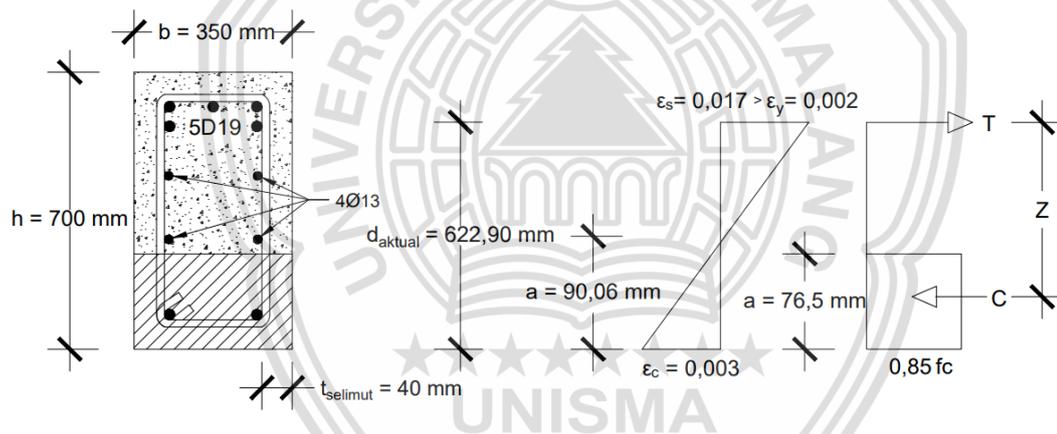
kN.m

$$\phi \cdot M_n = 0,9 \times 341,48 = 307,33 \text{ kNm} > M_u = 280,65 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

Perhitungan tulangan susut :

$$A_s \text{ susut} = \rho \times b \times h = 0,0018 \times 350 \times 700 \text{ mm} = 441 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4 ϕ 13 \rightarrow ($A_s = 528 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.57 Diagram Tegangan-Regangan Balok Induk Melintang Tumpuan

- Perencanaan Tulangan Lapangan Kondisi Komposit :

$$L = 8000 \text{ mm} ; \quad M_u = 92,9 \text{ kN.m (hasil analisa program)}$$

$$f_c' = 24,9 \text{ MPa} ; \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 350 \text{ mm} ; \quad h = 700 \text{ mm}$$

$$d_{\text{renc}} = h - 70 = 700 - 70 = 630 \text{ mm}$$

$$\ell_n = L - (2 \times \frac{1}{2} \text{ lebar balok}) = 8000 - (2 \times (\frac{1}{2} \times 350)) = 7650 \text{ mm}$$

Syarat dimensi balok SRPMK (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.1.1 sampai 21.5.1.4) sebagai berikut :

$$- \ell_n \geq 4d = 7650 \text{ mm} > 4 \times 630 = 2520 \text{ mm}$$

- $b_w \geq 0,3h = 350 > 0,3 \times 700 = 210$
- $b_w \geq 250 \text{ mm} = 350 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm}$
- $b_w \leq \text{lebar kolom} = 350 \text{ mm} \leq 900 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b_e \cdot (d_{renc})^2} = \frac{92,9 \times 10^6}{0,9 \times 350 \times 630^2} = 0,743$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,899$$

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

$$= \frac{1}{18,899} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,899 \times 0,714}{400}} \right] = 0,0019$$

Rasio Tulangan Maksimum :

$\beta_1 = 0,85 \rightarrow$ untuk f_c' antara 17 dan 28 MPa (SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3).

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{24,9}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0269$$

Untuk penampang terkendali tarik :

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0269 = 0,0202$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho = 0,0019 < \rho_{min} = 0,0035 < \rho_{maks} = 0,0202 \rightarrow \text{dipakai } \rho_{min} = 0,0035$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{min} \cdot b \cdot d_{renc} = 0,0035 \times 350 \times 630 = 771,75 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan D19 ($A_s = 283,53 \text{ mm}^2$)

$$\text{Kebutuhan Tulangan} = \frac{A_s \text{ Perlu}}{A_s \text{ tul. D19}} = \frac{771,75}{283,53} = 2,72 \approx 3 \text{ batang}$$

Maka, digunakan tulangan 3D19 ($A_s \text{ pakai} = 850,6 \text{ mm}^2$)

Pemasangan tulangan :

$$b_{perlu} = (2 \times 40) + (3 \times 10) + (3 \times 19) + (3-1) \times 25 = 217 \text{ mm}$$

Karena, $b_{\text{perlu}} = 217 \text{ mm} < b = 350 \text{ mm} \rightarrow$ maka, tulangan dipasang 1 lapis

- Letak titik berat lapis tulangan tarik terhadap serat terluar dari penampang :

$$y = \frac{n \text{ tul.lapis atas} \times A_s \times d' + n \text{ tul.lapis bawah} \times A_s \times d''}{n \text{ total} \times A_s}$$

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ tul. geser} + \frac{1}{2} D. \text{tul. tarik} \\ &= 40 + 10 + \frac{1}{2} 19 = 59,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d'' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ tul. geser} + \frac{1}{2} D. \text{tul. tarik} + s + (2 \times \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul.} \\ &\text{tarik}) \end{aligned}$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} 19 + 25 + (2 \times \frac{1}{2} 19) = 103,5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{3(283,53)(59,5) + (283,53)(103,5)}{3 \times 283,53} = 94 \text{ mm}$$

$$d_{\text{aktual terpasang}} = h - y = 700 - 94 = 606 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= h - t - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} D. \text{tulangan} \\ &= 700 - 40 - 10 - (1/2 \times 19) = 640 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d_{\text{aktual 1 lapis}} = 640 > d_{\text{rencana}} = 630 \text{ mm}$$

Pemeriksaan daktilitas penampang :

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s \text{ terpasang}}{b \times d_{\text{aktual terpasang}}} > \rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{850,6}{350 \times 606} = 0,0040 > \rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{aktual}} = 0,0040 < \rho_{\text{maks}} = 0,0202 \dots \text{Oke}$$

Pemeriksaan tulangan leleh :

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0,85 \times 24,9 \times a \times 350 = 850,6 \times 400$$

$$7407,75 \cdot a = 340234$$

$$a = \frac{340234}{7407,75} = 45,929 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Letak garis netral (c)} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45,930}{0,85} = 54,035 \text{ mm}$$

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d_{\text{aktual terpasang}} - c}{c} = 0,003 \times \frac{606 - 54,035}{54,035} = 0,030$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow$ tulangan baja tarik meleleh (mengakibatkan keruntuhan tarik)

Kontrol momen nominal penampang :

Syarat : $\phi \cdot M_n > M_u$

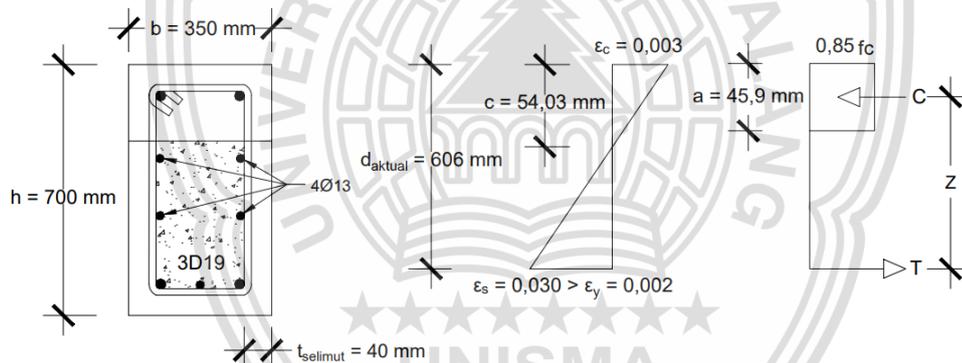
$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 850,6 \times 400 \times \left(606 - \frac{45,929}{2} \right) \times 10^6 = 198,36 \text{ kNm}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,9 \times 198,36 = 178,53 \text{ kNm} > M_u = 92,9 \text{ kNm} \dots \text{OKE}$$

Perhitungan tulangan susut :

$$A_s \text{ susut} = \rho \times b \times h = 0,0018 \times 350 \times 700 \text{ mm} = 441 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4 ϕ 13 \rightarrow ($A_s = 528 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.58 Diagram Tegangan-Regangan Balok Induk Melintang Lapangan

- **Perhitungan Tulangan Geser Balok Induk Arah Utama**

Pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), sendi plastis akan terjadi pada ujung-ujung dari komponen lentur, dalam hal ini adalah balok. Lokasi tersebut harus didetailkan secara khusus untuk memberikan jaminan terhadap daktilitas komponen lentur.

$$P_u = 115,23 \text{ kN} \quad (\text{Sumber : Hasil analisa SAP2000})$$

$$V_u = 193,05 \text{ kN} \quad (\text{Sumber : Hasil analisa SAP2000})$$

$$A_s \text{ tulangan utama atas (tumpuan)} 5D19 = 1417,6 \text{ mm}^2$$

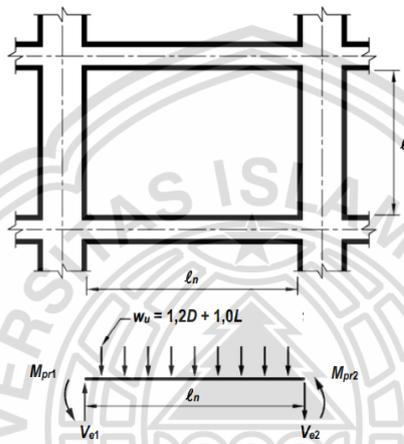
$$d_{\text{aktual terpasang}} = 622 \text{ mm}$$

As tulangan utama bawah (lapangan) 3D19 = 850,6 mm²

$d_{\text{aktual terpasang}} = 606 \text{ mm}$

Menurut SNI 2487:2013 Pasal 21.6.2.2, momen-momen ujung *probable momen capacities* (M_{pr}) berdasarkan pada tegangan tarik baja sebesar 1,25 f_y adalah kekuatan leleh yang ditetapkan. Kedua momen ujung harus ditinjau searah jarum jam dan berlawanan jarum jam.

Menghitung kapasitas momen ujung-ujung balok :



Gambar 4.59 Kapasitas momen ujung-ujung balok
 (Sumber : SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2.2)

Untuk tulangan 5D19 di sisi atas :

$$a_{pr-1} = \frac{A_s \times 1,25 \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1417,6 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 24,9 \times 350} = 95,683 \text{ mm}$$

$$M_{pr-1} = A_s (1,25 \cdot f_y) \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a_{pr-1}}{2} \right)$$

$$= 1417,6 (1,25 \times 400) \left(622 - \frac{95,683}{2} \right) \times 10^{-6} = 406,96 \text{ kN.m}$$

Untuk tulangan 3D19 di sisi bawah :

$$a_{pr-2} = \frac{A_s \times 1,25 \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{850,6 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 24,9 \times 350} = 57,412 \text{ mm}$$

$$M_{pr-2} = A_s (1,25 f_y) \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a_{pr-2}}{2} \right)$$

$$= 850,6 (1,25 \times 400) \left(606 - \frac{57,412}{2} \right) \times 10^{-6} = 245,52 \text{ kN.m}$$

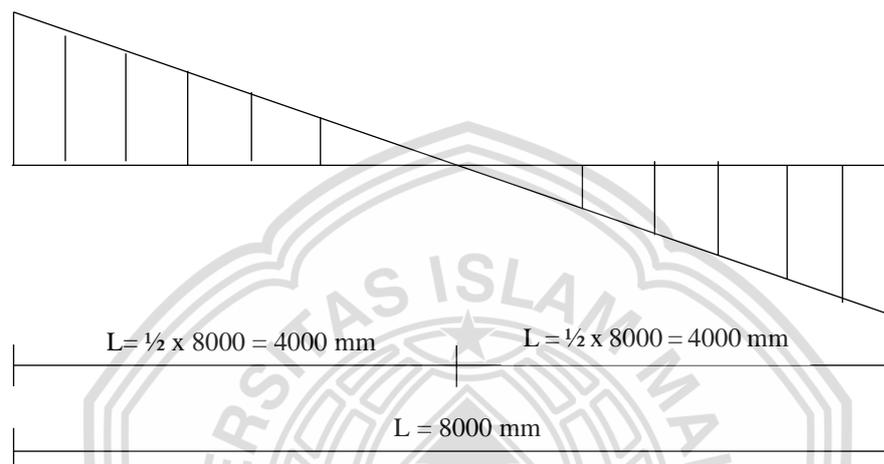
$$q_{DL} \text{ balok} = 14,69 \text{ kN/m} \quad ; \quad q_{LL} \text{ balok} = 10,64 \text{ kN/m}$$

$$P_{DL} \text{ balok} = 39,28 \text{ kN} \quad ; \quad P_{LL} \text{ balok} = 38,97 \text{ kN}$$

$$W_u = 1,2 D + 1,0 L = 1,2 (14,69) + 1,0 (10,64) = 28,268 \text{ kN/m}$$

$$P_u = 1,2 D + 1,0 L = 1,2 (39,28) + 1,0 (38,97) = 89,697 \text{ kN}$$

Gaya geser balok :



Gambar 4.60 Gaya geser pada balok induk

$$\ell_n = L - (2 \times \frac{1}{2} \text{ dimensi kolom})$$

$$= 8000 - (2 \times \frac{1}{2} (900)) = 7100 \text{ mm} \rightarrow 7,1 \text{ m}$$

$$V_e = \frac{M_{pr-1} + M_{pr-2}}{\ell_n} + \frac{W_u \cdot \ell_n}{2} \rightarrow (\text{persamaan segitiga tanpa beban titik})$$

$$V_e = \frac{M_{pr-1} + M_{pr-2}}{\ell_n} + \frac{W_u \cdot \ell_n}{2} + \frac{P_u}{2} \rightarrow (\text{persamaan trapesium akibat beban titik})$$

$$\begin{aligned} V_{e \text{ kiri}} (+) &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ell_n} + \frac{W_u \cdot \ell_n}{2} + \frac{P_u}{2} \\ &= \frac{406,96 + 245,52}{7,1} + \frac{28,268 \times 7,1}{2} + \frac{89,697}{2} = 237,09 \text{ kN (} V_e \text{ maks)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e \text{ kanan}} (-) &= \frac{M_{pr2} + M_{pr1}}{\ell_n} - \frac{W_u \cdot \ell_n}{2} + \frac{P_u}{2} \\ &= \frac{245,52 + 406,96}{7,1} - \frac{28,268 \times 7,1}{2} + \frac{89,697}{2} = 36,395 \text{ kN (} V_e \text{ min)} \end{aligned}$$

Dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.2, menjelaskan bahwa, tulangan transversal harus diproporsikan untuk menahan gaya geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana terjadi :

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa yang di hitung mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam panjang tersebut

$$\frac{406,96 + 245,52}{7,1} = 91,899 \text{ kN dimana nilai ini lebih besar dari 50\% gaya}$$

total ($\frac{1}{2} \times 237,09 \text{ kN} = 118,54$), dan

$$V_e \text{ maks} > 0,5 \cdot V_u = 237,09 \text{ kN} > 0,5 \times 193,05 \text{ kN} = 96,52 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} - P_u < A_g \cdot f_c' / 20 &= 115,23 \text{ kN} < \frac{(350 \times 700) \times 24,9}{20} \times 10^{-3} = 305,02 \\ &= 115,23 \text{ kN} < 305,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga V_c dapat diambil sama dengan nol ($V_c = 0$)

$$\phi = 0,75 \text{ (faktor reduksi kekuatan geser, SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3)}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (untuk beton normal, SNI 2847:2013 Pasal 8.6.1)}$$

$$V_s = \frac{V_e \text{ maks}}{\phi} - V_c = \frac{237,09}{0,75} - 0 = 316,12 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ maks} = 0,66 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d_{\text{aktual}} = 0,66 \times \sqrt{24,9} \times 350 \times 622 \times 10^{-3} = 716,97 \text{ kN}$$

$$V_s = 316,12 \text{ kN} < V_s \text{ maks} = 716,97 \text{ kN} \dots \text{Oke (Penampang Mencukupi)}$$

- Menghitung Jarak Sengkang dan Pengekang Balok Induk :

a. Perencanaan Sengkang

$$\text{Direncanakan sengkang } \emptyset 10 \text{ mm} : A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times A_s = 2 \times 78,5 = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 622}{316,12} \times 10^{-3} = 123,56 \text{ mm}$$

Dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.1a menjelaskan bahwa, sengkang tertutup harus pasang di daerah sendi plastis sepanjang dua kali komponen struktur yang diukur dari muka komponen struktur ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur, ($2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$).

Pasal 21.5.3.2 menjelaskan bahwa, sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu (kolom). Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

- $d/4 = 622/4 = 155,5 \text{ mm}$
- 6 kali d_b tulangan memanjang terkecil = $6 \times 19 = 114 \text{ mm}$
- 150 mm

Ambil $s = 114 \approx 100 \text{ mm}$, jadi dipakai sengkang $\emptyset 10$ -100 mm hingga sepanjang 1000 mm (1 m) dari muka tumpuan. Dan sengkang tertutup pertama dipasang sejarak 50 mm dari muka tumpuan.

Pada jarak 1000 mm dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar :

$$V_e \text{ maks} = 237,09 \text{ kN} - 28,268 \text{ kN/m} \times 1 \text{ m} = 208,82 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} \times b \times d_{\text{aktual}} = 0,17 \times 1,0 \times \sqrt{24,9} \times 350 \times 622 \times 10^{-3} \\ = 184,67 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_e \text{ maks}}{\phi} - V_c < 0,33 \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ = \frac{208,82}{0,75} - 184,67 < 0,33 \times \sqrt{24,9} \times 350 \times 622 \times 10^{-3} \\ = 93,75 \text{ kN} < 358,48 \text{ kN}$$

$$S_1 = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_{\text{aktual}}}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 622}{93,75} \times 10^{-3} = 416,65 \text{ mm}$$

Menentukan jarak S_{maks} :

$$S_2 = d/4 = 622/4 = 155,5 \text{ mm}$$

$$S_3 = \frac{A_v \cdot f_y t}{0,35 \cdot b} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 350} = 512,65 \text{ mm}$$

$$S_4 = 600 \text{ mm}$$

Karena nilai $S_1 > S_2$, maka dipilih nilai $S_2 = 155,5 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$ (dipasang sengkang $\emptyset 10 - 150 \text{ mm}$) di luar sendi plastis atau daerah lapangan.

b. Perencanaan Pengekang

Dalam Pasal 21.6.4.4 menjelaskan bahwa, luas penampang total tulangan sengkang tertutup di daerah terkekang (Ash) tidak boleh kurang dari yang diisyaratkan oleh persamaan berikut :

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s.bc.fc'}{f_y} \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right); \quad \text{dan} \quad A_{sh} = 0,09 \frac{s.bc.fc'}{f_y}$$

Dimana : bc = ukuran inti penampang diukur hingga sisi terluar sengkang tertutup.

$$= 350 - 2(40) = 270 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = \text{luas inti penampang} \rightarrow hc = 700 - 2(40) = 620 \text{ mm}$$

$$= hc \times bc = 620 \times 270 = 167400 \text{ mm}$$

$$A_g = \text{luas bruto penampang beton} = 700 \times 350 = 245000 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s.bc.fc'}{f_y} \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right)$$

$$= 0,3 \frac{100 \times 270 \times 24,9}{400} \left(\left(\frac{245000}{167400} \right) - 1 \right) = 333,73 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s.bc.fc'}{f_y} = 0,09 \frac{100 \times 270 \times 24,9}{400} = 151,26 \text{ mm}^2$$

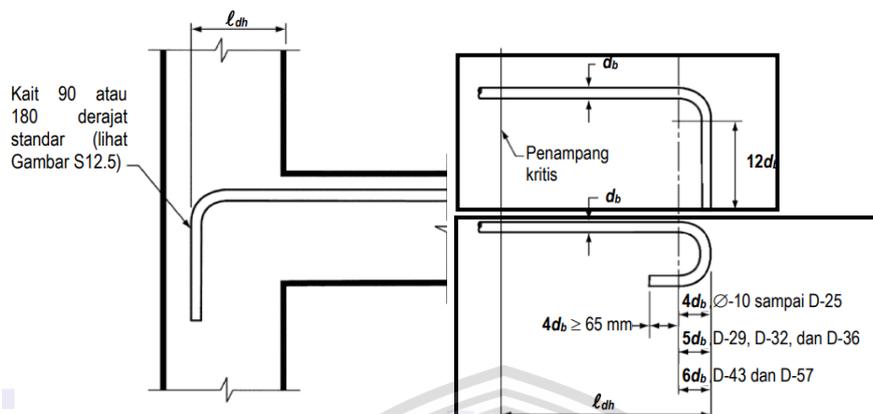
$$\text{Kebutuhan pengekang (n)} = \frac{A_{sh} \text{ perlu}}{A_{sh} \text{ As } \emptyset 10} = \frac{333,73}{78,5} = 4,25 \approx 5 \text{ kaki}$$

$$A_{sh} \text{ pakai} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b \cdot n = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \times 5 = 392,5 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan pengekang 5Ø10 – 100 mm ($A_{sh} = 392,5 \text{ mm}^2$) di daerah plastis.

Sedangkan di luar daerah sendi plastis (lapangan) digunakan 5Ø10 – 150 mm.

• Panjang Penyaluran Tulangan Balok Induk



Gambar 4.61 Panjang penyaluran kait standar 90° dan 180°
(Sumber : SNI 2847:2013 dan Pasal 12.13.2.3 Pasal 12.5.1)

SNI 2847:2013 Pasal 12.2.4 memberikan ketentuan, untuk ukuran tulangan Ø10 sampai D36, panjang penyaluran (l_{dh}) batang tulangan kait 90 derajat standar pada beton normal tidak boleh kurang dari yang terbesar antara:

- $8 d_b = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
- 150 mm
- $l_{dh} = \frac{f_y \cdot d_b}{5,4 \sqrt{f_{c'}}} = \frac{400 \times 19}{5,4 \sqrt{24,9}} = 282,04 \text{ mm}$

Maka digunakan panjang penyaluran tulangan (l_{dh}) = 300 mm

• Perhitungan Sambungan Lewatan Tulangan Utama Balok Induk pada Kondisi Tarik.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 12.2.3, menjelaskan bahwa panjang penyaluran harus dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \lambda \sqrt{f_{c'}}} \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

Dimana Pasal 12.2.4 memberikan ketentuan untuk nilai-nilai berikut :

- $\Psi_t = 1,0 \rightarrow$ untuk tulangan lainnya
- $\Psi_e = 1,0 \rightarrow$ untuk tulangan tanpa lapisan epoksi
- $\Psi_s = 1,0 \rightarrow$ untuk tulangan D22 dan yang lebih besar
- $\lambda = 1,0 \rightarrow$ untuk beton normal

$K_{tr} = 0 \rightarrow$ untuk penyederhanaan perencanaan, meskipun ada tulangan transversal.

C_b = nilai terkecil dari spasi tulangan atau selimut beton
 $= 40 + 10 + 19/2 = 59,5$ mm

$$\ell_d = \left(\frac{400}{1,1 \times 1\sqrt{24,9}} \frac{1 \times 1 \times 1}{\left(\frac{59,5+0}{19}\right)} \right) \times 19 = 422,13 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

Maka digunakan $\ell_d = 500$ mm

Pasal 12.5.1 memberikan alternatif untuk sambungan lewatan :

- Sambungan lewatan kelas A = $1,0 \ell_d$
- Sambungan lewatan kelas B = $1,3 \ell_d$

Dimana sambungan lewatan kelas A dapat digunakan

Apabila rasio $\frac{A_s \text{ terpasang}}{A_s \text{ perlu}} \geq 2,0$ dan 50% atau 100% tulang disambung,

jika tidak, maka digunakan sambungan lewatan kelas B.

Tulangan tarik balok induk tumpuan yang dihitung sebelumnya :

$$A_s \text{ perlu} = 1311 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ terpasang} = 5D19 (A_s = 1415 \text{ mm}^2)$$

$$- \frac{A_s \text{ terpasang}}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1417}{1311} = 1,08 < 2, \text{ maka digunakan sambungan lewatan}$$

kelas B.

- Panjang sambungan lewatan (ℓ_d) = $1,3 \times 500 = 650 \text{ mm} \approx 1000$

Perhitungan selanjutnya akan di tabelkan.

Tabel 4.11 Perhitungan tulangan balok induk portal arah utama zona 1

Perhitungan	Tumpuan	Lapangan
Mu (kNm)	-280,65	+92,65
L. Balok (mm)	8000	8000
b (mm)	350	350
h (mm)	700	700
d rencana (mm)	630	630
Rn	2,245	0,741
m	18,899	18,899
ρ	0,0059	0,0019
ρ_{min}	0,0035	0,0035
ρ_{maks}	0,0202	0,0202
ρ pakai	0,0059	0,0035
As perlu (mm ²)	1311	771,75
Tulangan terpakai	5D19	3D19
As pakai (mm ²)	1417,6	850,6
b perlu (mm)	295	217
Pemasangan Tul. ($b_{perlu} < b$ (mm))	1 lapis	1 lapis
Kontrol d_{aktual} 1 lapis $> d_{renc}$ (mm)	640 $>$ 630	640 $>$ 630
a (mm)	76,55	45,92
c (mm)	90,06	54,03
Kontrol Tul. Tarik ($\epsilon_s > \epsilon_y$)	0,017 $>$ 0,002	0,0306 $>$ 0,002
Mn (kNm)	331,50	198,36
Kontrol $\phi M_n > M_u$ (OKE)	298,35 $>$ 280,65	178,53 $>$ 92,65
Sengkang (mm)	Ø10-100	Ø10-150
Tul. pengekang (mm)	5Ø10-100	5Ø10-150

Tabel 4.12 Perhitungan tulangan balok induk portal arah utama zona 2

Perhitungan	Tumpuan	Lapangan
Mu (kNm)	-351,73	+117,77
L. Balok (mm)	8000	8000
b (mm)	350	350
h (mm)	700	700
d rencana (mm)	630	630
Rn	2,81	0,942
m	18,899	18,899
ρ	0,0076	0,0024
ρ_{\min}	0,0035	0,0035
ρ_{\max}	0,0202	0,0202
ρ pakai	0,0076	0,0035
As perlu (mm ²)	1670	771,75
Tulangan terpakai	6D19	3D19
As pakai (mm ²)	1701	850,6
b perlu (mm)	339	217
Pemasangan Tul. ($b_{\text{perlu}} < b$ (mm))	1 lapis	1 lapis
Kontrol $d_{\text{aktual 1 lapis}} > d_{\text{renc}}$ (mm)	640 > 630	640 > 630
a (mm)	91,86	45,92
c (mm)	108,07	54,03
Kontrol Tul. Tarik ($\epsilon_s > \epsilon_y$)	0,014 > 0,002	0,030 > 0,002
Mn (kNm)	404,58	198,36
Kontrol $\phi M_n > M_u$ (OKE)	364,12 > 351,73	178,53 > 117,77
Sengkang (mm)	Ø10-100	Ø10-150
Tul. pengekang (mm)	5Ø10-100	5Ø10-150

Tabel 4.13 Perhitungan tulangan balok induk portal arah utama zona 3

Perhitungan	Tumpuan	Lapangan
Mu (kNm)	- 464,06	+154,15
L. Balok (mm)	8000	8000
b (mm)	350	350
h (mm)	700	700
d rencana (mm)	630	630
Rn	3,712	1,233
m	18,899	18,899
ρ	0,0103	0,0032
ρ_{min}	0,0035	0,0035
ρ_{maks}	0,0202	0,0202
ρ pakai	0,0103	0,0035
As perlu (mm ²)	2266	771,75
Tulangan terpakai	8D19	3D19
As pakai (mm ²)	2268	850,6
b perlu (mm)	427	217
Pemasangan Tul. ($b_{perlu} > b$ (mm))	2 lapis	1 lapis
Kontrol $d_{aktual} \text{ 1 lapis} > d_{renc}$ (mm)	640 > 630	640 > 630
a (mm)	122,48	45,92
c (mm)	144,09	54,03
Kontrol Tul. Tarik ($\epsilon_s > \epsilon_y$)	1,853 > 0,002	0,0306 > 0,002
Mn (kNm)	525,55	198,36
Kontrol $\phi M_n > Mu$ (OKE)	473,00 > 464,06	178,53 > 154,15
Sengkang (mm)	Ø10-100	Ø10-150
Tul. pengekang (mm)	5Ø10-100	5Ø10-150

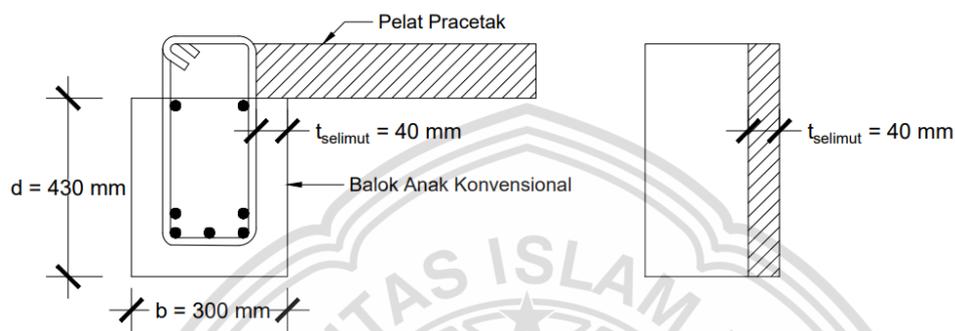
Tabel 4.14 Perhitungan tulangan balok induk portal arah utama zona 4

Perhitungan	Tumpuan	Lapangan
Mu (kNm)	-495,63	+169,43
L. Balok (mm)	8000	8000
b (mm)	350	350
h (mm)	700	700
d rencana (mm)	630	630
Rn	3,964	1,355
m	18,899	18,899
ρ	0,0111	0,0035
ρ_{\min}	0,0035	0,0035
ρ_{\max}	0,0202	0,0202
ρ pakai	0,0111	0,0035
As perlu (mm ²)	2441	771,75
Tulangan terpakai	9D19	3D19
As pakai (mm ²)	2551	850,6
b perlu (mm)	471	217
Pemasangan Tul. ($b_{\text{perlu}} > b$ (mm))	2 lapis	1 lapis
Kontrol $d_{\text{aktual 1 lapis}} > d_{\text{renc}}$ (mm)	640 > 630	640 > 630
a (mm)	137,79	45,92
c (mm)	162,10	54,03
Kontrol Tul. Tarik ($\epsilon_s > \epsilon_y$)	0,863 > 0,002	0,030 > 0,002
Mn (kNm)	563,47	198,36
Kontrol $\phi M_n > M_u$ (OKE)	507,13 > 495,63	178,53 > 169,43
Sengkang (mm)	Ø10-100	Ø10-150
Tul. pengekang (mm)	5Ø10-100	5Ø10-150

4.7 Perencanaan Tumpuan Pelat Pracetak ke Balok

Perencanaan tumpuan di dasarkan pada analisa tekan beton dalam menahan beban tumpuan dan analisa tegangan material beton dalam menahan geser yang terjadi pada tumpuan.

- Tumpuan pelat ke balok anak memanjang



Gambar 4.62 Tumpuan pelat ke balok anak

- Luasan tumpuan (per meter panjang tumpuan balok)

$$A = 1000 \times 40 = 40000 \text{ mm}^2$$

- Kekuatan nominal tumpuan (per meter panjang)

$$B_n = 0,85 \times f_c \times A$$

Dimana : B_n = kekuatan nominal tumpuan terhadap tekan (N)

$$f_c = \text{tegangan ijin beton } (0,33 f_c') \rightarrow 0,33 \times 24,9 = 8,21 \text{ MPa}$$

A = luas tumpuan

$$B_n = 0,85 \times 8,21 \times 40000 = 279140 \text{ N} = 279,14 \text{ kN}$$

- Beban tumpuan berfaktor (per meter panjang)

$$\begin{aligned} V_u &= \text{tebal pelat} \times \left(\frac{1}{2} \times \text{lebar tumpuan}\right) \times b_j \text{ beton} \times 1 \text{ m} \\ &= 0,08 \times (0,5 \times 4) \times 24,9 \times 1 \\ &= 4,38 \text{ kN} < B_n = 279,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

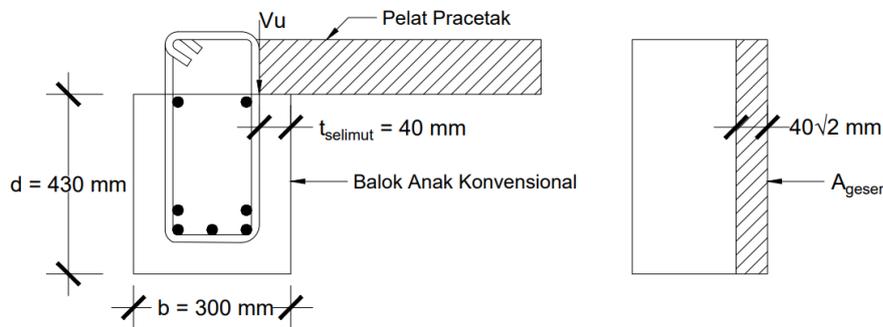
- Cek tegangan tumpuan :

$$\text{Syarat : } \sigma < 0,3f_c' = 0,3 \times 24,9 = 7,47 \text{ MPa}$$

Tegangan tumpu :

$$\sigma = \frac{V_u}{A} = \frac{4380}{40000} = 1,09 \text{ MPa} < 0,3f_c' = 7,47 \text{ MPa}$$

- Cek tegangan geser pada tumpuan :



Gambar 4.63 Tegangan geser pelat ke balok anak

Tegangan geser ijin pons beton tanpa tulangan

$$\tau_p = 0,65 \sqrt{f_c'} = 0,65 \sqrt{24,9} = 3,24 \text{ MPa}$$

Tegangan geser pada tumpuan :

$$v = \frac{V_u}{A_{geser}}$$

Dimana : v = tegangan geser tumpuan (MPa)

A_{geser} = luas bidang geser (mm^2)

$$v = \frac{4380}{40000 \times 40\sqrt{2}} = 0,019 \text{ MPa} < \tau_p = 3,25 \text{ MPa}$$

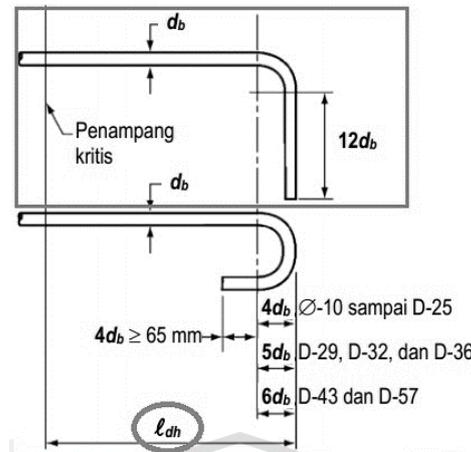
Maka, tumpuan pelat ke balok anak dengan lebar 40 mm memenuhi.

Untuk tumpuan pelat pracetak ke balok yang lain juga sama (baik balok anak melintang maupun balok induk) karena luas tumpuannya sama.

4.7.1 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok

Perencanaan sambungan terdapat pada sambungan antara pelat dan balok, dimana pelat menumpu pada balok kemudian disambung dengan bantuan tulangan pelat yang disalurkan ke balok dengan kait standar 90° . Hal ini dilakukan untuk memperkuat sambungan pelat pracetak dengan balok dalam menahan gaya geser yang terjadi akibat gempa atau pun goyangan lainnya.

Adapun detail sambungan pelat dan balok sesuai dengan SNI 2847:2013 SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1 tentang Penyaluran dan Sambungan Tulangan.



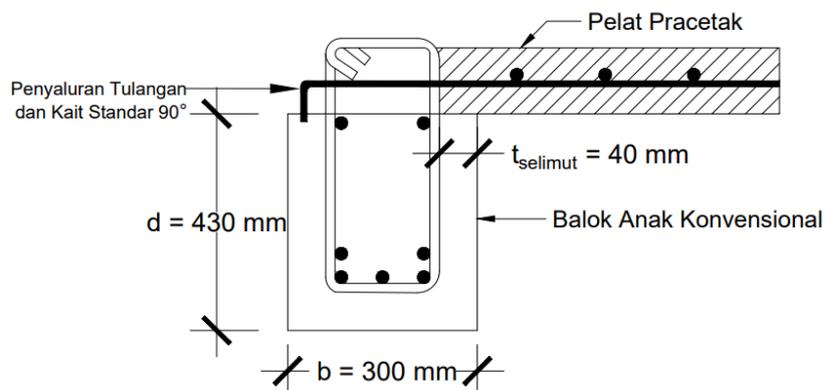
Gambar 4.64 Panjang penyaluran kait 90° dan 180°
(sumber : SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1)

Panjang penyaluran tulangan pada pelat harus disediakan untuk tulangan pelat pada kondisi sebelum dan sesudah komposit. SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1 menjelaskan, untuk batang tulangan ulir dalam kondisi tarik yang diakhiri dengan kait standar, panjang penyaluran (ℓ_{dh}), harus disediakan sesuai Pasal 12.5.2, namun tidak boleh kurang dari yang terbesar antara:

- $8d_b = 8 \times 13 = 104 \text{ mm}$
- 150 mm
- $\ell_{dh} = \frac{0,24 \times \Psi_e \times f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \times d_b = \frac{0,24 \times 1,0 \times 400}{1,0 \sqrt{24,9}} \times 13 = 250,10 \text{ mm} \approx 260 \text{ mm}$

dimana : nilai Ψ_e dan $\lambda = 1,0 \rightarrow$ untuk kondisi lainnya

Maka digunakan panjang penyaluran tulangan pelat = 260 mm



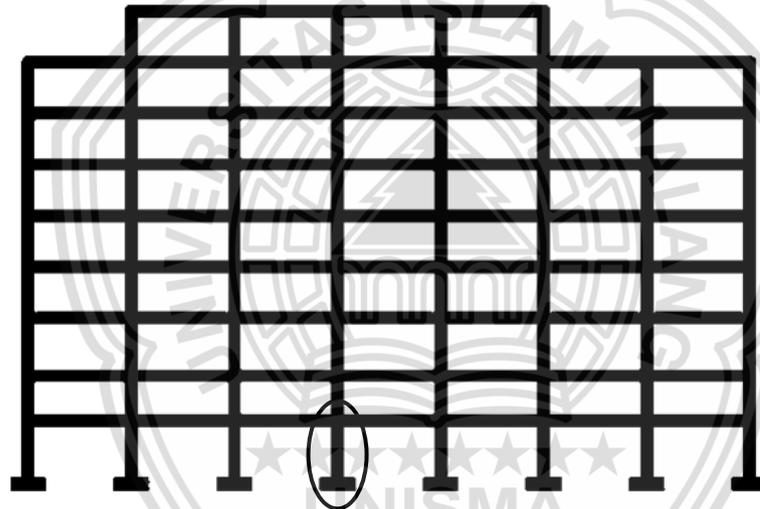
Gambar 4.65 Panjang penyaluran tulangan dengan kait standar 90°

4.8 Perencanaan Kolom

Kolom adalah salah satu komponen struktur vertikal yang secara khusus difungsikan untuk memikul beban aksial tekan (dengan atau tanpa adanya momen lentur) dan memiliki rasio tinggi atau panjang terhadap dimensi terkecilnya sebesar 3 atau lebih. Kolom memikul beban vertikal yang berasal dari pelat lantai atau atap dan menyalurkannya ke pondasi.

4.8.1 Perencanaan Kolom Lantai 1

Pada tugas akhir ini komponen kolom direncanakan pada kolom lantai 1 dengan dimensi 80/90 cm yang didapatkan dari data di lapangan.



Gambar 4.66 Portal Struktur Arah Utama
(Sumber : Hasil analisa program)

Direncanakan :

b kolom	= 800 mm ;	h kolom	= 900 mm
f_c'	= 24,9 MPa;	f_y	= 400 MPa
Selimut beton	= 40 mm ;	Diameter sengkang	= 13 mm

Dengan perencanaan menggunakan bantuan analisa program diperoleh gaya pada kolom sebagai berikut :

P_u	= 6100,67 kN
M_{u1}	= 394,35 kNm

$$Mu_2 = 3160,51 \text{ kNm}$$

$$Vu = 245,15 \text{ kN}$$

Syarat kolom SRPMK (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1)

$$- Pu > Ag \cdot f_c' / 10 = \frac{(800 \times 900) \times 24,9}{10} \times 10^{-3} = 1792 \text{ kN}$$

$$- 6100,67 \text{ kN} > 1792 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

$$- \text{Dimensi terkecil penampang} > 300 \text{ mm} = 900 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

$$- \text{Rasio } \frac{bw}{h} \text{ kolom} > 0,4 = \frac{800}{900} > 0,4 = 0,8 > 0,4 \dots \text{OK}$$

- Cek Kelangsingan Kolom :

$$\begin{aligned} \text{Modulus Elastisitas beton } (E_c) &= 4700 \cdot \sqrt{f_c'} = 4700 \cdot \sqrt{24,9} = 23452 \text{ MPa} \\ &= 23452,95 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Inersia Kolom } (I_k) = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \times 800 \times 900^3 = 4860000000 \text{ mm}^4$$

$$\text{Inersia balok } (I_b) = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \times 350 \times 700^3 = 1000416667 \text{ mm}^4$$

$$\text{Panjang Kolom } (L_k 1) = 3500 \text{ mm} ; \text{ Panjang Kolom } (L_k 2) = 4500 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang balok } (L_b 1) = 8000 \text{ mm} ; \text{ Panjang balok } (L_b 2) = 10000 \text{ mm}$$

$$\frac{E \cdot I_k}{L_k 1} = \frac{23452 \times 4800000000}{3500} = 3,25 \times 10^{10}$$

$$\frac{E \cdot I_k}{L_k 2} = \frac{23452 \times 4800000000}{4500} = 2,53 \times 10^{10}$$

$$\frac{E \cdot I_b}{L_b 1} = \frac{23452 \times 1000416667}{8000} = 2,93 \times 10^{10}$$

$$\frac{E \cdot I_b}{L_b 2} = \frac{23500 \times 1000416667}{10000} = 2,34 \times 10^{10}$$

$$\text{Kekakuan relatif kolom di ujung bawah } (\Psi_A) = \frac{\sum \frac{E \cdot I_k}{L_k}}{\sum \frac{E \cdot I_b}{L_b}} = 0 \text{ (tumpuan jepit)}$$

Kekakuan relatif kolom di ujung atas (Ψ_B) :

$$\begin{aligned} &= \frac{\sum \frac{E \cdot I_k}{L_k}}{\sum \frac{E \cdot I_b}{L_b}} = \frac{(3,25 \times 10^{10}) + (2,53 \times 10^{10})}{(2,93 \times 10^{10}) + (2,34 \times 10^{10})} = 1,09 \end{aligned}$$

Dari grafik nomogram, didapatkan nilai faktor panjang efektif (k) = 0,69

Jari-jari putaran (r) = 0,3. $h = 0,3 \times 900 = 270$ mm

Rasio kelangsingan untuk kolom dengan pengaku lateral = $\frac{k \cdot Lu}{r} < 34-12 \left(\frac{M1}{M2}\right)$.

$$\frac{k \cdot Lu}{r} < 34-12 \left(\frac{M1}{M2}\right) = \frac{0,69 \times 3500}{270} = 8,94 < 34-12 \left(\frac{394,35}{3160,51}\right) = 32,50$$

→ Maka kolom tersebut termasuk kolom pendek

- Penulangan Kolom Arah Utama :

Desain kolom pendek

$$Mu = 3160,51 \text{ kNm}$$

$$Pu = 6100,67 \text{ kN}$$

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{3160,51}{6100,67} = 0,518 \text{ m} = 518 \text{ mm}$$

$$\text{Luas kolom (Ag)} = 800 \times 900 = 720000 \text{ mm}^2$$

Syarat rasio tulangan untuk balok SRMPK : $1\% Ag < As < 6\% Ag$

Direncanakan tulangan kolom 28D25 ($As = 13744,5 \text{ mm}^2$)

Tinggi efektif penampang :

$$d_{\text{aktual}} = 900 - 40 - 13 - \frac{1}{2} 25 = 834,5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 13 + \frac{1}{2} 25 = 65,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b} = \frac{13744,5 \times 400}{0,85 \times 24,9 \times 800} = 324,69$$

Syarat : $\phi \cdot Mn > Mu$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 13744,5 \times 400 \times \left(834,5 - \frac{324,69}{2}\right) \times 10^{-6} = 3695,34 \text{ kNm}$$

$$\phi \cdot Mn = 0,90 \times 3695,34 = 3325,80 \text{ kN.m} > Mu = 3160,51 \text{ kN.m} \dots \text{OKE}$$

Periksa Pu terhadap beban pada keadaan seimbang

$$Cb = \left(\frac{600}{600+400}\right) \times d_{\text{aktual}} = \left(\frac{600}{600+400}\right) 834,5 = 500,7 \text{ mm}$$

$$ab = \beta_1 \cdot cb = 0,8 \times 500,7 = 425,59 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{(Cb - d')}{Cb} \times 0,003 = \frac{(500,7 - 65,5)}{500,7} \times 0,003 = 0,00261$$

$$fs' = \epsilon_s \times Es = 0,00261 \times 200000 = 521 \text{ Mpa} > fy = 400 \text{ Mpa}$$

maka dalam perhitungan selanjutnya digunakan $f_s' = f_y$

$$\begin{aligned}\phi P_{nb} &= 0,90 \cdot (0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b + A_s' \cdot f_s' - A_s \cdot f_y) \\ &= 0,90 \cdot (0,85 \cdot 24,9 \cdot 424,59 \cdot 800 + 13744,5 \cdot 400 - 13744,5 \cdot 400) \\ &= 7206174,54 \text{ N}\end{aligned}$$

$\phi P_{nb} > P_u = 7206,17 \text{ is kN} > 6100,67 \text{ kN}$ (Keruntuhan Tarik)

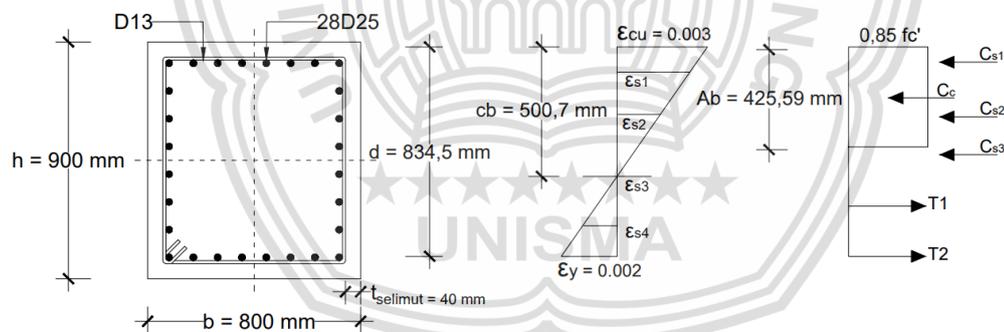
Kapasitas penampang pada keruntuhan tarik

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 24,9} = 18,9 ; \rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{13744,5}{800 \times 834,5} = 0,021$$

$$\begin{aligned}P_n &= 0,85 \times f_c' \times b \times d \times \left(h - \frac{2e}{2d} + \sqrt{h - \frac{2e}{2d} + 2 m \rho \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right) \\ &= 0,85 \times 24,9 \times 800 \times 834,5 \times \left(900 - \frac{2(518)}{2(834,5)} \right. \\ &\quad \left. + \sqrt{900 - \frac{2(518)}{2(834,5)} + 2(18,9)(0,021) \left(1 - \frac{65,5}{834,5} \right)} \right)\end{aligned}$$

$$P_n = 10868354,99 \text{ N} = 10868,35 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot P_n = 0,90 \times 10868,35 \text{ kN} = 9781,52 \geq P_u = 6100,67 \text{ kN} \text{ (Aman)}$$



Gambar 4.67 Penampang dan tulangan serta diagram regangan-tegangan kolom portal utama

- Perencanaan Sengkang Pada Kolom Arah Utama

$$V_u = 245,15 \text{ kN}$$

$$L_n = 3,5 \text{ m}$$

$$d_{\text{aktual}} = 900 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 834,5 \text{ mm} = 0,8345 \text{ m}$$

$$V_u \text{ kritis} = \frac{\frac{1}{2}(L_n) - d'_{\text{aktual}}}{\frac{1}{2}(L_n)} \times V_u = \frac{\frac{1}{2}(3,5) - 0,8345}{\frac{1}{2}(3,5)} \times 245,15 = 128,2 \text{ kN}$$

Gaya geser yang beton :

$$\phi = 0,75 \text{ (faktor reduksi kekuatan geser, SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3)}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times f_c' \times b \times d_{\text{aktual}} \\ &= 1/6 \times 24,9 \times 800 \times 834,5 \\ &= 624622 \text{ N} = 624,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 624,62 \text{ kN} = 468,47 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ kritis} = 468,47 \text{ kN} > 128,5 \text{ kN}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5, jarak tulangan sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

- $\frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$
- $6 \times D.$ Tulangan = $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

Digunakan sengkang minimum $\phi 13 - 150 \text{ mm}$

- Perencanaan Pengekangan Kolom Kolom Arah Utama

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4b menjelaskan bahwa, luas penampang total tulangan sengkang persegi (Ash), tidak boleh kurang dari yang diisyaratkan oleh persamaan berikut :

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_y} \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_y}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} bc &= \text{ukuran inti penampang diukur hingga sisi terluar sengkang tertutup} \\ &= b - 2 \text{ (selimut beton)} = 800 - 2(40) = 720 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$hc = h - 2 \text{ (selimut beton)} = 900 - 2(40) = 820 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = \text{luas inti penampang} = bc \times hc = 720 \times 820 = 590400 \text{ mm}^2$$

$$A_g = \text{luas bruto penampang beton} = 800 \times 900 = 720000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \times \frac{720 \times 24,9}{400} \left(\left(\frac{720000}{590400} \right) - 1 \right) = 2,951 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09 \times \frac{720 \times 24,9}{400} = 4,033 \text{ mm}^2/\text{mm (pakai)}$$

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3 spasi tulangan transversal sepanjang ℓ_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

- $\frac{1}{4}$ dimensi struktur minimum = $\frac{1}{4} \times 800 = 200$ mm
- $6 d_b$ tulangan terkecil = $6 \times 25 = 150$ mm
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) \rightarrow$ nilai hx diperkirakan sebesar $\frac{1}{3} h_c$ ($\frac{1}{3} \times 820$)
 $= 273$ mm)
 $= 100 + \left(\frac{350-273}{3}\right) = 125,66$ mm

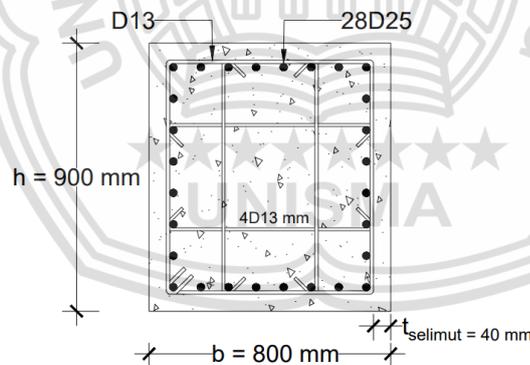
- Nilai S_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm

Diambil spasi sebesar 100 mm

$$A_{sh} = 4,033 \times 100 = 403,3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kebutuhan pengekang (n)} = \frac{A_{sh} \text{ perlu}}{A_{sh} \text{ D13}} = \frac{403,3}{132,73} = 3,03 \approx 4 \text{ kaki}$$

Maka digunakan pengekang 4 kaki D13-100 mm ($A_{sh} = 530,9 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.68 Senggang dan pengekang kolom portal utama

Pasal 21.6.4.3 menjelaskan, tulangan transversal harus dipasang sepanjang panjang ℓ_o dari muka kolom tidak boleh kurang dari yang terbesar antara :

- h kolom = 900 mm
- $\frac{1}{6} L_n = \frac{1}{6} \times 3500 = 583,33$ mm
- 450 mm

Maka direncanakan ℓ_o $583,33 \approx$ sebesar 600 mm

Jadi sepanjang $\ell_o = 600$ mm dipasang pengeang 4 kaki D13-100 mm, dimana daerah tersebut merupakan daerah sendi plastis. Sedangkan di luar daerah sendi plastis dipasang pengeang 4 kaki D13-150 mm.

Tabel 4.15 Penulangan Kolom Lantai Basement – 8

Perhitungan	Lantai Basement - 8
Dimensi (mm)	800 x 900
P_u (kN)	6100,67
M_1 (kNm)	347,41
M_2 (kNm)	3160,51
V_u (kN)	245,15
f_c' (MPa)	24,9
e (mm)	518
Jenis Kolom	Kolom Pendek
Jumlah Tulangan	28 batang
Tulangan Terpakai	28 D25
As pakai (mm ²)	13744,5
M_R (kNm)	3,695
$\phi P_{nb} > P_u$ (kN)	7206,2
Jenis keruntuhan	Keruntuhan Tarik
$\phi P_n > P_u$ (kN)	9786,70 > 6100,67
$\phi P_n > V_u$ Kritis (kN)	468,47
Senggang (mm)	$\phi 13 - 150$
Pengeang (mm)	4 $\phi 13 - 100$

4.9 Perencanaan Pondasi Bore Pile

Fungsi dari sebuah pondasi tiang bore adalah untuk mentransmisikan beban aksial kolom serta beban momen ke lapisan tanah keras. Hal ini dapat dicapai oleh tahanan ujung tiang, tahanan friksi tiang maupun kombinasi dari keduanya. Kapasitas tiang pancang dapat diperkirakan berdasarkan rumus-rumus empiris yang ada dengan memanfaatkan data-data sifat mekanika tanah yang diperoleh dari pengujian data sondir/CPT (*Cone Penetration Test*).

Tabel 4.16 Data sondir/CPT pada lokasi pekerjaan

Kedalaman	S-1			S-2		
	qc	JHP	Fr	qc	JHP	Fr
(m)	(kg/cm ²)	(kg/cm)	(%)	kg/cm ²)	(kg/cm)	(%)
0.00	0	0.000	0	0	0.000	0
0.20	2	3,838	9,594	2	3,838	9594
0.40	5	10,234	6,396	2	7,675	9,594
0.60	5	16,630	6,396	2	11,513	9,594
0.80	10	29,422	6,396	5	17,909	6,396
1.00	30	42,215	2,132	5	24,306	6,396
1.20	30	55,007	2,132	10	37,098	6,396
1.40	35	74,195	2,741	10	49,890	6,396
1.60	40	93,384	2,399	20	62,683	3,198
1.80	50	106,177	1,279	20	75,475	3,198
2.00	30	118,969	2,132	30	88,267	2,132
2.20	30	131,762	2,132	35	107,456	2,741
2.40	25	144,554	2,558	35	126,645	2,741
2.60	20	157,346	3,198	20	139,437	3,198
2.80	20	170,139	3,198	20	152,229	3,198
3.00	15	176,535	2,132	20	165,022	3,198
3.20	5	182,931	6,396	15	171,418	2,132
3.40	5	189,327	6,396	15	177,814	2,132
3.60	5	195,724	6,396	15	184,210	2,132
3.80	5	202,120	6,396	10	197,003	6,396
4.00	5	208,516	6,396	10	209,795	6,396
4.20	10	214,912	3,198	5	216,191	6,396
4.40	10	221,308	3,198	5	222,588	6,396
4.60	10	227,704	3,198	20	235,380	3,198
4.80	10	234,101	3,198	20	248,172	3,198
5.00	20	246,893	3,198	15	254,568	2,132
5.20	20	259,685	3,198	10	260,965	3,198

5.40	40	272,478	1,599	10	267,361	3,198
5.60	40	285,270	1,599	10	273,757	3,198
5.80	60	298,063	1,066	10	280,153	3,198
6.00	60	310,855	1,066	5	286,549	6,396
6.20	80	336,440	1,599	5	292,946	6,396
6.40	80	362,025	1,599	5	299,342	6,396
6.60	115	387,609	1,112	20	312,134	3,198
6.80	120	406,798	0.800	40	324,927	1,599
7.00	135	425,986	0.711	40	337,719	1,599
7.20	135	445,175	0.711	60	363,304	2,132
7.40	165	464,364	0.581	80	388,889	1,599
7.60	180	489,948	0.711	120	401,681	0.533
7.80	200	509,137	0.480	140	427,266	0.914
8.00				175	440,058	0.365
8.20				185	459,247	0.519
8.40				200	472,039	0.320

Sumber : Laporan penyelidikan tanah CPT

Dari Tabel 4.12 diketahui bahwa tanah paling keras ($q_c = 200 \text{ kg/cm}^2$) pada titik S-1 berada pada kedalaman 7,8 m dan titik S-2 berada pada kedalaman 8,4 m.

Data pondasi tiang pancang yang akan digunakan sebagai berikut :

- Dimensi bore pile = 80 cm = 0,8 m
- Kedalaman tiang pancang = 800 cm = 8 m
- Mutu baja f_y = 400 MPa = 4000 kg/cm^2
- Mutu beton f_c = 41,5 Mpa = 415 kg/cm^2

4.9.1 Daya Dukung Pondasi Bore Pile

Untuk dapat merencanakan suatu struktur pondasi dengan baik, maka dapat dihitung daya dukung tanah yang menjadi dasar bagi suatu elemen pondasi. Terzaghi (1943) memberikan teori secara kompresif mengenai daya dukung tanah ultimit untuk pondasi tiang pancang dihitung dengan persamaan berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s = Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c' N_c' + q' N_q')$$

Dengan:

Q_p = tahanan ujung tiang

Q_s = tahanan friksi

A_p = luas penampang ujung tiang

c' = nilai kohesi tanah pada ujung tiang

q' = tegangan vertikal efektif pada ujung tiang

N_c' = keliling penampang tiang pancang

p = panjang tiang pada lapisan tanah yang ditinjau

f = nilai tahanan friksi

– Luas ujung bawah tiang $A_p = \frac{1}{4} \pi \times (80 \text{ cm})^2 = 5024 \text{ cm}^2$

– Keliling tiang $A_{st} = \pi \cdot D = 3,14 \times 80 = 251,20 \text{ cm}$

– Luas selimut tiang $A_s = A_{st} \times \text{tinggi tiang}$
 $= 251,20 \text{ cm} \times 800 \text{ cm} = 200960 \text{ cm}^2$

– $f_b = q_c \text{ (konus)} = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (data sondir S-2)}$

– $f_s = 0,65 \text{ kg/cm}^2$

– $W_p = A_p \times \text{tinggi tiang} \times b_j$
 $= 0,5024 \text{ m}^2 \times 8 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 9646,08 \text{ kg}$

– $Q_u = Q_p + Q_s = A_b \times f_b + A_s \times f_s - W_p$
 $= (5024 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ kg/cm}^2) + (200960 \text{ cm}^2 \times 0,65 \text{ kg/cm}^2) - 9646,08 \text{ kg}$
 $= 1125777 \text{ kg} = 11257,77 \text{ kN} \quad 1132309,12 \quad 11323,09$

– $Q_a = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{5} = \frac{A_b \cdot f_b}{3} + \frac{A_s \cdot f_s}{5} - W_p$
 $= \frac{5024 \text{ cm}^2 \times 200 \text{ kg/cm}^2}{3} + \frac{(200960 \text{ cm}^2 \times 0,65 \text{ kg/cm}^2)}{5} - 9646,08 \text{ kg}$
 $= 351412,053 \text{ kg} = 3514,12 \text{ kN}$

4.9.2 Perhitungan Pondasi Bore Pile

Dalam perencanaan tugas akhir ini, digunakan pondasi bore pile sebagai berikut:

Dimensi tiang bore (D) = 0,8 m

Kedalaman tiang (h) = 8 m

$P_u = 6100,67 \text{ kN} = 61,0067 \text{ ton}$ (Hasil SAP2000)

$M_x = 347,41 \text{ kN.m} = 3,474 \text{ ton}$ (Hasil SAP2000)

- Jumlah Tiang Bore yang Dibutuhkan

$$n_p = \frac{P_u}{Q_a} = \frac{6100,67 \text{ kN}}{3514,12 \text{ kN}} = 1,73 \approx 2 \text{ tiang.}$$

Keterangan :

N_p = jumlah tiang

P_u = gaya vertikal terbesar

Q_{sp} = kemampuan satu tiang bore

- Jarak Antar Tiang Bore

- Syarat jarak tiang (jarak antar as tiang)

$$2,5 D_{\text{tiang}} < s < 3 D_{\text{tiang}}$$

$$2,5 \times 0,80 < s < 3 \times 0,80 \text{ m}$$

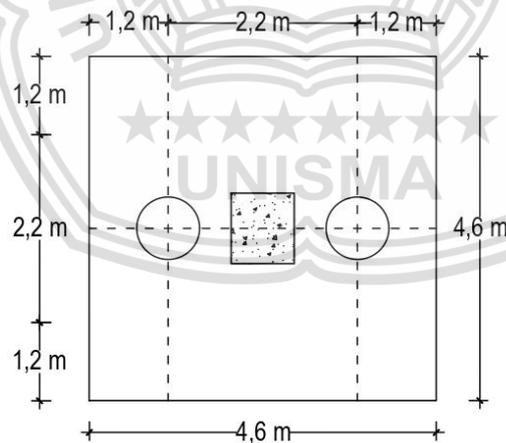
$$2 \text{ m} < s < 2,4 \text{ m} \quad \text{diambil nilai } s = 2,2 \text{ m}$$

- Syarat jarak as tiang ke tepi

$$s > 1,25 D_{\text{tiang}}$$

$$s > 1,25 \times 0,80 \text{ m}$$

$$s > 1 \text{ m} \quad \text{diambil nilai } s = 1,2 \text{ m}$$



Gambar 4.69 Peletakan tiang pondasi bore pile

- Efisiensi Kelompok Tiang Bore

Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code AASHTO* adalah sebagai berikut:

$$\text{Eff} = 1 - \frac{\theta}{90^\circ} \left[\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{m \times n} \right]$$

Keterangan :

m = Jumlah tiang dalam baris = 1

n = Jumlah tiang dalam kolom = 2

$D_{\text{tiang}} = 0,80 \text{ m}$

S = 2,2 m

$$\theta = \text{arc tan } \frac{D}{s} = \text{arc tan } \frac{0,80}{2,2} = 19,983^\circ$$

Maka :

$$\begin{aligned} \text{Eff} &= 1 - \frac{19,983^\circ}{90^\circ} \left[\frac{(2-1) \times 1 + (1-1) \times 2}{1 \times 2} \right] \\ &= 0,889 = 88,9 \% \end{aligned}$$

Maka daya dukung vertical kelompok tiang adalah :

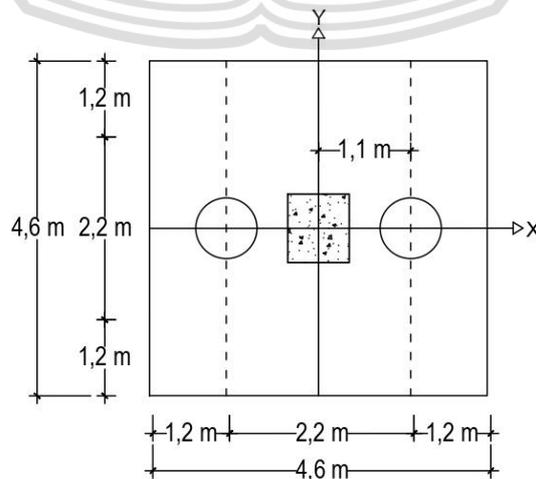
$$Q_g = \text{Eff kelompok tiang} \times n \text{ tiang} \times Q_a$$

$$Q_g = 0,888 \times 2 \times 3514,12 = 6247,99$$

$$Q_g = 6247,99 \text{ kN} > P_u = 6100 \text{ kN (Aman)}$$

- **Beban Maksimum Tiang Pada Kelompok Tiang Bore**

Kelompok tiang yang menerima beban P dan momen yang bekerja pada dua arah seperti yang dilihat pada Gambar 4.71 maka dapat dihitung beban maksimum tiang sebagai berikut :



Gambar 70 Distribusi momen pada pile cap

Diketahui:

$$- x_{max} = 1,1 \text{ m}$$

$$- \Sigma x^2 = m \times n \times (x_{max}^2) \\ = 1 \times 2 \times (1,1^2) = 2,42$$

$$P \text{ max} = \frac{Pu}{n} + \frac{Mx \cdot X_{max}}{n \cdot \Sigma x^2} \\ = \frac{6100,67}{2} + \frac{347,41 \times 1,1}{2 \times 2,42} \\ = 3129,29 \text{ kN} < Q_a = 3514,12 \text{ kN} \dots (\text{OK})$$

4.9.3 Perencanaan *Pile Cap* K1

Untuk memikul suatu beban kolom yang cukup berat, terkadang tidak cukup apabila hanya digunakan satu buah tiang pancang saja. Dua atau lebih tiang pancang digunakan untuk memikul satu buah beban kolom. Guna menyatukan tiang pancang yang jumlahnya lebih dari satu itu, maka diperlukan suatu struktur *pile cap* yang fungsinya untuk mendistribusikan beban dari kolom ke masing-masing tiang pancang.

Spesifikasi perencanaan *pile cap* di kolom K1 yang akan digunakan dalam perencanaan sebagai berikut :

- Dimensi *pile cap* (B x L) : 4400 mm x 4400 mm
- Tinggi rencana *pile cap* (h) : 1000 mm
- Mutu beton (f_c') : 29,05 MPa (K-350)
- Mutu tulangan baja (f_y) : 400 MPa

Sebagai perencanaan awal, maka digunakan tinggi efektif penampang rencana ($d_{rencana}$).

$$d_{rencana} = h_{pile \text{ cap}} - \text{selimut beton rencana} (d') - \frac{1}{2} D_{tulangan \text{ rencana}} \\ = 1000 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - \frac{1}{2} (22 \text{ mm}) \\ = 914 \text{ mm}$$

4.9.3.1 Perhitungan dan Kontrol Geser

Perhitungan gaya geser pada *pile cap* didasarkan pada asumsi bahwa reaksi dari masing-masing tiang bore terpusat pada pusat berat penampang tiang pancang (SNI 2847:2013 Pasal 15.2.3).

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{a_s \cdot d}{b_w} + 2\right) \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Dimana:

$$\lambda = 1, \text{ untuk beton normal}$$

$$\beta = \text{Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom}$$

$$= \frac{500}{500} = 1$$

$$a_s = 40, \text{ untuk kolom tengah}$$

$$b_w = \text{Keliling penampang kritis}$$

$$b_w = 4400 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (beton normal)}$$

Gaya geser ultimit yang diterima oleh *pile cap* mampu ditahan oleh kuat geser nominal beton. Sehingga besar kuat geser nominal yang mampu ditahan oleh beton dihitung sebagai berikut:

$$P_{\max} = 3129,29 \text{ kN}$$

$$n_{\text{tiang bor}} = 2$$

$$V_{\text{ultimit}} = n_{\text{tiang bor}} \times P_{\max}$$

$$= 2 \times 3129,29 \text{ kN} = 6258,58 \text{ kN}$$

Pada Kolom K1 grid *pile cap* menopang kolom 800 mm x 900 mm dengan $a_s = 40$ (kolom dalam/interior).

$$\text{Rasio kolom } (\beta_0) = \frac{\text{sisi terpanjang kolom}}{\text{sisi terpendek kolom}} = \frac{900 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 1,12$$

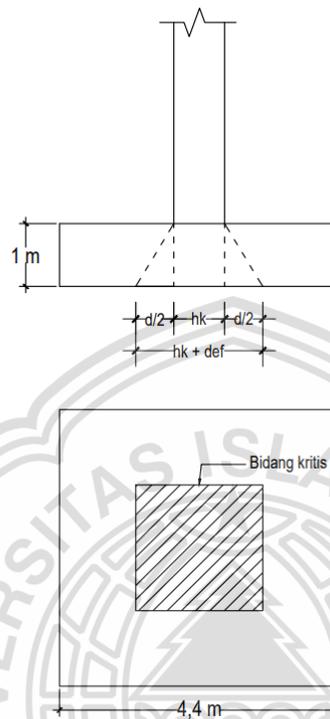
$$d_{\text{rencana}} = 914 \text{ mm}$$

$$b_k = b_{\text{kolom}} + d_{\text{rencana}} = 800 \text{ mm} + 914 \text{ mm} = 1714 \text{ mm}$$

$$h_k = h_{\text{kolom}} + d_{\text{rencana}} = 900 \text{ mm} + 914 \text{ mm} = 1814 \text{ mm}$$

$$\text{Keliling daerah kritis } (b_0) = 2 \times (b_k + h_k)$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times (1714 \text{ mm} + 1814 \text{ mm}) \\
 &= 7056 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.71 Daerah kritis dari kolom ke *pile cap*

Maka besar gaya nominal beton *pile cap* adalah nilai terkecil dari tiga persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_0}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{1,12}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{29,05} \cdot 7056 \text{ mm} \cdot 914 \text{ mm} \cdot (10^{-3}) \\
 &= 16414,37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c2} &= 0,083 \cdot \left(\frac{a_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\
 &= 0,083 \cdot \left(\frac{40 (914)}{7056} + 2\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{29,05} \cdot 7056 \text{ mm} \cdot 914 \text{ mm} \cdot (10^{-3}) \\
 &= 20718,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\
 &= 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{29,05} \cdot 7056 \text{ mm} \cdot 914 \text{ mm} \cdot (10^{-3}) \\
 &= 11470,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

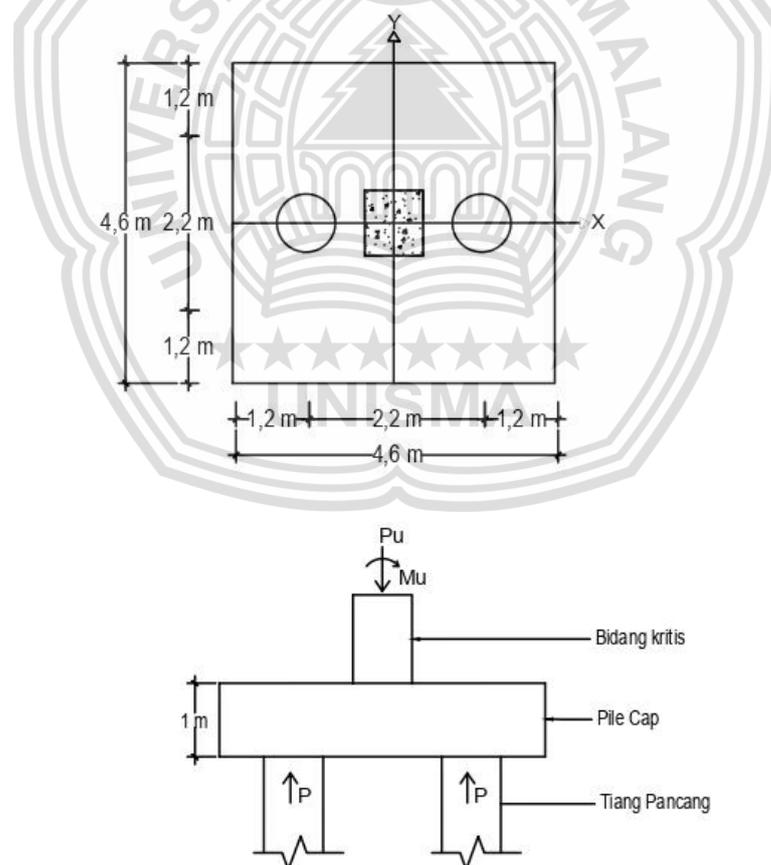
Dari perhitungan di atas, diperoleh nilai terkecil sebesar $V_{c3} = 11470,75 \text{ kN}$, sehingga gaya geser nominal beton *pile cap* adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \emptyset.V_c &= 0,75 \times 11470,75 \text{ kN} \\ &= 8603,06 \text{ kN} > V_u = 6258,58 \text{ kN} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Maka gaya geser nominal beton *pile cap* mampu menahan gaya geser ultimit beton, sehingga tidak diperlukan tulangan geser.

4.9.4 Perhitungan Tulangan Longitudinal

Tulangan longitudinal yang dibutuhkan *pile cap* dihitung untuk setiap jarak 1 m lebar *pile cap* ($b_w = 1000 \text{ mm}$). Desain penulangan *pile cap* menggunakan nilai momen lentur yang diambil dari reaksi tiang bor (*bore pile*) terhadap muka kolom (Setiawan, 2013).



Gambar 4.72 Lokasi momen lentur di muka kolom pada penampang *pile cap*

- Direncanakan Arah X dengan Berat *pile cap* per 1 m

$$q_u = L \times h_{rencana} \times b_j \cdot \text{beton}$$

$$= 4,6 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 110,4 \text{ kN/m}$$

Momen ultimit yang bekerja pada *pile cap* adalah

$$M_u \text{ arah X} = (n_x \cdot P_{maks} \cdot X_{max}) - (1/2 \cdot q_u \cdot x^2)$$

$$= (1 \times 3129,29 \times 1,1) - (1/2 \times 110,4 \times 1,9^2)$$

$$= 3242,94 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ tiap 1 m} = \frac{Mu}{L} = \frac{3242,94 \text{ kN.m}}{4,6 \text{ m}} = 704,98 \text{ kN.m}$$

$$d_{rencana} = h_{pile \text{ cap}} - \text{selimut beton rencana } (d') - 1/2 D_{tulangan \text{ rencana}}$$

$$= 1000 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - 1/2 (22 \text{ mm})$$

$$= 914 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{704,98 \cdot (10^6)}{0,90 \times (1000) \times (914)^2} = 0,938$$

$$m = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{R_n}{0,85 \cdot f'_c}}$$

$$= 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{0,938}{0,85 (29,05)}}$$

$$= 0,0344$$

$$\rho = m \frac{f'_c}{f_y} = 0,0344 \left(\frac{29,05}{400} \right) = 0,0025$$

Rasio Tulangan Maksimum :

Berdasarkan SNI 2847-2019 Tabel 22.2.2.4.3, untuk $28 \text{ MPa} < f'_c = 29,05 \text{ MPa} < 55 \text{ Mpa}$.

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (29,05 - 28)}{7} = 0,8425$$

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

$$= \frac{0,85 \times (29,05)}{400} \times (0,8425) \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0312$$

Untuk penampang terkendali tarik:

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0312 = 0,0234$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho = 0,0025 < \rho_{\min} = 0,0035 < \rho_{\max} = 0,0234 \rightarrow \text{dipakai } \rho_{\min} = 0,0035$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d_{\text{renc}} = 0,0035 \times 1000 \times 914 = 3199 \text{ mm}^2$$

Dari kebutuhan luasan minimum tulangan di atas, maka digunakan tulangan D22

– 100 dengan luasan tulangan $A_{s \text{ aktual}} = 3801 \text{ mm}^2$.

$$\begin{aligned} d_{\text{pakai}} &= h_{\text{pile cap}} - \text{selimut beton } (d_c) - \frac{1}{2} \phi_{\text{tulangan}} \\ &= 1000 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - \frac{1}{2} (22 \text{ mm}) \\ &= 914,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kontrol kapasitas momen terhadap momen ultimit:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{3801 \times 400}{0,85 \times (29,05) \times 1000} = 61,5 \text{ mm}$$

Syarat : $\phi \cdot M_n > M_u$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = (3801) \times (400) \times \left(914 - \frac{61,5}{2} \right) \times (10^{-6}) \\ &= 1342,84 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 1342,84 = 1208,55 \text{ kN.m} \geq M_u = 704,98 \text{ kN.m} \dots \text{OKE}$$

Maka disimpulkan bahwa kebutuhan tulangan D22–100 mampu menahan gaya momen ultimit akibat beban aksial kolom yang bekerja pada *pile cap*.

- Arah Y dengan Berat *pile cap* per 1 m

$$\begin{aligned} q_u &= B \times h_{\text{rencana}} \times b_j \cdot \text{beton} \\ &= 4,6 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 110,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Momen ultimit yang bekerja pada *pile cap* adalah

$$\begin{aligned} M_u \text{ arah X} &= (n_x \cdot P_{\text{maks}} \cdot X_{\text{max}}) - (1/2 \cdot q_u \cdot x^2) \\ &= (1 \times 3129,29 \times 1,1) - (1/2 \times 110,4 \times 1,9^2) \\ &= 3242,94 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_u \text{ tiap } 1 \text{ m} = \frac{Mu}{B} = \frac{3242,94 \text{ kN.m}}{4,6\text{m}} = 704,98 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{rencana}} &= h_{\text{pile cap}} - \text{selimut beton rencana } (d') - \frac{1}{2} D_{\text{tulangan rencana}} \\ &= 1000 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - \frac{1}{2} (22 \text{ mm}) \\ &= 914 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{704,98 \cdot (10^6)}{0,90 \times (1000) \times (914)^2} = 0,938$$

$$\begin{aligned} m &= 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \\ &= 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{0,938}{0,85 (29,05)}} \\ &= 0,0344 \end{aligned}$$

$$\rho = m \frac{f'_c}{f_y} = 0,0344 \left(\frac{29,05}{400} \right) = 0,0025$$

Rasio Tulangan Maksimum :

Berdasarkan SNI 2847-2019 Tabel 22.2.2.4.3, untuk $28 \text{ MPa} < f'_c = 29,05 \text{ MPa} < 55 \text{ Mpa}$.

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (29,05 - 28)}{7} = 0,8425$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \beta_1 \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times (29,05)}{400} \times (0,8425) \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0312 \end{aligned}$$

Untuk penampang terkendali tarik:

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0312 = 0,0234$$

Rasio Tulangan Minimum :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Pemeriksaan rasio tulangan tarik :

$$\rho = 0,0025 < \rho_{\min} = 0,0035 < \rho_{\max} = 0,0234 \rightarrow \text{dipakai } \rho_{\min} = 0,0035$$

Luas tulangan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d_{\text{renc}} = 0,0035 \times 1000 \times 914 = 3199 \text{ mm}^2$$

Dari kebutuhan luasan minimum tulangan di atas, maka digunakan tulangan D22 – 100 dengan luasan tulangan $A_{s \text{ aktual}} = 3801 \text{ mm}^2$.

$$\begin{aligned} d_{\text{pakai}} &= h_{\text{pile cap}} - \text{selimut beton } (d_c) - \frac{1}{2} \text{Ø}_{\text{tulangan}} \\ &= 1000 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - \frac{1}{2} (22 \text{ mm}) \\ &= 914,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kontrol kapasitas momen terhadap momen ultimit:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{3801 \times 400}{0,85 \times (29,05) \times 1000} = 61,5 \text{ mm}$$

Syarat : $\phi \cdot M_n > M_u$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = (3801) \times (400) \times \left(914 - \frac{61,5}{2} \right) \times (10^{-6}) \\ &= 1342,84 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,90 \times 1342,84 = 1208,55 \text{ kN.m} \geq M_u = 704,98 \text{ kN.m} \dots \text{ OKE}$$

Maka disimpulkan bahwa kebutuhan tulangan D22–100 mampu menahan gaya momen ultimit akibat beban aksial kolom yang bekerja pada *pile cap*.

4.9.4 Perencanaan Pondasi Tiang Bor (*Bore Pile*)

Perencanaan pondasi tiang bor (*bored pile*) adalah untuk mengetahui dimensi tulangan longitudinal dan tulangan spiral yang digunakan untuk memikul gaya-gaya yang terjadi pada pondasi tiang bor. Tahapan perencanaan penulangan pondasi tiang bor sendiri memiliki cara yang mirip seperti perencanaan penulangan kolom beton bertulang berpenampang lingkaran.

Spesifikasi pondasi tiang bor (*bored pile*) yang akan digunakan dalam perencanaan pondasi tiang bor pada K1 sebagai berikut :

Diameter <i>bored pile</i> (D)	: 0,8 m = 800 mm
Beban maksimum tiang (P_{\max})	: 3129,29 kN
Momen yang terjadi (M_u)	: 347,41 kN.m
Mutu beton (f'_c)	: 29,05 MPa (K-350)
Mutu tulangan baja (f_y)	: 400 MPa

4.9.4.1 Perencanaan Tulangan Longitudinal

Berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 10.6.1.1, luas tulangan struktur komponen diambil antara $0,01A_g$ hingga $0,08A_g$

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times (800 \text{ mm})^2$$

$$= 502400 \text{ mm}^2$$

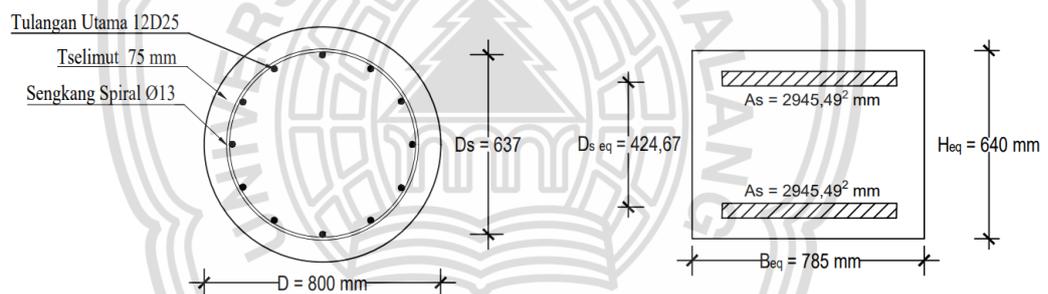
$$A_{st \text{ rencana}} = \rho \cdot A_g \text{ (diambil } \rho = 0,01)$$

$$= 0,01 \times (502400 \text{ mm}^2)$$

$$= 5024,00 \text{ mm}^2$$

Dicoba menggunakan tulangan 12D25 dengan $A_{st} = 5890,49 \text{ mm}^2$

Analisa tulangan penampang lingkaran perlu diekivalenkan menjadi penampang persegi guna menentukan eksentrisitas dalam keadaan seimbang (*balance*).



Gambar 4.73 Penampang tiang bor serta penampang persegi

$$\text{Tipe tulangan spiral} = D-13 \text{ (BJTS-420B)}$$

$$\text{Selimut beton (} d_c \text{)} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi ekuivalen (} h_{eq} \text{)} = 0,8 \cdot D_{\text{tiang bor}} = 0,8 \times (800 \text{ mm}) = 640,00 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar ekuivalen (} b_{eq} \text{)} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{0,8 D_{\text{tiang bor}}} = \frac{A_g}{h_{eq}} = \frac{502400 \text{ mm}^2}{640 \text{ mm}} = 785,00 \text{ mm}$$

$$D_s = D_{\text{tiang bor}} - 2d_c - D_{\text{spiral}} = 800 \text{ mm} - (2 \times 75 \text{ mm}) - 13 \text{ mm}$$

$$= 637,00 \text{ mm}$$

$$D_{s \text{ eq}} = \frac{2}{3} D_s = \frac{2}{3} \times (637,00 \text{ mm}) = 424,67 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = \frac{1}{2} A_{st} = \frac{1}{2} \times (5890,49 \text{ mm}^2) = 2945,24 \text{ mm}^2$$

Pemeriksaan P_{nb} terhadap P_u perlu dilakukan untuk mengetahui kondisi tiang termasuk dalam kategori tiang dengan eksentrisitas besar atau kecil.

$$d_{eq} = D_{s\ eq} + \frac{h_{eq} - D_{s\ eq}}{2}$$

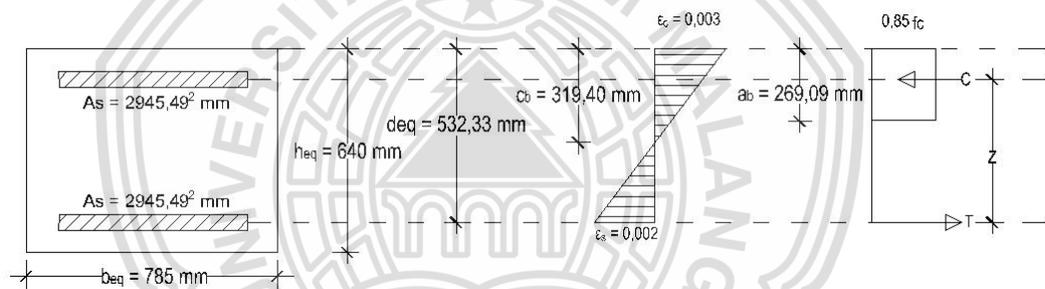
$$= 424,67 \text{ mm} + \frac{640 \text{ mm} - 424,67 \text{ mm}}{2} = 532,33 \text{ mm}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq} = \frac{600}{600 + 400} \times 532,33 \text{ mm} = 319,40 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2019 Tabel 22.2.2.4.3, untuk $28 \text{ MPa} < f_c' = 29,05 \text{ MPa} < 55 \text{ MPa}$,

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(29,05 - 28)}{7} = 0,8425$$

$$a_b = \beta_1 \times c_b = 0,8425 \times 319,40 \text{ mm} = 269,09 \text{ mm}$$



Gambar 4.74 Diagram tegangan-regangan penampang persegi

Kontrol regangan tarik baja :

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_c \left(c_b \frac{h_{eq} - D_{s\ eq}}{2} \right)}{c_b} = \frac{0,003 \left(319,40 \text{ mm} \cdot \frac{640 \text{ mm} - 424,67 \text{ mm}}{2} \right)}{319,40 \text{ mm}} = 0,0020$$

$$f_s' = E_s \times \epsilon_s' = 200000 \text{ MPa} \times 0,0020$$

$$= 397,75 \text{ MPa} \leq f_y = 400 \text{ MPa}$$

Karena $f_s' < f_y$, maka perhitungan selanjutnya digunakan $f_s' = 393,70 \text{ MPa}$.

Sehingga :

$$P_{nb} = (0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b_{eq}) + (A_s' \cdot f_s') - (A_s \cdot f_y)$$

$$= [(0,85 \times 29,05 \times 269,09 \times 785) + (2945,24 \times 397,75) - (2945,24 \times 400)] \times 10^{-3}$$

$$= 5209,38 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ub} &= (0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b_{eq}) \times (\frac{1}{2} h_{eq} - \frac{1}{2} a_b) + (A_s' \cdot f_s') \times (\frac{1}{2} h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{Seq}}{2}) \\
 &\quad + (A_s \cdot f_y) \times (d_{eq} - \frac{1}{2} h_{eq}) \\
 &= [(0,85 \times 29,05 \times 269,09 \times 785) \times (\frac{1}{2} \cdot 640 - \frac{1}{2} \cdot 269,09) + [(2945,24 \times \\
 &\quad 397,75) \times (\frac{1}{2} \cdot 640 - \frac{640 - 424,67}{2})] + [(2945,24 \times 400) \times (532,33 - \frac{1}{2} \\
 &\quad \times 640)] \times 10^{-6} \\
 &= 1466,21 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Besar eksentrisitas yang terjadi pada penampang tiang bor terhadap pusat plastis :

$$\begin{aligned}
 e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{nb}} = \frac{1466,21 \text{ kN.m}}{5209,38 \text{ kN}} = 0,28145 \text{ m} = 281,45 \text{ mm} \\
 e &= \frac{M_u}{P_{max}} = \frac{347,41 \text{ kN.m}}{3129,29 \text{ kN}} = 0,11101 \text{ m} = 111,01 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$e_b = 281,45 \text{ mm} > e = 111,01 \text{ mm}$$

Karena $e_{nb} > e$, maka tiang bor mengalami keruntuhan dengan hancur tekan yang lebih menentukan.

Pemeriksaan kekuatan penampang dilakukan dengan menggunakan persamaan Whitney dengan kekuatan hancur tekan menentukan untuk berpenampang lingkaran.

$$\begin{aligned}
 P_n &= \frac{A_s \cdot f_y}{\frac{3 \cdot e}{D_s} + 1,0} + \frac{A_g \cdot f_c'}{\frac{9,6 \cdot h \cdot e}{(0,8 \cdot h) + (0,67 \cdot D_s)^2} + 1,18} \\
 &= \frac{(5890,49 \times 400)}{\frac{(3 \times 111,01)}{637} + 1,0} + \frac{(502654,82 \times 29,05)}{\frac{(9,6 \times 800 \times 111,01)}{((0,8 \times 800) + (0,67 \times 637))^2} + 1,18} (10^{-3}) \\
 &= 9116,22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan $\emptyset = 0,75$ untuk penggunaan sengkang spiral

$$\begin{aligned}
 \emptyset \cdot P_n &= 0,75 \times 9116,89 \text{ kN} \\
 &= 6837,16 \text{ kN} \geq P_u = 3129,29 \text{ kN} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Dengan demikian, penampang tiang bor (*bored pile*) tersebut memenuhi persyaratan sehingga dapat digunakan untuk menopang beban struktur pada K1.

4.9.4.2 Perencanaan Tulangan Spiral

Untuk perencanaan tulangan spiral pada pondasi tiang bor (*bored pile*) Grid K1 Grid C-8, dicoba tulangan berdiameter 13 mm dengan mutu tulangan $f_y = 420$ MPa

$$\begin{aligned} D_c &= D_{\text{tiang bor}} - 2d_c \\ &= 800 \text{ mm} - (2 \times 75 \text{ mm}) \\ &= 650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{tiang bor}}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times (800 \text{ mm})^2 \\ &= 502400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_c^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times (650 \text{ mm})^2 \\ &= 331662,50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

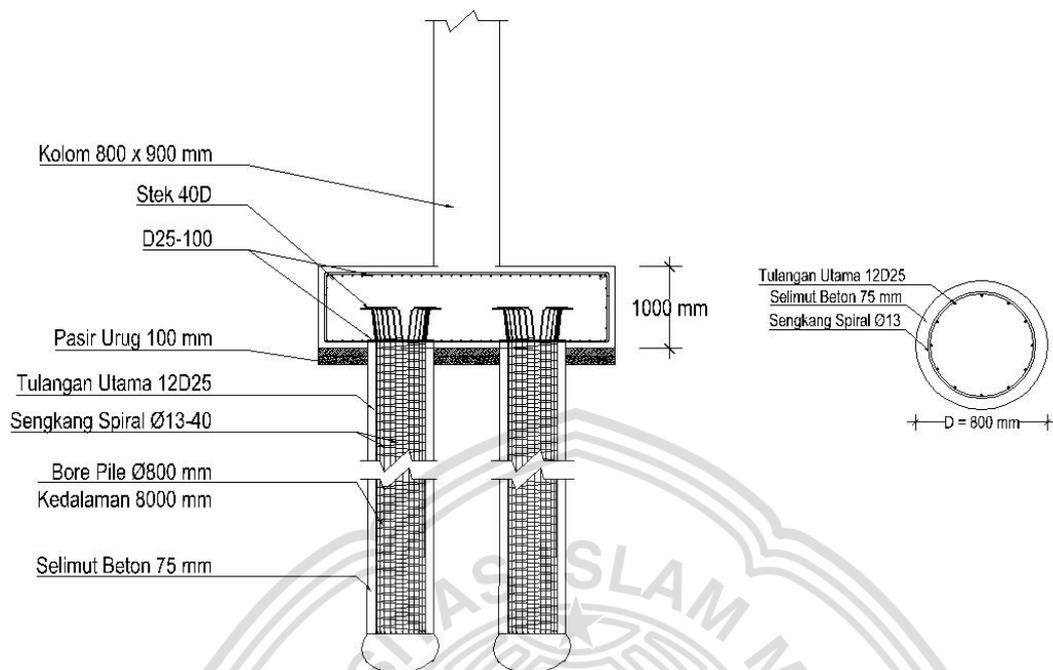
$$\begin{aligned} \rho_s &= 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_{c'}}{f_y} \\ &= 0,45 \times \left(\frac{502400}{331662,50} - 1 \right) \times \frac{29,05}{400} \\ &= 0,0168 \end{aligned}$$

Sedangkan jarak antar spiral dihitung sebagai berikut

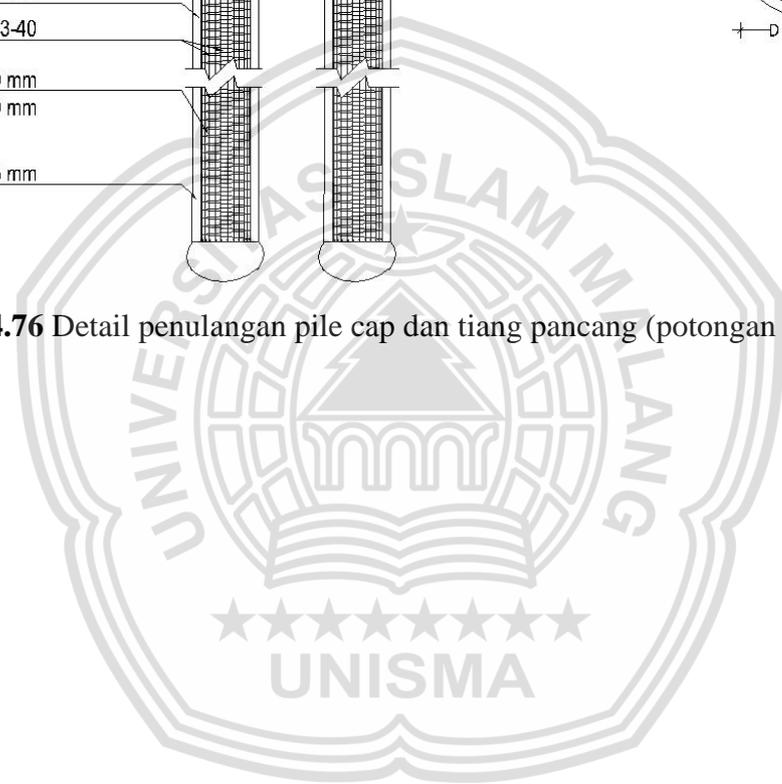
$$\begin{aligned} a_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_s^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times (13 \text{ mm})^2 \\ &= 132,67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{a_s \cdot \pi \cdot D_c}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_c^2 \cdot \rho_s} \\ &= \frac{132,67 \times 3,14 \times 650}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 650^2 \cdot 0,0168} = 42,9 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan spiral dengan ukuran D13–40 mm



Gambar 4.76 Detail penulangan pile cap dan tiang pancang (potongan A-A)



BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perencanaan dan analisis perhitungan pada Gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang yang menggunakan Struktur Portal dan Pelat Lantai Beton Pracetak. Maka penulis dapat menyimpulkan sebagai berikut:

1. Pembebanan yang terjadi pada struktur portal pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang adalah, berat total beban minimum yang terjadi adalah 3160,51 kN dan berat total maksimum adalah 6100,67 kN.
2. Hasil perhitungan dimensi pelat atap dan lantai pracetak didapatkan tebal 8 cm, tebal topping tebal 4 cm, dan total tebal pelat 12 cm.
3. Hasil perhitungan panjang penyaluran pelat pracetak pada sistem sambungan pelat dan balok adalah 250 mm.
4. Hasil perhitungan dimensi balok induk memanjang didapatkan 45/85 cm, dimensi balok induk melintang 35/70 cm dan dimensi balok anak memanjang 30/55 cm, dimensi balok anak melintang 15/25 cm.
5. Hasil perhitungan dimensi kolom k1 80/90 cm, k2 70/80 cm, k1 50/50 cm dan k4 40/40 cm.
6. Untuk perencanaan pondasi, digunakan pondasi tiang pancang bore pile berdiameter 80 cm, dan jumlah tiang 2 buah pada satu *pile cap* dalam kedalaman 8 m dengan menggunakan tulangan 12D25. Ukuran dimensi *pile cap* 400 cm x 400 cm dan tinggi 100 cm dengan kebutuhan tulangan D22 – 100.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan oleh penulis terkait Studi Alternatif Perencanaan Struktur Portal Dan Pelat Lantai Beton Pracetak Pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang diantaranya:

1. Diperlukan kecermatan dalam perencanaan maupun pelaksanaan, sehingga elemen-elemen tidak retak/rusak dalam pemasangannya. Karena sambungan antar elemen beton pracetak tentu tidak monolit.
2. Harus pengembangan beton pracetak telah tercetak secara utuh atau keseluruhan, sehingga tinggal memasang dilapangan dan tidak memerlukan tambahan beton cor di tempat atau topping.
3. Sebelum melakukan perencanaan dengan beton pracetak sebaiknya menghitung rencana anggaran biaya (RAB) terlebih dahulu. Karena beton pracetak memerlukan investasi awal yang besar, mulai dari alat-alat transportasi dan montasi yang harus dimpor.
4. Untuk penggunaan program analisa struktur seperti *SAP 2000* dan program analisa lain, perlu dipelajari untuk mempermudah perhitungan dan untuk pembebanan harus diinput secara baik-baik karena akan mempengaruhi pembebanan pada gedung.



DAFTAR PUSTAKA

- Juliafad, E., 2019, *Struktur Rangka Beton Bertulang, Pracetak dan Prategang*, Penerbit CV IRDH, Purwokerto.
- McComac, Jack C., 2004, *Desain Beton Bertulang Jilid 2 Edisi Kelima*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Pamungkas, A., & Harianti, E., 2018, *Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*, Penerbit Andi Offset, Yogyakarta.
- Rumbayan, R., & Tenda E, J., 2019, *Struktur Beton Gedung Lanjutan*, Penerbit Cetakan Pertama Polimdo Press, Manado.
- Setiawan, A., 2016, *Perancangan Struktur Beton Bertulang Jilid 2 Edisi Kelima*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Suprpto, Bambang. (2020). *Studi Alternatif Perencanaan Dengan Metode Komposit Gedung Fisip Universitas Muhammadiyah Sidoarjo. Jurnal Rekayasa Sipil (e-journal)*, 8(6), 464-474
- SNI 7833-2012, *Tata Cara Perancangan Struktur Beton Pracetak dan Prategang Untuk Bangunan Gedung*, Badan Standar Nasional Indonesia, Jakarta.
- SNI 1726-2012, *Tata Cara Perencanaan ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*, Badan Standar Nasional Indonesia, Jakarta.
- SNI 2847-2013, *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*, Badan Standar Nasional Indonesia, Jakarta.
- SNI 1727-2013, *Beban Minimum Untuk Perencanaan Gedung dan Struktur lain*, Badan Standar Nasional Indonesia, Jakarta.
- Hardiyatmo, 2015, *Analisis dan Perancangan Fondasi II*.

LAMPIRAN



Gambar 1 kondisi lokasi ketika pekerjaan
(sumber : dokumentasi pribadi 2021)



Gambar 3.5 kondisi lokasi ketika pekerjaan
(sumber : dokumentasi pribadi 2021)

BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perencanaan dan analisis perhitungan pada Gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang yang menggunakan Struktur Portal dan Pelat Lantai Beton Pracetak. Maka penulis dapat menyimpulkan sebagai berikut:

1. Pembebanan yang terjadi pada struktur portal pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang adalah, berat total beban minimum yang terjadi adalah 3160,51 kN dan berat total maksimum adalah 6100,67 kN.
2. Hasil perhitungan dimensi pelat atap dan lantai pracetak didapatkan tebal 8 cm, tebal topping tebal 4 cm, dan total tebal pelat 12 cm.
3. Hasil perhitungan panjang penyaluran pelat pracetak pada sistem sambungan pelat dan balok adalah 250 mm.
4. Hasil perhitungan dimensi balok induk memanjang didapatkan 45/85 cm, dimensi balok induk melintang 35/70 cm dan dimensi balok anak memanjang 30/55 cm, dimensi balok anak melintang 15/25 cm.
5. Hasil perhitungan dimensi kolom k1 80/90 cm, k2 70/80 cm, k1 50/50 cm dan k4 40/40 cm.
6. Untuk perencanaan pondasi, digunakan pondasi tiang pancang bore pile berdiameter 80 cm, dan jumlah tiang 2 buah pada satu *pile cap* dalam kedalaman 8 m dengan menggunakan tulangan 12D25. Ukuran dimensi *pile cap* 400 cm x 400 cm dan tinggi 100 cm dengan kebutuhan tulangan D22 – 100.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan oleh penulis terkait Studi Alternatif Perencanaan Struktur Portal Dan Pelat Lantai Beton Pracetak Pada gedung Malang Creative Center (MCC) Kota Malang diantaranya:

1. Diperlukan kecermatan dalam perencanaan maupun pelaksanaan, sehingga elemen-elemen tidak retak/rusak dalam pemasangannya. Karena sambungan antar elemen beton pracetak tentu tidak monolit.
2. Harus pengembangan beton pracetak telah tercetak secara utuh atau keseluruhan, sehingga tinggal memasang dilapangan dan tidak memerlukan tambahan beton cor di tempat atau topping.
3. Sebelum melakukan perencanaan dengan beton pracetak sebaiknya menghitung rencana anggaran biaya (RAB) terlebih dahulu. Karena beton pracetak memerlukan investasi awal yang besar, mulai dari alat-alat transportasi dan montasi yang harus dimpor.
4. Untuk penggunaan program analisa struktur seperti *SAP 2000* dan program analisa lain, perlu dipelajari untuk mempermudah perhitungan dan untuk pembebanan harus diinput secara baik-baik karena akan mempengaruhi pembebanan pada gedung.





DAFTAR PUSTAKA

- Juliafad, E., 2019, *Struktur Rangka Beton Bertulang, Pracetak dan Prategang*, Penerbit CV IRDH, Purwokerto.
- McComac, Jack C., 2004, *Desain Beton Bertulang Jilid 2 Edisi Kelima*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Pamungkas, A., & Harianti, E., 2018, *Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*, Penerbit Andi Offset, Yogyakarta.
- Rumbayan, R., & Tenda E, J., 2019, *Struktur Beton Gedung Lanjutan*, Penerbit Cetakan Pertama Polimdo Press, Manado.
- Setiawan, A., 2016, *Perancangan Struktur Beton Bertulang Jilid 2 Edisi Kelima*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Suprpto, Bambang. (2020). *Studi Alternatif Perencanaan Dengan Metode Komposit Gedung Fisip Universitas Muhammadiyah Sidoarjo. Jurnal Rekayasa Sipil (e-journal)*, 8(6), 464-474
- SNI 7833-2012, *Tata Cara Perancangan Struktur Beton Pracetak dan Prategang Untuk Bangunan Gedung*, Badan Standar Nasional Indonesia, Jakarta.
- SNI 1726-2012, *Tata Cara Perencanaan ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*, Badan Standar Nasional Indonesia, Jakarta.
- SNI 2847-2013, *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*, Badan Standar Nasional Indonesia, Jakarta.
- SNI 1727-2013, *Beban Minimum Untuk Perencanaan Gedung dan Struktur lain*, Badan Standar Nasional Indonesia, Jakarta.
- Hardiyatmo, 2015, *Analisis dan Perancangan Fondasi II*.

